

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider -Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Réf :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Géomécanique et Ouvrages en Interaction

**Analyse probabiliste et numérique de la capacité portante des
fondations superficielles**

Présentée par:

Narimane Brahmi

Soutenue publiquement le 30/01/2020

Devant le jury composé de :

MABROUKI Abdelhak	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
MESSAMEH Abdelhamid	Maitre de Conférences 'A'	Co-rapporteur	Université de Biskra
GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Président	Université de Biskra
MESSAST Salah	Professeur	Examineur	Université de Skikda
DEMAGH Rafik	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Batna

À mes chers parents

À mes frères et mes sœurs

À mon mari et sa famille

À mes amis

Remerciements

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

Je tiens à adresser mes sincères remerciements et mon grand respect à mon directeur de thèse Mr. Abdihak MABROUKI, Professeur à l'Université de Biskra de m'avoir encouragé, soutenu et orienté pour la réalisation de ce travail. Je le remercie encore très vivement pour son encadrement et son aide.

Je tiens à remercier très sincèrement Mr. Abdelhamid MESSAMEH, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, pour son co-encadrement et ses conseils qui ont grandement facilité mon travail.

Je souhaite exprimer également ma reconnaissance à Dr. Mohamed Younes Ouahab pour les conseils très précieux et les orientations qu'il m'a présentés pour faire avancer mon travail.

J'adresse mes remerciements également à Pr. Kristian Krabbenhoft, professeur à l'Université de Liverpool, pour m'avoir accueillie au sein de l'Université de Liverpool et pour ses conseils et orientations afin de réaliser ce travail.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury Mr. Abdelhamid GUETTALA, Professeur à l'Université de Biskra qui a accepté de juger ce travail.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude aux membres du jury Mr. Salah MESSAST, Professeur à l'Université de Skikda et Mr. Rafik DEMAGH, Maître de Conférences à l'Université de Batna pour leurs lectures critiques du manuscrit.

Je tiens à remercier les responsables du laboratoire de recherche de génie civil (LRGC) Biskra pour leur aide et pour leur soutien pendant nos années de recherche au sein du laboratoire.

Je remercie spécialement Mr. Nouh Abibsi de m'avoir soutenue moralement parce que sans lui rien n'aurait été possible.

Et enfin à ma famille et tous mes amis, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

La capacité portante des fondations superficielles est un sujet important dans le domaine de la mécanique des sols. De nombreuses méthodes déterministes ont été proposées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, en supposant des propriétés uniformes du sol. Cependant, le sol est un matériau hétérogène avec des caractéristiques mécaniques et physiques variable, ce qui entraîne l'incertitude des résultats. Dans le but de prendre en compte la variabilité aléatoire des sols, l'utilisation de la méthode probabiliste est plus raisonnable pour considérer toutes les valeurs possibles des paramètres de sol. L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'analyse numérique et probabiliste du problème de la capacité portante des fondations superficielles. La première partie est consacrée à la présentation d'une recherche bibliographique concernant les méthodes d'analyse probabiliste et une synthèse bibliographique des travaux publiés sur la capacité portante des fondations superficielles en utilisant la méthode probabiliste. Dans la deuxième partie le programme OptumG2 a été adopté pour présenter des contributions à l'analyse numérique et probabiliste. Ainsi, l'approche probabiliste a été appliquée en supposant la variabilité spatiale de la cohésion pour étudier la capacité portante des fondations superficielles sous chargement incliné, reposant sur la surface d'un sol purement cohérent et situées à proximité des pentes, ainsi que la capacité portante des fondations filantes et circulaires reposant sur deux couches d'argile.

Mots clé :

Capacité portante, fondations superficielles, analyse probabiliste, charge inclinée, pente cohérente, modélisation numérique.

Abstract

The bearing capacity of shallow foundations is an important subject in the domain of soil mechanics. Many deterministic methods have been proposed for estimating the bearing capacity of shallow foundations, assuming uniform soil properties. However, soil is a heterogeneous material with varying mechanical and physical characteristics, which causes the uncertainty of results. In order to take into account the random variability of soils, the use of the probabilistic method is more reasonable to consider all possible values of soil parameters. The aim of this thesis is to contribute to the numerical and probabilistic analysis of the bearing capacity problem of shallow foundations. The first part is devoted to the presentation of a bibliographic research concerning methods of probabilistic analysis and a bibliographical synthesis of the published works on the bearing capacity of shallow foundations using the probabilistic method. In the second part, the program OptumG2 has been adopted to present some contributions to the numerical and probabilistic analysis. Thus, the probabilistic approach was applied by assuming the spatial variability of the cohesion to study the bearing capacity of shallow foundations under inclined loading, resting on the surface of a purely cohesive soil and located near slopes, as well as the bearing capacity of strip and circular foundations resting on two layers of clay.

Key words:

Bearing capacity, shallow foundations, probabilistic analysis, inclined load, cohesive slope, numerical modelling.

ملخص

ملخص

تعتبر قدرة تحمل الأساسات السطحية موضوعاً مهماً في مجال ميكانيكا التربة. العديد من الطرق الحتمية كانت قد طرحت سابقاً لتقييم قدرة التحمل للأساسات السطحية، بافتراض خصائص ثابتة للتربة. مع ذلك، فإن التربة مادة غير متجانسة وذات خصائص ميكانيكية وفيزيائية متباينة، مما يؤدي إلى عدم التأكد من النتائج. لأخذ تغيرات خصائص التربة عشوائياً بعين الاعتبار، يعد استخدام الطريقة الاحتمالية أكثر عقلانية لمراعاة جميع القيم الممكنة لخصائص التربة. الهدف من هذه الأطروحة هو المساهمة في التحليل العددي والاحتمالي لمشكلة قدرة تحمل الأساسات السطحية. الجزء الأول مخصص لعرض بحث حول طرق التحليل الاحتمالي وملخص بيبليوغرافي للأعمال المنشورة حول قدرة تحمل الأساسات السطحية باستخدام الطريقة الاحتمالية. في الجزء الثاني، تم اعتماد برنامج OptumG2 لتقديم مساهمات في التحليل العددي والاحتمالي. وبالتالي، تم تطبيق التحليل الاحتمالي من خلال افتراض التغير المكاني لتماسك التربة لدراسة قدرة تحمل الأساسات السطحية الخاضعة لقوى مائلة، والواقعة على سطح تربة متماسكة بالقرب من المنحدرات، وكذلك قدرة تحمل الأساسات المستمرة والدائرية التي تركز على طبقتين من الطين.

الكلمات المفتاحية:

قدرة التحمل، الأساسات السطحية، التحليل الاحتمالي، قوة مائلة، منحدر طيني، النمذجة العددية.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Méthodes déterministes pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles	4
1.1. Introduction	4
1.2. Généralités	5
1.3. Capacité portante des fondations superficielles.....	6
1.4. Théories de la capacité portante des fondations superficielles.....	8
1.4.1. Théorie de la capacité portante de Prandtl	8
1.4.2. Théorie de la capacité portante de Terzaghi (1943).....	9
1.5. Paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles.....	11
1.5.1. Capacité portante des fondations superficielles situées à proximité des pentes	11
1.5.2. Capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné	16
1.5.3. Capacité portante des fondations superficielles sur un sol argileux à deux couches.....	19
1.6. Conclusion.....	21
Chapitre 2 : Méthodes probabilistes pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles	23
2.1. Introduction	23
2.2. Notions de base de la théorie des probabilités.....	24
2.2.1. Caractéristiques principales des variables aléatoires	25
2.2.1.1. La distribution de probabilité et les fonctions de densité de probabilité	25
2.2.1.2. La valeur moyenne.....	26
2.2.1.3. La variance et l'écart type	26
2.2.1.4. Le coefficient de variation	27
2.2.1.5. L'asymétrie.....	27
2.2.1.6. La covariance et le coefficient de corrélation	27
2.2.2. Distribution de probabilité continue utile des variables aléatoires	28

Table des matières

2.2.2.1. La distributions normale et la distribution normale standard	29
2.2.2.2. Les distributions décalées et lognormales standards	30
2.3. Les incertitudes en géotechnique et la théorie des champs aléatoires	31
2.3.1. Sources d’incertitudes liées aux paramètres du sol.....	31
2.3.2. Variabilité spatiale des propriétés du sol	32
2.3.3. Théorie des champs aléatoires	33
2.3.4. Méthode d’expansion «Karhunen-Loeve ».....	33
2.3.5. Méthode Monte Carlo	34
2.3.6. Les caractéristiques probabilistes de la variabilité spatiale des propriétés de sol.....	35
2.4. L’analyse probabiliste.....	36
2.5. Méthodes probabilistes pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles	37
2.5.1. Etude probabiliste de la capacité portante d’une fondation superficielle sous chargement verticale.....	37
2.5.2. Etude probabiliste de la capacité portante d’une fondation superficielle sous chargement combiné.....	47
2.5.3. Etude probabiliste de la capacité portante d’une fondation superficielle située à proximité d’une pente.....	51
2.5.4. Etude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur deux couches d’argile	54
2.6. Conclusion	57
Chapitre 3 : Etude probabiliste d’une fondation filante chargée par une force inclinée centrée et reposant sur un sol horizontal.....	59
3.1. Introduction	59
3.2. Présentation du logiciel OptumG2	60
3.2.1. Théorie de plasticité.....	60
3.2.2. Analyse limite	61
3.2.2.1. Principe de la borne inférieure.....	63
3.2.2.2. Principe de la borne supérieure.....	64
3.2.3. Matériaux	64

Table des matières

3.2.3.1. Mohr-coulomb	64
3.2.3.2. Tresca.....	66
3.3. Etude probabiliste d'une fondation filante reposant sur une surface horizontale et soumise à une charge inclinée centrée.....	68
3.3.1. Présentation du cas étudié.....	69
3.3.2. Procédure de la modélisation numérique.....	69
3.3.3. Résultats et discussion	70
3.3.3.1. Facteur de portance pour une fondation filante chargé verticalement.....	70
3.3.3.2. Effet de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des fondations filantes	74
3.3.4. Mécanisme de rupture.....	76
3.3.5. Conclusions du cas étudié.....	76
3.4. Conclusion.....	77
Chapitre 4 : Etude probabiliste d'une fondation filante soumise à un chargement incliné et située à proximité d'une pente	78
4.1. Introduction	78
4.2. Présentation du cas étudié.....	79
4.2.1. Définition de problème	79
4.2.2. Analyse numérique	81
4.3. Résultats et discussion.....	83
4.3.1. Capacité portante d'une fondation filante chargé verticalement et situé à proximité d'une pente.....	83
4.3.1.1. Analyse déterministe	83
4.3.1.2. Analyse probabiliste	83
4.3.2. Capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente sous chargement incliné	85
4.3.3. Mécanisme de rupture.....	89
4.4. Conclusion.....	89
Chapitre 5 : Capacité portante des fondations filantes et circulaires reposant sur des sols argileux à deux couches en utilisant la méthode probabiliste	91
5.1. Introduction	91

Table des matières

5.2. Présentation du cas étudié.....	92
5.3. Résultats et discussion	93
5.3.1. Effet de la variation de H/B sur μN_c^*	94
5.3.2. Effet de la variation de H/D sur μN_c^*	95
5.3.3. Effet de la variation de μ_{Cu1}/μ_{Cu2} sur μN_c^*	95
5.4. Conclusion	97
Conclusions générales et perspectives	98
Liste des références	101

Liste des figures

Figure 1.1 : Fondation superficielle de dimension B et L et de profondeur D.	5
Figure 1.2 : Différents types de fondations superficielles (Frank, 1999).....	6
Figure 1.3 : Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.	6
Figure 1.4 : Surface de rupture selon la théorie de Prandtl (1920).	9
Figure 1.5 : Surface de rupture selon la théorie de Terzaghi (1943).....	9
Figure 1.6 : Définition du problème (Georgiadis, 2010).	12
Figure 1.7 : Modes de rupture d'après Georgiadis (2010) (a) et (b) : rupture sous la fondation.	12
(c) : rupture globale de la pente.....	12
Figure 1.8 : Variation de N_c avec λ pour (a) $C_u/\gamma B=1$ et (b) $C_u/\gamma B=1.5$ (c) $C_u/\gamma B \geq 2$ (Georgiadis, 2010).....	13
Figure 1.9 : Géométrie du problème (Mabrouki et al., 2010).	14
Figure 1.10 : Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3) (Mabrouki et al., 2010).	14
Figure 1.11 : Méthode « Swipe » chargement par déplacement (Loukidis et al., 2008).	17
Figure 1.12 : Courbes enveloppes pour un chargement incliné, d'après Bolton (1979).....	18
Figure 1.13 : Comparaison des courbes enveloppes pour une fondation sur la crête de talus d'après Georgiadis (2010).....	19
Figure 1.14 : Géométrie de problème (Merifield et al., 1999).	20
Figure 1.15 : Définition du problème en 2D et 3D (Merifield et Nguyen (2006)).	21
Figure 2.1 : Espace d'expérience discret S avec un événement A (Baecher et Christian, 2003).....	24
Figure 2.2 : CDF et PDF d'une variable aléatoire continue (Russelli, 2008).	25
Figure 2.3 : Exemple de la valeur moyenne μ et l'écart type σ de deux distributions différentes, d'après Fenton et Griffiths (2008).....	26
Figure 2.4 : Exemples de corrélation entre les propriétés de sol (a) parfaitement corrélé positivement,(b) parfaitement corrélé négativement (c) non corrélé.	28
Figure 2.5 : Fonctions de distribution des probabilités (a) distribution Normal (b) distribution Lognormal d'après Russelli (2008).....	29
Figure 2.6 : Fonction log-normale décalée et sa transformation à la distribution normale standard d'après Russelli (2008).....	31
Figure 2.7 : Incertitude des estimations des propriétés du sol, d'après phoon et Kulhawy (1999.a).....	32

Liste des figures

Figure 2.8 : Variabilité spatiale inhérente du sol, d’après Phoon et Kulhawy (1999.a).	32
Figure 2.9 : Organigramme des étapes de la méthode Monte Carlo	34
Figure 2.10 : Variation du coefficient de variation de la cohésion non drainé $CovC_u$ avec sa valeur moyenne μC_u d’après Phoon et Kulhawy (1999.a).	36
Figure 2.11 : Maillage utilisé pour l’analyse probabiliste, d’après Griffiths et al. (2002).....	38
Figure 2.12 : Capacité portante moyenne estimée en fonction de : a) Cov_{cu} et b) $\Theta \ln_{cu}$ d’après Griffiths et al. (2002).....	38
Figure 2.13 : Capacité portante normalisé en fonction de tassement, d’après Popescu et al. (2005). ...	40
Figure 2.14 : Courbes de fragilité pour : dégâts moyens (lignes fines), rupture (lignes épaisses) Effet de : a) coefficient de variation ; b) échelle de fluctuation horizontale ; c) distribution de probabilité de la résistance du sol ; d) déformabilité du sol (Popescu et al., 2005).	40
Figure 2.15 : Modèle numérique (Srivastava et Babu, 2009).	41
Figure 2.16 : Variation spatial de la cohésion (Srivastava et Babu, 2009).	41
Figure 2.17 : Courbes charge-déplacement correspondant à 2000 simulations de Monte Carlo (Srivastava et Babu, 2009).	42
Figure 2.18 : Effort charge-déplacement des simulations Monte Carlo (Abdel Massih et Soubra, 2010).....	43
Figure 2.19 : Moyenne de la charge ultime en fonction des distances d’autocorrélation	43
(Abdel Massih et Soubra, 2010).....	43
Figure 2.20 : Ecart-type de la charge ultime en fonction des distances d’autocorrélation (Abdel Massih et Soubra, 2010).....	44
Figure 2.21 : Distribution de cohésion non drainé avec $Cov=0.75$, $Cu_0=25$ kPa et $\theta=0.4$ m, d’après Zhalehjo et al. (2012).	45
Figure 2.22 : Comparaison de RFDM avec les autres méthodes pour un argile molle, a) $\lambda=1$; b) $\lambda=5$ et c) $\lambda=10$ kPa/m (Zhalehjo et al., 2012).	45
Figure 2.23 : Comparaison de RFDM avec les autres méthodes pour avec $\lambda=1$	46
a) argile raide b) argile moyen (Zhalehjo et al., 2012)).	46
Figure 2.24 : Géométrie de problème et maillage utilisé (Puła et Zaskórski, 2015).....	46
Figure 2.25 : Distribution de Weibull pour la PDF de la capacité portante, pour $B =1.6$ m et $h_z =1.0$ m (Puła et Zaskórski, 2015).	47
Figure 2.26 : Modèle utilisé au calcul d’après Cassidy et al. (2013).	48
Figure 2.27 : 50 enveloppes de rupture sélectionnées des 1000 simulations pour $COV=0.3$ (Cassidy et al., 2013).	49
Figure 2.28 : Moyenne et écart type de v_0, h_0 et m_0 (Cassidy et al., 2013).	49
Figure 2.29 : Géométrie de modèle d’après Huang et al. (2016).	50

Liste des figures

Figure 2.30 : Courbes enveloppes moyennes normalisées (Huang et al., 2016).	50
Figure 2.31 : Variation de capacité portante moyenne normalisée avec Θ (Huang et al.,2016).....	51
Figure 2.32 : Géométrie et maillage en EF Pour $H/B = 2.5$ et $B = 1$ m, d'après Luo et Bathurst (2017).	52
Figure 2.33 : Variation du facteur de capacité portante moyenne μN_c avec la longueur de corrélation pour différentes hauteurs de la pente et $CovC_u = 0,5$ (Luo et Bathurst, 2017).	53
Figure 2.34 : Variation de $CovN_c$ avec la longueur de corrélation spatiale pour différentes hauteurs de la pente et $CovC_u = 0,5$ (Luo et Bathurst, 2017).	53
Figure 2.35 : Modèle utilisé d'après Tian et al. (2013).	54
Figure 2.36 : Exemple d'une simulation stochastique (Tian et al., 2013).	55
Figure 2.37 : Géométrie de problème (Zaskórski et al., 2017).	56
Figure 2.38 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de forte sur faible couche), d'après Zaskórski et al. (2017).	56
Figure 2.39 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de faible sur forte couche), d'après Zaskórski et al. (2017).	57
Figure 3.1 : Surface de rupture.	60
Figure 3.2 : Solide de volume V avec limite $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ et encastré en S_u	62
Figure 3.3 : Présentation possibles de surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b) l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et dans (c) aucun ordre particulier n'est supposé (OptumG2, 2015).	65
Figure 3.4 : Surface de rupture de Tresca généralisé dans : (a) le plan déviatorique et (b) l'espace des contrainte principales pour une valeur intermédiaire de sue/suc (les point indique la correspondance à la compression triaxial (TC) et à l'extension triaxial (TE) (OptumG2, 2015).	68
Figure 3.5 : Géométrie du problème.	69
Figure 3.6 : Effet de nombre de Monte Carlo simulations sur la distribution des probabilités cumulatives (pour $\Theta=0.5$ et $CovC_u=50\%$).	72
Figure 3.7 : Distributions des probabilités cumulatives des facteurs de portance N_c (pour $\Theta=1$).	73
Figure 3.8 : Influence de la variation de $CovC_u$ sur $(\mu N_c/N_{c,det})$	73
Figure 3.9 : Influence de la variation de Θ sur $(\mu N_c/N_{c,det})$	74
Figure 3.10 : Courbes enveloppes moyennes normalisées dans l'espace VH.	75
Figure 3.11 : Effet de la longueur de corrélation spatiale sur la capacité portante normalisée.	75
Figure 3.12 : Mécanismes de rupture associé avec (a) $\Theta=0.125$ et (b) $\Theta=4$	76
Figure 4.1 : Géométrie du problème.	81
Figure 4.2 : Maillage adaptatif, pour $\lambda=0$	82

Liste des figures

Figure 4.3 : Influence de la variation de Θ sur : (a) μ_{N_c} , (b) Cov_{N_c}	84
Figure 4.4 : Distributions de probabilités cumulatives du facteur de portance aléatoire $N_{c,rand}$	85
Figure 4.5 : Effet de Cov_{C_u} sur : (a) les enveloppes de rupture moyennes dans l'espace de charge non dimensionnelle, (b) les enveloppes de rupture moyennes avec les charges normalisées par les valeurs ultimes.....	86
Figure 4.6 : Effet de Θ sur : (a) les enveloppes de rupture moyennes dans l'espace de charge non dimensionnelle, (b) les enveloppes de rupture moyennes avec les charges normalisées par les valeurs ultimes.....	86
Figure 4.7 : Effet de λ sur : (a) les enveloppes de rupture moyennes dans l'espace de charge non dimensionnelle, (b) les enveloppes de rupture moyennes avec les charges normalisées par les valeurs ultimes.....	87
Figure 4.8 : Effet de Θ sur (a) μ_{qu} , (b) Cov_{qu}	88
Figure 4.9 : Effet de Cov_{C_u} sur : (a) μ_{qu} , (b) Cov_{qu}	88
Figure 4.10 : Mécanismes de rupture (a) Analyse déterministe (sol homogène), (b) Analyse probabiliste ($\Theta=0.5$), (c) Analyse probabiliste ($\Theta=8$).	89
Figure 5.1 : Géométrie de problème (a) fondation filante, (b) fondation circulaire.	93
Figure 5.2 : Variation de μN_c^* avec H/B (pour $\mu_{C_{u1}}/\mu_{C_{u2}}=2$).	95
Figure 5.3 : Variation de μN_c^* avec H/D (pour $\mu_{C_{u1}}/\mu_{C_{u2}}=2$).	96
Figure 5.4 : Variation de μN_c^* avec $\mu_{C_{u1}}/\mu_{C_{u2}}$ (pour $H/B=0.5$).	96

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Formules classiques pour le calcul des facteurs de capacité portante.	10
Tableau 1.2 : Quelques études expérimentales et analytiques de la capacité des fondations à proximité des pentes (Mazouz et al., 2019).....	15
Tableau 1.3 : Etudes expérimentales et analytiques de la capacité des fondations sous charge inclinées à proximité des pentes.....	16
Tableau 1.4 : Expressions de calcul de coefficient i_c.....	16
Tableau 2.1 : Résultats obtenus par Tian et al. (2013).	55
Tableau 3.1 : Résultats déterministes.....	71

Symboles et notations

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans cette thèse :

μ_{Cu} : valeur moyenne de la cohésion non drainée.

Cov_{Cu} : coefficient de variation de la cohésion non drainée.

θ_x : distance de corrélation verticale.

θ_y : distance de corrélation horizontales.

Θ : longueur de corrélation spatiale non-dimensionnelle.

q_u : capacité portante (analyse déterministe).

μ_{qu} : capacité portante moyenne (analyse probabiliste).

$N_{c,det}$: facteur de capacité portante déterministe.

$N_{c,rand}$: facteur de capacité portante aléatoire.

μ_{Nc} : facteur de portance moyen.

α : angle d'inclinaison de la charge.

β : angle d'inclinaison de la pente.

λ : distance relative entre la fondation et la crête de la pente.

B : largeur de la fondation filante.

D : diamètre de la fondation circulaire.

H : hauteur de la première couche de sol.

μ_{Cu1} : valeur moyenne de la cohésion dans la couche supérieure de sol.

μ_{Cu2} : valeur moyenne de la cohésion dans la couche inférieure de sol.

S_c : facteur de forme.

N_c^* : facteur de capacité portante modifié.

μ_{Nc}^* : facteur de capacité portante moyen modifié.

CDF : fonction de distribution cumulative.

PDF : fonction de densité de probabilité.

RFEM : méthode des éléments finis combiné avec la théorie des champs aléatoires.

RAFELA : méthode d'analyse limite en éléments finis a été combinée avec la théorie des champs aléatoires.

Introduction générale

Parmi les problèmes les plus anciens et fondamentaux en géotechnique est la capacité portante des fondations superficielles, qui a été largement étudiée en utilisant des méthodes déterministes basées sur l'équation de Terzaghi (1943). Cette méthode déterministe adopte des hypothèses conservatives et peut conduire à une conception surestimée et extrêmement coûteuse. Les sols sont des milieux hétérogènes anisotropes qui sont définis par des caractéristiques physiques et mécaniques variables. Les problèmes de la géotechnique sont généralement connus par les incertitudes liées aux paramètres du sol, comme la variabilité spatiale des propriétés du sol ou l'insuffisance des données représentatives. Pour prendre en considération les différents types d'incertitude en géotechnique, les méthodes probabilistes ont été récemment appliquées. Ainsi, dans le cas du problème de la capacité portante des fondations superficielles, les propriétés du sol comme l'angle de frottement et la cohésion sont des variables aléatoires qui peuvent être exprimées sous forme de fonctions de distributions de probabilités.

L'analyse fiabiliste en géotechnique est basée sur plusieurs méthodes probabilistes analytiques et numériques, la méthode la plus efficace et la plus utilisée est la méthode RFEM (Random Finite Element Method) qui a été utilisée par Griffiths et Fenton (1993) pour un problème d'écoulement. Ensuite cette approche a été appliquée par les mêmes auteurs pour étudier de nombreux problèmes (Fenton et Griffiths, 2003 ; Griffiths et Fenton, 2001 ; Griffiths et al. 2006) et par d'autres auteurs comme (Cassidy et al. 2013 ; Luo et Bathurst, 2017). La méthode RFEM combine la théorie des champs aléatoires et la méthode déterministe des éléments finis en considérant des distributions de probabilités pour plusieurs propriétés du sol, ce qui permet la génération et la représentation graphique des champs aléatoires avec des valeurs spatialement variables. La génération de plusieurs champs aléatoires associés au domaine du sol permet l'exécution répétée de l'analyse par éléments finis en utilisant les simulations Monte Carlo, les résultats possibles sont ensuite analysés statistiquement. Le principe de combiner la théorie des champs aléatoire avec l'analyse limite par éléments finis RAFELA (Random Adaptive Finite Element Limit Analysis), a été utilisé dans la littérature par plusieurs auteurs (Ali et al. 2016 ; Huang et al. 2016 ; Ali et al.2017).

Introduction générale

L'étude de la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à l'action d'une force verticale et une force horizontale à proximité d'une pente et reposant sur un sol hétérogènes, forme un sujet de recherche intéressant. Ce problème a été largement étudié en utilisant les méthodes déterministes connues, comme l'équilibre limite, l'analyse limite et les calculs élastoplastiques.

L'objectif du présent travail est de contribuer à l'analyse probabiliste et numérique du problème de la capacité portante des fondations superficielles en utilisant l'approche probabiliste.

La première partie de cette thèse présente une synthèse bibliographique consacrée à la présentation des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles et une synthèse bibliographique des travaux publiés en utilisant les méthodes probabilistes. Elle est, elle-même, découpée en trois chapitres.

Le premier chapitre présente les méthodes déterministes classiques pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. On s'intéresse, en particulier, aux travaux directement liés au comportement mécanique d'une semelle isolée au bord d'une pente soumise à des charges inclinées, et le cas d'une semelle reposant sur deux couches d'argile.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des concepts de base de la théorie des probabilités puis l'utilisation des probabilités pour décrire les incertitudes géotechniques, ainsi que la présentation d'une synthèse bibliographique sur les travaux effectués pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles en utilisant la méthode probabiliste.

La deuxième partie présente les contributions, effectuées dans le cadre de cette thèse, pour l'analyse numérique et probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles en utilisant le code OptumG2. Elle se compose de deux chapitres.

Le troisième chapitre présente, les principes du code OptumG2 utilisés pour élaborer des simulations numériques, en appliquant la méthode d'analyse limite avec ses bornes supérieure et inférieure. Les modèles de comportement utilisés, ainsi que la méthode des champs aléatoire et les procédures de la modélisation numérique sont également présentées. Ce chapitre présente aussi les résultats d'une étude probabiliste, pour le cas d'une fondation filante chargée par une force inclinée centrée et reposant sur un sol horizontal avec une variation spatiale de la cohésion non drainée.

Introduction générale

Le quatrième chapitre présente une contribution à l'étude de la capacité portante des fondations filantes rigides, soumises à des charges inclinées, et situées à proximité d'une pente cohérente avec une variation spatiale de la cohésion non drainée.

Enfin, le cinquième chapitre est consacré à l'étude de la capacité portante des semelles filantes et circulaires reposant sur deux couches d'argile en utilisant la méthode probabiliste.

Chapitre 1 : Méthodes déterministes pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles

1.1. Introduction

L'estimation de la capacité portante des fondations superficielles est l'un des sujets les plus importants dans le domaine de la mécanique des sols. De nombreux auteurs ont résolu ce problème en utilisant des méthodes analytiques et numériques basées sur les résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « c et φ »). La méthode d'équilibre limite est largement adoptée pour déterminer la capacité portante (Terzaghi, 1943 ; Meyerhof, 1951 ; Vesić, 1973), on trouve aussi la méthode des caractéristiques ou lignes de glissement (Hansen, 1970 ; Bolton et Lau, 1993 ; Martin, 2003); la méthode d'analyse limite avec ses deux approches, cinématique et statique est appliquée aussi par différents auteurs (Chen, 1975 ; Michalowski, 1997), les analyses élasto-plastiques à l'aide de la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies deviennent courantes pour l'estimation de la charge limite (Frydman et Burd, 1997 ; Erickson et Drescher, 2002).

Plusieurs hypothèses ont été considérées pour simplifier les calculs, ainsi la supposition d'un sol homogène sous la fondation permet de borner la variation des paramètres. Cette approche est adoptée dans les méthodes déterministes où il est possible d'utiliser des valeurs représentatives pour les différents caractéristiques mécaniques du sol ; cependant, les incertitudes de la variation des paramètres du sol ne sont pas prises en compte.

Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes déterministes classiques utilisées en général pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, aussi dans les cas particuliers des fondations superficielles soumises à des charges inclinées reposant à la surface d'un sol horizontal et/ou situées à proximité d'une pente, ce chapitre présente également le problème d'une fondation superficielle reposant sur un sol bicouche.

1.2. Généralités

La fondation représente la partie inférieure de la structure qui est en contact avec le sol sur lequel la structure est fondée, sa fonction est la transmission des charges provenant de la structure au sol. Les fondations peuvent être classées dans différentes catégories, selon la profondeur d'encastrement D de la fondation, qui dépend de la nature du sol et le type de la structure. On trouve des fondations profondes, des fondations semi profondes et des fondations superficielles, ces dernières sont le sujet d'intérêt dans cette thèse.

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque la couche du sol qui est capable de supporter l'effort de la construction se trouve relativement à faible profondeur sous la base de l'ouvrage à construire. Elle est caractérisée par une longueur L , une largeur B et une profondeur D , une fondation est dite superficielle, si $D < 1,5 \cdot B$ (Figure 1.1). On peut distinguer trois types de fondations superficielles :

- les fondations filantes (Figure 1.2.a), généralement de grande longueur L par rapport à la largeur B qui est au plus de quelques mètres ($L/B > 10$) ;
- les fondations isolées (Figure 1.2.b), soit d'une forme carrée avec une longueur L et une largeur B identiques ($B/L = 1$), ou d'une forme circulaire avec un diamètre B , toutes les deux dimensions B et L sont au plus de quelques mètres ;
- les radiers (Figure 1.2.c), dont les dimensions B et L sont les deux importantes.

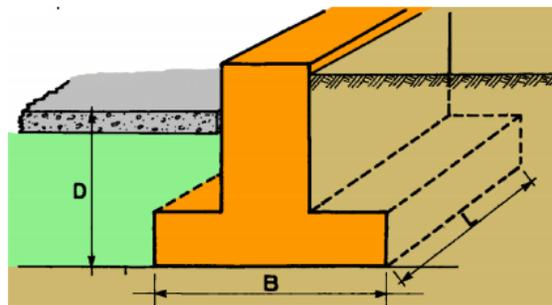


Figure 1.1 : Fondation superficielle de dimension B et L et de profondeur D .

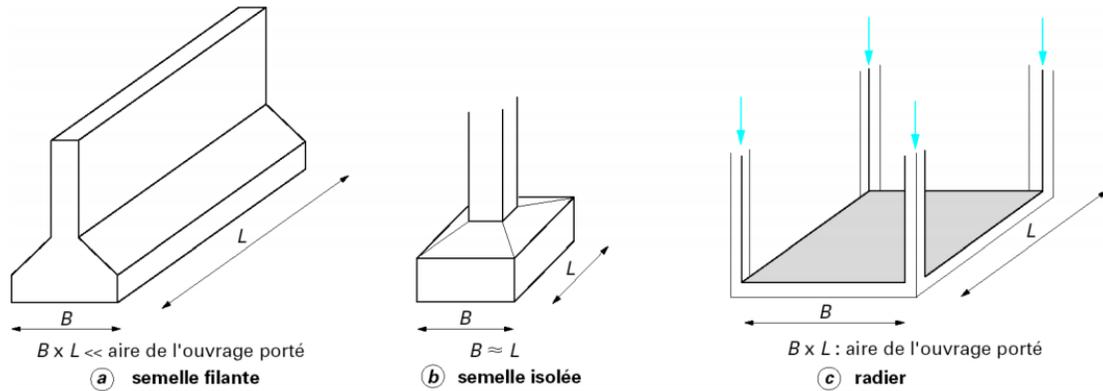


Figure 1.2 : Différents types de fondations superficielles (Frank, 1999).

1.3. Capacité portante des fondations superficielles

En appliquant une charge verticale centrée Q sur une fondation filante, d'une manière monotone et croissante, la fondation se tasse dans le sol (Figure 1.3). Au début, on remarque que le comportement est élastique linéaire ou le tassement s croit proportionnellement à la charge appliquée, puis, à partir d'une certaine charge le tassement n'est plus proportionnel alors un comportement plastique est remarqué. Enfin, pour une charge Q_u le tassement n'est plus contrôlé et continue d'augmenter sans qu'il y ait un accroissement de l'effort, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure alors une rupture se produit. La charge Q_u est par définition la charge limite qui entraîne la rupture. La capacité portante ultime est l'intensité de la pression à laquelle le sol subit une rupture d'où :

$$q_u = \frac{Q_u}{A} \quad (1.1)$$

où q_u est la capacité portante ; Q_u la charge limite ; A la surface de la semelle.

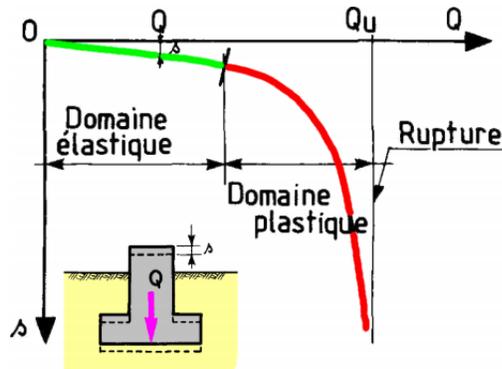


Figure 1.3 : Courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle.

Le dimensionnement des fondations superficielles est basé sur le principe de la charge ultime ou de la capacité portante. Pour cette raison, la détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de la mécanique du sol. Pour l'évaluation de cette charge ultime, plusieurs théories ont été développées en utilisant une des méthodes suivantes :

– **La méthode de l'équilibre limite :**

La méthode d'équilibre limite ou la méthode d'équilibre plastique est traditionnellement utilisée pour obtenir des solutions approximatives pour la capacité portante des sols. Cette approche est basée sur l'hypothèse de l'équilibre statique du volume étudié, en considérant un mode de rupture « mécanisme de rupture » dans le sol sous l'action des charges extérieures. Ainsi, les forces externes et les forces internes doivent être équilibrées. C'est important de faire des hypothèses suffisantes sur la distribution des forces sur le domaine du sol limité par une surface de rupture pour la détermination de la capacité portante. Il est intéressant de noter que les solutions de Terzaghi (1943), très largement présentées dans les ouvrages de mécanique du sol, sont obtenues par la méthode d'équilibre limite.

– **La méthode d'analyse limite :**

L'analyse limite permet de considérer la cinématique des déformations dans l'analyse à la rupture et de tenir compte des conditions aux limites sur les déplacements. D'après Chatzigogos (2007) le théorème des bornes supérieures ou l'approche cinématique de l'analyse, consiste à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements. La limite supérieure de l'analyse limite consiste que, si la puissance de la charge externe est supérieure ou égale au taux de dissipation d'énergie interne associé avec un champ de vitesse cinématiquement admissible, alors la charge doit être supérieure ou au mieux égale à la charge ultime.

L'approche statique de l'analyse limite permet de déterminer des bornes inférieures de la charge limite, cette méthode consiste à construire un champ de contrainte statiquement et plastiquement admissible. Ainsi, il est possible de trouver dans un sol un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec la résistances du sol. Si les bornes supérieures et inférieures coïncide, la charge limite est la charge de rupture exacte. Par contre l'analyse limite ne vise pas à fournir le champ complet des contraintes et des déformations réelles, mais se limite à donner les bornes supérieures et inférieures de la charge ultime. Chen (1975) présente plusieurs applications pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles par la méthode d'analyse limite.

– *La méthode des lignes de glissement*

La méthode des lignes de glissement permet de formuler un système de trois équations aux dérivées partielles à trois inconnues qui sont les éléments du tenseur des contraintes. Cette méthode est limitée seulement aux problèmes plans ou axisymétriques. Ainsi, dans cette approche les deux équations d'équilibre et la condition imposée par la résistance du sol doivent être satisfaites. Sokolovskii (1960, 1965) a appliqué la méthode des différences finies pour la résolution du système d'équations en utilisant la méthode des lignes de glissement.

– *Le calcul en déformation*

L'application d'une loi de comportement élasto-plastique pour l'étude de la stabilité du sol, permet d'étudier l'évolution élasto-plastique à partir d'un état de contrainte initial jusqu'à la rupture plastique en suivant un trajet de chargement spécifique. Les problèmes de la capacité portante peuvent être traités par des méthodes numériques, notamment celles des éléments finis et des différences finies. Cette approche permet de suivre les déformations, les contraintes et la zone plastique durant le processus de chargement. En effet, en plus de la charge limite, la méthode des éléments finis fournit aussi la connaissance des courbes efforts-déformation.

– *La méthode d'analyse limite en élément finis FELA*

L'analyse limite en élément finis FELA est une méthode qui combine la puissance de la discrétisation des éléments finis (pour la modélisation des problèmes avec des chargements et des géométries compliqués), et les théorèmes de limite plastique (pour borner la charge limite exacte), où les solutions limites numériques sont obtenues à partir de la résolution des problèmes d'optimisation formulés. Les détails de la méthode FELA sont extensivement discutés en Sloan (1988), Krabbenhoft et al. (2005). Cette méthode est adoptée dans le présent travail en utilisant le code OptumG2 pour la détermination de la capacité portante des fondations superficielles (pour plus de détails sur cette méthode voir Chapitre 3).

1.4. Théories de la capacité portante des fondations superficielles

1.4.1. Théorie de la capacité portante de Prandtl

Prandtl (1920) a proposé sa théorie de la capacité portante en se basant sur l'étude d'une semelle filante avec une base lisse qui s'enfonce verticalement lorsqu'elle est placée sur une surface au sol. La Figure 1.4 montre la surface de rupture du sol selon la théorie de Prandtl. Lorsque la fondation est enfoncée, la

zone I sous forme de coin située au-dessous de la semelle pousse la zone II dans la direction latérale, qui à son tour pousse la zone III vers le haut. Les zones II et III sont en équilibre plastique. En considérant la forme de la surface de rupture de la zone II comme une spirale logarithmique, Prandtl a donné l'équation suivante pour la capacité portante ultime basée sur la théorie de la plasticité :

$$q_u = \frac{c}{\tan\phi} \left[\left\{ \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan\phi} \right\} - 1 \right] \quad (1.2)$$

Pour un sol purement cohérent, $\phi_u = 0$. La spirale logarithmique devient un arc de cercle et la capacité portante ultime est donnée par :

$$q_u = (\pi + 2)C_u = 5.14C_u \quad (1.3)$$

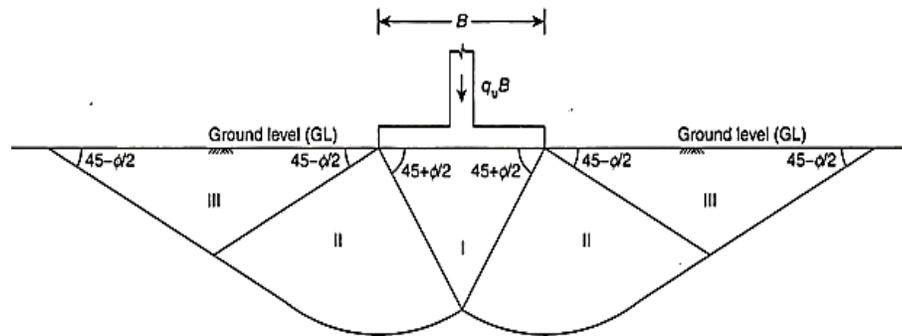


Figure 1.4 : Surface de rupture selon la théorie de Prandtl (1920).

1.4.2. Théorie de la capacité portante de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) a donné une théorie générale pour la détermination de la capacité portante ultime d'une fondation filante de sorte que le problème est supposé être à deux dimensions. La théorie de la portance proposée par Terzaghi (1943) est basée sur la théorie de Prandtl (1920). La base de la fondation est supposée rugueuse, où le coin 'abc' représentée sur la Figure 1.5 ne subisse aucun déplacement latéral et s'enfonce verticalement, lorsque la fondation est soumise à la pression q_u , égale à la capacité portante ultime du sol.

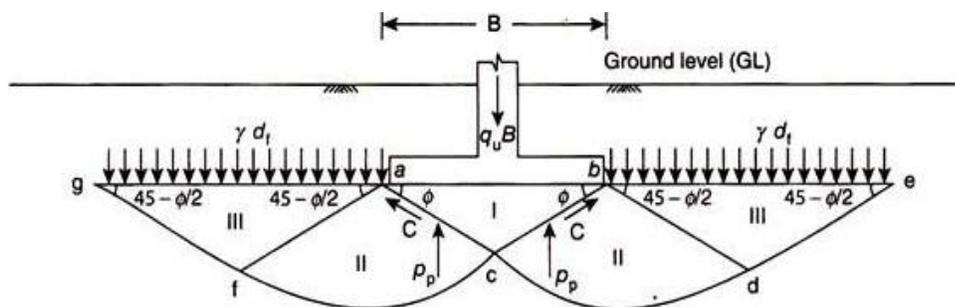


Figure 1.5 : Surface de rupture selon la théorie de Terzaghi (1943).

Terzaghi (1943) a développé une équation pour déterminer la capacité portante d'une fondation filante en considérant les forces agissant sur le coin abc (Figure 1.5), ainsi que la technique de superposition pour combiner les effets de la cohésion, la surcharge et le poids du sol. La capacité portante ultime q_u est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{Q_{ult}}{B} = CN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1.4)$$

Où :

Q_{ult} : charge ultime par unité de longueur de la fondation ;

c : cohésion du sol ;

γ : poids volumique du sol ;

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation ;

N_c , N_q et N_γ : facteurs de capacité portante (en fonction de l'angle de frottement φ).

L'évaluation des facteurs de la capacité portante est un sujet fondamentale qui a été largement étudié par plusieurs auteurs. Sieffert et Bay-Gress (2000) ont présenté les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles adoptées dans les pays européens, cette comparaison indique la grande diversité des méthodes utilisées pratiquement pour le calcul des facteurs de portance et montre la dispersion importante des valeurs de N_γ . Le Tableau (1.1) récapitule les relations habituellement utilisées pour l'évaluation des facteurs de capacité portante.

Tableau 1.1 : Formules classiques pour le calcul des facteurs de capacité portante.

Auteur	N_γ	N_c	N_q
Terzaghi (1943)	$\frac{\tan\varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1 \right)$ $K_{p\gamma}$ est donné dans des tableaux	$\cot\varphi \left[\frac{a^2}{2\cos^2(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$	$\frac{a^2}{2\cos^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) + \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]}$ $a = \exp \left[\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tan\varphi \right]$
Meyerhof (1963)	$(N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$	$(N_q - 1)\cot\varphi$	$\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi\tan\varphi)$
Hansen (1970)	$1.5(N_q - 1)\tan\varphi$	$(N_q - 1)\cot\varphi$	$\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi\tan\varphi)$
Vesic (1975)	$2(N_q - 1)\tan\varphi$	$(N_q - 1)\cot\varphi$	$\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi\tan\varphi)$

Une formule générale (1.5) présentée par Meyerhof (1963) permet la prise en compte des facteurs de correction de l'inclinaison de la charge, la forme et la profondeur de la fondation.

$$q_u = \frac{1}{2}BN_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma + CN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q \quad (1.5)$$

Où :

S_γ , S_c et S_q sont les facteurs de forme de la fondation ;

d_γ , d_c et d_q sont les facteurs d'encastrement de la fondation ;

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

1.5. Paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles

Afin d'améliorer le domaine de validité de l'équation de Terzaghi (1943), de nombreuses études ont été effectuées pour examiner le problème de la capacité portante en utilisant les méthodes présentés dans la section 1.3. Ces études ont conduit à la généralisation de l'équation (1.1), par l'affectation à chaque terme de portance d'un ou plusieurs coefficients correcteurs. De nombreux facteurs peuvent affecter la capacité des fondations superficielles, Magnan et al. (2004) a présenté les facteurs suivants :

- la forme des fondations (semelles filantes, carrées, rectangulaires ou circulaires) ;
- l'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontal, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée) ;
- la géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant) ;
- les conditions de contact entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse) ;
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée) ;
- l'influence de l'eau (la présence d'une nappe à différentes profondeurs).

On présente ci-dessous trois problèmes : (1) capacité portante d'une fondation superficielle sous charge inclinée, (2) capacité portante d'une fondation filante au bord d'une pente, (3) capacité portante d'une fondation filante reposant sur deux couches d'argile homogène.

1.5.1. Capacité portante des fondations superficielles situées à proximité des pentes

En pratique, les structures sont construites sur ou à proximité des pentes. Les études théoriques et expérimentales ont montré que la capacité portante ultime des fondations est considérablement affectée par la présence de la pente (Meyerhof, 1957 ; Hansen, 1970 ; Kusakabe et al., 1981 ; Saran et al., 1989 ; Shields et al., 1977 ; Bauer et al., 1981 ; Gemperline, 1988). Pour la prise en compte de la pente sur la

portance, Hansen (1970) a proposé la relation (1.6) en introduisant des coefficients correcteurs.

$$q_u = \frac{1}{2}BN_\gamma\lambda_{\gamma\beta} + CN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} \quad (1.6)$$

Avec : $\lambda_{\gamma\beta}, \lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}$ sont les facteurs de la pente où :

$$\lambda_{\gamma\beta}, \lambda_{q\beta} = (1 - 0.5\tan\beta)^5$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q - 1} \quad \text{Pour } (\varphi > 0)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{Pour } (\varphi = 0)$$

Georgiadis (2010) a utilisé la méthode des éléments finis pour étudier la capacité portante d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente en considérant un sol cohérent (Figure 1.6). L'influence de la hauteur de la pente H , la distance entre la fondation et la crête de la pente λ et les propriétés du sol (rapport $C_u/\gamma B$), sur le facteur de capacité portante non drainée a été étudiée. Selon la combinaison des paramètres ci-dessus trois modes de rupture distincts sont observés et représentés sur la Figure 1.7.

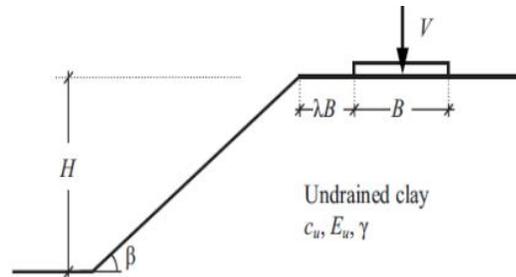


Figure 1.6 : Définition du problème (Georgiadis, 2010).

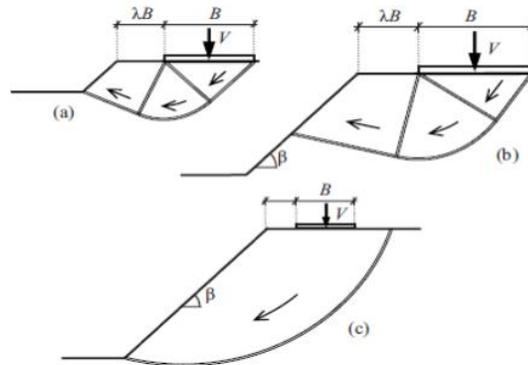


Figure 1.7 : Modes de rupture d'après Georgiadis (2010) (a) et (b) : rupture sous la fondation.

(c) : rupture globale de la pente.

Georgiadis (2010) a montré que le facteur de capacité portante non drainé N_c augmente avec l'augmentation de la distance λ comme il est présenté sur la Figure 1.8. Aussi, l'augmentation de l'angle de la pente β et la hauteur de la pente H/B réduit considérablement le facteur N_c , où l'effet du H/B est plus claire pour les plus grandes valeurs de β et les plus petites valeurs de $C_u/\gamma B$.

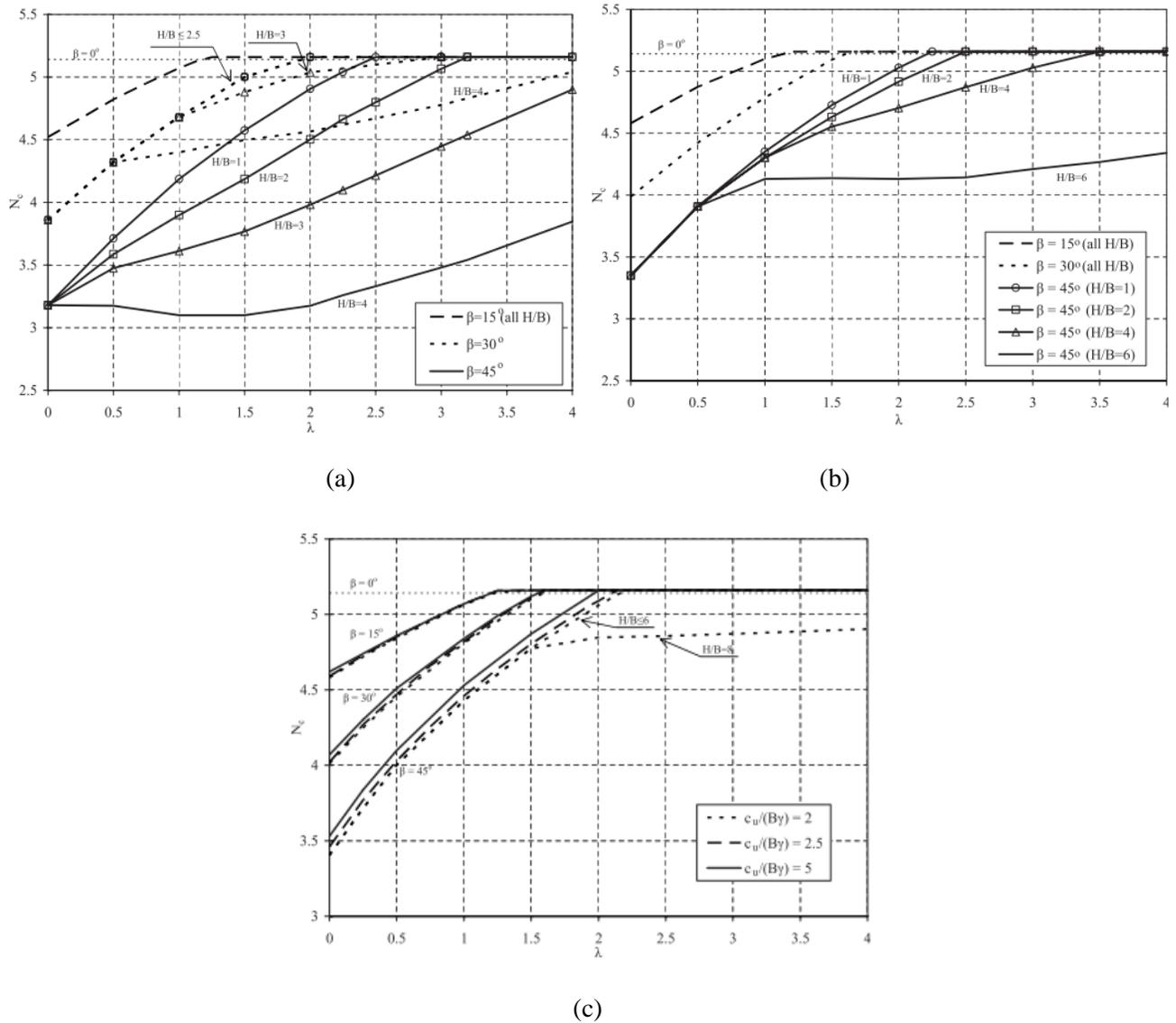


Figure 1.8 : Variation de N_c avec λ pour (a) $C_u/\gamma B=1$ et (b) $C_u/\gamma B=1.5$ (c) $C_u/\gamma B \geq 2$ (Georgiadis, 2010).

Le code FLAC3D a été utilisé par Mabrouki et al. (2010) pour l'analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous un chargement verticale centrée au bord d'une pente. Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de MohrCoulomb avec la règle d'écoulement associée. Cette étude a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et

mécaniques, afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante. En considérant une fondation filante non encastree, rigide et rugueuse de largeur B, reposant sur un massif de sol frottant et située à une distance d de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale (Figure 1.9).

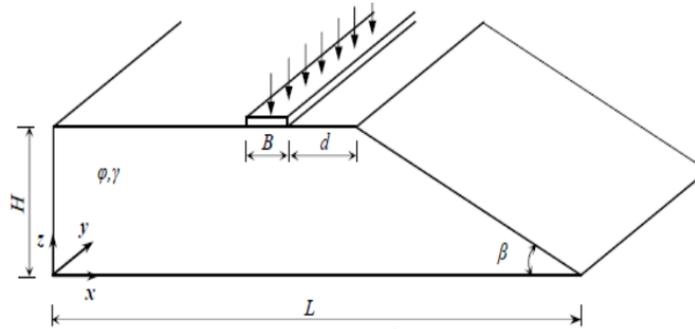


Figure 1.9 : Géométrie du problème (Mabrouki et al., 2010).

La formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_{\gamma\beta} \quad (1.7)$$

Avec : $i_{\gamma\beta}$: coefficient réducteur de portance ; par définition, c'est le rapport de la capacité portante d'une fondation établie au bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale ; il correspond donc à l'expression suivante :

$$i_{\gamma\beta} = \frac{|q_u|_{d/B,\beta}}{|q_u|_{\beta=0}} \quad (1.8)$$

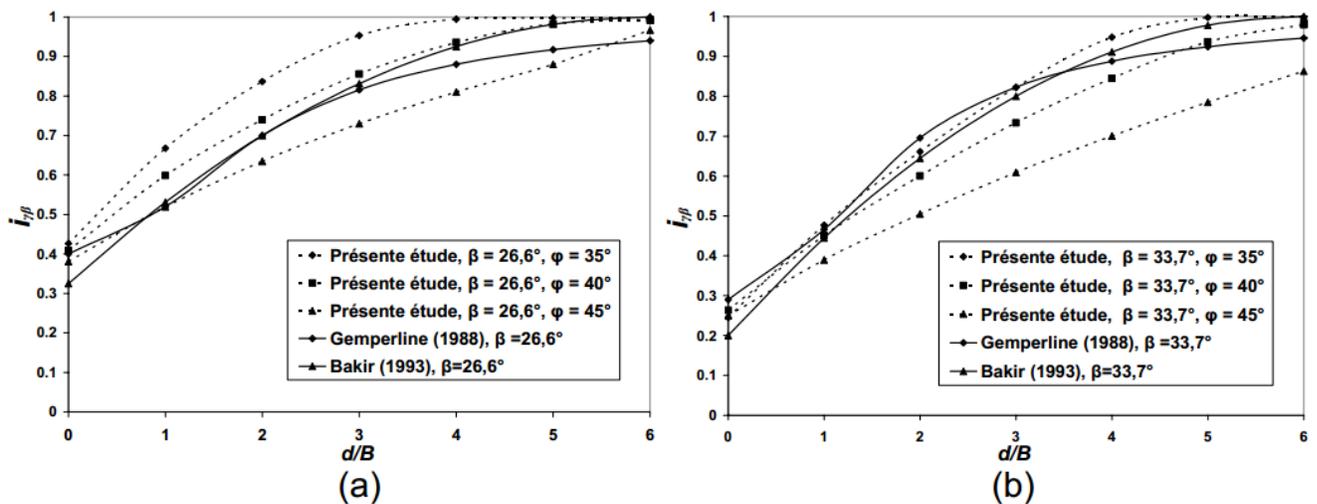


Figure 1.10 : Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3) (Mabrouki et al., 2010).

La Figure 1.10 présente les résultats obtenus par Mabrouki et al. (2010), ainsi il a été constaté que les valeurs du coefficient réducteur de portance décroissent lorsque la pente du talus β augmente et qu'avec l'augmentation de l'angle de frottement interne φ du sol, le coefficient réducteur $i_{\gamma\beta}$ décroît.

Mazouz et al. (2019) ont présenté le Tableau (1.2) qui récapitule les travaux intéressants concernant le calcul de capacité portante des fondations superficielles sous charge verticale à proximité des pentes en utilisant les différentes méthodes déterministes et les essais expérimentaux.

Tableau 1.2 : Quelques études expérimentales et analytiques de la capacité des fondations à proximité des pentes (Mazouz et al., 2019)

Auteur	Forme de la semelle	Type du sol	Angle de la pente	Méthode	Angle de frottement
Meyerhof (1957)	filante	sable et argile	0°, 20°, 30°, 60°, 45°, 90°	Equilibre limite	30°, 40°, 45°
Hansen (1970)	filante	sable et argile	-	Equilibre limite	30°, 35°, 40°, 45°
Giroud et Tran Vo-Nhiem (1971)	filante	sable	10°, 20°, 30°	Modèle réduit	26°
Shield et al. (1977)	filante	sable	26.6°	full-scale tests	30°, 40°
Kusakabe et al. (1981)	filante	Sable et argile	30°, 45°, 60°	Equilibre limite Analyse limite	0°, 30°
Bauer et al. (1981)	filante	sable	26.6°	Essais en vraie grandeur	45°
Graham et al.(1988)	filante	sable	10° to 40°	Ligne de glissement	30, 35, 40 ,45
De Buhan et Garnier (1988)	rectangulaire	sable	32,5°, 39°	Borne supérieure de l'analyse limite	32, 5 39
Shield et al. (1988)	filante	sable	26,6°, 33,7°	essais en centrifugeuse	-
Gemperline (1988)	carrée	sable	26,6°, 33,7°	essais en centrifugeuse	-
Saran et al. (1989)	strip	argile et sable	20°, 26,6°, 30°	Equilibre limite Analyse limite	39°, 37.5°
Bakir (1993)	squar and strip	sable	26,6°-18,4°-37,7°	essais en centrifugeuse	30.2°, 35.2° 35,5°
Mabrouki et al. (2010)	filante	sable	26.6°, 33.7°	différences finies	35°, 40°, 45°
Keskin and Laman (2013)	filante	sable	20°, 25°, 30°	Eléments finis	40.6°, 41.8°, 43.5°
Acharyya and Dey (2017)	carrée	sable	30°, 35°, 40°	Eléments finis	40°, 35°

Le tableau (1.3) présente les travaux intéressants concernant le calcul de capacité portante des fondations superficielles sous charge inclinée à proximité des pentes.

Tableau 1.3 : Etudes expérimentales et analytiques de la capacité des fondations sous charge inclinées à proximité des pentes.

Auteur	Forme de la fondation	Type de sol	Angle de la pente	Méthode utilisée
Maréchale (1999)	filante	Argile	variable	Expérimentale (modèles réduits centrifugés)
Georgiadis (2010)	filante	Argile	15°, 30° et 45°	FE, Analyse limite (borne supérieure), méthode des lignes de glissement
Baazouzi et al. (2016)	filante	sable	15°, 30° et 45°	Différences finies

1.5.2. Capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné

La charge inclinée se produit quand la fondation est soumise à une charge combinée de deux composantes verticale V et horizontale H . Généralement, l'inclinaison de la charge provoque une réduction de la capacité portante de la fondation par rapport à une fondation soumise à une charge purement verticale. Il existe deux méthodes pour le calcul de la capacité portante lorsque la force agissant sur la fondation est inclinée, par l'introduction des coefficients correcteurs d'inclinaison i_γ , i_q et i_c à l'équation (1.9) de Terzaghi.

$$q_u = CN_c i_c + \gamma D_f N_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_\gamma \quad (1.9)$$

Pour un sol purement cohérent le Tableau (1.4) résume les expressions les plus connus pour le calcul de coefficient d'inclinaison i_c .

Tableau 1.4 : Expressions de calcul de coefficient i_c

Auteur	Expression de i_c
Meyerhof (1963)	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$
Hansen (1970)	$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{BC_u}}$
Vesic (1975)	$i_c = 1 - \frac{2H}{BC_u N_c}$

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

La méthode des courbes enveloppes de rupture a été appliquée par de nombreux auteurs (Gourvenec, 2007 ; Loukidis, 2008 ; Georgiadis, 2009 ; Taiebat et Garter, 2010) en utilisant deux techniques de chargement 'Probe' ou 'Swipe'. Loukidis (2008) a bien expliqué ces deux techniques, où dans l'analyse 'Probe', la fondation est chargée progressivement jusqu'à la rupture sous une charge inclinée donnée, chaque analyse 'Probe' vise à déterminer une charge limite unique (charge de rupture), ainsi cette méthode permet de tracer la courbe enveloppe par points. Cependant, dans la technique 'Swipe', l'enveloppe de rupture dans le plan de chargement V-H est obtenue en considérant deux étapes Figure 1.11.

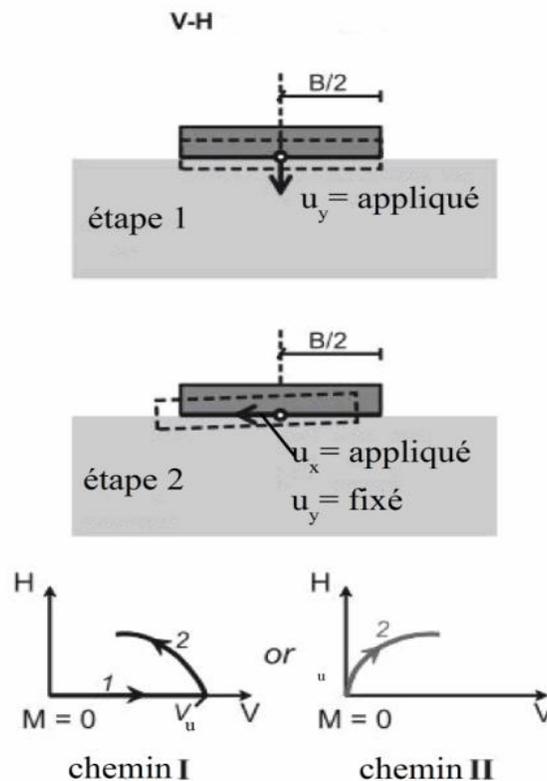


Figure 1.11 : Méthode « Swipe » chargement par déplacement (Loukidis et al., 2008).

La première étape est basée sur l'application d'un déplacement vertical sur tous les nœuds représentant la semelle jusqu'à la mobilisation de la capacité portante verticale. Ensuite, un déplacement horizontal est appliqué jusqu'à la rupture, en bloquant le déplacement vertical de la semelle. La seconde étape consiste à appliquer directement un déplacement horizontal sur les nœuds de la semelle jusqu'à atteindre la valeur ultime de la contrainte horizontale (H_u). Les analyses 'Swipe' permettent de déterminer plusieurs points situés dans les courbes enveloppes (V-H), ce qui permettra de tracer cette courbe rapidement.

Les résultats ont montré qu'il est possible de définir une courbe enveloppe à travers deux types d'espaces de chargement. Le premier type est représenté en terme des facteurs de capacité portante (H/Bc_u et V/Bc_u), qui représente la taille absolue des courbes enveloppes (Lee et al., 2015), et le second type représente l'espace des paramètres de chargement normalisés par rapport à leurs valeurs maximales (V/V_u , H/H_u) (la forme et la taille relative des courbes enveloppes (Lee et al. (2015)). Où B est la largeur de la semelle et C est la cohésion du sol. La Figure 1.12 présente un exemple des courbes enveloppes dans le plan de chargement V-H, la courbe montre les résultats de Meyerhof (1956), Hansen (1970), Vesic (1975) et Bolton (1979).

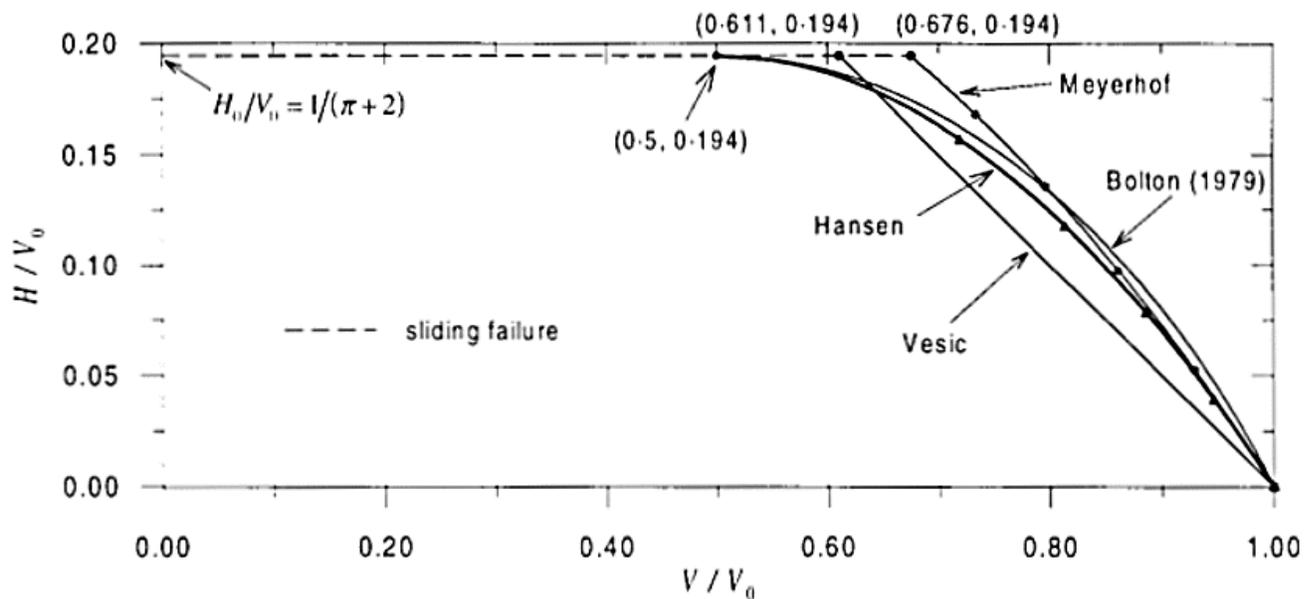


Figure 1.12 : Courbes enveloppes pour un chargement incliné, d'après Bolton (1979).

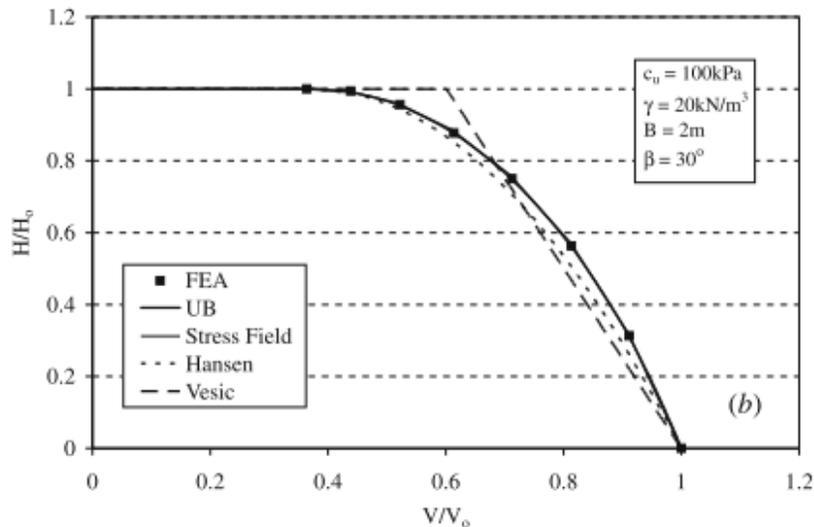


Figure 1.13 : Comparaison des courbes enveloppes pour une fondation sur la crête de talus d’après Georgiadis (2010).

Georgiadis (2010) a déterminé les courbes enveloppes dans le plan de chargement V-H, d’une fondation filante reposant sur la surface d’un sol purement cohérent et située au voisinage d’une pente. La Figure 1.13 montre une comparaison de la surface de rupture obtenue par Georgiadis (2010) et d’autres études.

1.5.3. Capacité portante des fondations superficielles sur un sol argileux à deux couches

La capacité portante des fondations superficielles reposant sur une seule couche de sol homogène a été largement étudiée. En réalité les profils de sols sous la fondation ne sont pas homogènes et la résistance de sol peut augmenter ou diminuer avec la profondeur. Merifield et al. (1999) ont appliqué la méthode d’analyse limite pour évaluer la capacité portante non drainé d’une fondation filante rigide reposant sur deux couches d’argile. Les résultats des bornes supérieures et inférieures ont été présentés sous la forme des facteurs de portance en variant plusieurs propriétés et géométries des couches de sol. La méthode suppose un modèle de sol parfaitement plastique avec le critère de Tresca. La géométrie du problème est présentée sur la Figure 1.14. La fondation filante d’une largeur B repose sur une couche supérieure d’argile d’une cohésion non drainé C_{u1} et d’une hauteur H, sous laquelle il y a une autre couche d’argile avec une cohésion non drainé C_{u2} et d’une hauteur infinie. Les solutions de ce problème sont présentées en fonction des rapports H/B et C_{u1}/C_{u2} , où H/B variant de 0.125 à 2 et C_{u1}/C_{u2} variant de 0.2 à 5.

Dans le cas d’une semelle reposant sur deux couches d’argile, un facteur de capacité portante modifié a été défini par Merifield et al. (1999) comme suit :

$$N_c^* = \frac{q_u}{C_{u1}} \quad (1.10)$$

Où N_c^* est le facteur de capacité portante modifié, q_u est la charge limite d'une fondation superficielle sur une argile en couches et C_{u1} est la cohésion de la couche supérieure.

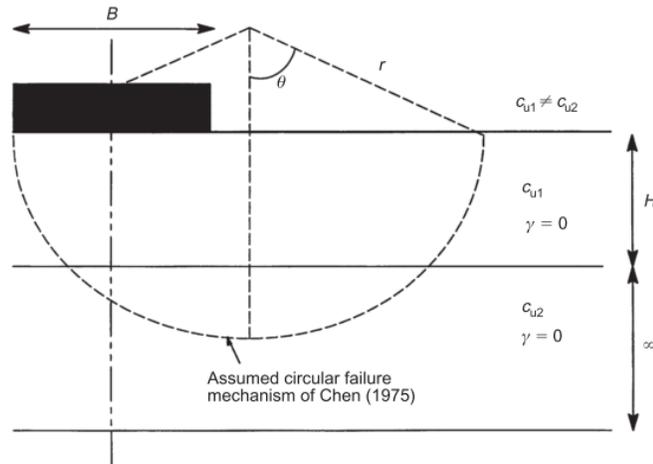


Figure 1.14 : Géométrie de problème (Merifield et al., 1999).

Les facteurs N_c^* calculés ont été présentés sous forme de tableaux et des courbes pour différentes valeurs de H/B et C_{u1}/C_{u2} . Merifield et al. (1999) ont indiqué que pour une couche résistante sur une couche faible d'argile il y a une réduction de la capacité portante qui se passe pour $H/B < 2$.

Merifield et Nguyen (2006) ont utilisé une analyse en déplacement par élément finis pour estimer les facteurs de capacité portante non drainés des fondations filantes, carrées et circulaires, en utilisant le code ABAQUS. Le problème en 2D et 3D est illustré sur la Figure 1.15, la fondation de largeur B ou de diamètre D repose sur une couche supérieure d'argile d'une cohésion non drainé C_{u1} et d'une hauteur H , sous laquelle il y a une autre couche d'argile avec une cohésion non drainé C_{u2} et d'une hauteur infinie. Le sol est considéré comme élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-coulomb. Pour le cas d'un sol homogène, les facteurs de capacité portante ont été d'abord étudiés, ils ont obtenu un facteur $N_c = N_c^* = 5.95$, pour la fondation carré qui est 2% inférieur à celui de la fondation circulaire, ($N_c = N_c^* = 6.05$), et le facteur de forme $S_c = 1.14$ et $S_c = 1.15$ pour les fondations circulaire et carré respectivement.

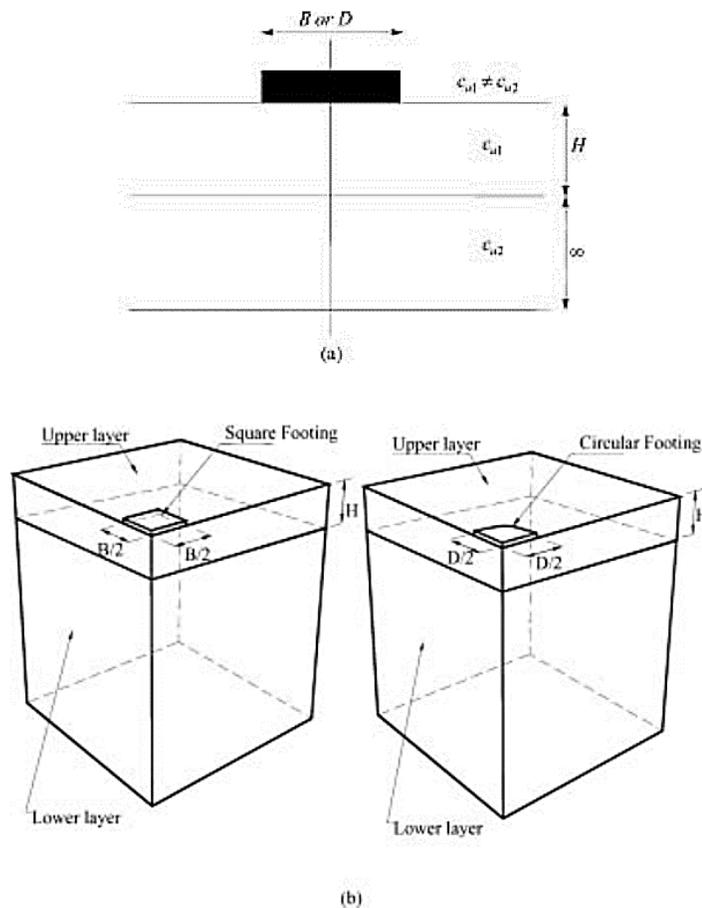


Figure 1.15 : Définition du problème en 2D et 3D (Merifield et Nguyen (2006)).

Pour le cas d'un sol à deux couches le facteur de capacité portante modifié est calculé par l'équation (1.10), les résultats pour les fondations circulaires, carrés et filantes sont présentés dans des tableaux et des courbes pour plusieurs propriétés et géométries des couches de sol. Les résultats indiquent que pour le cas d'une couche d'argile résistante sur une couche d'argile faible, la capacité portante se réduit pour les fondations filantes lorsque $H/B < 1.5-2$, et pour les fondations carrées et circulaires lorsque $H/B < 1$.

1.6. Conclusion

Le dimensionnement des fondations superficielles est basé principalement sur leur capacité portante, qui n'est pas facile à déterminer précisément à cause du grand nombre de facteurs qui affectent sa valeur. De nombreuses études expérimentales, analytiques et numériques ont été effectuées pour la détermination de la capacité portante des fondations superficielles et pour montrer l'effet des différents paramètres géométriques et mécaniques.

Les méthodes traditionnelles considèrent que le sol sous la fondation est homogène d'une sorte que ces

propriétés sont les mêmes dans tout le domaine, ces méthodes négligent l'incertitude provenant de la variabilité du sol et utilisant des valeurs bien déterminé pour les paramètres du sol (les valeurs moyennes ou les valeurs les plus conservatives prises à partir des essais de reconnaissance de sol) pour cela elles sont dites des méthodes déterministes.

Ce chapitre a présenté en bref les méthodes déterministes utilisées pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. Egalement, ce chapitre discute le problème de la capacité portante d'une fondation filante établie à proximité d'une pente et le cas d'une fondation filante sous un chargement incliné, enfin, une description été présentée concernant le problème d'une fondation superficielle reposant sur deux couches d'argile.

Chapitre 2 : Méthodes probabilistes pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles

2.1. Introduction

La variabilité des propriétés du sol et les techniques différentes des essais sont en général des sources d'incertitude dans le domaine de la géotechnique. Les ingénieurs considèrent ces problèmes en utilisant des analyses déterministes, basées sur la notion classique du facteur de sécurité. Cependant, l'expérience pratique montre que l'approche déterministe donne des solutions conservatives sans prendre en compte l'incertitude ; ainsi, la fiabilité d'un système ne peut pas être correctement évaluée.

Par conséquent, une évaluation rigoureuse de l'incertitude liée aux problèmes géotechniques nécessite certainement l'application de la méthode probabiliste en complément des analyses déterministes classiques. En fait, les concepts des méthodes probabilistes, associés à la théorie statistique, offrent une base théorique pour quantifier les incertitudes d'une manière cohérente, en les traduisant en termes mathématiques précis, de cette manière, un cadre logique est fourni pour l'analyse de la fiabilité et des risques.

Ce chapitre présente tout d'abord une introduction sur les concepts de base de la théorie des probabilités puis l'utilisation des probabilités pour décrire les incertitudes géotechniques et enfin la présentation d'une

synthèse bibliographique sur les travaux effectués pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles en utilisant la méthode probabiliste.

2.2. Notions de base de la théorie des probabilités

Afin de classifier et de mieux comprendre l'approche basée sur la théorie des probabilités, dans ce qui suit, on présente une description simplifiée des notions utilisées dans ce domaine :

L'expérience aléatoire concerne tout processus qui génère un ensemble de données et qui a plusieurs résultats possibles, on ne peut pas savoir d'avance le résultat qu'on va obtenir mais on peut décrire tous ces résultats. L'expérience peut consister, par exemple, à surveiller le volume d'eau traversant un barrage en terre en une unité de temps. Le volume enregistré devient l'ensemble de données (Fenton et Griffiths, 2008).

L'espace d'expérience (S) représente l'ensemble de tous les résultats possibles (s_1, s_2, s_3, \dots) d'une expérience aléatoire où $s \in S$, il peut être discret ou continu. Un sous-ensemble de l'espace S est appelé un événement, notés en utilisant des lettres majuscules, telles que A, B, \dots . Dans une expérience aléatoire, un événement est un ensemble de un ou plusieurs résultats possibles.

Dans une expérience aléatoire, la probabilité d'un événement est le quotient qui exprime « la chance » que cet événement se réalise, on note $P[A]$ la probabilité de l'évènement A , où $0 \leq P[A] \leq 1$. D'après Baecher et Christian (2003), la Figure 2.1 montre un exemple d'un espace d'expérience discret S avec tous les résultats possibles (77 points), un événement A est montré sur cette figure qui représente un ensemble de 15 points dans S .

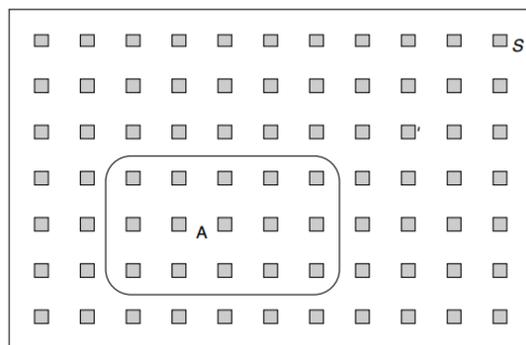


Figure 2.1 : Espace d'expérience discret S avec un événement A (Baecher et Christian, 2003).

Pour décrire les évènements en terme numérique on utilise les *variables aléatoires*, qui attribuent une probabilité à chaque événement possible dans l'espace S . Pratiquement, la variable aléatoire agit d'une

variable pour laquelle la valeur précise (ou la plage des valeurs) ne peut pas être prédite avec certitude, mais uniquement avec une probabilité associée, qui décrit le résultat possible d'une expérience particulière en termes de nombres réels.

2.2.1. Caractéristiques principales des variables aléatoires

2.2.1.1. La distribution de probabilité et les fonctions de densité de probabilité

La fonction de distribution de probabilité $F_x(X)$, également appelée fonction de distribution cumulative ou brièvement CDF, décrit la probabilité qu'une variable aléatoire X prenne une valeur inférieure ou égale à un nombre x , pour chaque valeur x .

Cette fonction est définie comme :

$$F_x(X) = P(X \leq x), \text{ Pour } -\infty < x < +\infty \quad (2.1)$$

Si la variable aléatoire est discrète, la CDF est obtenue par la somme de toutes ses probabilités mesurées sur un espace d'échantillon donné. Tandis que, si la variable aléatoire est continue, ses probabilités mesurées peuvent aussi être décrite en termes de fonction de densité de probabilité $f_x(X)$, ou brièvement PDF. Cette fonction peut être intégrée pour obtenir la probabilité que la variable aléatoire prenne une valeur dans un intervalle donné.

La PDF est le dérivé de la CDF. Donc, La relation suivante existe :

$$f_x(X) = \frac{dF_x(X)}{dX} \quad (2.2)$$

Considérant les équations. (2.1) et (2.2), la probabilité qu'une variable aléatoire X soit dans l'intervalle $[x_1, x_2]$ peut être évalué comme suit

$$\int_{x_1}^{x_2} f_x(X) = F(X_2) - F(X_1) = P(X_1 < X \leq X_2) \quad (2.3)$$

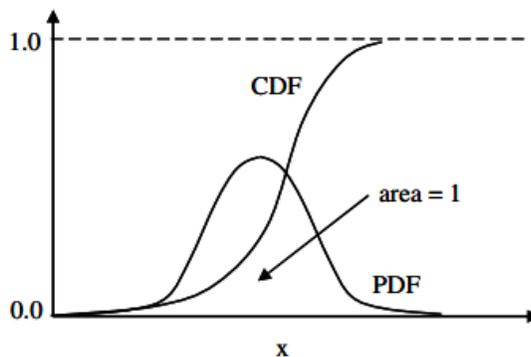


Figure 2.2 : CDF et PDF d'une variable aléatoire continue (Russelli, 2008).

La CDF doit être une fonction continue non décroissante avec des valeurs comprises dans l'intervalle [0,1]. En conséquence, la PDF est une fonction non négative pour toutes les valeurs x et la surface totale sous cette fonction est toujours égale à l'unité. Les deux fonctions sont représentées sur la Figure 2.2 (Russelli, 2008).

2.2.1.2. La valeur moyenne

La valeur moyenne d'une variable aléatoire, aussi défini comme valeur centrale ou attendue, est la somme de la probabilité de chaque résultat possible d'une expérience multipliée par sa valeur. Ainsi, elle représente la moyenne pondérée de toutes les données expérimentales disponibles de la variable en fonction de la fréquence d'occurrence correspondante. En général, si X est une variable aléatoire continue, telle que la cohésion effective d'un sol, et $f_X(X)$ est sa fonction de densité de probabilité, alors sa valeur moyenne est donnée par :

$$\mu_X = \int_{-\infty}^{+\infty} X f_X(X) dX \quad (2.4)$$

La valeur moyenne est également appelée le premier moment central, ou le centre de gravité d'une fonction de densité de probabilité (Figure 2.3), qui peut être (avec la variance) la seule information pratiquement disponible sur les données de sol.

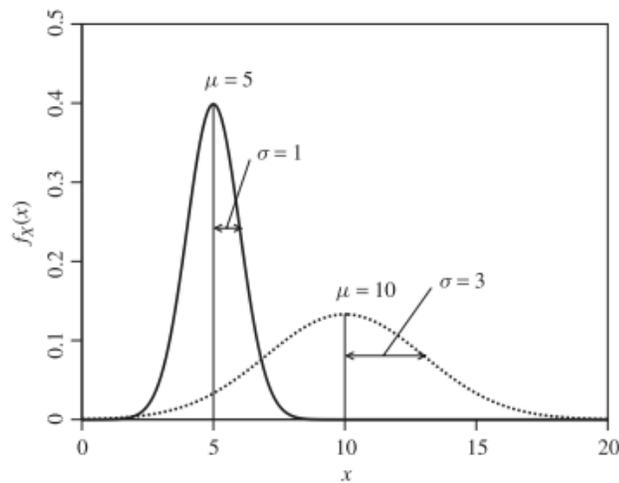


Figure 2.3 : Exemple de la valeur moyenne μ et l'écart type σ de deux distributions différentes, d'après Fenton et Griffiths (2008).

2.2.1.3. La variance et l'écart type

En plus de la valeur moyenne, une autre caractéristique importante d'une variable aléatoire est sa mesure de dispersion ou de variance, également appelée deuxième moment central, ou moment d'inertie de la variable. Cette quantité indique la mesure de la dispersion des valeurs de la variable aléatoire autour de

la valeur moyenne. Pour une variable aléatoire continue X avec une fonction de densité de probabilité $f_X(X)$ et en utilisant l'éq. (2.4), la variance est donnée par :

$$Var(X) = \sigma_X^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu_X)^2 f_X(X) d_X \quad (2.5)$$

Une mesure plus compréhensible de la dispersion est l'écart type σ donné par la racine carrée de la variance, c'est-à-dire :

$$\sigma_X = \sqrt{Var(X)} \quad (2.6)$$

Cette mesure donne sous une forme standard une indication des écarts possibles par rapport à la valeur moyenne (Figure 2.3) d'après Fenton et Griffiths (2008).

2.2.1.4. Le coefficient de variation

Comme il est difficile de spécifier si la dispersion d'une variable est grande ou petite uniquement sur la base de l'écart type, il est plus pratique d'utiliser le coefficient de variation, ou brièvement COV. Ce coefficient non dimensionnel indique si la dispersion par rapport à la valeur centrale d'une certaine variable aléatoire est grande ou petite. Il est défini comme le rapport de l'écart type sur la valeur moyenne de la variable aléatoire :

$$COV_X = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2.7)$$

2.2.1.5. L'asymétrie

Un autre descripteur utile d'une variable aléatoire est l'asymétrie ou troisième moment central. C'est une mesure du degré d'asymétrie de la fonction de densité de probabilité $f_X(X)$ d'une variable aléatoire X . Elle est définie comme :

$$skew(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (X - \mu_X)^3 f_X(X) d_X \quad (2.8)$$

Pour les fonctions de densité de probabilité continue bien connues, telles que la distribution gaussienne, des formules sont disponibles dans la littérature pour évaluer directement l'asymétrie, sans résoudre l'intégrale (2.8).

2.2.1.6. La covariance et le coefficient de corrélation

La covariance est une mesure du degré de dépendance linéaire entre deux variables aléatoires ou plus.

Considérant les variables aléatoires continues X et Y , la covariance est définie comme :

$$COV(X, Y) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_X)(y - \mu_Y) f_{XY}(x, y) \quad (2.9)$$

Lorsque les variables X et Y sont statistiquement indépendantes, la covariance sera égale à zéro. Au lieu de la covariance, il est préférable d'utiliser la covariance normalisée ou le coefficient de corrélation, qui est donné par :

$$\rho_{XY} = \frac{COV(X, Y)}{\sigma_X \sigma_Y}, \quad -1 \leq \rho_{XY} \leq 1 \quad (2.10)$$

Lorsque le coefficient de corrélation est égal à ± 1 , il existe une relation linéaire parfaitement positive, respectivement négative, entre les variables X et Y, comme le montrent les Figures 2.4 (a) et 2.4 (b) pour la cohésion et l'angle de frottement effectif. Cependant, lorsqu'il est nul, X et Y ne sont pas corrélés, comme sur la Figure 2.4 (c).

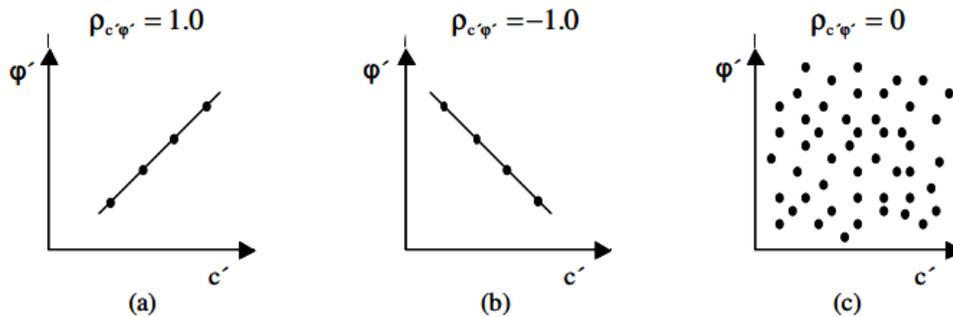


Figure 2.4 :Exemples de corrélation entre les propriétés de sol (a) parfaitement corrélé positivement,(b) parfaitement corrélé négativement (c) non corrélé.

2.2.2. Distribution de probabilité continue utile des variables aléatoires

Les caractéristiques principales d'une variable aléatoire peuvent être complètement décrites si la fonction de densité de probabilité et ses paramètres associés sont connus. Malheureusement, dans de nombreux cas, la forme de la fonction de distribution est inconnue et une description approximative est souvent nécessaire. Plusieurs distributions continues, qui jouent un rôle important dans le génie civil ainsi que dans de nombreux autres domaines de l'ingénierie, peuvent être utilisées comme une bonne approximation pour une variable aléatoire.

Ces distributions continues sont appliquées lorsque les variables aléatoires peuvent prendre n'importe quelle valeur dans une plage, telle que la distribution normale et la distribution log-normale.

2.2.2.1. La distributions normale et la distribution normale standard

La distribution gaussienne normale est la distribution de probabilité la plus fréquemment utilisée en raison de sa symétrie et de sa simplicité mathématique.

Une variable aléatoire X a une distribution gaussienne normale avec une moyenne μ_X et un écart type σ_X si sa fonction de densité de probabilité $f_X(X)$ est donnée par :

$$f_x(X) = N(\mu_X, \sigma_X^2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_X} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right], \quad -\infty < X < \infty \tag{2.11}$$

Sur la Figure 2.5 (a), la fonction de densité de la distribution normale est donnée pour deux ensembles de valeurs de paramètres. On peut constater que, en maintenant la valeur moyenne μ_X constante, l'écart type σ_X régit l'étalement des courbes.

Pour simplifier les calculs avec l'Eq (2.11), une distribution normale arbitraire peut être convertie en une distribution normale standard, représentée sur la Figure 2.5 (b), en transformant la variable normale X en la variable normale standard Z, comme décrit ci-dessous.

$$Z = \frac{X-\mu_X}{\sigma_X} \tag{2.12}$$

où Z a la moyenne 0 et l'écart type 1, c'est-à-dire N (0,1). Sa fonction de densité de probabilité correspondante est donnée par :

$$\Phi_Z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right), \quad -\infty < X < \infty \tag{2.13}$$

Les probabilités associées à la distribution $\Phi_Z(z)$ sont largement répertoriées dans la littérature et sont facilement disponibles dans les bibliothèques de logiciels de la plupart des systèmes informatiques.

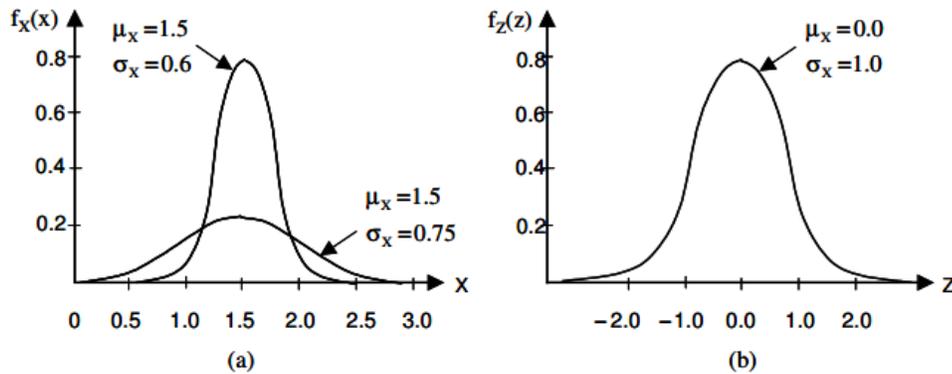


Figure 2.5 : Fonctions de distribution des probabilités (a) distribution Normal (b) distribution Lognormal d'après Russelli (2008).

Du point de vue géotechnique, la distribution gaussienne autorise des valeurs négatives des propriétés du sol, qui sont physiquement irréalistes. Pour cette raison, cette distribution ne pourrait être au mieux qu'une approximation rugueuse.

2.2.2.2. Les distributions décalées et lognormales standards

Une variable aléatoire X a une distribution log-normale si son logarithme naturel $Y = \ln(X)$ a une distribution normale. La distribution log-normale de la variable aléatoire X peut être spécifiée par sa moyenne μ_X , son écart type σ_X et son coefficient d'asymétrie v_X . Alternativement, il peut être spécifié par la valeur moyenne $\mu \ln(X)$ et l'écart type $\sigma \ln(X)$ de la variable normale $\ln(X)$. La formule générale de la fonction de densité de probabilité de la distribution log-normale décalée, également définie comme la distribution log-normale à trois paramètres, est donnée par :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}(x-x_0)\sigma_{\ln(x)}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln(x-x_0)-\mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}\right]^2\right\}, \quad X_0 < X < +\infty \quad (2.14)$$

où x_0 est l'emplacement ou le paramètre de décalage de la variable aléatoire X .

Lorsque ce paramètre est égal à zéro, on retourne à la distribution log-normale standard, appelée alors distribution à deux paramètres, log-normale.

En utilisant la distribution log-normale décalée, il est possible de faire correspondre non seulement la valeur moyenne et l'écart type d'une certaine population de données, comme le fait la fonction log-normale standard, mais également le coefficient d'asymétrie.

Cela permet un plus ajustement réaliste des données. Ceci est possible en utilisant les équations suivantes, qui permettent la transformation de la variable aléatoire lognormale X en la variable normale standard $Y = \ln(X)$:

$$\mu_{\ln(x)} = \ln(\mu_x - x_0) - \frac{1}{2} \ln\left[1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0}\right)^2\right] \quad (2.15)$$

$$\sigma_{\ln(x)} = \sqrt{\ln\left[1 + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0}\right)^2\right]} \quad (2.16)$$

$$v_x = 3 \frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0} + \left(\frac{\sigma_x}{\mu_x - x_0}\right)^3 \quad (2.17)$$

Tout d'abord, l'Eq. (2.17), qui est un polynôme du troisième degré, devrait être résolu numériquement pour obtenir l'estimation requise du paramètre d'emplacement x_0 . Lorsque le coefficient d'asymétrie v_x est nul, alors l'Eq. (2.17) ne converge pas vers une solution.

Une fois que x_0 est connu, les deux paramètres $\mu_{\ln(X)}$ et $\sigma_{\ln(X)}$ sont facilement trouvés en utilisant Eqs. (2.15) et (2.16).

La Figure 2.6 montre un exemple de la fonction log-normale décalée et de sa transformation à la distribution normale standard. La distribution log-normale est généralement acceptée pour modéliser raisonnablement de nombreuses propriétés du sol, car elle est strictement non négative. On peut conclure que la distribution log-normale pourrait bien représenter la distribution naturelle de nombreuses propriétés du sol variant dans l'espace.

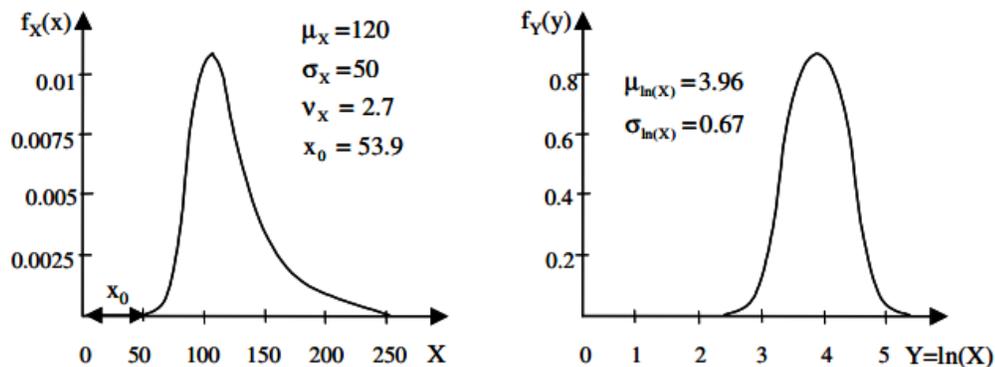


Figure 2.6 : Fonction log-normale décalée et sa transformation à la distribution normale standard d'après Russelli (2008).

2.3. Les incertitudes en géotechnique et la théorie des champs aléatoires

2.3.1. Sources d'incertitudes liées aux paramètres du sol

D'après phoon et Kulhawy (1999.a), les trois principales sources d'incertitudes géotechniques sont présentées sur la Figure 2.7, ainsi on peut considérer les cas suivants :

- **Variabilité inhérente du sol :** principalement due aux processus géologiques naturels qui ont produit et continue a modifier la masse du sol in situ. Tang (1984) attribue cette évolution à une variation à petite échelle de la composition minérale, des conditions environnementales pendant les dépôts, de l'histoire des contraintes passé et des variations de la teneur en humidité.
- **Erreurs de mesure :** est causée par les équipements, les procédures des opérations et les effets des tests aléatoires. Ensemble, les erreurs de mesure et la variabilité inhérente du sol, peuvent être décrites comme une dispersion de données. In situ, les mesures sont également influencées par l'incertitude statistique ou les erreurs d'échantillonnage résultant de nombre limité d'informations.

- **Incertitude de transformation** : est introduite lorsque les mesures en terrain ou en laboratoire sont transformées à des propriétés du sol pour la conception à l'aide des modèles de corrélation empiriques ou d'autres en introduisant des simplifications et des idéalisations.

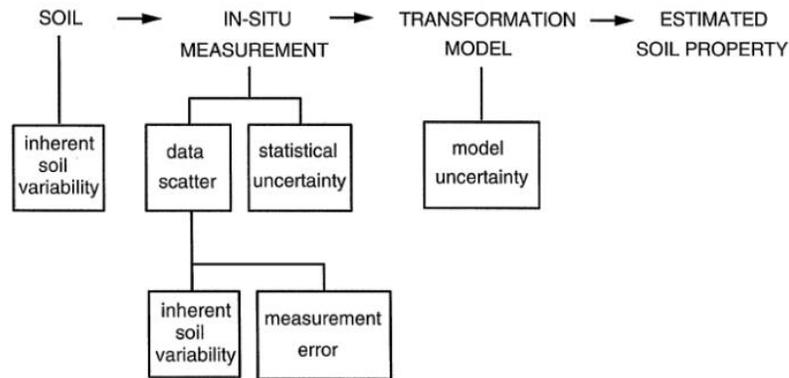


Figure 2.7 : Incertitude des estimations des propriétés du sol, d'après Phoon et Kulhawy (1999.a).

2.3.2. Variabilité spatiale des propriétés du sol

Le sol est un matériau compliqué qui a été formé par une combinaison des différents processus géologique, environnemental, physique et chimique. Beaucoup de ces processus sont en continuation et peut modifier le sol in situ. A cause de ces processus naturels, toutes les propriétés du sol in situ vont varier verticalement et horizontalement. Comme représenté sur la Figure 2.8, cette variabilité spatiale peut être écrite comme :

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (2.18)$$

Où : $\xi(z)$: propriété du sol à une profondeur z ; $t(z)$: la fonction déterministe qui donne la valeur moyenne de la propriété du sol à z ; $w(z)$: le résiduelle (le composant de fluctuation) à z , qui représente la variabilité inhérente du sol et qui peut être défini comme un champ aléatoire homogène (Vanmarcke, 1983).

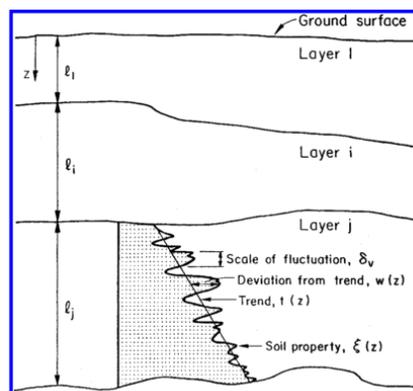


Figure 2.8 : Variabilité spatiale inhérente du sol, d'après Phoon et Kulhawy (1999.a).

2.3.3. Théorie des champs aléatoires

Une importante caractéristique de la variabilité inhérente des propriétés du sol est la structure de corrélation, c'est-à-dire, les propriétés ne varient pas aléatoirement dans l'espace, mais présente une certaine cohérence (similarité des propriétés) entre deux points dans l'espace, alors, $w(z)$ décrit un ensemble des variables aléatoires corrélées. Une méthode rationnelle pour prendre en compte de la variabilité inhérente est de modéliser $w(z)$ comme un champ aléatoire homogène (Vanmarcke, 1983).

Supposons $X(\mathbf{x}, \omega)$ est un champ aléatoire, où $\mathbf{x} \in D$ définit l'espace physique et $\omega \in \Omega$ définit l'espace de probabilité. La structure de corrélation d'un champ aléatoire est modélisée par la fonction de covariance, noté par $CX(\mathbf{s}, \mathbf{t})$, où $\mathbf{s}, \mathbf{t} \in D$, sont limités, symétriques et positivement définie. La première étape dans l'application de la théorie des champs aléatoires est la sélection de la distribution de probabilité du champ. Concernant la fonction de covariance, il y a plusieurs possibilités (e.g. Fenton et Griffiths, 2008), un exemple est la fonction de covariance (fonction de corrélation ρ) exponentielle pour deux dimensions (3.19).

$$\rho((x_1, y_1)(x_2, y_2)) = \exp\left(-\frac{|x_1-x_2|}{\theta_x}\right) \exp\left(-\frac{|y_1-y_2|}{\theta_y}\right) \quad (3.19)$$

Où θ_x et θ_y sont les longueurs de corrélations dans le sens horizontal et vertical respectivement.

2.3.4. Méthode d'expansion «Karhunen-Loeve»

Ils existent plusieurs méthodes de génération de champ aléatoire (Fenton et Griffiths, 2008). Dans OptumG2, la méthode d'expansion 'Karhunen-Loeve' est utilisée. Cette méthode est convenable parce qu'elle permet des solutions analytiques pour la fonction de covariance exponentielle (Zhang et Lu, 2004). En utilisant le théorème de Mercer, la fonction de covariance est décomposée selon :

$$C_x(s, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i f_i(s) f_i(t) \quad (3.20)$$

Où λ_i et f_i sont respectivement les valeurs propres et les fonctions propres de C_x .

Car la somme ci-dessus doit être segmentée en un nombre fini des termes, alors une attention significative est donnée pour que la variance simulée soit réduite. Pour contrôler cette réduction, les valeurs propres sont classées en ordre descendant et le nombre des termes, n , est décidé quand les fonctions propres diminuent suffisamment pour satisfaire la condition :

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_1} \leq TOL \quad (3.21)$$

Où TOL est typiquement mis à 10^{-5} .

La solution analytique de Zhang et Lu (2004) est utilisé pour résoudre l'équation. En notant que le nombre des termes en KL expansion augmente quand la longueur de corrélation diminue.

3.3.5. Méthode Monte Carlo

D'après Kayser et Gajan (2014), la méthode de simulation de Monte Carlo (MC) est une procédure simple qui est compatible pour l'analyse numérique et convient aux problèmes trop compliqués à résoudre analytiquement. Cette méthode considère toutes les différentes possibilités en combinant toutes les combinaisons possibles des variables aléatoires.

Les différentes étapes impliquées dans la résolution d'un problème par la méthode MC sont décrites par Jones et al. (2002). Tout d'abord, un modèle doit être sélectionné pour obtenir une solution déterministe au problème. Ensuite, les fonctions de distribution de probabilité des paramètres d'entrée du modèle doivent être sélectionnées, pour obtenir des distributions de probabilité appropriées des paramètres d'entrée, une estimation de fréquence est nécessaire afin que les distributions sélectionnées soient fiables avec une corrélation estimée entre les paramètres d'entrée. Enfin, les simulations MC sont effectuées en utilisant chaque ensemble unique de paramètres d'entrée et les résultats de sortie du modèle sont utilisés pour calculer la moyenne, l'écart type, le PDF et le CDF des résultats de sortie. La technique de simulation MC fournit une distribution de probabilité prédite de la variable de sortie pour toutes les probabilités de dépassement, la Figure 2.9 montre un organigramme qui montre les étapes de la méthode Monte Carlo.

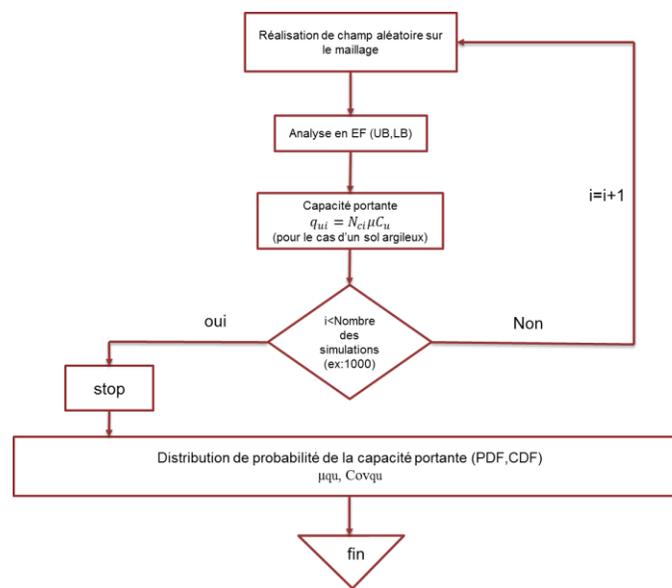


Figure 2.9 : Organigramme des étapes de la méthode Monte Carlo

2.3.6. Les caractéristiques probabilistes de la variabilité spatiale des propriétés de sol

Les caractéristiques de la variabilité spatiale des paramètres du sol sont présentées par Popescu et al. (1997) en utilisant les champs aléatoires avec les éléments suivants :

- **La valeur moyenne :** Cela peut suivre une tendance (comme une croissance uniforme de la résistance au cisaillement du sol avec la profondeur).
- **La variance :** Cela représente le degré de dispersion des fluctuations autour de la valeur moyenne.
- **La structure de corrélation :** Représente la similarité entre les fluctuations mesurées à deux points. Un degré de cohérence entre les fluctuations peut être observé, cette cohérence devient plus remarquable quand les points mesurés devient plus proches. La cohérence entre les valeurs de chaque propriété dans des locations différentes peut être décrite par une fonction d'auto-corrélation . Le paramètre principal de fonction d'autocorrélation est la distance de corrélation (ou l'échelle de fluctuation), c'est une longueur sur laquelle une cohérence significative est maintenue.
- **La distribution de probabilité :** la sélection de la distribution de probabilité est la première étape pour l'application de la théorie des champs aléatoires. Cependant, beaucoup de distributions peuvent être utilisés, la distribution lognormal a quelque avantage important et elle est habituellement utilisée pour modéliser les propriétés des sols et des roches. La distribution lognormal offre l'avantage de la simplicité parce qu'on l'atteint avec une simple transformation non linéaire de la distribution classique normal Gaussienne. Egalement, la distribution lognormal garantit que la variable aléatoire est toujours positive.

Après une analyse extensive, Phoon et Kulhawy (1999.a) ont présenté des valeurs approximatives pour les coefficients de variation Cov et les longueurs de corrélations θ , pour les différents paramètres du sol, comme la cohésion non drainé du sol C_u , ils ont trouvé un intervalle typique de $CovC_u$ qui varie entre 10% et 55% provenant de variabilité spatiale inhérente du sol. Cet intervalle est obtenu d'après une étude extensive des données à partir de 'Cone penetration tests' (CPT), 'Vane shear tests' (VST) et des essais en laboratoire ('unconfined compression tests' (UC), 'Uncosolidated-undrained triaxial compression tests' (UU) et 'consolidated isotropic undrained triaxial compression tests' (CIUC)). La Figure 2.10 montre les valeurs de $CovC_u$ à partir des essais effectués en laboratoire.

Les intervalles de longueurs de corrélation pour la cohésion non drainé ont été aussi estimés à partir des essais en laboratoire et des essais in situ (Phoon et Kulhawy, 1999a). Dans la direction verticale les valeurs de θ_v sont entre 0.5m et 6 m (généralement entre 1m et 2m) et dans la direction horizontale les

valeurs de θ_h sont entre 40m et 60m. Ce résultat est logique parce que les propriétés de sol sont plus variables dans le sens vertical en comparant avec le sens horizontal.

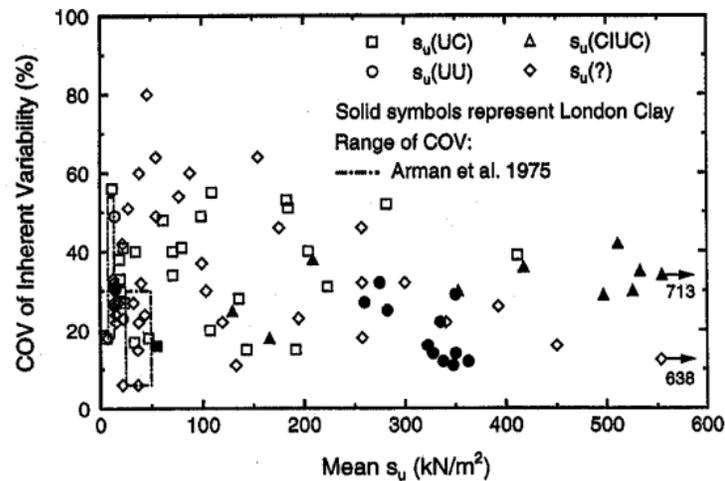


Figure 2.10 : Variation du coefficient de variation de la cohésion non drainé $CovC_u$ avec sa valeur moyenne μC_u d'après Phoon et Kulhawy (1999.a).

2.4. L'analyse probabiliste

L'analyse stochastique des incertitudes peut être utilisée pour différentes raisons, dans la liste suivante (Schweckendiek, 2006) il y a plusieurs catégories des méthodes, qui considèrent les incertitudes pour différents buts :

- **Analyse d'incertitude (Uncertainty analysis) :** Elle est pour but de la description de distribution des résultats ou ces caractères principaux comme les moments statiques (valeur moyenne, écart type, etc.) de la réponse du système.
- **L'analyse de fiabilité (Reliability analysis) :** La fiabilité d'un système est analysée en utilisant un critère de rupture prédéfini qui décrit les événements défavorable. Le résultat est généralement présenté avec un index de fiabilité β ou une probabilité de rupture P_f .
- **Analyse de risque (Risk analysis) :** Prend en considération les conséquences possibles de certaines actions. Elle est alors reliée à l'adoption de la décision.
- **La conception probabiliste (Probabilistic design) :** Elle inclut tous les méthodes présentes avec un critère de conception économique rationnelle.

Dans cette thèse on concentre sur l'analyse d'incertitude où les résultats recherchés sont la valeur moyenne et coefficient de variation de la charge limite.

2.5. Méthodes probabilistes pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles

L'analyse basée sur la fiabilité a été largement appliquée pour l'étude des problèmes de la stabilité des pentes, ensuite cette méthode a été adoptée pour l'analyse et la conception fiabiliste des fondations. Récemment, beaucoup d'attention a été apportée à ce problème, certains auteurs ont modélisé les paramètres incertains comme des processus aléatoires et ont examiné l'effet de la variabilité spatiale de ces paramètres sur le tassement ou sur la capacité portante des fondations (Griffiths et Fenton, 2001 ; Griffiths et al., 2002 ; Popescu et al., 2005...etc.). La plupart de ces études ont examiné l'incertitude d'un seul paramètre (tel que la cohésion, l'angle de frottement interne du sol ou le module d'élasticité du sol). Plusieurs auteurs ont essayé de modéliser les incertitudes des différents paramètres comme des variables aléatoires (Abdel Massih et al., 2008 ; Ashraf et Soubra, 2010 ; Chew et al., 2015)...etc.). Dans ce qui suit, on présente les travaux les plus importants trouvés dans la littérature.

2.5.1. Etude probabiliste de la capacité portante d'une fondation superficielle sous chargement verticale

Griffiths et al. (2002) ont effectué une étude probabiliste sur la capacité portante des fondations filantes rigides rugueuses reposant sur un sol cohérent non pesant, pour évaluer l'influence de la distribution aléatoire de la résistance au cisaillement non drainé en utilisant une analyse non linéaire par éléments finis combinée avec la théorie des champs aléatoires en collaboration avec la méthode de Monte Carlo (méthode RFEM).

Dans l'étude paramétrique, la cohésion moyenne est maintenue constante tandis que le coefficient de variation et la longueur de corrélation spatiale de la cohésion sont variés. Les résultats sont présentés dans un contexte probabiliste pour déterminer la probabilité de rupture, aussi une comparaison entre les conditions des fondations rugueuses et lisses est également faite.

La variation de la cohésion non drainé est caractérisée par une distribution lognormal et le champ aléatoire est généré par la méthode de subdivision moyenne locale (local average subdivision method). Aussi, une fonction Markovienne isotopique de corrélation spatiale est utilisée :

$$\rho(\tau) = \exp\left\{-\frac{2|\tau|}{\theta \ln_{cu}}\right\} \quad (2.22)$$

La longueur de corrélation spatiale verticale est supposée égale à la longueur de corrélation spatiale horizontale. L'analyse de la capacité portante est effectuée par la méthode des éléments finis en utilisant

le critère élastique parfaitement plastique de Tresca. Un maillage uniforme avec des éléments carrés (Figure 2.11) est utilisé pour simplifier la génération des champs aléatoires et la désignation de la valeur de la cohésion de chaque élément.

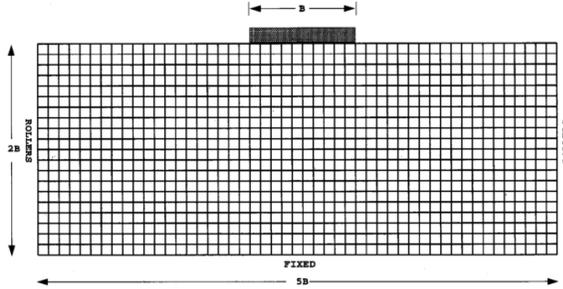


Figure 2.11 : Maillage utilisé pour l'analyse probabiliste, d'après Griffiths et al. (2002).

La capacité portante q_f est normalisée par la cohésion non drainé pour donner un facteur de capacité portante N_{ci} où :

$$N_{ci} = \frac{q_{fi}}{\mu_{cu}}, \quad i = 1, 2, \dots, 1000 \quad (2.23)$$

Où, i est le nombre de la simulation du champ aléatoire.

Ils ont trouvé que la capacité portante moyenne μ_{qf} d'une fondation sur un sol spatialement variable est toujours inférieure à la capacité portante déterministe q_{fd} d'une fondation sur un sol uniforme.

La réduction de la capacité portante moyenne par rapport à la capacité portante déterministe est plus élevée pour les grandes valeurs de Cov_{cu} et les valeurs de la longueur de corrélation spatiale Θ_{cu} qui sont de l'ordre de la largeur de la fondation, la réduction maximale est trouvée quand $\Theta_{cu} = 0.5$ (Figure 2.12).

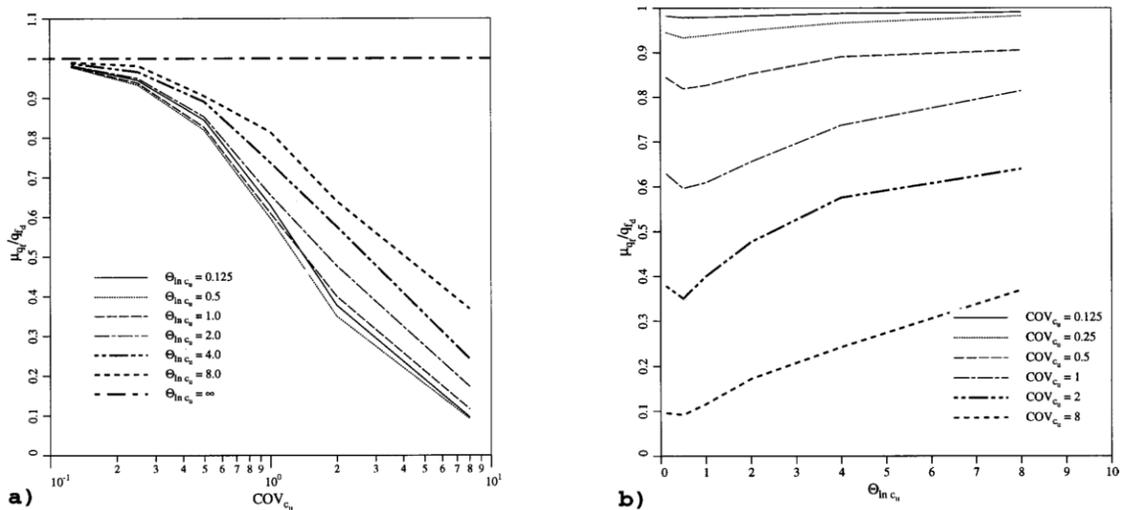


Figure 2.12 : Capacité portante moyenne estimée en fonction de : a) Cov_{cu} et b) $\Theta_{ln c_u}$ d'après Griffiths et al. (2002).

Popescu et al. (2005) ont examiné l'effet de l'hétérogénéité aléatoire des propriétés du sol sur le mécanisme de rupture et la capacité portante des fondations filantes sous un chargement verticale. Des courbes de Fragilité sont établies pour exprimer la probabilité de dépasser des différents niveaux d'endommagement en fonction de l'intensité de la charge verticale.

Des études paramétriques ont été effectuées pour évaluer l'influence des différentes caractéristiques probabilistes des propriétés du sol sur la capacité portante d'une fondation filante posée sur une argile surconsolidée dans des conditions non drainées. Les propriétés du sol spatialement variables sont la cohésion non drainée du sol C_u et le module de déformation E . Le coefficient de Poisson ν a été supposé constant sur le domaine du problème et est égal à 0,49. Le module de déformation E a été supposé parfaitement corrélé avec la résistance au cisaillement non drainée par la relation $E = \alpha C_u$. Une gamme pour α entre 300 et 1500 a été considérée comme faisant partie d'une étude de sensibilité.

Pour évaluer les effets de la fonction de densité de probabilité (PDF) de la résistance au cisaillement sur la capacité portante, deux modèles ont été étudiés : une distribution Gamma (positivement non-symétrique), et une distribution de Beta symétrique.

Des analyses par EF en deux dimensions sont effectuées à l'aide du code éléments finis ABAQUS en supposant un comportement élastique parfaitement plastique du sol avec le critère de Tresca.

Il est démontré que la variabilité spatiale inhérente de la résistance au cisaillement du sol peut considérablement modifier la forme de base du mécanisme de rupture puis il est démontré que ce comportement se traduit par une réduction substantielle de la capacité portante ultime, par rapport au cas correspondant déterministe (sol homogène). La variation de la capacité portante ultime peut être clairement observée sur la Figure 2.13 où la courbe moyenne des simulations Monte Carlo est significativement inférieure à celui de l'analyse déterministe.

La Figure 2.14 illustre les effets des différents paramètres sur les courbes de fragilité d'une fondation superficielle filante. Il est constaté que le coefficient de variation et la distribution de probabilité marginale de la résistance au cisaillement du sol sont les deux paramètres les plus importants à la réduction de la capacité portante (par rapport aux sols homogènes).

Aussi, il a été constaté que la distance de corrélation horizontale θ_h n'a pas affecté de façon significative la capacité portante moyenne. Cependant, il apparaît que θ_h a un effet significatif sur la pente des courbes de fragilité. Figure 2.14(b) illustre ces effets de la distance de corrélation horizontale.

Enfin, comme prévu, la déformabilité du sol E/C_u prouvé d'avoir une influence significative sur la capacité portante (lignes épaisses sur la Figure 2.14.d).

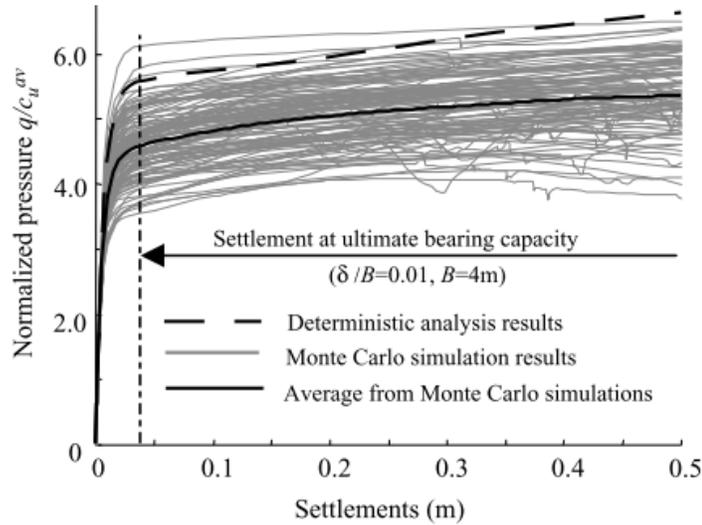


Figure 2.13 : Capacité portante normalisé en fonction de tassement, d'après Popescu et al. (2005).

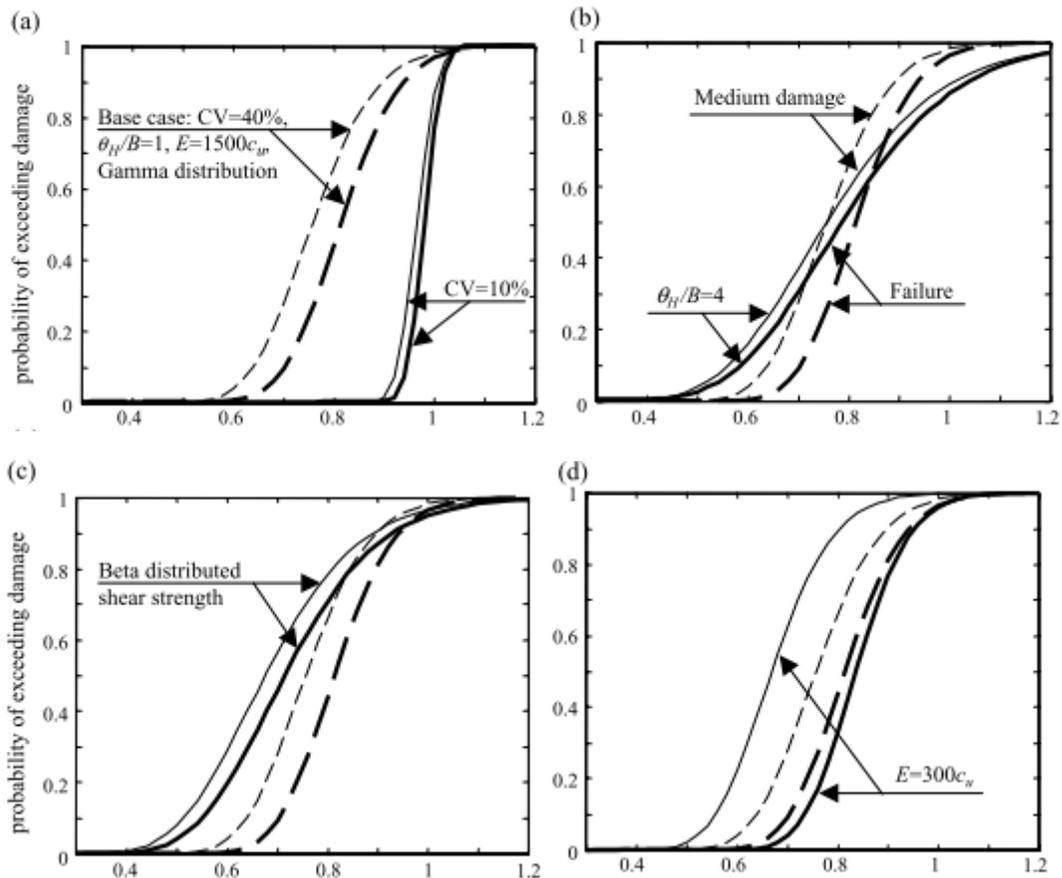


Figure 2.14 : Courbes de fragilité pour : dégâts moyens (lignes fines), rupture (lignes épaisses)

Effet de : a) coefficient de variation ; b) échelle de fluctuation horizontale ; c) distribution de probabilité de la résistance du sol ; d) déformabilité du sol (Popescu et al., 2005).

Srivastava et Babu (2009) ont étudié l'influence de la variation spatiale des paramètres du sol sur la capacité portante d'une fondation superficielle filante chargée verticalement reposant sur un sol argileux en utilisant l'analyse numérique avec le code FLAC 5.0.

La modélisation numérique de la variabilité spatiale du sol est assurée en utilisant les paramètres statistiques (moyenne, variance, fonction de tendance) obtenus de q_c profile. La fonction de tendance est modélisée avec une distribution normale non corrélée. La Figure 2.15 montre le modèle numérique des différences finies. La Figure 2.16 montre une simulation typique de paramètre de cohésion spatialement variable (P_a) avec une tendance linéaire inhérente aux données. 2000 simulations de Monte Carlo sont gérées pour l'estimation des paramètres statistiques du facteur de capacité portante (N_c), dans le cas d'un profil du sol spatialement variable. La Figure 2.17 montre les résultats de 2000 simulations numériques, la valeur moyenne du facteur de capacité portante (N_c) est 5,03 avec un Cov de 24 %.

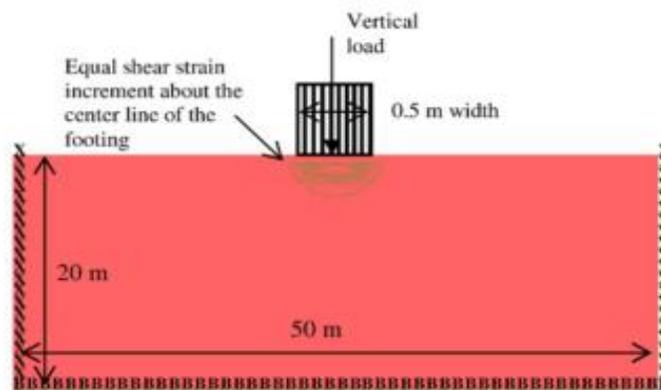


Figure 2.15 : Modèle numérique (Srivastava et Babu, 2009).

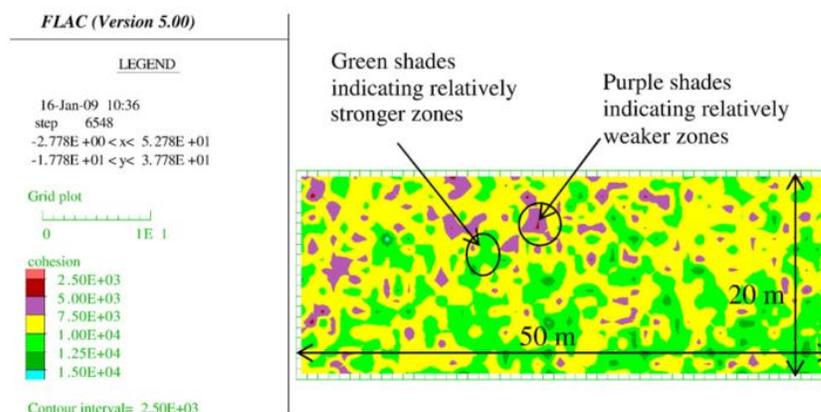


Figure 2.16 : Variation spatiale de la cohésion (Srivastava et Babu, 2009).

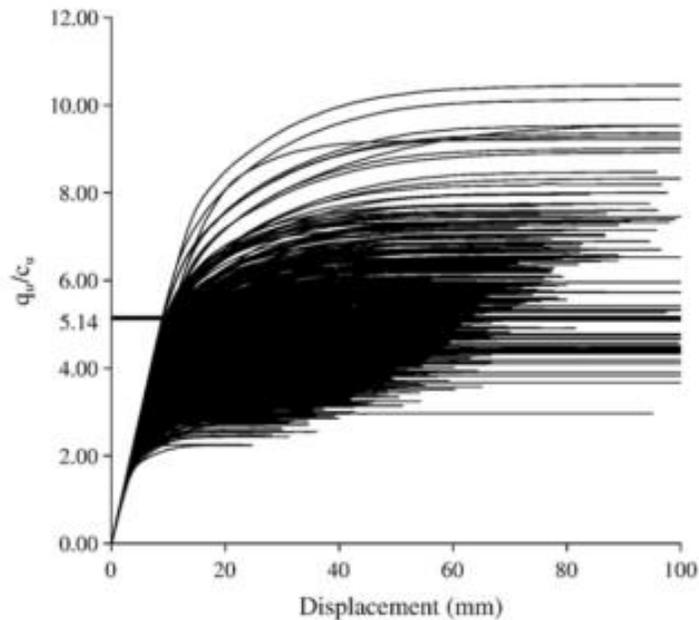


Figure 2.17 : Courbes charge-déplacement correspondant à 2000 simulations de Monte Carlo (Srivastava et Babu, 2009).

Srivastava et Babu (2009) ont observé que la valeur moyenne du facteur de capacité pour la cohésion non drainée spatialement variable est inférieure à la valeur correspondante prise pour la cohésion non drainée uniformément constante $N_c = 5.14$ (solution de Prandtl). L'approche permet la sélection d'une valeur appropriée du facteur de sécurité d'une manière rationnelle.

Abdel Massih et Soubra (2010) ont étudié la capacité portante d'une fondation filante soumise à un chargement verticale centré en considérant la variabilité spatiale de la cohésion et l'angle de frottement de sol. Le code FLAC 3D est utilisé pour modéliser le problème déterministe élastoplastique, la cohésion et l'angle de frottement sont modélisés comme des champs aléatoires, où la cohésion suit une loi lognormale avec une valeur moyenne de $\mu C = 20$ kPa et un coefficient de variation $10\% \leq Cov_C \leq 40\%$ et l'angle de frottement suit une loi beta avec une valeur moyenne $\mu\phi = 30^\circ$ et $5\% \leq Cov_\phi \leq 15\%$. Les distances de corrélation sont considéré égales à $\theta_x = \theta_y = 2$ m.

La Figure 2.18 montre la courbe charge-déplacement de toutes les simulations Monte Carlo ainsi que la courbe moyenne. Les auteurs ont remarqué que la valeur moyenne de la charge ultime (2143,5 kPa) est inférieure à la valeur déterministe (2386 kPa) obtenues pour un sol homogène dont les propriétés de sol sont constantes est égales aux valeurs moyennes.

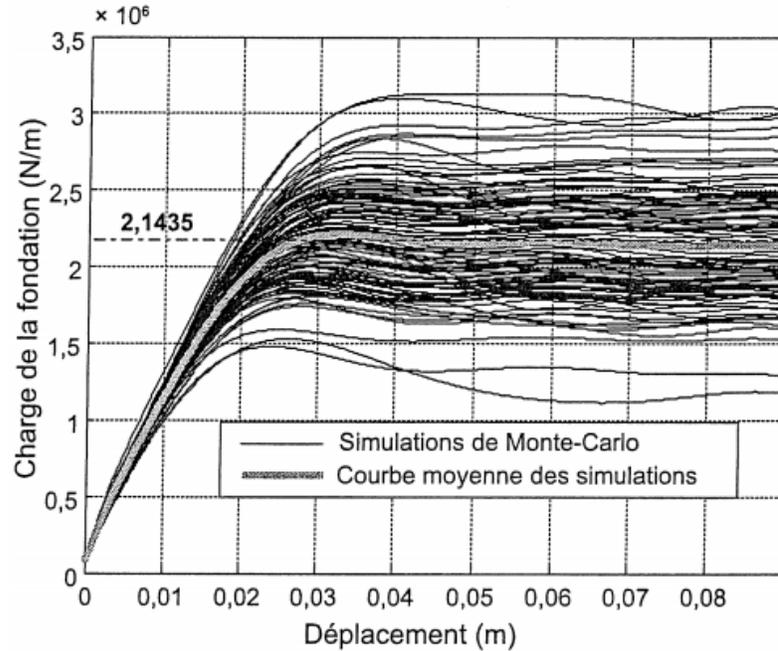


Figure 2.18 : Effort charge-déplacement des simulations Monte Carlo (Abdel Massih et Soubra, 2010)

La Figure 2.19 montre que la moyenne de la charge ultime diminue puis augmente avec l'augmentation de la longueur d'autocorrélation avec un cas critique qui existe quand la distance d'autocorrélation est égale à la largeur de la fondation ce cas correspond à la plus petite moyenne de la charge ultime. Aussi, les auteurs ont remarqué que la valeur moyenne de la capacité portante augmente avec la diminution des coefficients de variation des paramètres de cisaillement du sol, elle tend vers la valeur déterministe pour des petits coefficients de variation et de grandes distances d'autocorrélation

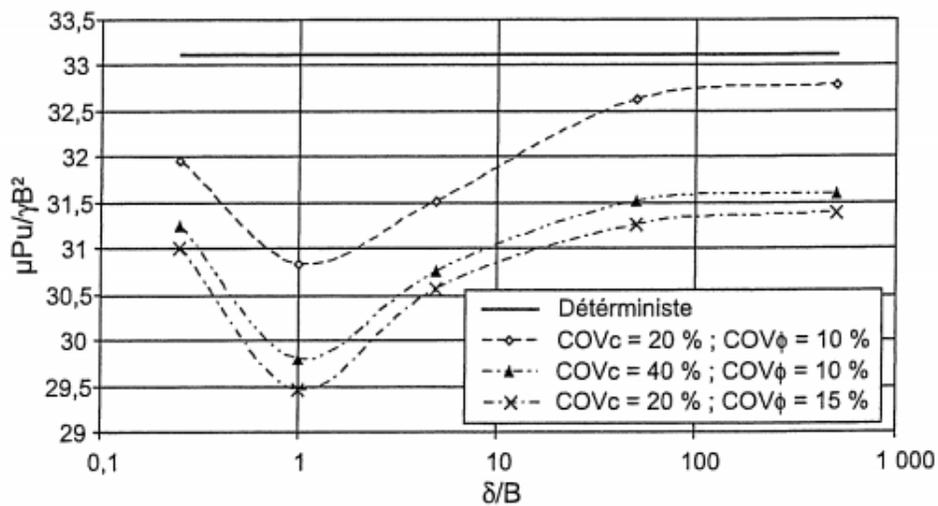


Figure 2.19 : Moyenne de la charge ultime en fonction des distances d'autocorrélation

(Abdel Massih et Soubra, 2010).

La Figure 2.20 montre la variation de l'écart type de la charge ultime où ce dernier augmente avec l'accroissement des longueurs d'autocorrélation et des coefficients de variations. Il est remarqué à partir de deux dernières courbes que la moyenne et l'écart type de la charge ultime sont sensibles aux variations de l'angle de frottement qu'à celles de la cohésion.

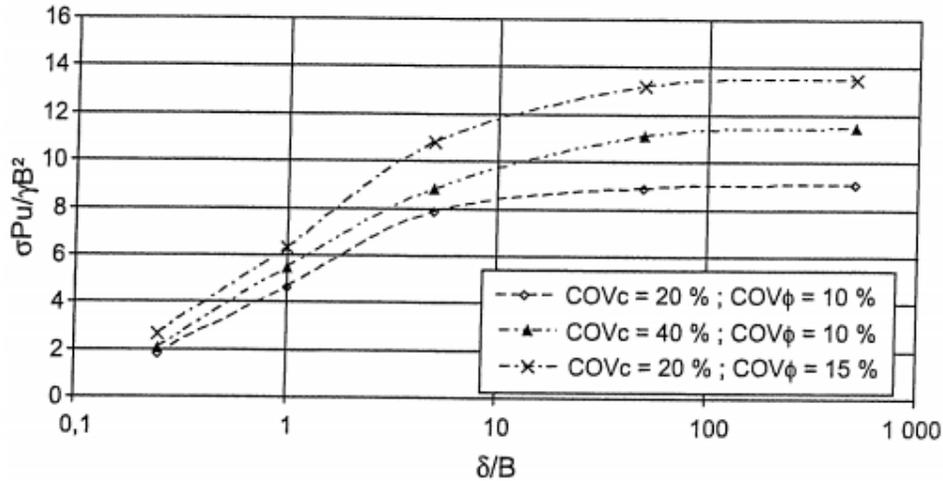


Figure 2.20 : Ecart-type de la charge ultime en fonction des distances d'autocorrélation (Abdel Massih et Soubra, 2010).

Zhalehjoo et al. (2012) ont évalué la capacité portante des fondations superficielles filantes reposant sur un sol argileux en utilisant la théorie des champs aléatoires combiné avec les simulations de Monte-Carlo, pour montrer l'effet de la variation stochastique de la cohésion non drainé sur la capacité portante des fondations superficielles chargées verticalement, en comparant avec les méthodes classiques.

La cohésion est supposé d'une distribution log-normal est spatialement corrélé (en adoptant la technique «Choleski » de décomposition pour produire la matrice de covariance utilisée pour générer les données corrélées et la fonction de corrélation « Markov »). La longueur de corrélation est supposée constante et égale à deux fois la largeur de la fondation, en étudiant les effets de : Cov, C_{u0} (la cohésion non drainée à la surface du sol) et λ (le taux d'augmentation de C_u avec la profondeur z) ($C_u = C_{u0} + \lambda z$). FLAC a été utilisé pour produire un model RFDM (Random Finite Diffrence Model) aussi une analyse déterministe a été effectué pour le même model (par la méthode des différences finis FDM- l'équilibre limite LE et la méthode des lignes de glissement SL). La Figure 2.21 montre un exemple de distribution de la cohésion non drainé avec les propriétés stochastique supposées. Après la comparaison des différentes méthodes l'importance de l'analyse stochastique est montrée sur les Figures (2.22) et (2.23).

Il a été démontré que le Cov a un grand effet sur la capacité portante des fondations superficielles. Cela signifie que par l'augmentation de la variation des paramètres de résistance, la capacité portante de la fondation diminue. Ceci est montré pour toutes les catégories d'argile et de densités de résistance.

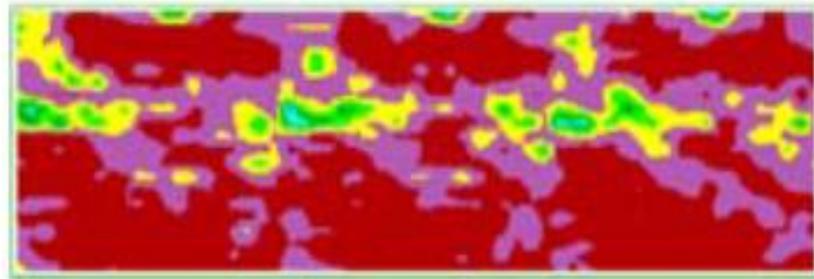


Figure 2.21 : Distribution de cohésion non drainé avec $Cov=0.75$, $Cu_0=25$ kPa et $\theta=0.4$ m, d'après Zhalehjo et al. (2012).

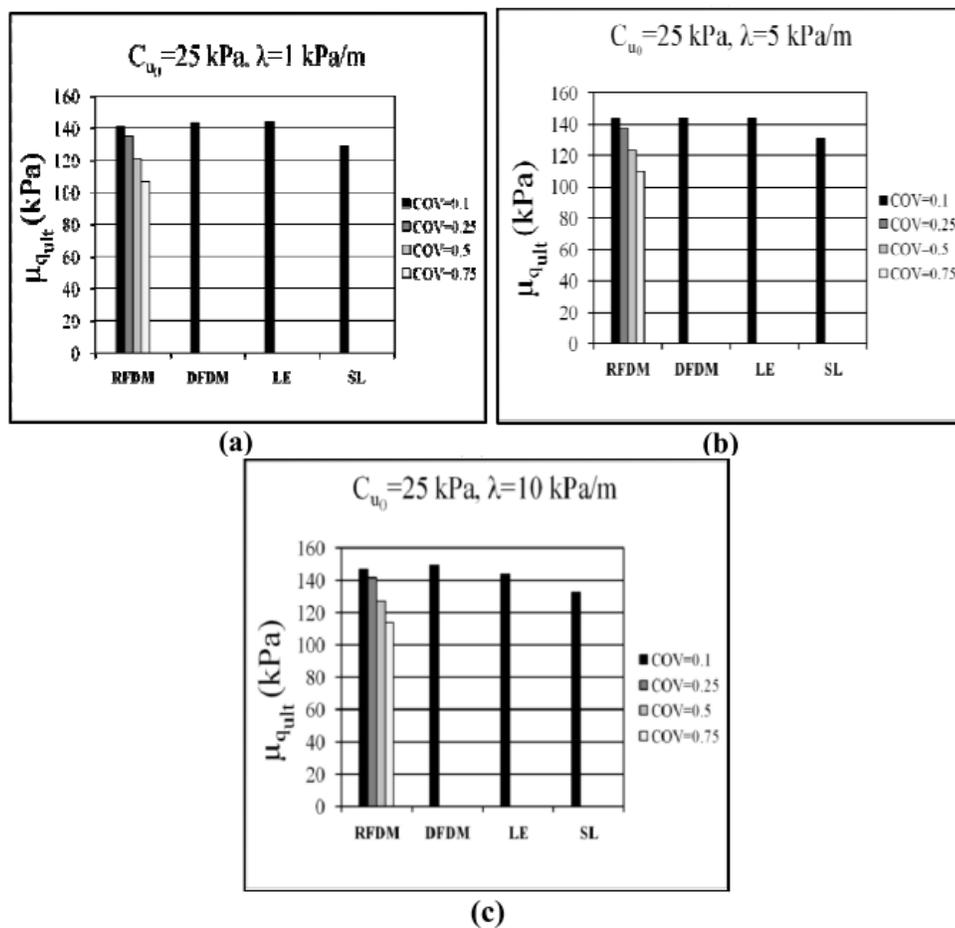


Figure 2.22 : Comparaison de RFDM avec les autres méthodes pour un argile molle, a) $\lambda=1$; b) $\lambda=5$ et c) $\lambda=10$ kPa/m (Zhalehjo et al., 2012).

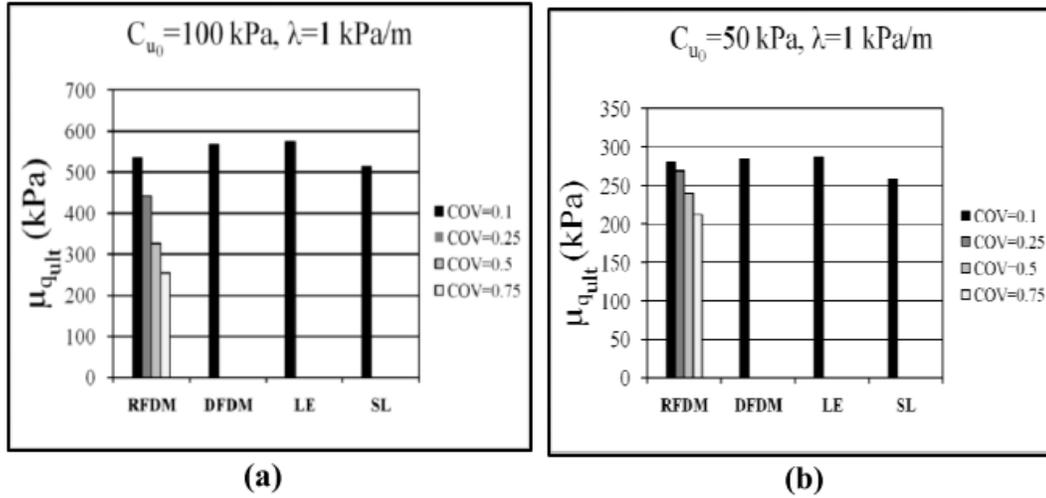


Figure 2.23 : Comparaison de RFDM avec les autres méthodes pour avec $\lambda=1$

a) argile raide b) argile moyen (Zhalehjo et al., 2012)).

Puła et Zaskórski (2015) ont examiné la distribution de probabilité de la capacité portante pour une fondation superficielle encastrée dans un sol pulvérulent en utilisant la méthode des éléments finis aléatoire. Le résultat final de l'analyse numérique est une évaluation de la distribution de probabilité qui correspond à la capacité portante pour les différentes largeurs et profondeurs de la fondation. L'analyse de la capacité portante utilise une loi élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb. La redistribution plastique des contraintes a été réalisée en utilisant un algorithme viscoplastique en utilisant le code RBEAR2D. La Figure 2.24 présente la géométrie de la fondation étudiée et le maillage utilisé.

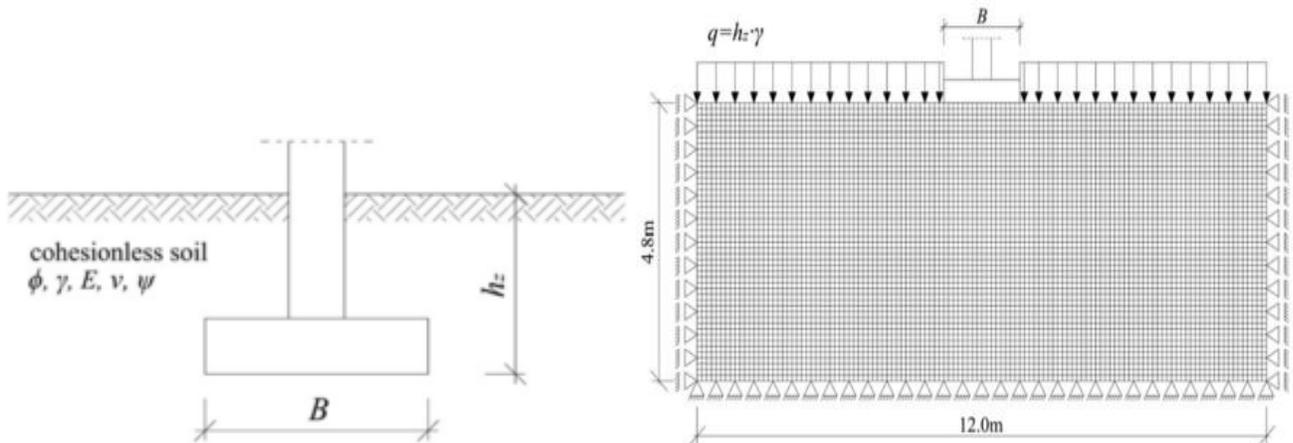


Figure 2.24 : Géométrie de problème et maillage utilisé (Puła et Zaskórski, 2015).

Dans la première étape, trois champs aléatoires, ce qui correspond à l'angle de frottement, le module de Young et coefficient de Poisson, ont été considérées. L'analyse de sensibilité concernant la contribution du caractère aléatoire de chacune de ces propriétés sur la capacité portante aléatoire d'une fondation a été réalisée. Cette étude a démontré que les champs aléatoires de E et ν peuvent être remplacés par des paramètres constants non aléatoires. Par conséquent, seul l'angle de frottement a été décrit par un champ aléatoire. Les calculs effectués par la méthode RFEM ont montré que, malgré de faibles fluctuations aléatoires dans l'angle de frottement, le coefficient de variation de la capacité portante est deux fois plus grand que celui de l'angle de frottement. Ce résultat est dû à la non-linéarité physique du problème à étudier, et illustre l'importance d'intégrer une approche probabiliste à l'évaluation de la capacité portante des fondations.

La simulation numérique réalisée par Puła et Zaskórski (2015) a démontré que la distribution de Weibull fournit la meilleure solution pour la distribution de probabilité de la capacité portante du sol pulvérulent (Figure 2.25).

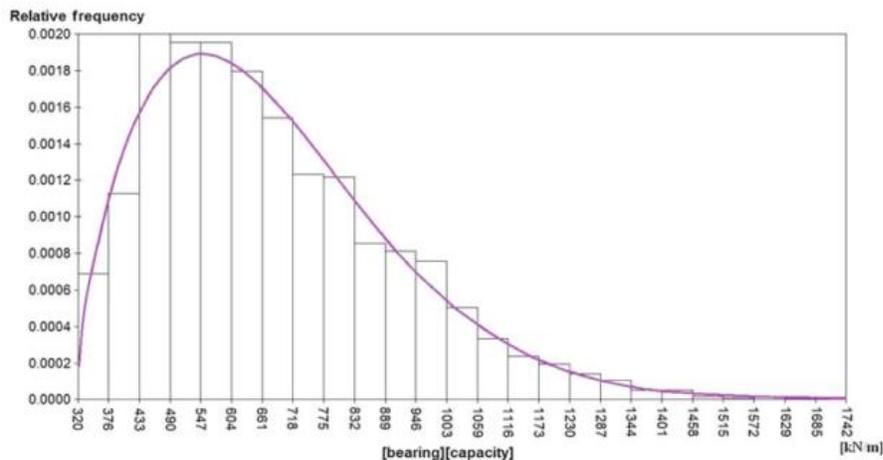


Figure 2.25 : Distribution de Weibull pour la PDF de la capacité portante, pour $B = 1.6\text{m}$ et $h_z = 1.0\text{m}$

(Puła et Zaskórski, 2015).

2.5.2. Etude probabiliste de la capacité portante d'une fondation superficielle sous chargement combiné

Cassidy et al. (2013) ont examiné la variabilité spatiale des propriétés du sol sous une fondation filante soumise à un chargement combiné en utilisant la méthode RFEM. Une multitude des courbes enveloppes sont dérivées par la méthode probabiliste, cela fournis des indications pour la conception fiable des

fondations filantes sur des argiles hétérogènes, et avoir une application particulière sur les fondations offshore, où les charges horizontales et les moments peuvent être proportionnellement importantes. Le sol est modélisé par une loi élastique parfaitement plastique, et la rupture de sol est régit par le critère de Tresca, la modélisation EF a été effectuée par le code ABAQUS, en considérant une fondation rigide. La Figure 2.26 montre le modèle et le maillage utilisé avec 4080 éléments.

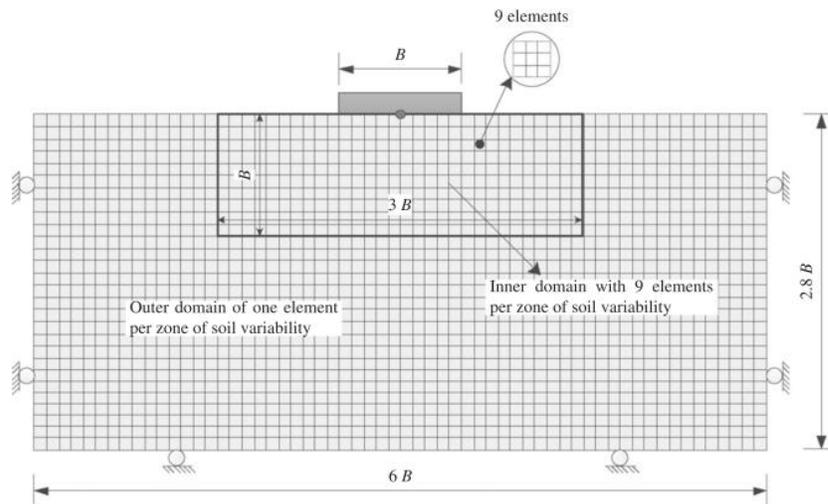


Figure 2.26 : Modèle utilisé au calcul d'après Cassidy et al. (2013).

La cohésion non drainé C_u est modélisée comme un champ aléatoire avec une distribution lognormal, caractérisé par une moyenne μ_{C_u} , un coefficient de variation Cov_{C_u} et une longueur de corrélation θ . Cinq cas de coefficient de variation Cov_{C_u} ont été analysés (0,1, 0,2, 0,3, 0,4 et 0,5), la valeur moyenne μ_{C_u} et les distances de corrélations verticales et horizontales θ_v et θ_h ont été maintenues constantes dans toutes les analyses. Pour chaque analyse 1000 simulations du champ aléatoire ont été générés, et pour chaque simulation du champ aléatoire, 23 tests 'probe' sont effectués pour définir l'enveloppe de rupture.

La Figure 2.27 montre 50 courbes enveloppes sélectionnées des 1000 simulations pour le cas de $Cov_{C_u}=0.3$. On remarque que la majorité des enveloppes de rupture sont situés à l'intérieur du cas déterministe, ce qui signifie que l'hétérogénéité du sol a la tendance de réduire la capacité portante.

L'influence de la variation de Cov_{C_u} est aussi examiné dans ce travail (Figure 2.28), il est claire que l'augmentation de la variabilité spatiale (Cov_{C_u} de 0,1 à 0,5) entraîne une réduction de la moyenne et une augmentation de l'écart type de la capacité portante uniaxiale.

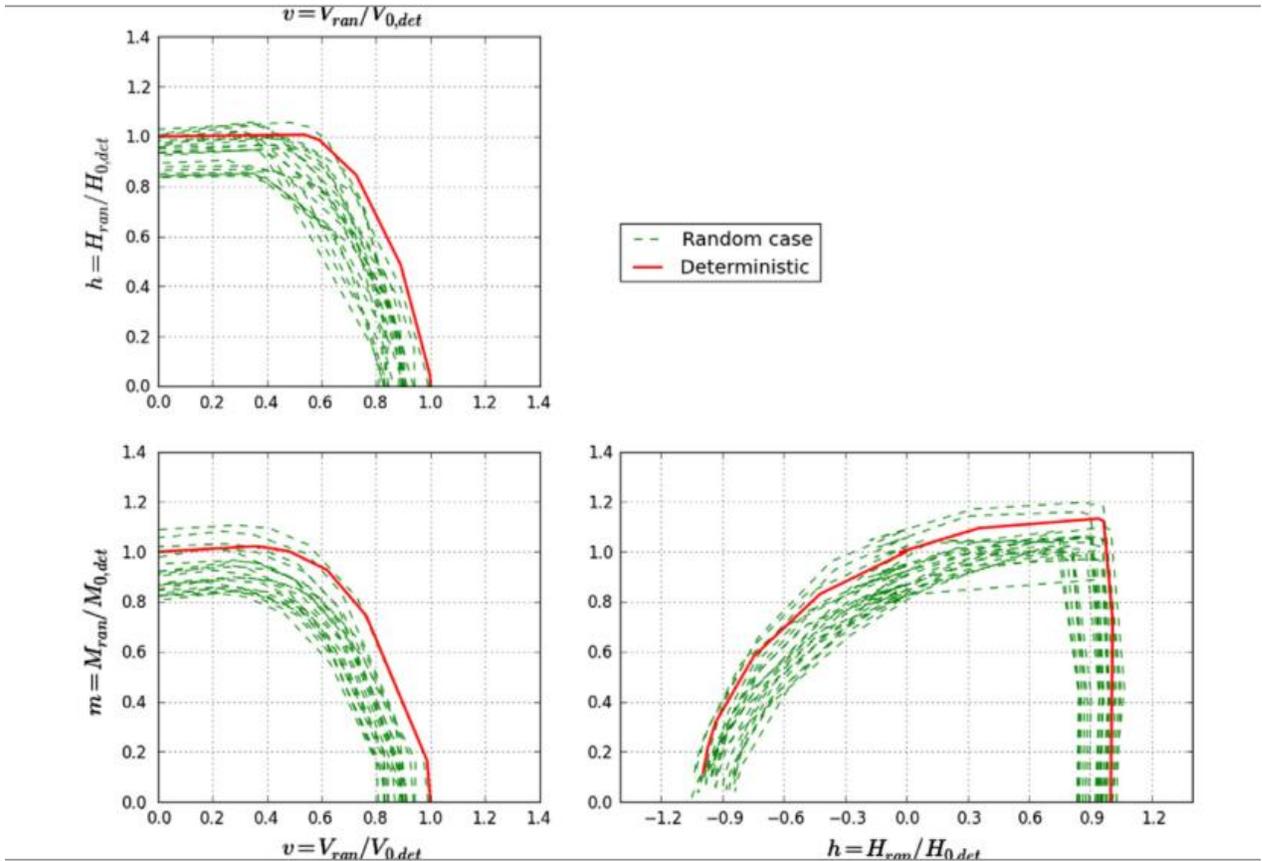


Figure 2.27 : 50 enveloppes de rupture sélectionnées des 1000 simulations pour COV=0.3 (Cassidy et al., 2013).

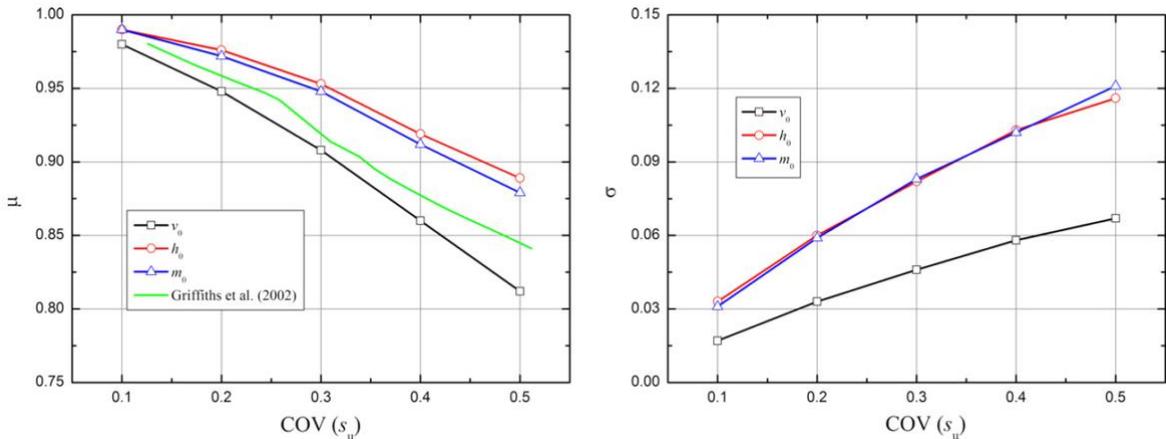


Figure 2.28: Moyenne et écart type de v_0, h_0 et m_0 (Cassidy et al., 2013).

Huang et al. (2016) ont également considéré l'effet de la variabilité spatiale du sol pour étudier la capacité portante d'une fondation filante sous chargement excentré (chargement verticale et moment combiné (VM)), en utilisant une combinaison de la méthode d'analyse limite en élément finis adaptative et la méthode des champs aléatoires (RAFELA). La fondation filante d'une largeur B est supposé rigide et

rugueuse, repose sur un sol cohérent spatialement variable caractérisé par le critère de rupture de Tresca, le modèle utilisé est montré sur la Figure 2.29.

La cohésion non drainé C_u a une distribution lognormal avec une valeur moyenne $\mu_{C_u}=10$ kPa et un coefficient de variation $Cov_{C_u}=0.5$, la longueur de corrélation spatiale est supposée isotrope ($\Theta = \frac{\theta_x}{B} = \frac{\theta_y}{B}$) ou Θ est la distance de corrélation non dimensionnelle (normalisé par la largeur de la fondation). Une étude paramétrique de la variation de Θ est effectuée ($\Theta=0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 3$ et 4), 1000 simulation de Monte Carlo sont utilisées pour chaque cas d'analyse.

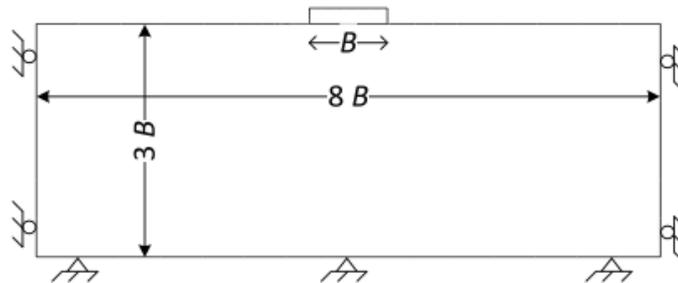


Figure 2.29: Géométrie de modèle d'après Huang et al. (2016).

La Figure 2.30 présente les courbes enveloppes en terme des charges moyennes normalisées (μ_m moment moyen et μ_v charge verticale moyenne), cette figure montre que la forme des courbes enveloppes est affectée par le changement de la longueur de corrélation.

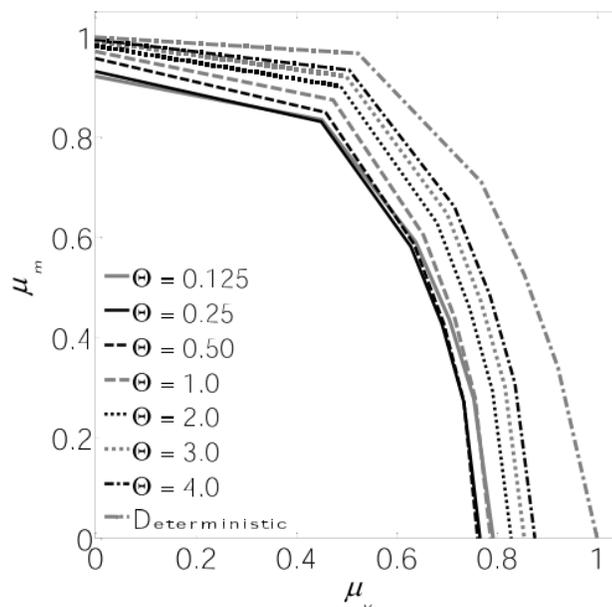


Figure 2.30 : Courbes enveloppes moyennes normalisées (Huang et al., 2016).

Pour chaque combinaison de chargement la capacité portante moyenne (normalisé par la capacité portante déterministe) est montrée sur la Figure 2.31. Il est observé que la réduction de la capacité portante est maximale quand le chargement est purement verticale, aussi la capacité portante diminue lorsque les longueurs de corrélation deviennent plus petites, la réduction maximale de la capacité portante est observé pour $\Theta=0.5$.

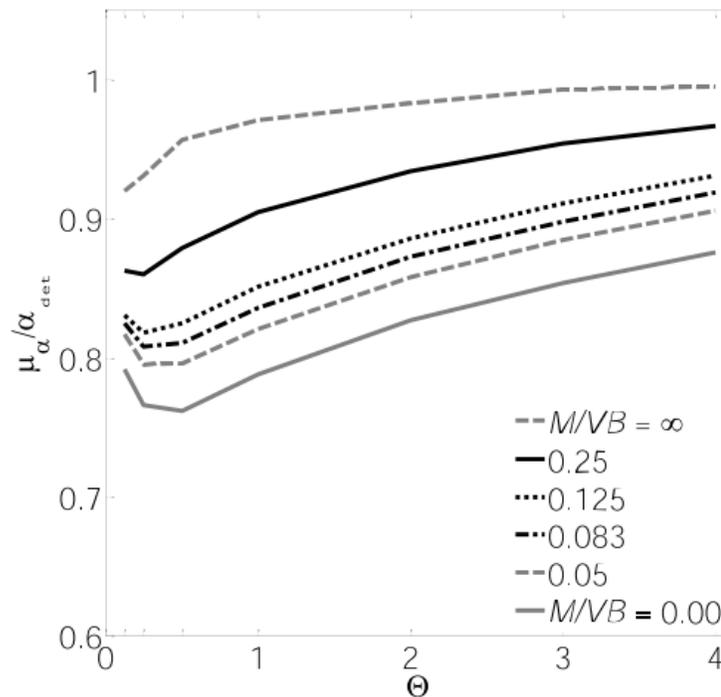


Figure 2.31 : Variation de capacité portante moyenne normalisée avec Θ (Huang et al.,2016).

2.5.3. Etude probabiliste de la capacité portante d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente

Luo et Bathurst (2017) ont étudié le problème de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale et située à proximité d'une pente, en considérant un sol cohérent spatialement variable . Ils ont utilisé la méthode RFEM présenté par Griffiths et Fenton (2008). Le maillage utilisé est montré sur la Figure 2.32. La fondation est supposée rigide et lisse de largeur fixe $B=1\text{m}$, chargée verticalement et située à la crête de talus dans la plupart des calculs ($\lambda=0$), pour montrer l'influence de la variabilité spatiale de la cohésion sur les résultats, d'autre simulations ont été également présentées pour $\lambda=0-2$. L'angle de la pente est fixé à $\beta=45^\circ$ dans tous les calculs, cependant la hauteur de la pente est varié ($H/B=0, 0.5, 2.5$ et 4).

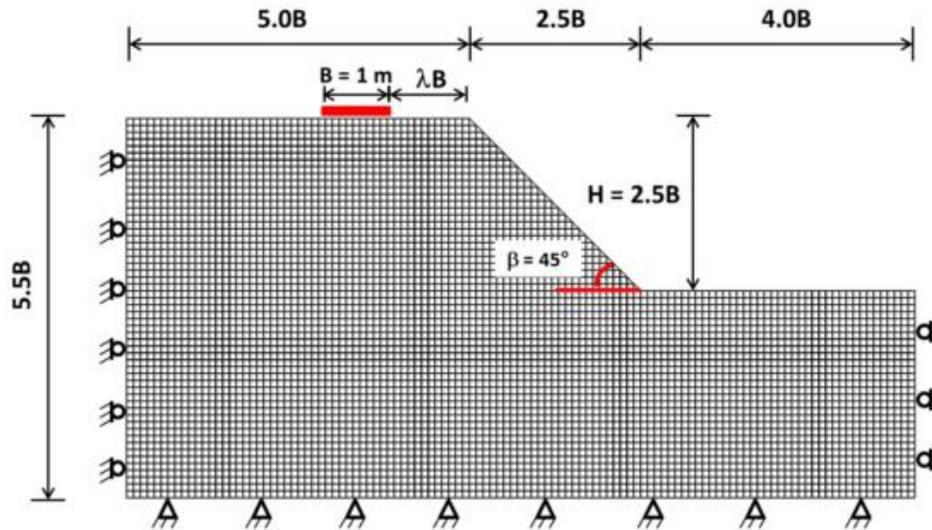


Figure 2.32 : Géométrie et maillage en EF Pour $H/B = 2.5$ et $B = 1\text{ m}$, d'après Luo et Bathurst (2017).

Le sol est modélisé comme un matériau élastique parfaitement plastique régi par le critère de Mohr-Coulomb ($E=30\text{MPa}$, $\nu=0.3$), la distribution de la cohésion de sol est supposé lognormal, avec une valeur moyenne $\mu_{C_u}=20\text{KPa}$, un Cov_{C_u} (varié entre 0.1 et 0.5) et une longueur de corrélation Θ_{C_u} variée entre 0.125 et 8. 2000 simulations de Monte Carlo ont été effectuées dans chaque analyse. Le facteur de portance N_{ci} pour chaque simulation est calculé par l'Eq (2.23). Cette étude a montré l'effet du Cov_{C_u} et Θ_{C_u} du sol sur la capacité portante de la fondation, les deux cas de la variabilité spatiale isotrope et anisotrope ont été examinés. La Figure 2.33 montre l'évolution du facteur de capacité portante moyenne μN_c avec la longueur de corrélation spatiale isotrope normalisée pour trois hauteurs de la pente différentes ($H = 0.5B$, $2.5B$ et $4B$).

La longueur de corrélation spatiale a la plus grande influence sur la valeur moyenne des facteurs de capacité portante dans le cas où $H = 4B$. En comparant les valeurs de μN_c par rapport aux valeurs déterministes correspondantes, les auteurs ont observé que les solutions déterministes proposées par Georgiadis (2010) surestiment la capacité portante de la fondation de plus en plus quand la hauteur de la pente augmente.

Aussi, il existe une longueur de corrélation spatiale critique correspondant à une valeur minimale de μN_c pour chaque courbe qui devient plus claire quand H/B augmentera (Comme il a été observé par Griffiths et Fenton (2001), dans le cas d'une fondation sur une surface horizontale). Cette longueur de corrélation critique se produit dans la région de la largeur de la fondation.

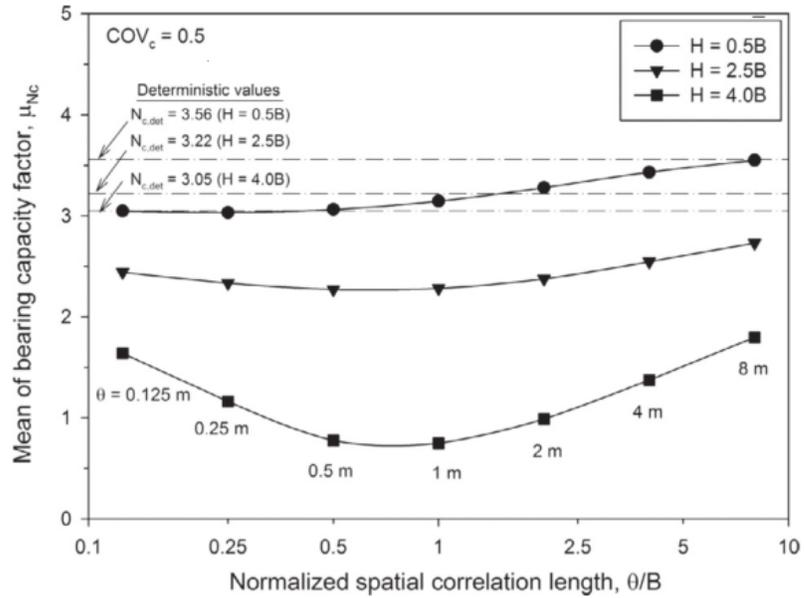


Figure 2.33 : Variation du facteur de capacité portante moyenne μN_c avec la longueur de corrélation pour différentes hauteurs de la pente et $CovC_u = 0,5$ (Luo et Bathurst, 2017).

La variation du coefficient de variation de N_c ($CovN_c$) avec la longueur de corrélation spatiale normalisée est présentée sur la Figure 2.34, la longueur de corrélation spatiale et la hauteur de la pente influencent également sur les valeurs de $CovN_c$.

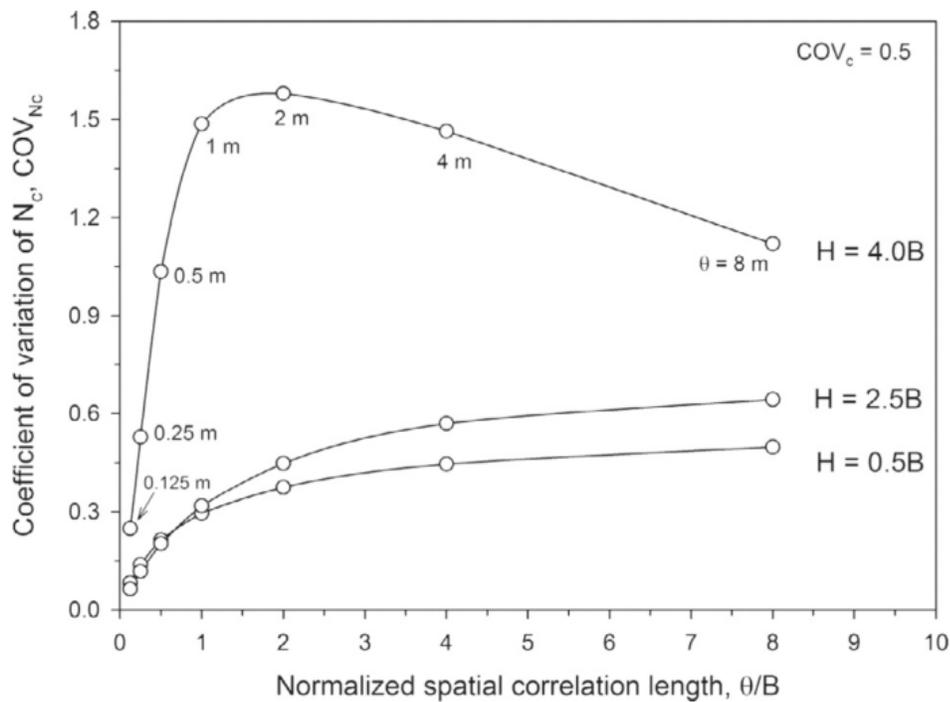


Figure 2.34 : Variation de $CovN_c$ avec la longueur de corrélation spatiale pour différentes hauteurs de la pente et $CovC_u = 0,5$ (Luo et Bathurst, 2017).

2.5.4. Etude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur deux couches d'argile

Tian et al. (2013) ont étudié l'évaluation probabiliste du facteur de la capacité portante d'une fondation filante posée sur une couche d'argile résistante surmontant une couche d'argile faible, en considérant une loi de comportement élastique parfaitement plastique et le critère de Tresca. L'analyse applique la méthode des éléments finis aléatoires, qui associe la simulation par éléments finis, l'analyse de variabilité spatiale et la simulation par la méthode de Monte Carlo. Les analyses par éléments finis sont réalisées avec le code ABAQUS. La cohésion non drainé pour les deux couches supérieure et inférieure a été modélisé par un champ aléatoire avec une distribution normal. Le modèle d'analyse par éléments finis utilisés est illustré sur la Figure 2.35.

La résistance au cisaillement moyenne de la couche supérieure a été définie comme deux fois la couche inférieure, $\mu_{\text{sut}}=20\text{kPa}$ and $\mu_{\text{sub}}=10\text{kPa}$, le Cov, la longueur de corrélation verticale et horizontale (θ_v et θ_h) pour la couche supérieure et inférieure varient systématiquement.

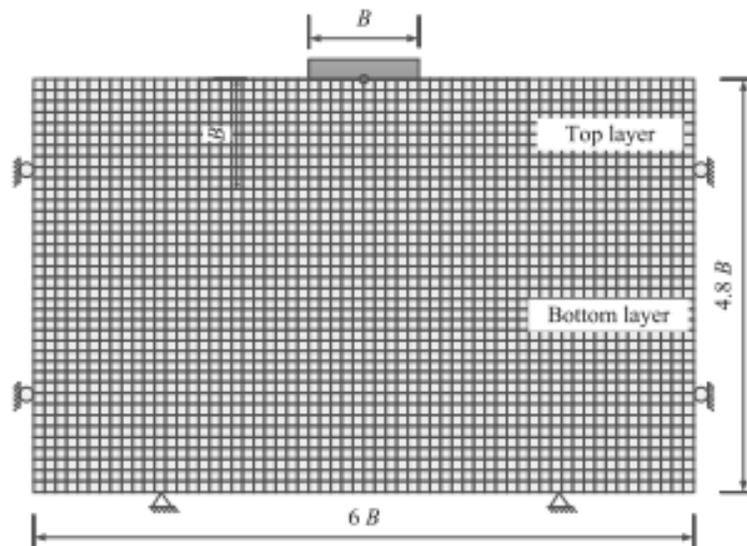


Figure 2.35 : Modèle utilisé d'après Tian et al. (2013).

La valeur moyenne des facteurs de capacité portante et les distributions statistiques ont été fournies pour 12 cas (Tableau 2.1) où $N_c^*=4.66$ pour un cas déterministe et les valeurs de N_{cr}^* du champ aléatoire de 1000 simulations pour chaque cas ont été présentés. Une des 1000 simulations des champs aléatoires est présentée sur la Figure 2.36.

Le Tableau récapitulatif (2.1) indique que la forte variabilité spatiale de la cohésion non drainée conduit à une réduction significative de la capacité portante. Dans le cas où l'épaisseur de la couche supérieure égale à la largeur de la fondation, Tian et al. (2013) ont montré que la variation spatiale de sol dans la couche supérieure a un effet plus important sur la réduction de la capacité portante (lorsque la distance de corrélation est maintenue constante).

Tableau 2.1 : Résultats obtenus par Tian et al. (2013).

Case	Input parameters						Analysis results		
	Bottom layer			Top layer					
	θ_{rb}	θ_{tb}	COV_b	θ_{rt}	θ_{tt}	COV_t	$N_{c_{rt}}/N_c$	$\sigma(N_{c_{rt}}/N_c)$	P_r
1	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.3	0.93	0.02	$5.0 \cdot 10^{-4}$
2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.98	0.01	$1.3 \cdot 10^{-3}$
3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.3	0.95	0.02	$5.6 \cdot 10^{-3}$
4	0.1	0.1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.96	0.01	$1.0 \cdot 10^{-4}$
5	0.1	0.1	0.3	0.1	10	0.3	0.94	0.07	0.144
6	0.1	0.1	0.3	0.1	1	0.3	0.93	0.05	0.057
7	0.1	0.1	0.3	1	10	0.3	0.93	0.18	0.277
8	0.1	0.1	0.3	1	1	0.3	0.89	0.12	0.133
9	0.1	10	0.3	0.1	0.1	0.3	0.92	0.04	0.022
10	0.1	1	0.3	0.1	0.1	0.3	0.92	0.03	$4.0 \cdot 10^{-4}$
11	1	10	0.3	0.1	0.1	0.3	0.90	0.09	0.149
12	1	1	0.3	0.1	0.1	0.3	0.90	0.05	0.054

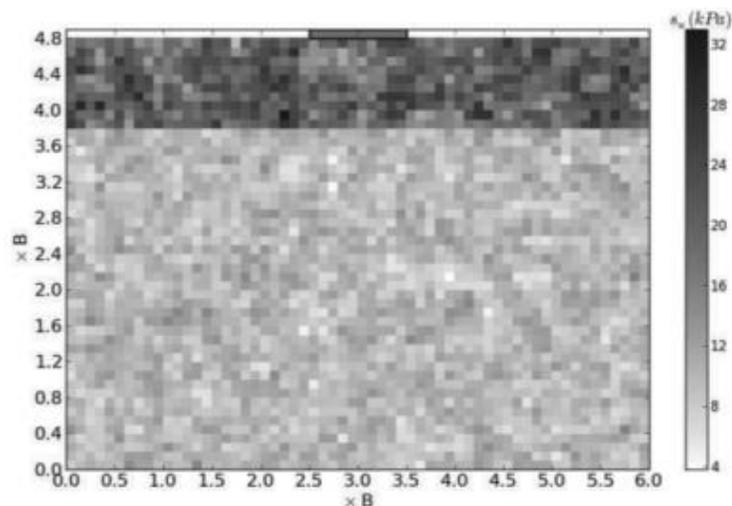


Figure 2.36 : Exemple d'une simulation stochastique (Tian et al., 2013).

Zaskórski et al. (2017) ont effectué une analyse stochastique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur deux couches de sol, en utilisant la méthode RFEM. Ils ont considéré que l'angle de frottement et la cohésion sont des champs aléatoires en utilisant la distribution bornée et la distribution lognormal respectivement. Les résultats sont présentés pour deux cas « forte sur faible couche » et « faible sur forte couche » en considérant plusieurs épaisseurs des couches, des longueurs de corrélation anisotropes et des coefficients de variations de l'angle de frottement et de la cohésion.

La fondation a une largeur $B=0.8\text{m}$ et encastré à 1 m . La profondeur de la fondation dans le modèle est représentée par la charge appliquée sur le niveau de la fondation qui égale au poids unitaire de la couche supérieure multiplié par $H=1\text{ m}$. Le modèle est présenté sur la Figure 2.37.

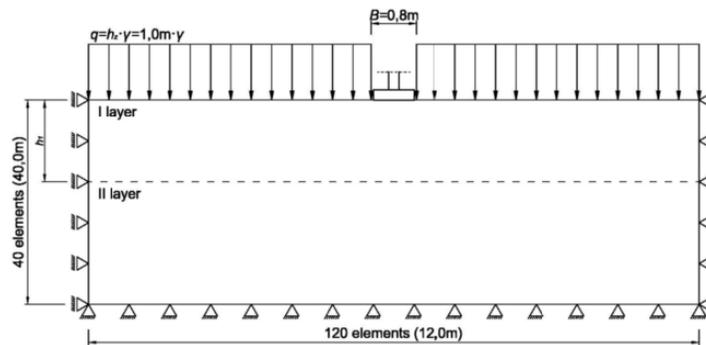


Figure 2.37 : Géométrie de problème (Zaskórski et al., 2017).

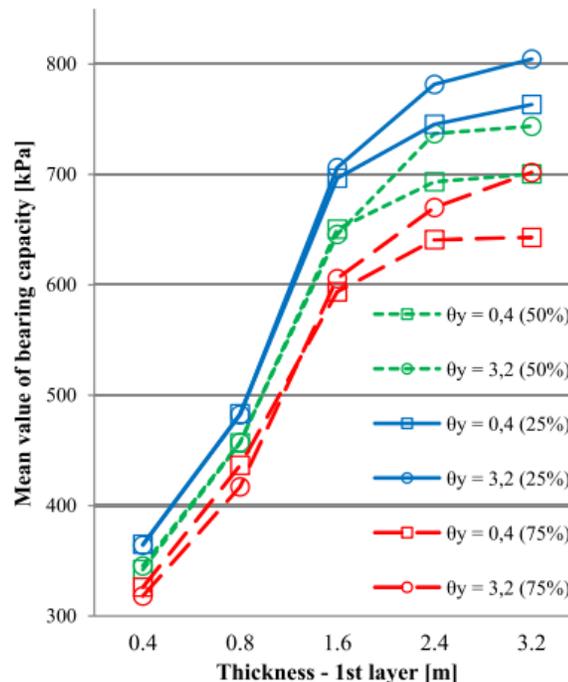


Figure 2.38 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de forte sur faible couche), d'après Zaskórski et al. (2017).

Les résultats de Zaskórski et al. (2017) montrent que la valeur moyenne de la capacité portante augmente avec la hauteur de la première couche pour le cas « forte sur faible couche » (Figure 2.38).

La capacité portante moyenne se stabilise pour le niveau 3B ($h_1=2.4\text{m}$), cette observation n'est pas identique avec les approches déterministes qui consiste que la présence de deuxième couche est négligeable si la hauteur de la première couche est supérieure à $2B$. Un résultat opposé est observé pour le cas « faible sur forte couche », quand l'épaisseur de la première couche augmente la capacité portante diminue, dans cette situation la valeur moyenne se stabilise pour le niveau 1B ($h_1=0.8\text{m}$) (Figure 2.39).

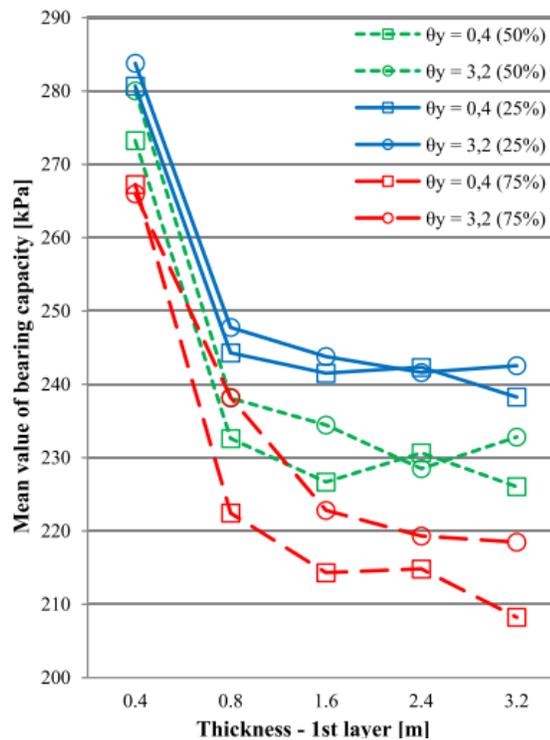


Figure 2.39 : Capacité portante moyenne en fonction de l'épaisseur de la première couche (cas de faible sur forte couche), d'après Zaskórski et al. (2017).

2.6. Conclusion

En pratique, l'analyse de la portance des fondations est basée sur des approches déterministes où les incertitudes des différents paramètres sont prises en compte via un facteur de sécurité global. Pour tenir compte des incertitudes des différents paramètres d'une manière plus rigoureuse, la théorie de la probabilité est utilisée par de nombreux auteurs.

Les approches probabilistes prennent en compte les aléas de chaque paramètre incertain via sa distribution de probabilité. Ces approches ont l'avantage de donner la réponse du système (la charge

ultime, le facteur de sécurité, etc.) non seulement par une seule valeur qui représente sa moyenne, mais par sa moyenne et sa variance ou, par son indice de fiabilité ou sa probabilité de rupture. D'après les résultats trouvés dans la littérature la méthode déterministe surestime la capacité portante, où la capacité portante moyenne trouvée par la méthode probabiliste est toujours inférieure à la capacité portante déterministe. La capacité portante moyenne diminue quand Cov_{cu} augmente, également elle est affectée par la longueur de corrélation spatiale Θ où elle diminue le maximum quand Θ est presque égale à la largeur de la fondation. Concernant le cas des fondations sous un chargement combiné, il a été remarqué que la courbe enveloppe probabiliste est à l'intérieur de la courbe déterministe, ce qui signifie que l'hétérogénéité du sol a la tendance de réduire la capacité portante.

L'étude probabiliste de la capacité portante des fondations filantes soumises à des charges inclinées situées à proximité d'une pente, ainsi que la capacité portante des semelles filantes et circulaires reposant sur deux couches d'argile en utilisant la méthode probabiliste, sont des cas qui n'étaient pas traités dans la littérature et qui sont examinés dans la présente thèse.

Chapitre 3 : Etude probabiliste d'une fondation filante chargée par une force inclinée centrée et reposant sur un sol horizontal

3.1. Introduction

La simulation numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle en utilisant la méthode probabiliste est un problème complexe qui nécessite un outil numérique bien adapté. Dans cette thèse, on a utilisé le code de calcul OptumG2 qui permet de simuler la variabilité spatiale des paramètres du sol en se basant sur le concept des champs aléatoires. Ce code permet aussi d'utiliser la méthode de l'analyse limite en élément finis pour l'évaluation directe de la charge limite, cette approche permet de réduire le temps de calcul par rapport à l'analyse élastoplastique.

Ce chapitre présente les principes du code OptumG2 utilisés pour élaborer les simulations numériques, la méthode d'analyse limite avec ses deux bornes supérieure et inférieure ainsi que les modèles du comportement utilisés. Egalement, les résultats d'une étude probabiliste sont présentées à la fin de ce chapitre, pour le cas d'une fondation filante chargée par une force inclinée centrée et reposant sur un sol horizontal avec une variation spatial de la cohésion non drainée.

3.2. Présentation du logiciel OptumG2

Dans cette thèse, le logiciel OptumG2 a été choisi pour la modélisation numérique des fondations superficielles. OptumG2 est un logiciel des éléments finis en 2D basé sur les concepts d'optimisation numérique moderne, il est développé spécialement pour les applications de la géotechnique. L'interface graphique d'utilisateur permet la réalisation rapide des modèles EF compliqués. Bien qu'il partage certaines caractéristiques avec les autres programmes des éléments finis il permet aussi :

- De donner des réponses directes aux questions directes, sans avoir à passer par des analyses très longues. Un exemple est l'Analyse limite, qui permet une évaluation rapide de la capacité portante des géostructures, sans avoir à passer par une analyse élastoplastique très longue.
- Le calcul des limites supérieures et inférieures très proches à la charge de rupture, en conséquence, borner la solution exacte dans un intervalle très serré.
- la possibilité d'effectuer une analyse probabiliste basée sur le concept des champs aléatoires : Des distributions aléatoires d'un paramètre spécifique sont réalisées, et l'analyse est effectuée avec les simulations de Monte Carlo. Au lieu d'obtenir une seule valeur de la capacité portante, le résultat final est des distributions de probabilités de cette dernière.

D'après OptumG2 (2015) on va présenter dans la partie suivante quelques notions concernant la théorie de plasticité, l'analyse limite et quelques types des matériaux existant dans OptumG2.

3.2.1. Théorie de plasticité

- **Contrainte et rupture**

L'hypothèse principale de la théorie de plasticité consiste qu'il existe un seuil après laquelle l'état de contrainte n'existe pas. Cette limite est définie par la fonction de rupture $F(\sigma)$ où $F(\sigma) \leq 0$ définit le domaine de contrainte admissible, et $F(\sigma) = 0$ définit la surface de rupture (Figure 3.1). La surface de rupture peut être ouverte ou fermée mais elle est toujours convexe.

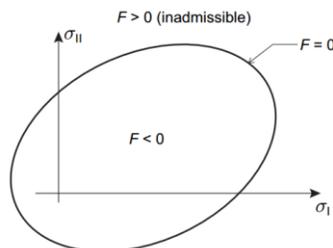


Figure 3.1 : Surface de rupture.

- **Déformation et écoulement**

La théorie de plasticité classique travaille avec le postulat de décomposition additive des déformations totales en deux parties élastique et plastique :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.1)$$

Où ε sont les déformations totales, ε^e sont les déformations élastiques et ε^p sont les déformations plastiques.

Les déformations élastiques sont reliées aux contraintes avec une relation de type :

$$\varepsilon^e = \mathbb{C}\sigma \quad (3.2)$$

Où \mathbb{C} est un module de conformité élastique.

Le taux de changement en déformation plastique est généralement spécifié avec une règle d'écoulement de type :

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (3.3)$$

Où $\dot{\lambda} \geq 0$ est un multiplicateur plastique et G est le potentiel d'écoulement. Tandis que la valeur de $\dot{\lambda}$ est inconnue, elle doit être d'une façon que les déformations plastiques ne se produisent qu'avec $F(\sigma) = 0$, c'est-à-dire quand l'état de contrainte est à la rupture. Cela est garanti par la condition :

$$\dot{\lambda} F(\sigma) = 0 \quad (3.4)$$

Concernant le potentiel d'écoulement, en principe il y a aucune limite pour les formes de G mais de point de vue mathématique, il y a des avantages significatives du choix $G = F$. La règle d'écoulement est alors associée au contraire du cas général nonassociée $G \neq F$. Aussi, en pratique, même si F et G ne sont pas identiques, G est généralement de même forme fonctionnelle que F mais contient un ensemble différent de paramètres.

3.2.2. Analyse limite

On considère une structure d'un matériau rigide plastique soumise à un ensemble des charges de volume b , provenant par exemple du poids propre. Un ensemble des tractions t , sont appliqués aux limites de la structure. La question principale de l'analyse limite est posée comme : quelle est la magnitude maximale

des tractions qui peut être soutenu sans avoir la rupture. Ou alternativement, quelle est la magnitude minimale des tractions qui cause la rupture.

On définit un multiplicateur de charge α d'une façon que les tractions appliqués sur la structure sont donné par αt (Figure 3.2). En supposant que la structure est en rupture, les déplacements dans ce cas sont infinis. Alors il est nécessaire d'introduire une grandeur des déplacements ou une quantité de travail approprié ou une autre chose similaire.

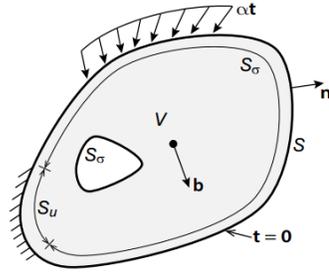


Figure 3.2 : Solide de volume V avec limite $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ et encastré en S_u .

Les équations gouvernantes sont donnés par :

- L'équilibre et les conditions aux limites statiques :

$$\begin{aligned} \nabla^T \sigma + b &= 0, \quad \text{dans } V \\ P^T \sigma &= \alpha t, \quad \text{sur } S_\sigma \end{aligned} \tag{3.5}$$

Où :

$$\nabla^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{3.6}$$

et

$$P^T = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \tag{3.7}$$

- Les conditions de rupture :

$$F(\sigma) \leq 0 \tag{3.8}$$

On considère une condition de rupture linéarisé à la place de celle originale qui est non linéaire, alors on remplace $F(\sigma) \leq 0$ par un ensemble des restrictions linéaire de type :

$$f_i^T \sigma - k_i \leq 0, \quad i = 1, \dots, n \tag{3.9}$$

Ou d'une forme matricielle :

$$F^T \sigma - k \leq 0 \quad (3.10)$$

Où F et K regroupent les contributeurs f_i et k_i respectivement, de chaque restriction linéaire. Alternativement, introduire les variables indolents, les restrictions de rupture sont écrit comme suit :

$$F^T \sigma - k + s = 0, \quad s \geq 0 \quad (3.11)$$

$$F^T \sigma - k + s = 0 \quad (3.12)$$

- La compatibilité de la règle découlement associé avec les déformations et les déplacements :

$$\nabla \dot{u} = F \dot{\lambda} \quad (3.13)$$

- Grandeur:

$$\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1 \quad (3.14)$$

- Les conditions complémentaire:

$$s^T \dot{\lambda} = 0, \quad s \geq 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (3.15)$$

D'où la grandeur a été appliquée en respectant le taux de travail appliqué par référence des tractions t . Il est claire que la solution des équations au-dessus, si elle existe, elle est unique en termes de multiplicateur α . Cependant, il peut exister plus qu'une seule distribution des contraintes ou champ de déplacements qui conduit à la même valeur de multiplicateur de rupture. Les équations gouvernantes peuvent être présentées en termes d'un nombre des principes variationnels qui permettent, dans certain cas, l'établissement des bornes au multiplicateur de rupture exacte α pour être déterminer.

3.2.2.1. Principe de la borne inférieure

Une possibilité d'écrire les équations gouvernantes est en termes du principe de la borne inférieure :

Maximiser	α	
Sujet à	$\nabla^T \sigma + b = 0$	dans V
	$P^T \sigma = \alpha t$	sur S_σ
	$F^T \sigma - k + s = 0,$	$s \geq 0$

(3.16)

Autrement dit, la solution au problème ci-dessus satisfait les équations gouvernantes. Les quantités cinématiques, qui sont absentes dans le problème ci-dessus, appaerent comme des multiplicateurs de Lagrange quand on résoudre le problème.

Le point fort principal du principe de la limite inférieure est qu'il permet d'obtenir une borne inférieure

du multiplicateur de rupture exacte, principalement par la construction d'un champ de contrainte qui satisfait les restrictions sans nécessairement être optimale.

3.2.2.2. Principe de la borne supérieure

Les équations gouvernantes peuvent aussi être écrites en termes du problème d'optimisation suivant :

$$\begin{aligned}
 &\text{Minimiser} && \int_V k^T \dot{\lambda} dV - \int_V b^T \dot{u} dV \\
 &\text{Sujet à} && \nabla \dot{u} = F \dot{\lambda}, \dot{\lambda} \geq 0 \\
 &&& \int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1
 \end{aligned} \tag{3.17}$$

Ce problème nécessite la considération des quantités cinématiques et offre la possibilité de calculer une borne supérieure du multiplicateur de rupture exacte, principalement en supposant un champ du déplacement compatible qui satisfait la règle d'écoulement. Cela est fait d'une manière que le taux de travail appliqué par référence des tractions est de grandeur d'unité. La fonction objective, qui contient le taux de travail interne moins la contribution des forces de volume constantes, est alors le multiplicateur de rupture cherché.

3.2.3. Matériaux

3.2.3.1. Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour décrire la rupture par cisaillement des sols. Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour représenter le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = c + \sigma_n \text{tg}(\varphi) \tag{3.18}$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

En OptumG2, Le model Mohr-Coulomb offre trois différents types d'élasticité : isotrope linéaire, isotrope non linéaire et anisotrope non linéaire. Dans le premier cas, les paramètres de matériau peut être définie en deux manières :

(Ensemble A):

- Module de Young, E [MPa]
- Coefficient de poisson, ν

(Ensemble B) :

- Module de masse, K [MPa]
- Module de cisaillement, G [MPa]

Les deux ensembles des paramètres, (E, ν) et (K, G) , sont reliées par :

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.19)$$

Où :

$$E = \frac{9KG}{3K + G}, \quad \nu = \frac{3K - 2G}{2(3K + G)} \quad (3.20)$$

La fonction de charge de Mohr coulomb est donné par :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2c \cos\phi \quad (3.21)$$

Où σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales majeurs et mineurs respectivement et les paramètres de matériau sont :

- La cohésion, c [kPa]
- L'angle de frottement, ϕ [°]

La Figure 3.3 montre les présentations possibles de surface de charge de Mohr coulomb.

La règle d'écoulement est donné par :

$$G = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\psi \quad (3.22)$$

Il y a deux cas de la règle d'écoulement : associée où $G = F$ et non associée où l'introduction d'un angle de dilatation ψ_0 est nécessaire.

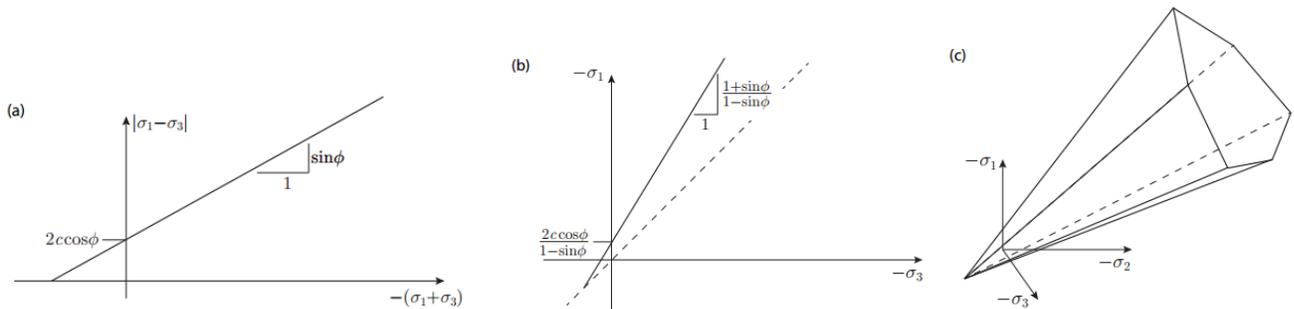


Figure 3.3 : Présentation possibles de surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b) l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et dans (c) aucun ordre particulier n'est supposé (OptumG2, 2015).

3.2.3.2. Tresca

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-coulomb où $\phi=0$. Il est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle.

En supposant les conditions de la déformation plane, il est montré que la somme des contraintes effectives reste constante. Cette somme peut être identifiée comme la somme de contraintes effectives majeures et mineures. La fonction de charge de Mohr Coulomb est écrite alors comme :

$$\begin{aligned} |\sigma_1 - \sigma_3| &= 2c \cos\phi - (\sigma'_1 + \sigma'_3)_0 \sin\phi \\ &= 2c \cos\phi - (\sigma'_x + \sigma'_y)_0 \sin\phi \\ &= 2c \cos\phi + (1 + K_0) \sigma'_{v,0} \sin\phi \\ &= 2s_u \end{aligned} \quad (3.23)$$

Où $\sigma'_{v,0} = -\sigma_{y,0}$ est la contrainte effective initial vertical (positive en compression) et $K_0 = \sigma_{x,0}/\sigma_{y,0}$ est le coefficient des pression des terres initial. Dans les conditions non drainées, le critère de rupture de Mohr Coulomb alors réduit à Tresca avec la cohésion égale à la résistance au cisaillement non drainé S_u .

Le modèle Tresca utilise les paramètres élastiques nondrainées : E_u (ensemble A) ou G (ensemble B). Concernant la résistance, deux options sont disponibles :

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

- **Tresca Standard**

Le critère de rupture Tresca standard est donné par :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| - 2s_u \quad (3.24)$$

Avec S_u est la résistance au cisaillement nondrainé. En déformation plane, le sens physique de S_u est clair, il signifie la résistance au cisaillement mesurée en cisaillement direct simple. En convention avec le modèle Mohr coulomb, la résistance au cisaillement est écrite comme :

$$S_u = c \cos\phi + \frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma'_{v,0} \sin\phi \quad (3.25)$$

Où il est supposé que les contraintes effectives initiales sont reliées par $\sigma_x'/\sigma_y' = \sigma_z'/\sigma_y' = K_0$. En tous cas, l'idée du modèle Tresca, c'est que S_u est spécifié directement, sans avoir référence aux autres paramètres, et il est possible de croître avec la profondeur pour refléter la dépendance avec la contrainte verticale initiale.

• **Tresca Généralisé**

Il est bien connu expérimentalement que la résistance au cisaillement non drainé est en fonction de trajectoire de contrainte qui conduit à la rupture. Par exemple, les résistances au cisaillement non drainé mesuré à la compression triaxiale et à l'extension triaxiale peut diffère considérablement. Cependant, le modèle Tresca standard prédit des résistances au cisaillement égaux sans considérer la trajectoire de contrainte ou le type de l'essai. Le modèle Tresca généralisé prend en considération ces points en utilisant la fonction de charge suivante :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + \alpha(\sigma_3 - \sigma_2) - k \tag{3.26}$$

Où les contraintes compressives sont négatives et les contraintes principales sont à l'ordre : $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$. En convention avec le modèle Mohr-Coulomb en terme de domaine de résistance est obtenu par la sélection des paramètres α et k comme :

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{3-\sin\phi}, k = \frac{6}{3-\sin\phi} \left[\frac{1}{3}(1 + 2K_0)\sigma'_{v,0} \sin\phi + c \cos\phi \right] \tag{3.27}$$

Où il est supposé que les contraintes effectives initiales sont reliées par $\sigma_x',0/\sigma_y',0 = \sigma_z',0/\sigma_y',0 = K_0$ (en axisymétrie par $\sigma_x',0/\sigma_y',0 = \sigma_{\theta}',0/\sigma_y',0 = K_0$).

Alternativement, les paramètres α et k sont reliées aux résistances au cisaillement non drainé mesurées en compression triaxial et extension triaxial :

$$\alpha = \frac{S_{uc}}{S_{ue}} - 1, k = 2S_{uc} \tag{3.28}$$

Où S_{uc} est la résistance au cisaillement non drainé mesuré en compression triaxial et S_{ue} est la résistance au cisaillement non drainé mesuré en extension triaxial.

Ces paramètre S_{uc} et S_{ue} sont demandé comme des paramètres d'entré en OptumG2. La surface de charge du modèle Tresca généralisé est montrée sur la Figure 3.4. Il est à noter que l'intervalle admissible de paramètre est :

$$\frac{1}{2} \leq \frac{S_{uc}}{S_{ue}} \leq 1 \tag{3.29}$$

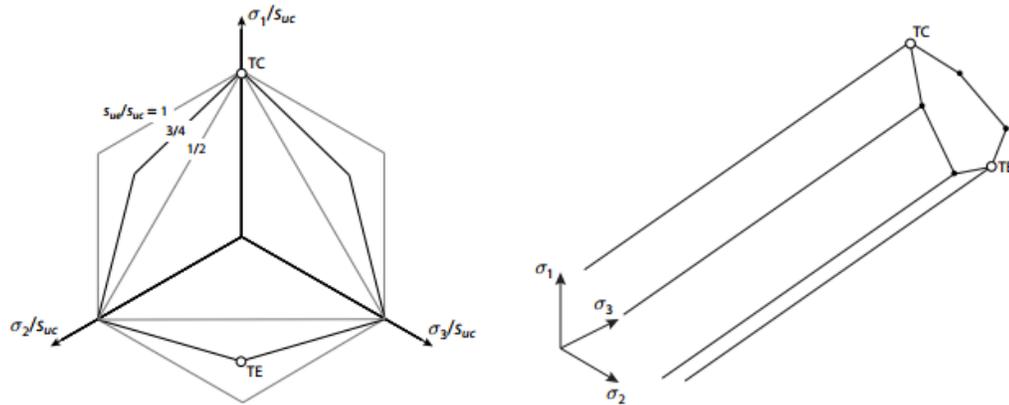


Figure 3.4 : Surface de rupture de Tresca généralisée dans : (a) le plan déviatorique et (b) l'espace des contraintes principales pour une valeur intermédiaire de s_{uc}/s_{uc} (les points indiquent la correspondance à la compression triaxial (TC) et à l'extension triaxial (TE) (OptumG2, 2015).

3.3. Etude probabiliste d'une fondation filante reposant sur une surface horizontale et soumise à une charge inclinée centrée

L'influence de la distribution aléatoire de la cohésion non drainée sur la capacité portante d'une fondation filante a été largement étudiée, Griffiths et al. (2002) ont étudié le cas d'une fondation filante rugueuse chargée verticalement en utilisant la méthode d'analyse élastoplastique par éléments finis combinée avec la théorie des champs aléatoires (RFEM). Il a été constaté que la capacité portante moyenne pour un sol spatialement aléatoire est toujours inférieure à la capacité portante déterministe.

Cassidy et al. (2013) ont également utilisé la méthode RFEM pour étudier le cas des fondations filantes sous chargement combiné. Il a été démontré que la plupart des enveloppes de rupture se trouvent à l'intérieur de l'enveloppe déterministe, ce qui signifie que la variabilité du sol peut réduire la capacité portante.

Récemment, la méthode d'analyse limite en éléments finis a été combinée avec la théorie des champs aléatoires, en utilisant le raffinement des maillages adaptatifs, cette méthode aussi connue par (RAFELA) a été utilisée par Huang et al. (2016), pour étudier l'effet de la longueur de corrélation spatiale de la cohésion non drainée, sur la capacité portante des fondations sous chargement excentré. Il a été démontré que la plus grande réduction de la capacité portante est pour les charges purement verticales et pour les plus petites longueurs de corrélation avec une valeur critique qui représente la réduction maximale de la capacité portante.

Le présent travail concentre sur une étude probabiliste, en utilisant une analyse limite par élément finis adaptive combinée avec la théorie des champs aléatoires, pour évaluer la capacité portante d'une fondation filante soumise à des charges verticales et inclinées centrée, et reposant sur un sol purement cohérent avec une distribution spatialement variable de la cohésion non drainée. Une étude paramétrique est effectuée en utilisant OptumG2 pour investiguer l'effet de différents paramètres probabilistes associés avec le problème de la capacité portante non drainée des fondations filantes.

3.3.1. Présentation du cas étudié

On considère une fondation filante, rigide et rugueuse, d'une largeur $B=1\text{m}$, reposant sur un sol spatialement variable est soumise à des charges verticales et inclinées (Figure 3.5). Le massif étudié est modélisé dans son intégralité d'une largeur $8B$ et de hauteur $3B$. Le module de Young non drainé et le poids volumique du sol sont maintenus constants ($E_u = 30 \text{ MPa}$ et $\gamma_d = 16 \text{ kN / m}^3$, $\gamma_{sat} = 16 \text{ kN / m}^3$) tandis que la cohésion non drainée est spatialement variable.

3.3.2. Procédure de la modélisation numérique

Le programme des éléments finis (OptumG2, 2015) est utilisé pour modéliser le problème. Le domaine du sol est modélisé avec une loi constitutive parfaitement plastique et la rupture de matériau est définie par le critère de Tresca, les conditions aux limites sont présentées au Figure 3.5 (déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle et déplacement total nul suivant la base du modèle).

La fondation est modélisée comme un corps rigide en utilisant l'élément à poids nul (Rigid plate), l'interface est par default rigide parfaitement rugueuse où les propriétés d'interface sont identiques à celui du sol.

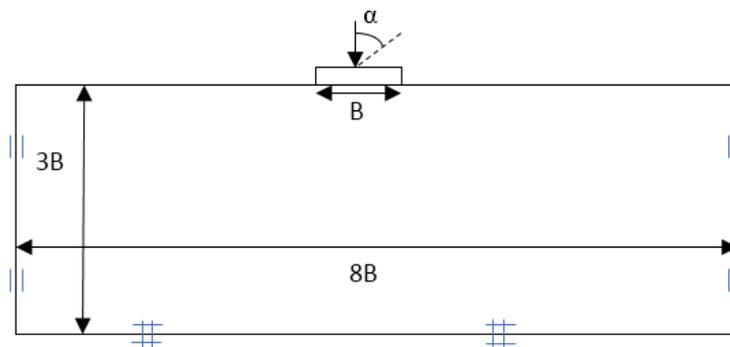


Figure 3.5 : Géométrie du problème.

L'évaluation de la capacité portante des fondations filantes avec OptumG2 est basée à la division du sol à un nombre d'éléments, en utilisant la méthode d'analyse limite en éléments finis. L'analyse limite est un outil puissant pour analyser la capacité des fondations. En Basant sur les théorèmes de bornes supérieures et inférieures de la plasticité classique qui considère que le sol est parfaitement plastique et suit une règle d'écoulement associée. La capacité portante est obtenue en appliquant un chargement multiplicateur qui est amplifiée jusqu'à un état de rupture préliminaire est atteint.

Dans cette étude le maillage adaptatif est utilisé pour réduire l'écart entre les limites supérieures et inférieures.

La variabilité spatiale d'une propriété est caractérisée par une tendance qui se réfère à la valeur moyenne et une variation résiduelle qui représente la variabilité autour de la moyenne. En deux points différents dans l'espace, une corrélation entre les valeurs de propriétés du sol peut être observée, cette corrélation est décrite par la fonction d'autocorrélation suivante :

$$\rho((x_1, y_1)(x_2, y_2)) = \exp\left(-\frac{|x_1-x_2|}{\theta_x}\right) \exp\left(-\frac{|y_1-y_2|}{\theta_y}\right) \quad (3.30)$$

L'intégrale de cette fonction représente l'échelle de fluctuation ; cette dernière aussi appelée longueur de corrélation est définie comme la distance sur laquelle la corrélation des propriétés est relativement forte. La variabilité spatiale des paramètres du sol est modélisée comme un champ aléatoire qui est caractérisé par le coefficient de variation de la propriété (représentant le pourcentage de dispersion des données) et par l'échelle de fluctuation.

Dans la présente étude, une distribution log-normale est supposée pour la cohésion non drainée avec une valeur moyenne $\mu_{Cu} = 10$ kPa, un coefficient de variation Cov_{Cu} , les distances de corrélation verticales et horizontales étant supposées isotropes $\theta_x = \theta_y$.

La variabilité spatiale d'un paramètre est modélisée en utilisant la théorie des champs aléatoires, combiné avec l'analyse limite par éléments finis et les simulations de Monte Carlo.

3.3.3. Résultats et discussion

3.3.3.1. Facteur de portance pour une fondation filante chargé verticalement

La charge limite d'une fondation filante sur un sol purement cohérent est évaluée par le facteur de portance N_c qui a une solution exact égal à $\pi+2$ (Prandtl, 1920). Dans cette étude ce facteur est calculé comme suit :

$$N_c = \frac{q_u}{\mu_{cu}} \quad (3.31)$$

Où q_u est la capacité portante et μ_{cu} est la valeur moyenne de la cohésion non drainé.

- **Analyse déterministe**

Une analyse déterministe a été effectuée pour le calcul de N_c d'une fondation filante reposant sur un sol purement cohérent avec une valeur uniforme de la cohésion $C_u = 10$ kPa. Le Tableau 3.1 montre les résultats pour les solutions de limite supérieure (UB) et limite inférieure (LB) en utilisant des maillages uniformes et des maillages adaptifs.

Tableau 3.1 : Résultats déterministes.

N_c	UB	LB	Moyenne	Analytique
Maillage uniforme	5.45	4.982	5.22	5.14
Maillage adaptif	5.206	5.082	5.144	

On peut voir que l'adaptivité de maillage réduit l'écart entre la limite supérieure et la limite inférieure, le facteur de capacité portante moyen est en bon accord avec la solution exacte de Prandtl.

- **Analyse probabiliste**

Une étude paramétrique a été étudiée pour explorer l'influence des paramètres stochastiques sur le facteur de portance moyen μ_{N_c} . Pour chaque analyse, quatre paramètres sont requis pour décrire le champ aléatoire avec une distribution log-normale de C_u :

La valeur moyenne μ_{C_u} (kPa), le coefficient de variation COV_{C_u} (%), la longueur de corrélation horizontale θ_x (m) et la Longueur de corrélation verticale θ_y (m).

La longueur de corrélation spatiale est supposée isotrope ($\theta_x = \theta_y$), la longueur de corrélation spatiale non dimensionnelle est alors : $\Theta = \theta_x / B = \theta_y / B$.

La valeur moyenne est maintenue constante dans toutes les analyses comme $\mu_{C_u} = 10$ kPa, tandis que le coefficient de variation et les longueurs de corrélation spatiale varient respectivement comme suit :

$Cov_{C_u} = 10\%, 20\%, 30\%, 40\%$ et 50% .

$\Theta = 0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 3$ et 4 .

1000 Monte Carlo simulations ont été effectuées dans la présente étude, la Figure 3.6 montre l'effet du nombre de simulations sur la précision des résultats, on remarque que 1000 est un nombre suffisant pour avoir des résultats précis.

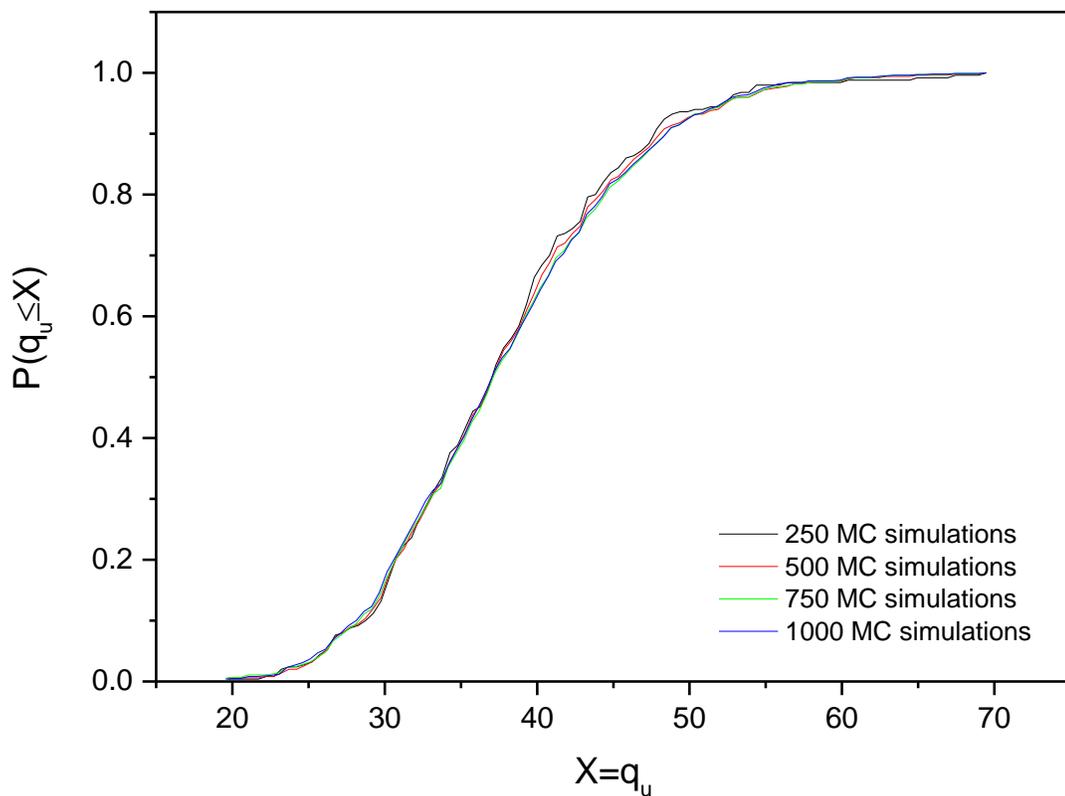


Figure 3.6 : Effet de nombre de simulations Monte Carlo sur la distribution des probabilités cumulatives (pour $\Theta=0.5$ et $CovC_u=50\%$).

Les distributions des probabilités cumulatives pour toutes les valeurs de Cov_{C_u} sont illustrées dans la Figure 3.7 (pour $\Theta=1$). Il est à noter que les facteurs de portances dans cette figure sont les moyennes entre les limites supérieures et inférieures. C'est clair que la capacité portante moyenne, pour toutes les valeurs de Cov_{C_u} , est inférieure à 5.144 (la valeur déterministe de N_c).

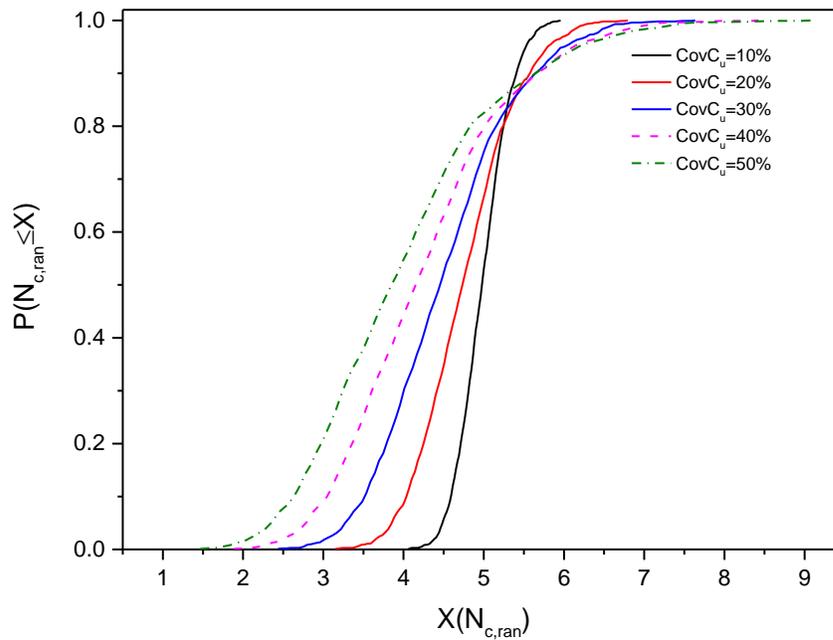


Figure 3.7 : Distributions des probabilités cumulatives des facteurs de portance N_c (pour $\Theta=1$).

La Figure 3.8 montre la variation du facteur de portance moyen normalisé par le facteur de portance déterministe ($\mu_{Nc}/N_{c,det}$) avec $CovC_u$. Il est observé que l'augmentation de la variabilité spatiale de la cohésion du sol ($CovC_u$ de 10% à 50%) diminue le ($\mu_{Nc}/N_{c,det}$). Le même résultat est obtenu par Cassidy et al. (2013) et Griffiths et al. (2002).

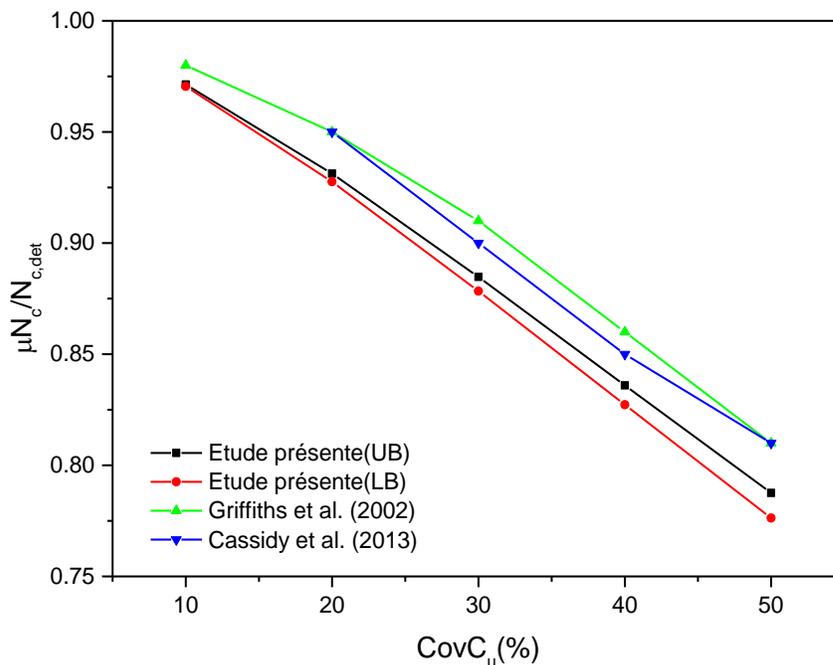


Figure 3.8 : Influence de la variation de $CovC_u$ sur ($\mu_{Nc}/N_{c,det}$).

La variation de $(\mu_{N_c}/N_{c,det})$ avec Θ est montrée sur la Figure 3.9. Il est à noter que, pour toutes les valeurs de Θ , la valeur de $\mu_{N_c}/N_{c,det}$ est inférieure à 1 ce qui signifie que μ_{N_c} pour les sols aléatoires est toujours inférieure à $N_{c,det}$. Aussi, μ_{N_c} diminue avec la diminution de Θ , on observe une valeur critique de $\Theta=0.25$ qui correspond à la réduction maximale de N_c . les résultats obtenus sont en bon accord avec celle de Huang et al. (2016) et Griffiths et al. (2002).

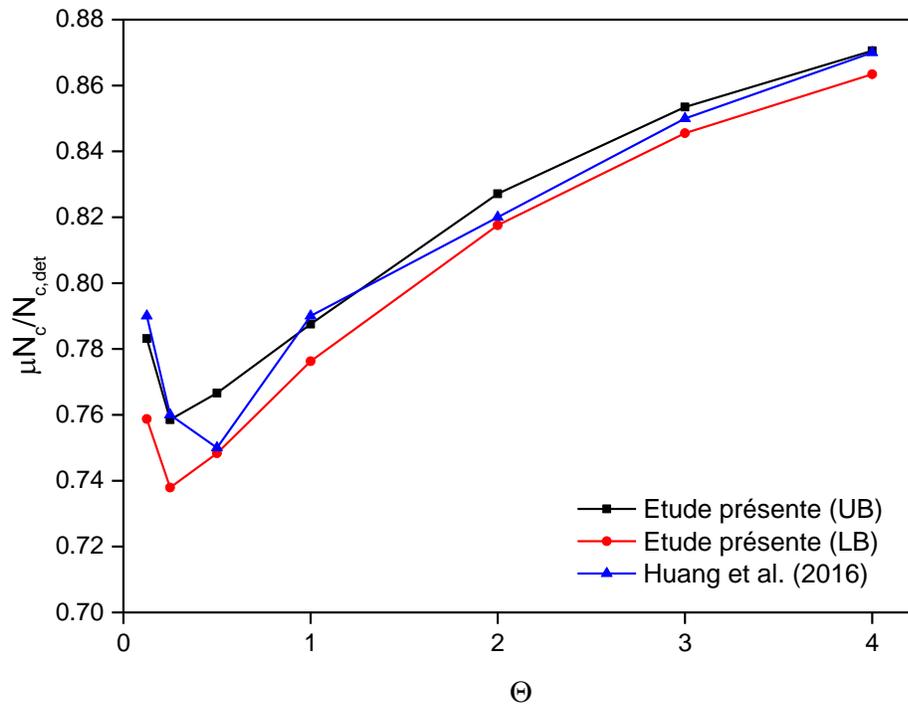


Figure 3.9 : Influence de la variation de Θ sur $(\mu_{N_c}/N_{c,det})$.

3.3.3.2. Effet de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des fondations filantes

Une étude paramétrique est effectuée pour explorer l'effet de Θ sur la capacité portante d'une fondation filante, soumise à une charge inclinée avec différentes inclinaisons (α): $\alpha=0^\circ$ (charge purement verticale), 5° , 10° , 15° , 20° , 30° , 60° et 90° (charge purement horizontale).

La capacité portante est exprimée en termes des courbes enveloppes définie dans l'espace VH pour différentes valeurs de Θ . Les courbes enveloppes montrées dans la Figure 3.10 sont tracées pour des charges moyennes normalisées (chaque valeur de $\mu V_u/BC_u$ et $\mu H_u/BC_u$ est la moyenne entre la limite supérieure et inférieure). Il est observé que la taille et la forme des courbes enveloppes varient avec la variation de Θ .

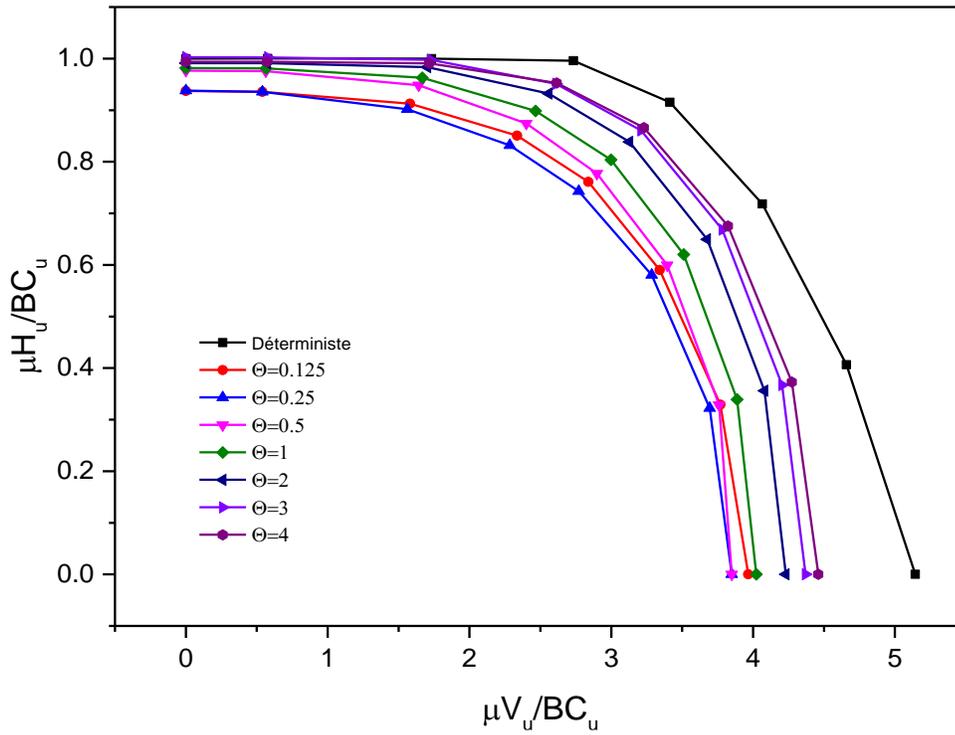


Figure 3.10 : Courbes enveloppes moyennes normalisées dans l'espace VH.

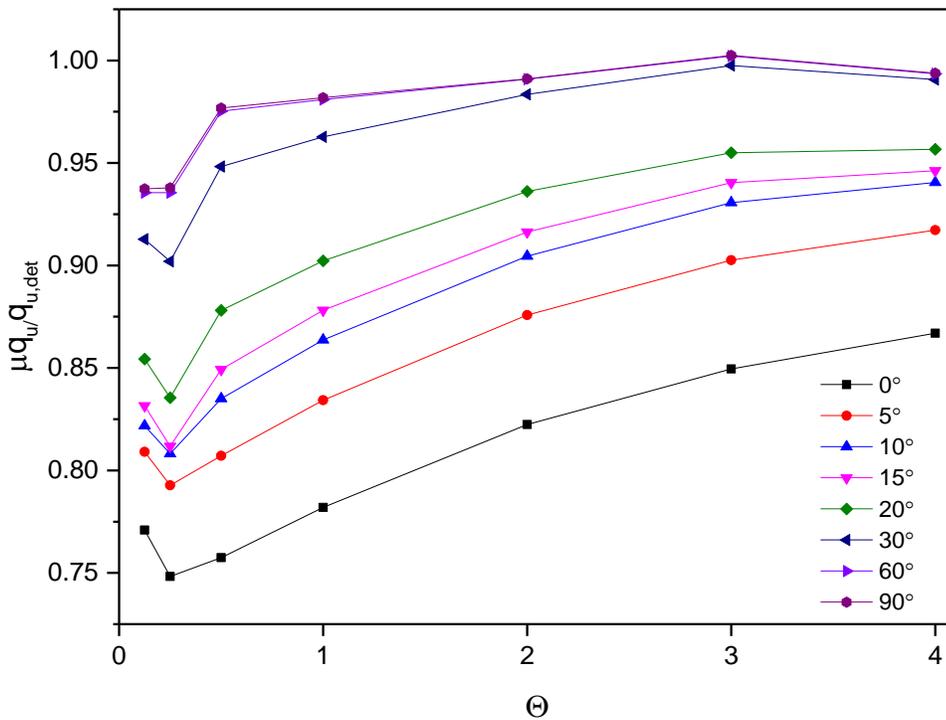


Figure 3.11 : Effet de la longueur de corrélation spatiale sur la capacité portante normalisée.

La Figure 3.11 montre l'influence de Θ sur la capacité portante normalisée (la moyenne entre les limites supérieures et inférieures), pour des différentes inclinaisons de la charge. Il est constaté que la diminution de l'inclinaison de la charge, augmente la réduction de la capacité portante, comme il est observé, la réduction maximale est quand la charge étant verticale, tandis que la réduction minimale se produit pour les charges horizontales. Quand la longueur de corrélation diminue, la réduction de la capacité portante augmente (pour toutes les inclinaisons de la charge). Aussi, la longueur de corrélation spatiale critique est 0.25.

3.3.4. Mécanisme de rupture

Le mécanisme de rupture associé avec chaque longueur de corrélation spatiale est montré sur la Figure 3.12. Il est noté que le plan de cisaillement suit les zones où le sol est faible, ce qui résulte un mécanisme de rupture non-symétrique spécialement pour la grande longueur de corrélation, contrairement au mode de rupture symétrique pour les sols uniformes. Ce résultat a été déjà observé par Li et al. (2016), c'est pour cela que la variabilité spatiale des propriétés du sol change considérablement la capacité portante et le mécanisme de rupture.

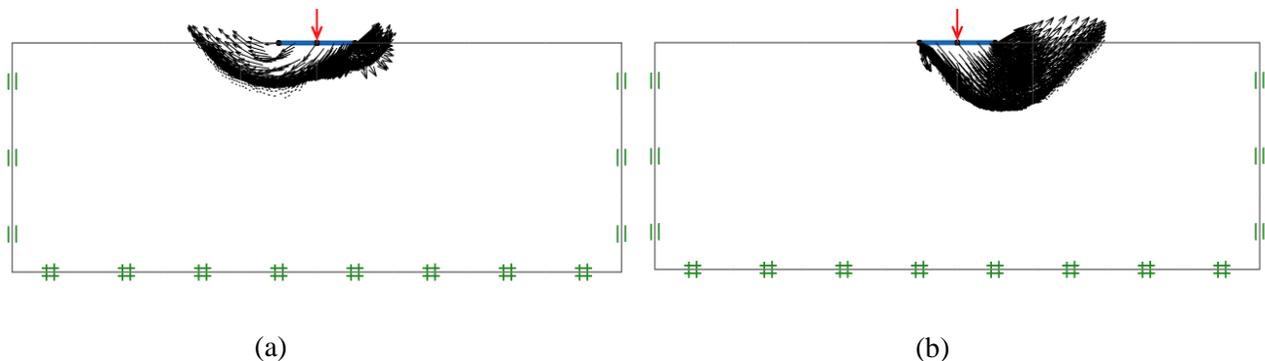


Figure 3.12 : Mécanismes de rupture associé avec (a) $\Theta=0.125$ et (b) $\Theta=4$.

3.3.5. Conclusions du cas étudié

Pour le chargement vertical, on a trouvé que les facteurs de portance aléatoires sont toujours inférieurs à la valeur déterministe. Le facteur de portance moyen μ_{Nc} de 1000 simulations Monte Carlo diminue avec l'augmentation de Cov_{Cu} et avec la diminution de Θ . Ce résultat montre que la capacité portante de la fondation est diminuée lorsque le sol est spatialement variable, une valeur critique de $\Theta=0.25$ a été observée pour la réduction maximale de la capacité portante. Pour le chargement incliné, la variation de la longueur de corrélation a un effet sur le changement de la taille et la forme des courbes enveloppes, on remarque aussi que l'effet de la variabilité du sol sur la capacité portante moyenne μ_{qu} est plus clair lorsque l'angle

d'inclinaison de la charge est plus petit, où la réduction maximale est pour la charge purement verticale. En outre, Le mécanisme de rupture est non-symétrique en calcul probabiliste et varie avec la variation de θ .

3.4. Conclusion

L'utilisation de la méthode probabiliste pour le calcul numérique de la capacité portante des fondations superficielles nécessite un outil numérique qui prend en compte la variabilité spatiale des propriétés du sol, OptumG2 donne la possibilité de faire un calcul probabiliste en utilisant la méthode des champs aléatoire combiné avec la méthode des éléments finis. En modélisant la variabilité spatiale des paramètres du sol, on doit spécifier la distribution de probabilité d'un tel paramètre, de sa valeur moyenne, de son coefficient de variation et de ses longueurs de corrélations horizontale et verticale. Tous ces paramètres stochastiques sont entrés facilement en utilisant OptumG2 qui par la suite génère les champs aléatoires et donne les résultats en terme des distributions de probabilité CDF ou PDF de la charge limite. Ce chapitre a été consacré à la présentation de l'outil numérique utilisé et la méthode des champs aléatoire ainsi que les étapes de la modélisation numérique. Aussi une application sur la capacité portante d'une fondation filante sur un sol horizontale a été présentée avec deux cas de chargement vertical et incliné.

Chapitre 4 : Etude probabiliste d'une fondation filante soumise à un chargement incliné et située à proximité d'une pente

4.1. Introduction

La capacité portante des fondations superficielles est l'un des problèmes les plus importants en géotechnique. Pour le cas d'une fondation filante soumise à un chargement incliné reposant sur une surface de sol horizontal, de nombreuses études ont été présentées. De nombreuses expressions ont été proposées pour calculer le facteur d'inclinaison i_c (Meyerhof, 1963; Hansen, 1970; Vesic, 1975; Ouahab et al., 2017). Cependant, cette méthode ne permet pas de comprendre quelques aspects du problème comme l'importance relative de la force horizontale sur la fondation ou l'interaction entre deux paramètres de chargement (Chatzigogos, 2007). Ainsi, l'approche basée sur la définition des combinaisons ultimes dans l'espace de paramètres de chargement de la fondation est plus convenable pour l'étude de la portance des fondations sous chargement combiné ; cette approche a été appliquée par de nombreux auteurs (Gourvenec, 2007; Loukidis, 2008; Georgiadis, 2009...etc.).

Le problème de la capacité portante des fondations filantes situées à proximité des pentes a reçu une attention significative en utilisant des différentes méthodes, comme l'équilibre limite, l'analyse limite et la méthode des éléments finis (Meyerhof, 1957; Kusakabe et al., 1981; Saran et al., 1989; Georgiadis, 2010,...etc.). Il a été démontré que la surface du sol inclinée conduit à une réduction de la capacité portante de la fondation par rapport au cas du sol horizontal. Cette réduction de la capacité portante

dépend de nombreux facteurs tels que l'angle de la pente, la hauteur de la pente et la distance relative entre la fondation et la crête du talus.

Georgiadis (2010) a étudié l'effet du chargement incliné et de la surface inclinée, en utilisant l'analyse par éléments finis, l'analyse de la limite supérieure et la méthode du champ des contraintes. Il a proposé une équation empirique pour le diagramme d'interaction des charges, qui prend en compte l'angle de la pente et la distance relative entre la fondation et la crête de la pente.

Les études mentionnées ci-dessus ont été consacrées à l'analyse déterministe dans laquelle les propriétés du sol sont supposées homogènes. En réalité, les propriétés du sol sont spatialement variables, ce qui conduit à l'utilisation des analyses probabilistes.

L'utilisation de la méthode probabiliste pour le calcul de la capacité portante des fondations filantes a été le sujet de plusieurs publications dans la littérature (Griffiths et al., 2002 ; Cassidy et al., 2013 ; Ali et al., 2016). Récemment, Luo et Bathurst (2017) ont étudié le cas d'une fondation filante soumise à une charge verticale et située près de la crête d'une pente, où la méthode RFEM est utilisée. Ils ont constaté que la capacité portante est affectée par le coefficient de variation et la longueur de corrélation de la cohésion non drainé du sol.

Dans ce chapitre, l'analyse limite par éléments finis à l'aide du code OptumG2, est appliquée pour étudier la capacité portante d'une semelle filante et rigide, soumises à une charge inclinée, et située à proximité d'une pente cohérente avec une variation spatiale de la cohésion non drainée. Dans cette étude on considère plusieurs valeurs pratiques du coefficient de variation et de la longueur de corrélation de la cohésion du sol, en faisant varier l'angle d'inclinaison de la charge, et la distance relative entre la fondation et la crête de la pente.

4.2. Présentation du cas étudié

4.2.1. Définition de problème

Pour les argiles homogènes, la charge limite d'une semelle filante soumise à une charge inclinée est donnée par l'équation suivante :

$$q_u = C_u N_c i_c \quad (4.1)$$

Où C_u est la cohésion non drainée du sol, N_c est le facteur de capacité portante et i_c est le facteur d'inclinaison de la charge.

Pour un chargement purement vertical, le facteur de portance N_c a une solution exacte égale à $\pi+2$ (Prandtl, 1920).

De nombreuses études ont été effectuées pour évaluer le facteur d'inclinaison (Meyerhof, 1963 ; Hansen 1970 ; Vesić, 1975). Récemment, Ouahab et al. (2017) ont proposé une expression pour l'évaluation du facteur d'inclinaison. Au lieu d'évaluer les facteurs de correction de l'inclinaison de la charge, il est possible d'utiliser une autre approche basée sur la détermination des surfaces ultimes de rupture dans l'espace de chargement (V, H) (Gourvenec, 2007 ; Georgiadis, 2009 ; Lee et al., 2015).

L'hétérogénéité naturelle des sols (variabilité inhérente), est l'une des sources d'incertitude des propriétés du sol qui se produit d'une manière aléatoire, ce qui justifie l'utilisation des probabilités et de la théorie des champs aléatoires pour étudier la variabilité du sol. Dans cette étude, la cohésion non drainée est considérée comme un champ aléatoire avec une distribution log-normale.

Les paramètres qui définissent cette distribution sont la valeur moyenne de la cohésion μ_{Cu} , le coefficient de variation Cov_{Cu} (qui décrit la dispersion de la cohésion autour de la valeur moyenne), et enfin la longueur de corrélation spatiale θ (qui représente la distance entre deux points sur laquelle les propriétés du sol sont fortement corrélées). Une petite longueur de corrélation signifie un degré élevé de variabilité dans les propriétés du sol, cependant, une grande longueur de corrélation implique plus d'uniformité.

Les longueurs de corrélation verticales et horizontales : respectivement θ_x et θ_y sont incorporés via une fonction de corrélation ρ . Dans cette étude, une fonction de corrélation exponentielle est supposée :

$$\rho((x_1, y_1)(x_2, y_2)) = \exp\left(-\frac{|x_1-x_2|}{\theta_x}\right) \exp\left(-\frac{|y_1-y_2|}{\theta_y}\right) \quad (4.2)$$

Un champ aléatoire isotrope est généré ($\theta_x=\theta_y$), et une longueur de corrélation spatiale non dimensionnelle est considérée :

$$\Theta = \frac{\theta_x}{B} = \frac{\theta_y}{B} \quad (4.3)$$

Où B est la largeur de la fondation.

OptumG2 utilise la méthode Karhunen – Loeve (KL) pour générer des champs aléatoires, qui est utilisée pour résoudre la fonction de corrélation exponentielle mentionnée ci-dessus (Zhang et Zhiming, 2004)).

Pour chaque champ aléatoire, la capacité portante de la fondation filante est calculée comme suit :

$$q_{ui} = \mu C_u N_{ci} \dots \dots i = 1,2, \dots, 1000 \quad (4.4)$$

Où i est le nombre des simulations, on note que le nombre total de simulations dans cette étude est égal à 1000, ce qui est suffisant pour la précision des résultats.

4.2.2. Analyse numérique

Le programme en éléments finis OptumG2 est utilisé pour étudier la capacité portante d'une fondation filante rugueuse avec une largeur $B = 1$ m, soumise à des charges inclinées centrale, reposant sur un sol purement cohérent avec une distribution spatiale de la cohésion non drainée C_u ($E_u = 30$ MPa et $\gamma = 20$ kN/m³).

La géométrie du problème est illustrée sur la Figure (4.1) ; le domaine de sol entier est modélisé dans la condition de déformation plane en raison de l'absence de la symétrie de chargement et de géométrie. Le comportement du sol est régi par le critère de Tresca. Les conditions aux limites sont présentées sur la Figure 4.1. Le déplacement des limites latérales est bloqué dans le sens horizontal, cependant le déplacement de la base du modèle est bloqué dans les deux directions.

Dans toutes les analyses numériques, l'angle de la pente β est égal à 45° , et la hauteur H est égal à $2,5B$. Dans cette étude, la technique de chargement probe est utilisée. La charge est appliquée par incréments jusqu'à la rupture avec différents angles d'inclinaison α , compris entre 0° et $\pm 90^\circ$ par rapport à la verticale (Figure 4.1).

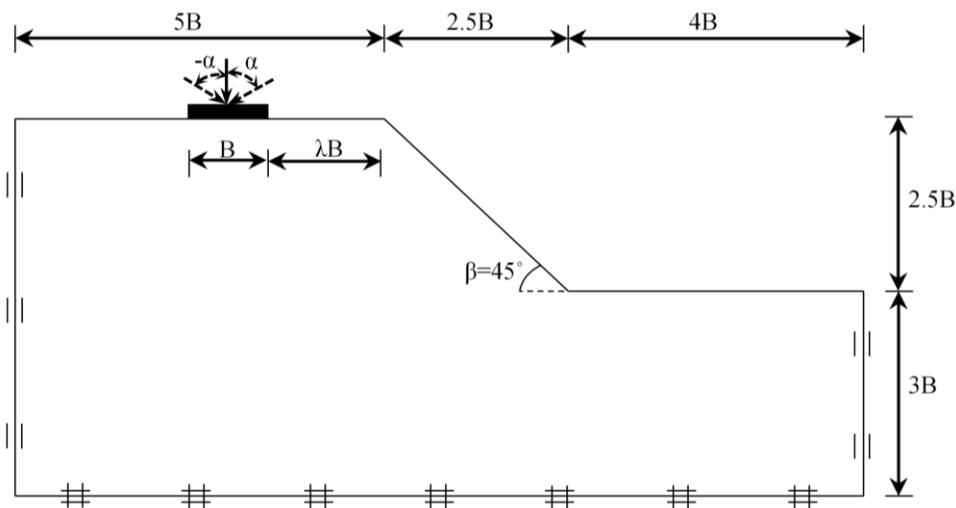


Figure 4.1 : Géométrie du problème.

La fondation filante rigide est modélisée comme un élément plaque rigide (rigid plate) avec un matériau non pesant. La distance relative $\lambda = d/B$ (où d est la distance entre la fondation et la crête de la pente) varie entre 0 et 2 avec un incrément de 0,5.

L'analyse limite par éléments est un outil puissant pour étudier la capacité portante des fondations, cette approche permet de déterminer la charge limite dans un temps raisonnable en comparaison avec l'analyse élasto-plastique. Les théorèmes de l'analyse limite considèrent le sol comme un matériau parfaitement plastique suit une règle d'écoulement associée.

La capacité portante est obtenue en appliquant un multiplicateur de charge amplifié de sa valeur de référence jusqu'à atteindre un état de rupture. Le facteur par lequel le multiplicateur de charge devrait être amplifiée pour provoquer la rupture est appelé le multiplicateur de rupture (OptumG2, 2015).

La charge limite est alors donnée par :

$$q_u = \eta q_{mult} \quad (4.5)$$

Où q_{mult} est le multiplicateur de charge et η est le multiplicateur de rupture.

Pour limiter l'écart entre la borne supérieure et la borne inférieure de l'analyse limite, on utilise un maillage adaptatif, avec trois itérations pour assurer une précision suffisante, comme il est recommandé dans le manuel du code OptumG2. Le nombre des éléments dans le maillage initial est pris comme 1000 éléments, et le nombre des éléments dans le maillage finale est augmenté jusqu'à 2000 éléments. La Figure (4.2) montre un exemple du maillage adaptatif pour le cas de $\lambda = 0$.

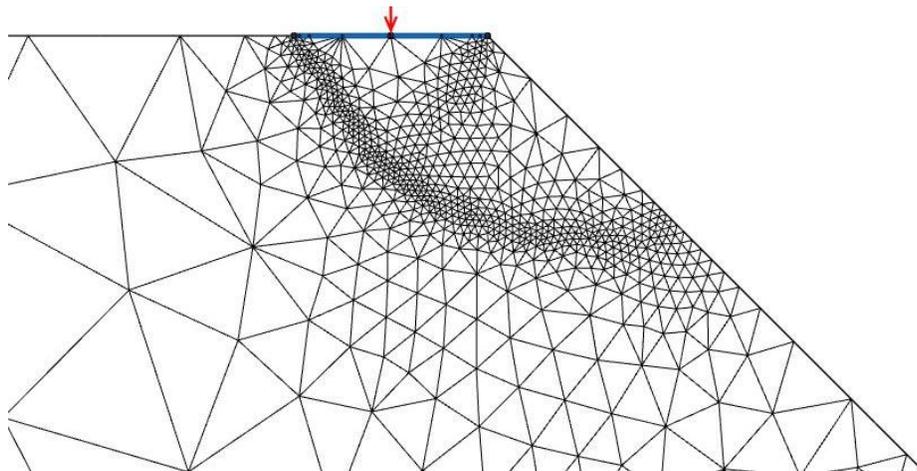


Figure 4.2 : Maillage adaptatif, pour $\lambda=0$.

Une étude paramétrique est effectuée pour montrer l'effet de la longueur de corrélation spatiale Θ et le coefficient de variation de la cohésion du sol Cov_{Cu} sur la capacité portante. La valeur moyenne est maintenue constante comme $\mu_{Cu}=20\text{kPa}$ dans tous les calculs, tandis que Cov_{Cu} et Θ sont varié respectivement comme suit :

$Cov_{Cu}= 10\%, 20\%, 30\%, 40\%$ et 50% . $\Theta = 0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 4$ et 8 , qui sont des valeurs typiques pour la cohésion du sol comme indiqué par Phoon et Kulhawy (1999).

4.3. Résultats et discussion

4.3.1. Capacité portante d'une fondation filante chargé verticalement et situé à proximité d'une pente

4.3.1.1. Analyse déterministe

L'analyse déterministe a été effectuée pour une fondation filante soumise à une charge verticale, pour le cas d'un sol avec une cohésion uniforme $C_u=10$ kPa, les résultats ont été présentés dans le chapitre précédent où le facteur de capacité portante (la moyenne entre les deux solutions supérieure et inférieure) est en bon accord avec la solution exacte de Prandtl (1920).

Pour le cas de la surface incliné, il est observé que le facteur de la capacité portante est réduit, cette réduction est affectée par la distance λ . Les plus petites valeurs du facteur de portance obtenues dans le cas d'une fondation située à la crête de la pente ($\lambda = 0$), par la borne supérieure et inférieure sont respectivement : $N_{c,det(UB)} = 3.179$ and $N_{c,det(LB)} = 3.117$. On note que Georgiadis (2010) a trouvé que N_c égal à 3.17 dans les mêmes conditions, ce qui est en accord avec la borne supérieure déterminée dans la présente étude.

4.3.1.2. Analyse probabiliste

Dans cette section, les facteurs de portance sont évalués pour un sol spatialement variable avec une cohésion non drainé en considérant une distribution log normale, où la valeur moyenne est $\mu_{Cu}= 20$ kPa. La Figure (4.3a) montre une comparaison entre les résultats numériques obtenus dans la présente étude avec ceux de Luo et Bathurst (2017). Cette figure présente l'effet de la longueur de corrélation spatiale normalisé Θ sur le facteur de portance moyen μ_{Nc} d'une fondation filante chargé verticalement, pour $\lambda = 0$ et $Cov_{Cu} = 50\%$.

Il est observé que μ_{Nc} diminue avec l'augmentation de Θ , jusqu'à une valeur critique de ce dernier, qui correspond à la réduction maximale de μ_{Nc} . Cette valeur critique ou la longueur de corrélation

défavorable est égale à $\Theta = 0.5$. Ensuite, une tendance opposé est observé où μ_{N_c} augmente avec l'augmentation de Θ . Il est clair que les résultats de cette étude sont en bon accord avec ceux donnés par Luo et Bathurst (2017). La longueur de corrélation spatiale a une influence aussi sur la dispersion des valeurs de N_c comme il est illustré sur la Figure (4.3b), où le coefficient de variation du facteur de portance Cov_{N_c} augmente lorsque Θ augmente. Il est intéressant de noter que le même résultat a été trouvé par Luo et Bathurst (2017).

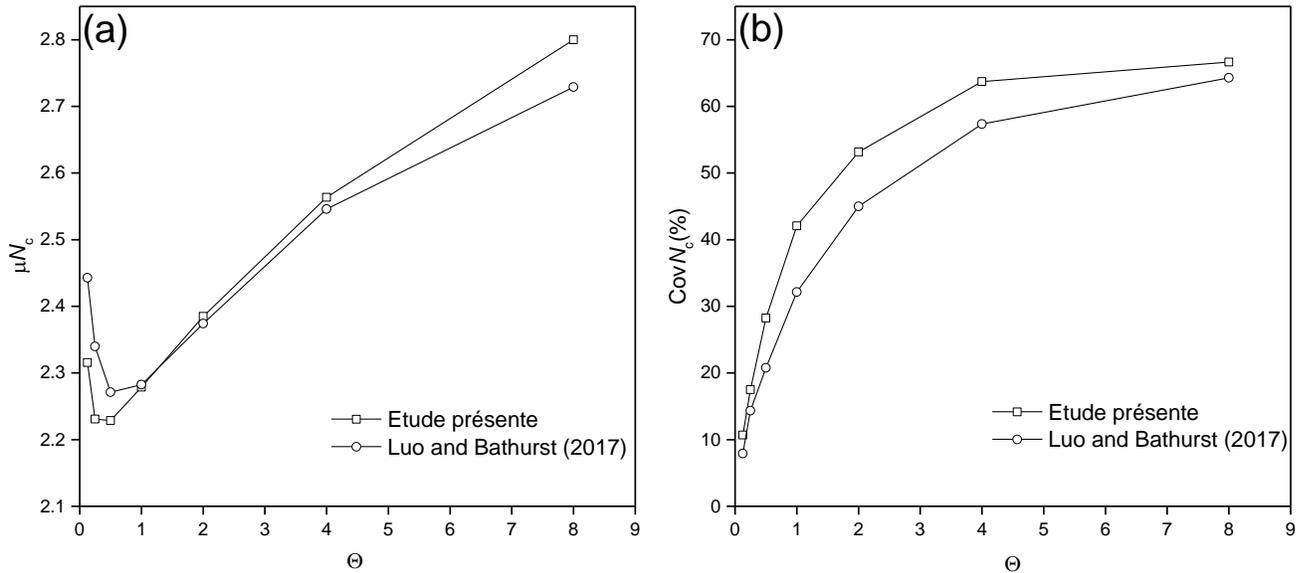


Figure 4.3 : Influence de la variation de Θ sur : (a) μ_{N_c} , (b) Cov_{N_c} .

Les distributions des probabilités cumulatives pour toutes les valeurs de Cov_{Cu} sont présentées sur la Figure (4.4) pour le cas d'une fondation posée sur la crête de la pente. Les facteurs de capacité portante aléatoires $N_{c,rand}$ sont obtenus par les analyses limites supérieures et inférieures. Il est observé que le facteur de capacité portante moyen calculé par la borne supérieure, est inférieur à celui des calculs déterministes ($N_{c,det} = 3.179$) ; par ailleurs, le facteur de portance moyen calculé par la borne inférieure, est inférieur à celui des calculs déterministes ($N_{c,det} = 3.117$). Il est important de noter que la croissance de la variabilité spatiale (Cov_{Cu} de 10% à 50%) réduit le facteur de la capacité portante moyen.

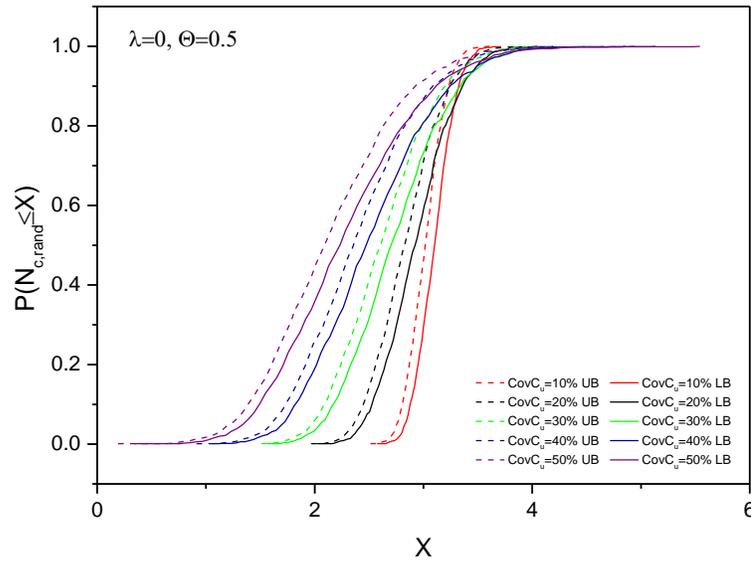


Figure 4.4 : Distributions de probabilités cumulatives du facteur de portance aléatoire $N_{c,rand}$.

4.3.2. Capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente sous chargement incliné

Dans cette section, la capacité portante d'une fondation filante sous chargement incliné est étudiée. Les deux directions positive et négative de la charge sont considérées. Les résultats obtenus sont présentés en termes de surfaces enveloppes de rupture moyennes ($\mu V/BC_u$ et $\mu H/BC_u$), pour représenter la taille, et en termes des charges horizontales et verticales moyennes et normalisé par leurs charges ultimes respectives ($\mu H/\mu H_{ult}$ et $\mu V/\mu V_{ult}$), pour représenter la forme et la taille relative des courbes enveloppes. Il est à noter que chaque valeur de $\mu V/BC_u$, $\mu H/BC_u$, $\mu H/\mu H_{ult}$ et $\mu V/\mu V_{ult}$ représente la moyenne entre les bornes supérieures et inférieures.

La Figure (4.5) montre les enveloppes de rupture pour les différents coefficients de variation de la cohésion du sol. La même longueur de corrélation spatiale $\Theta = 0.5$ et la même distance relative $\lambda = 0$ sont considérées. Il est observé que la taille et la forme des enveloppes de rupture dépend à la valeur de $CovC_u$, où la taille se réduit avec l'augmentation de ce dernier de 10% à 50%, comme montre la Figure 4.5(a), ce qui signifie une réduction de la capacité portante. La Figure 4.5(b) indique que la forme des enveloppes de rupture est affectée par l'augmentation de $CovC_u$. Aussi, la Figure (4.5) montre que les courbes enveloppes des fondations sur un sol spatialement variable sont à l'intérieur de la courbe déterministe, ce qui implique que l'analyse probabiliste donne des valeurs conservatives. Une autre analyse est effectuée, en fixant $CovC_u$ à 50% et $\lambda = 0$, où l'effet de la longueur de corrélation spatiale Θ sur les courbes de rupture est étudié.

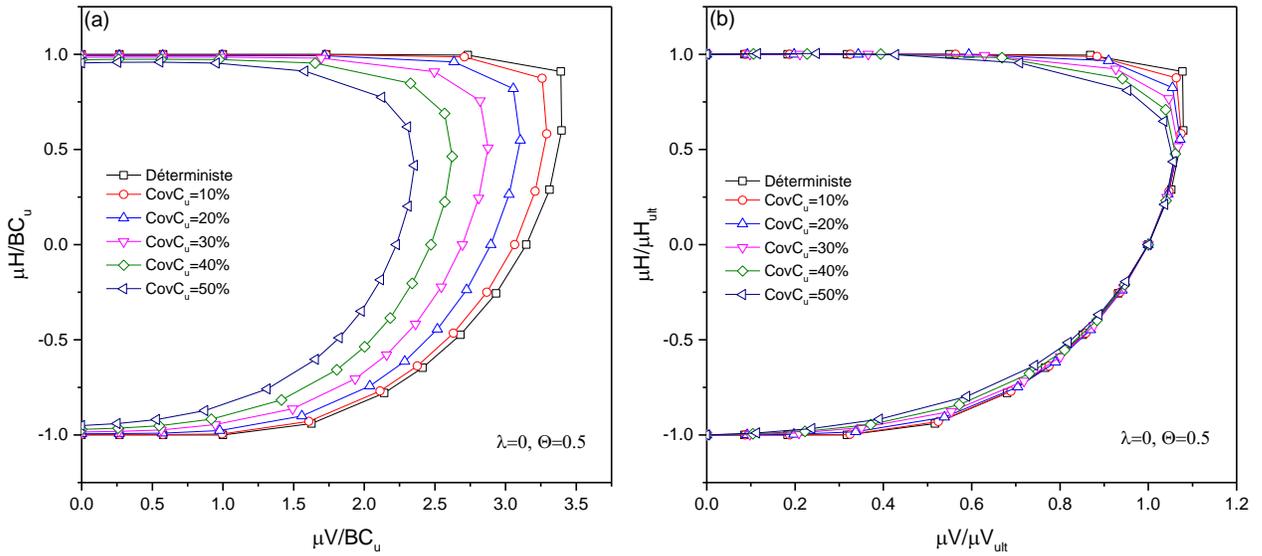


Figure 4.5 : Effet de Cov_{Cu} sur : (a) les enveloppes de rupture moyennes dans l'espace de charge non dimensionnelle, (b) les enveloppes de rupture moyennes avec les charges normalisées par les valeurs ultimes.

La Figure (4.6a) indique que l'augmentation de θ de 0.125 à 0.5 conduits à la croissance de la taille des enveloppes de rupture. Alors, une décroissance de ce dernier est observée quand θ augmente de 0.5 à 8. Cette observation confirme l'existence d'une valeur critique de θ , qui correspond à la réduction maximale de la capacité portante, comme il a été déjà montré sur la Figure (4.3). La Figure (4.6b) montre qu'il n'y a aucun effet significatif de θ sur la forme des courbes enveloppes qui coïncident dans une bande très limitée.

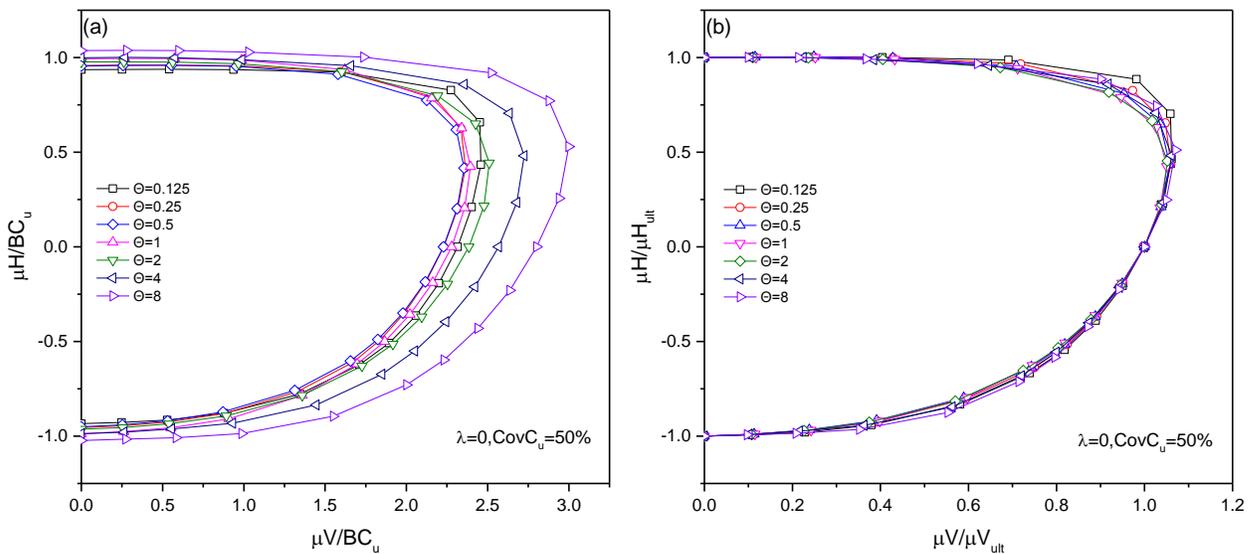


Figure 4.6 : Effet de θ sur : (a) les enveloppes de rupture moyennes dans l'espace de charge non dimensionnelle, (b) les enveloppes de rupture moyennes avec les charges normalisées par les valeurs ultimes.

La Figure (4.7) présente l'influence de la distance relative entre la fondation et la crête de la pente, sur la taille et la forme des courbes enveloppes. On peut noter que la taille augmente avec l'augmentation de λ . La valeur maximale de la capacité portante est obtenue pour la plus grande distance λ , tandis que, la valeur minimale est déterminée lorsque $\lambda = 0$, qui représente la valeur critique. L'observation de la forme des courbes enveloppes, montre une tendance opposée en comparant le cas des charges positives avec le cas des charges négatives, cela se passe à cause de la surface inclinée.

L'effet de la longueur de corrélation spatiale Θ , sur la variation de la valeur moyenne μ_{qu} et le coefficient de variation Cov_{qu} de la capacité portante, est présenté sur la Figure (4.8) pour différentes valeurs de l'angle d'inclinaison de la charge (positive et négative). La Figure (4.8a) indique que la croissance de l'inclinaison de la charge, soit en direction positive ou négative, réduit la capacité portante. Cependant, il est clair que dans le cas d'une inclinaison négative (vers la pente), la réduction de la capacité portante est plus significative par rapport au cas positif.

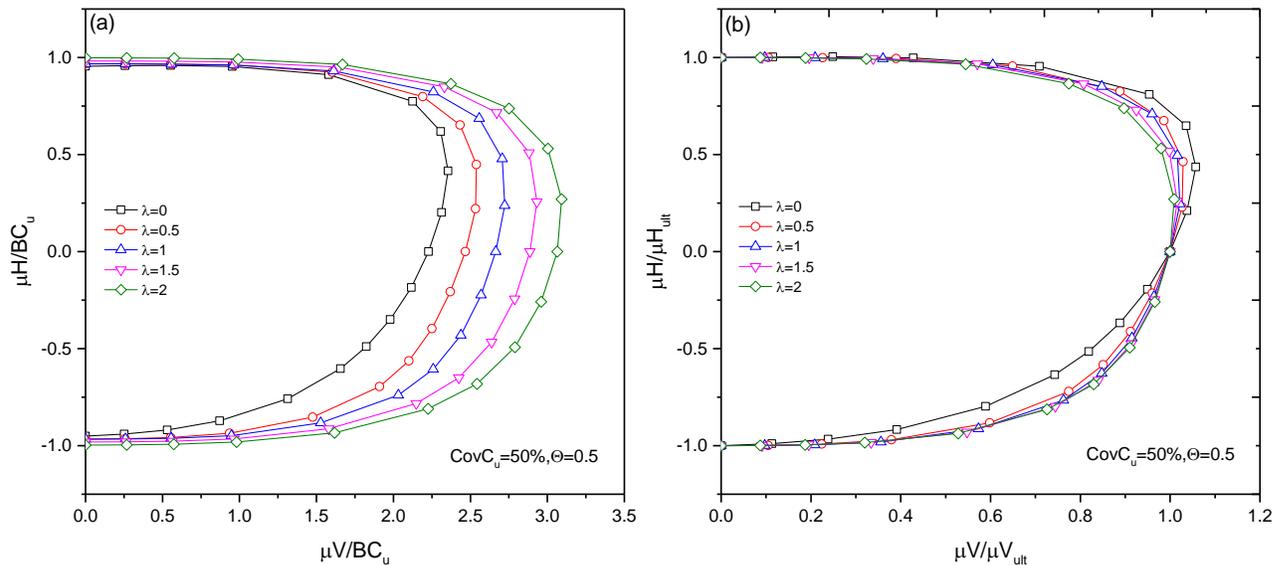


Figure 4.7 : Effet de λ sur : (a) les enveloppes de rupture moyennes dans l'espace de charge non dimensionnelle, (b) les enveloppes de rupture moyennes avec les charges normalisées par les valeurs ultimes.

Il est à noter que l'influence de l'augmentation de Θ sur μ_{qu} est plus claire dans le cas de $\alpha = 0^\circ$ en comparant avec les cas de $0^\circ < \alpha \leq \pm 90^\circ$, où l'effet de l'augmentation de Θ devient négligeable quand α augmentera. La Figure (4.8b) montre que Cov_{qu} croît avec l'augmentation de Θ ; pour tous les angles d'inclinaison de la charge et $\Theta \leq 1$, les valeurs de Cov_{qu} coïncident dans une bande très limitée. Cependant, pour $\Theta \geq 1$, l'effet des deux cas de direction de la charge (positive et négative), est plus significative, où il est facile de différencier les courbes.

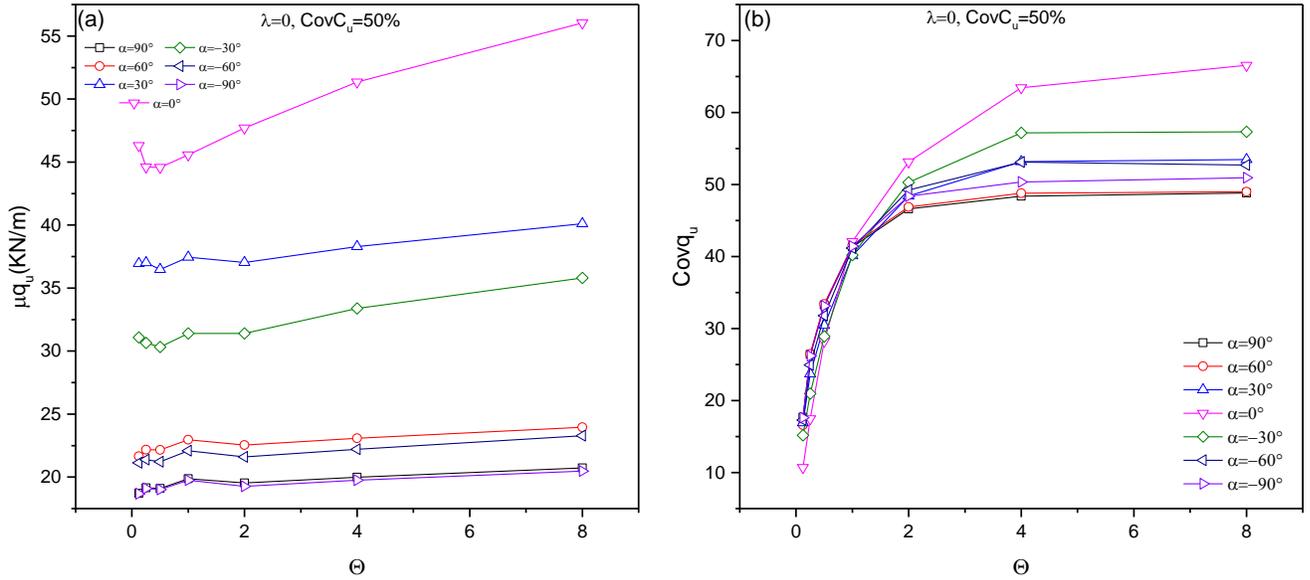


Figure 4.8 : Effet de Θ sur (a) μ_{qu} , (b) Cov_{qu} .

L'effet de Cov_{Cu} sur μ_{qu} et Cov_{qu} est présenté sur la Figure (4.9). L'augmentation de Cov_{Cu} conduit à réduire μ_{qu} comme il est montré sur la Figure (4.9a). Cette réduction devient négligeable lorsque l'inclinaison de la charge augmente (dans les deux directions positive et négative), notamment pour les charges purement horizontales. Cependant, la variation de Cov_{Cu} a une influence importante sur Cov_{qu} . La Figure (4.9b) montre l'existence d'une augmentation linéaire de Cov_{qu} lorsque Cov_{Cu} est augmenté.

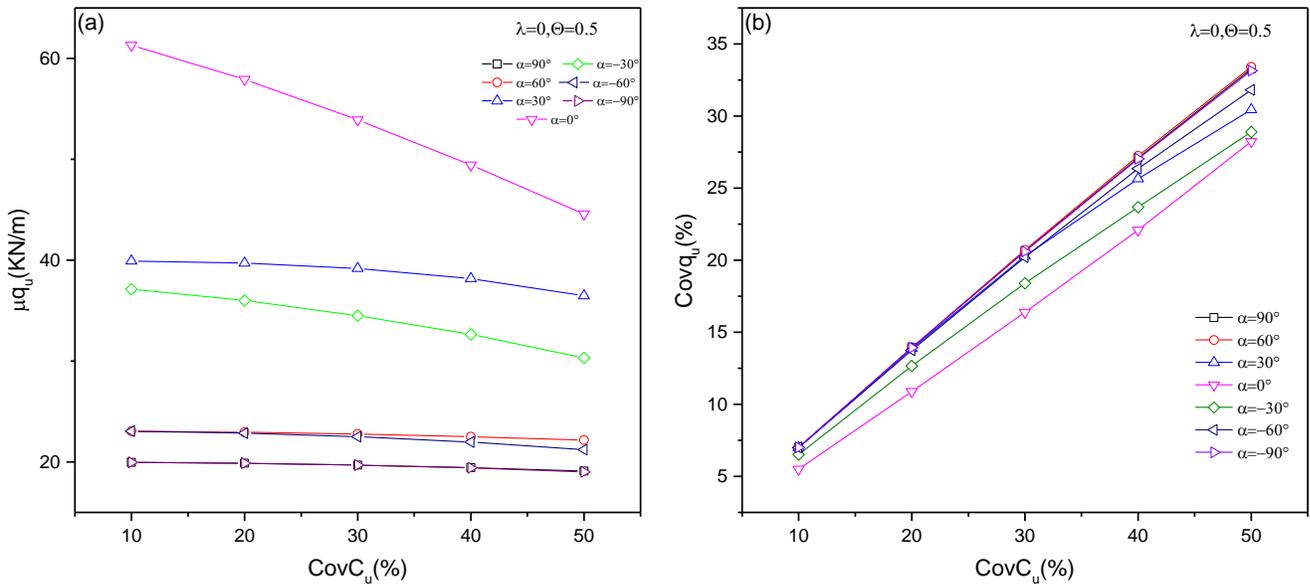


Figure 4.9 : Effet de Cov_{Cu} sur : (a) μ_{qu} , (b) Cov_{qu} .

4.3.3. Mécanisme de rupture

La Figure (4.10) présente les vecteurs de déplacement incrémental qui montrent le mécanisme de rupture obtenu par la borne supérieure de l'analyse limite, dans le cas d'une fondation filante sous une charge purement verticale. Cette figure présente les résultats de l'analyse déterministe et de l'analyse probabiliste avec $\Theta = 0.5$ et $\Theta = 8$. La Figure (4.10a) indique que le mécanisme de rupture comporte un coin élastique sous la fondation et une zone passive qui est mobilisée vers la pente. La Figure (4.10b) montre que le mécanisme de rupture obtenu dans le cas de l'analyse probabiliste est totalement différent à celui obtenu par les analyses déterministe. La Figure (4.10c) montre que, pour des grandes valeurs de la longueur de corrélation spatiale Θ , le mécanisme de rupture est similaire à celui d'un sol homogène (Figure 4.10a), c'est-à-dire que les grandes valeurs de Θ impliquent moins de variabilité spatiale et plus d'uniformité dans les propriétés de sol (Ali et al. 2016)). Alors, la variabilité spatiale des propriétés du sol change considérablement le mécanisme de rupture.

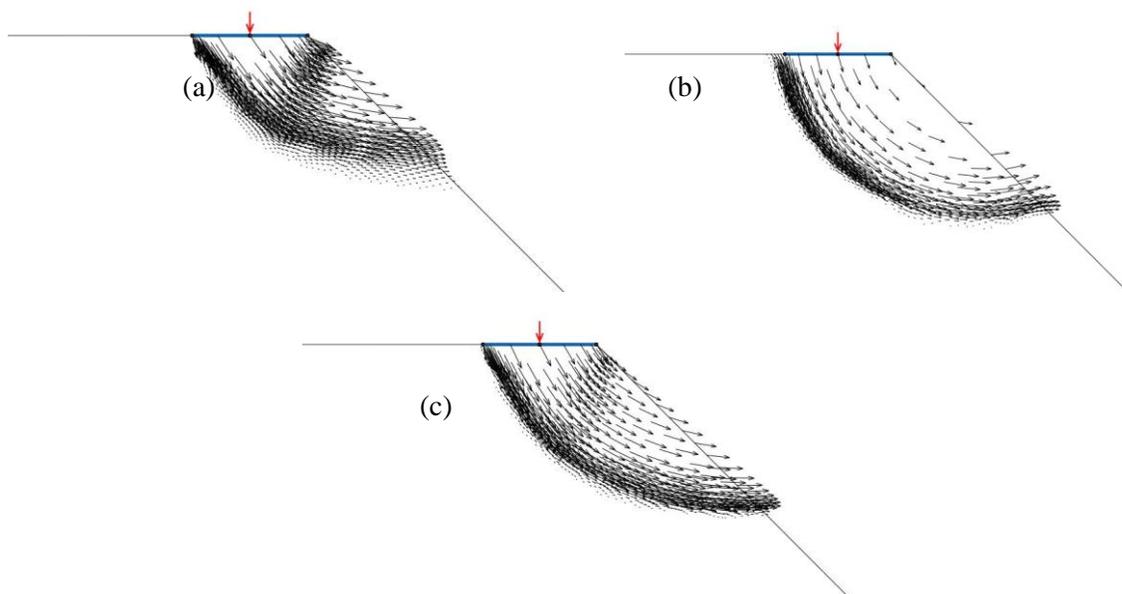


Figure 4.10 : Mécanismes de rupture (a) Analyse déterministe (sol homogène), (b) Analyse probabiliste ($\Theta=0.5$), (c) Analyse probabiliste ($\Theta=8$).

4.4. Conclusion

L'analyse limite par éléments finis implantée dans code OptumG2 a été utilisée pour étudier la capacité portante non drainée d'une semelle filante sous chargement incliné, situé à proximité d'une pente

cohérente avec une variabilité spatiale de la cohésion non drainé. L'effet du coefficient de variation et de la longueur de corrélation spatiale de la cohésion de sol, sur les facteurs de capacité portante et sur les enveloppes de rupture a été étudié.

Les résultats de la présente étude ont été comparés avec ceux trouvés dans la littérature. Dans le cas d'une fondation sous un chargement purement verticale, la valeur critique prédit de Θ est trouvé égale à $\Theta=0.5$. Pour le cas des fondations sous chargement incliné, les courbes enveloppes pour un sol spatialement variable sont trouvées à l'intérieur de la courbe enveloppe déterministe, ce qui signifie que les analyses probabilistes sont conservatives. La taille et la forme des enveloppes de rupture dépendent du coefficient de variation, la longueur de corrélation spatiale de la cohésion de sol, et à la distance relative à partir du bord de la fondation à la crête de la pente. La valeur minimale de la capacité portante est déterminée dans le cas d'une fondation située à la crête de la pente ($\lambda = 0$).

L'augmentation de l'inclinaison de la charge diminue la capacité portante, le cas défavorable est obtenu lorsque la direction de la charge est vers la pente. La croissance de Θ et de Cov_{Cu} a un effet négligeable sur la variation de μ_{qu} , notamment pour les grandes valeurs de l'inclinaison de la charge. Cependant, la variation de Θ et Cov_{Cu} affecte considérablement Cov_{qu} . Pour les petites valeurs de Θ , le mécanisme de rupture obtenu est totalement différent à celui obtenu dans le cas d'un sol homogène, tandis que pour les grandes valeurs de Θ , il est semblable à celui obtenu dans le cas d'un sol homogène.

Chapitre 5 : Capacité portante des fondations filantes et circulaires reposant sur des sols argileux à deux couches en utilisant la méthode probabiliste

5.1. Introduction

Le problème de la capacité portante non drainée des fondations superficielles reposant sur des sols argileux à deux couches a été largement étudié en utilisant des méthodes déterministes.

Merifield et al. (1999) ont utilisé une analyse limite numérique pour évaluer les facteurs de capacité portante des fondations filantes avec une large gamme des hauteurs et de propriétés des couches, en supposant que le sol dans chaque couche est uniforme. Merifield et Nguyen (2006) ont utilisé une analyse en déplacement par élément finis pour estimer les facteurs de capacité portante non drainés des fondations filantes, carrées et circulaires. Les résultats des deux travaux ont été présentés sous forme graphique et tabulaire. Récemment, la prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés du sol a fait l'objet d'une attention considérable dans l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles.

Plusieurs publications ont utilisé des méthodes probabilistes pour évaluer la capacité portante des fondations filantes sur un sol cohérent avec une seule couche (Griffiths et al., 2002 ; Cassidy et al., 2013),

leurs résultats ont montré que la capacité portante moyenne d'un sol spatialement aléatoire est toujours inférieure à la valeur déterministe.

Dans le cas des sols à deux couches, l'analyse aléatoire par éléments finis a également été utilisée pour étudier l'effet du coefficient de variation et de la longueur de corrélation de la cohésion non drainée sur la capacité portante moyenne des fondations filantes (Tian et al., 2013 ; Zaskorski et al., 2017).

Dans le présent chapitre, l'évaluation des facteurs de la capacité portante pour des fondations filantes et circulaires reposant sur un sol argileux à deux couches, avec une cohésion non drainée spatialement variable, est étudiée. L'analyse limite en élément finis aléatoire avec le code OptumG2 est utilisée pour étudier l'effet de l'épaisseur et des propriétés des couches.

5.2. Présentation du cas étudié

Dans cette étude, deux géométries différentes sont étudiées qui représentent les deux cas d'une fondation filante (avec une largeur $B=1\text{m}$), et d'une fondation circulaire (avec un diamètre $D=1\text{m}$), comme est illustré sur la Figure 1(a) et 1(b). La fondation est modélisée comme un corps rigide en utilisant l'élément à poids nul (Rigid plate), chargé verticalement et posé sur un sol purement cohérent avec deux couches. La hauteur de la première couche est normalisée par la largeur de la fondation (H/B) dans le cas de la fondation filante, ou par le diamètre de la fondation (H/D) dans le cas de la fondation circulaire, elle est variée entre 0.125 et 2.

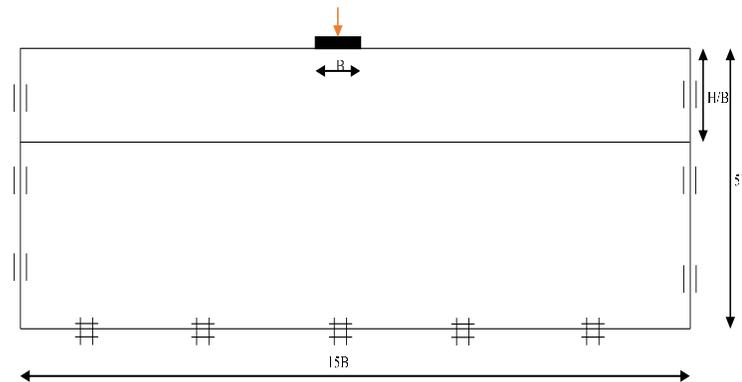
La condition de déformation plane est utilisée pour modéliser la fondation filante, tandis que la fondation circulaire est modélisée par la condition d'axi-symétrie. Les conditions aux limites dans les deux cas sont définies comme suit : déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle et déplacement total nul suivant la base du modèle.

Dans chaque couche, une distribution log-normale est supposée pour la cohésion non drainée avec une valeur moyenne μ_{Cu1} pour la couche supérieure et une valeur moyenne μ_{Cu2} pour la couche inférieure ($E_u=30\text{ MPa}$ et $\gamma=20\text{ kN/m}^3$), un coefficient de variation $Cov_{Cu}=30\%$, des distances de corrélation verticales et horizontales $\theta_x=50\text{ m}$, $\theta_y=1\text{ m}$.

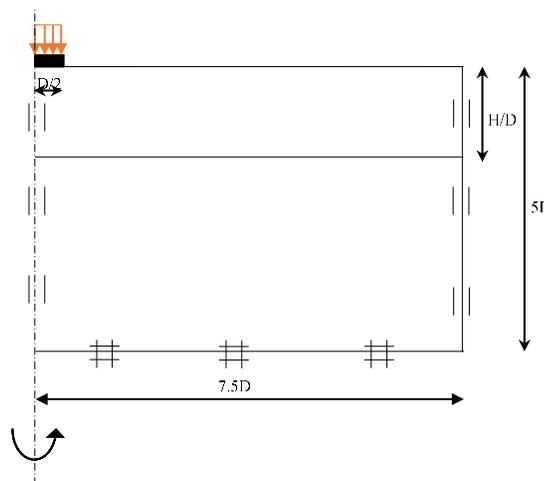
Le rapport μ_{Cu1}/μ_{Cu2} (la valeur moyenne de la cohésion dans la couche supérieure sur la valeur moyenne de la cohésion dans la couche inférieure) représente le cas d'une forte couche sur une faible couche d'argile lorsque il est supérieur à 1, et représente le cas d'une couche faible sur une couche forte d'argile

lorsque il est inférieur à 1. Dans la première partie de cette étude μ_{Cu1}/μ_{Cu2} est fixé à 2, puis il est varié entre 0.25 et 4.

Le sol est simulé suivant la loi de Tresca. La variabilité spatiale est modélisée en utilisant la théorie des champs aléatoires, combiné avec l'analyse limite par éléments finis et les simulations de Monte Carlo.



(a)



(b)

Figure 5.1 : Géométrie de problème (a) fondation filante, (b) fondation circulaire.

5.3. Résultats et discussion

La capacité portante des fondations superficielles reposant sur une couche d'argile homogène est calculée comme suit :

$$q_u = C_u \cdot N_c \cdot S_c \quad (5.1)$$

Où C_u est la cohésion non drainée du sol, N_c est le facteur de capacité portante et S_c est le facteur de forme.

Pour une fondation filante, N_c est bien connu ($\pi + 2$) tel que donné par Prandtl (1920).

Dans le cas d'un sol argileux à plusieurs couches avec une cohésion non drainée uniforme dans chaque couche, un facteur de capacité portante modifié a été défini par Merifield et al. (1999) comme suit :

$$N_c^* = \frac{q_u}{C_{u1}} \quad (5.2)$$

Où N_c^* est le facteur de capacité portante modifié, q_u est la charge limite d'une fondation superficielle sur une argile en couches et c_{u1} est la cohésion de la couche supérieure.

La prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres du sol conduit à réécrire l'équation (5.2) où, pour chaque champ aléatoire, le facteur de capacité portante modifié N_c^* est calculé comme suit :

$$N_{ci}^* = \frac{q_{ui}}{\mu C_{u1}} \quad (5.3)$$

avec i est le nombre des simulations, dans cette étude le nombre total de simulations est 1000, ce qui est suffisant pour la précision des résultats.

La méthode d'analyse limite par élément finis combiné avec la méthode des champs aléatoires est utilisée pour modéliser le problème, tous les résultats de cette étude sont présentés comme la moyenne entre la borne supérieure et la borne inférieure.

5.3.1. Effet de la variation de H/B sur μN_c^*

La Figure 5.2 montre la variation du facteur de capacité portante moyen modifié μN_c^* avec la hauteur de la couche supérieure H/B pour une fondation filante. On remarque que la capacité portante augmente lorsque la hauteur de la couche supérieure devient plus grande, il y a une certaine hauteur (H/B) après laquelle la capacité portante reste constante même si H/B augmentera. Les résultats déterministes de cette étude sont identiques à celle de Merifield et al. (1999), tandis que, les résultats probabilistes ont la même tendance de variation mais les valeurs de μN_c^* sont toujours inférieurs aux valeurs déterministes ce qui signifie que la considération de la variation spatial de sol donne des résultats conservatives.

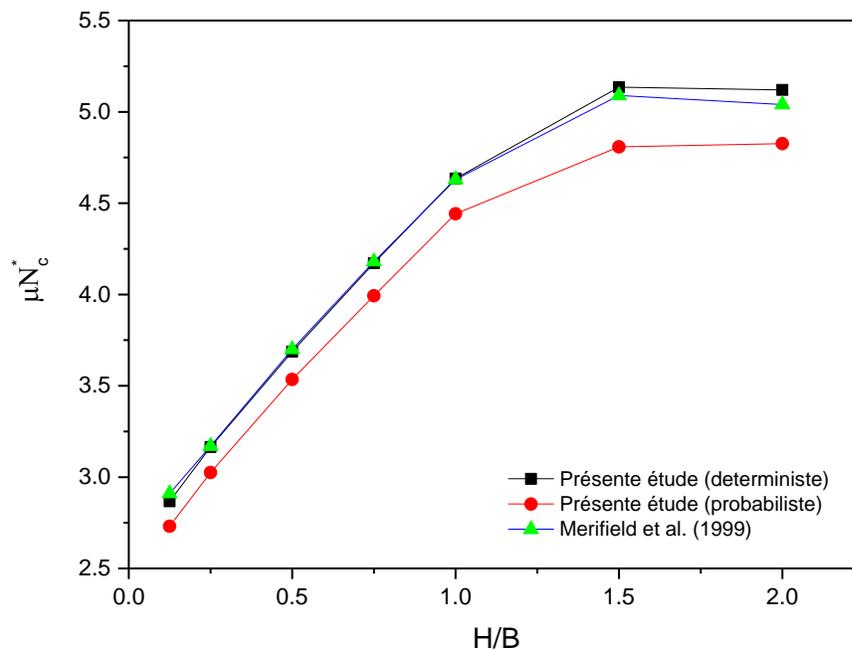


Figure 5.2 : Variation de μN_c^* avec H/B (pour $\mu_{Cu1}/\mu_{Cu2}=2$).

5.3.2. Effet de la variation de H/D sur μN_c^*

La Figure 5.3 montre la variation du facteur de capacité portante moyen modifié μN_c^* avec la hauteur de la couche supérieure H/D pour une fondation circulaire. Les résultats sont en bon accord avec les résultats de Merifield et Nguyen (2006), le facteur N_c^* est égale à 6 à partir de la hauteur $H/B=0.75$, tandis que le facteur de capacité portante moyen μN_c^* est égale à 5.8, on conclut que l'analyse déterministe surestime la capacité portante.

5.3.3. Effet de la variation de μ_{Cu1}/μ_{Cu2} sur μN_c^*

Une étude probabiliste est faite pour montrer l'effet de la variation du rapport μ_{Cu1}/μ_{Cu2} sur la valeur de μN_c^* pour une valeur fixe de $H/B=0.5$, on a pris trois valeurs de $\mu_{Cu1}/\mu_{Cu2} < 1$ (0.25, 0.5 et 0.75) qui représente le cas d'une couche faible sur une couche forte d'argile, d'autre part on a pris trois valeurs où $\mu_{Cu1}/\mu_{Cu2} > 1$ (2, 3 et 4) qui représente le cas d'une couche forte sur une couche faible d'argile.

Pour le cas où $\mu_{Cu1}/\mu_{Cu2} < 1$, le rapport μ_{Cu1}/μ_{Cu2} n'a pas un grand effet sur la capacité portante, on remarque une diminution légère de μN_c^* avec l'augmentation de μ_{Cu1}/μ_{Cu2} , à partir de $\mu_{Cu1}/\mu_{Cu2}=1$ on remarque une diminution élevée de μN_c^* avec l'augmentation de μ_{Cu1}/μ_{Cu2} , cela signifie que lorsque la couche supérieure est très forte par rapport à la couche inférieure, une faible capacité portante est observé

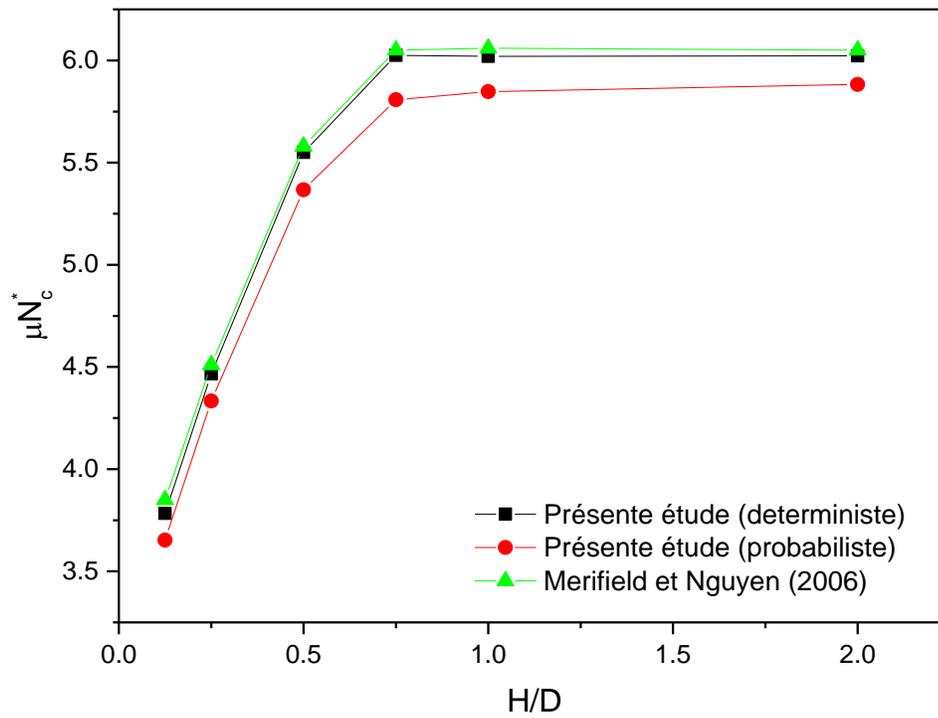


Figure 5.3 : Variation de μN_c^* avec H/D (pour $\mu_{Cu1}/\mu_{Cu2}=2$).

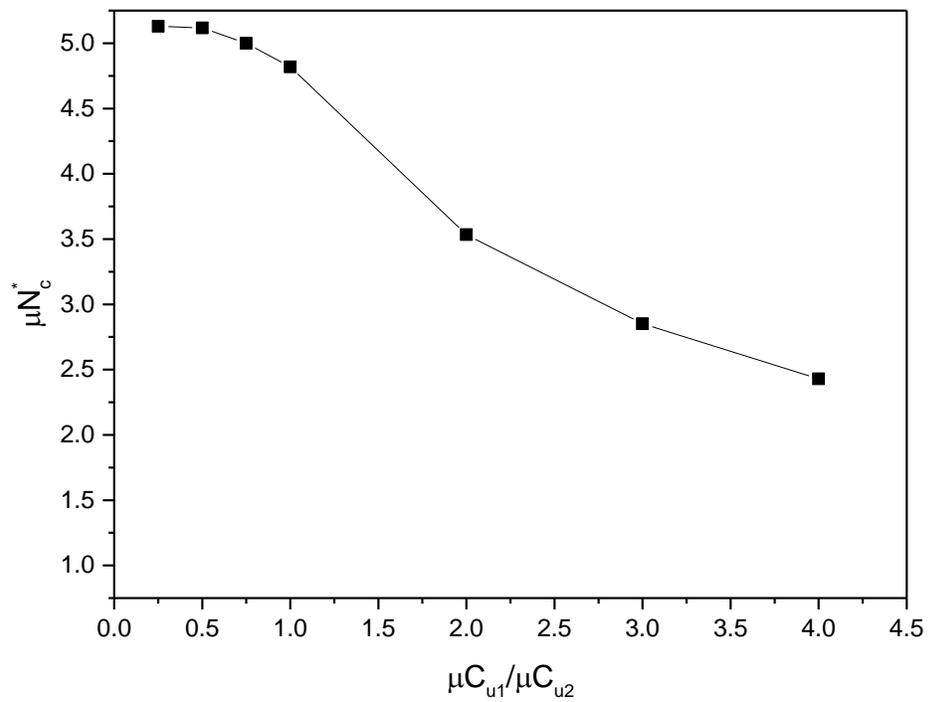


Figure 5.4 : Variation de μN_c^* avec μ_{Cu1}/μ_{Cu2} (pour $H/B=0.5$).

5.4. Conclusion

La capacité portante des fondations superficielles reposant sur une seule couche homogène de sol a été largement étudiée. En réalité les profils du sol sous la fondation ne sont pas homogènes et la résistance du sol peut augmenter ou diminuer avec la profondeur, ou peut contenir des couches qui ont des propriétés significativement différentes.

Ce chapitre a été consacré à l'étude probabiliste de la capacité portante des fondations filantes et circulaires reposant sur un sol argileux à deux couches. Les résultats ont montré que le facteur de capacité portante moyen modifié μN_c^* augmente lorsque la hauteur de la couche supérieure devient plus grande, il y a une certaine hauteur (H/B pour la fondation filante ou H/D pour la fondation circulaire) après laquelle la capacité portante reste constante même si H/B ou H/D augmentera.

Les résultats probabilistes ont la même tendance de variation que les résultats déterministe trouvé dans la littérature mais les valeurs de μN_c^* sont toujours inférieure aux valeurs déterministe ce qui signifie que la considération de la variation spatial de sol donne des résultats conservatives.

Conclusions générales et perspectives

Le dimensionnement des fondations superficielles dépend principalement de la capacité portante, qui n'est pas facile à déterminer d'une manière précise à cause de nombreux facteurs qui affectent cette portance. En pratique, l'analyse de la portance des fondations est basée sur des approches déterministes où la variabilité spatiale des propriétés du sol n'est pas prise en compte avec certitude. Ainsi, pour tenir compte des incertitudes des différents paramètres mécaniques d'une manière plus rigoureuse, la théorie de la probabilité est utilisée.

L'objectif de cette thèse a été de contribuer à l'étude probabiliste et numérique du problème de la capacité portante des fondations superficielles. Nos contributions ont porté sur cinq problèmes : l'influence de la variabilité spatiale des propriétés du sol, le chargement incliné appliqué sur la fondation, la présence d'une pente à proximité de la fondation, l'effet combiné de l'inclinaison de la charge et la proximité d'une pente, ainsi que l'effet de la stratification du sol sur le comportement des fondations filantes et circulaires.

La première partie de la thèse a été consacrée à la présentation d'une synthèse bibliographique des travaux antérieurs sur les principes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. Tout d'abord, le premier chapitre a présenté les méthodes déterministes utilisées pour le calcul de la portance, il a été trouvé que toutes les approches adoptent la superposition de trois termes introduite par Terzaghi (1943). L'approche élastoplastique est la plus avantageuse, puisqu'elle permet de suivre l'évolution des déformations et les contraintes. Cependant, les deux approches de la théorie de l'analyse limite (statique et cinématique) conduisent à une estimation précise de la capacité portante. Egalement, le premier chapitre a permis de présenter la diversité des paramètres influençant la valeur de la capacité portante.

Les travaux effectués pour l'étude probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles ont été présentés dans le deuxième chapitre où l'effet de la variabilité spatiale des caractéristiques du sol a été considéré. Toutes les études ont montré l'influence des différents paramètres de l'analyse probabiliste sur la capacité portante des fondations (la valeur moyenne, le coefficient de variation, les longueurs de corrélations horizontale et verticale).

Conclusions générales et perspectives

L'étude numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle en utilisant la méthode probabiliste est un problème complexe qui nécessite un outil numérique bien adapté. Dans cette thèse, le code OptumG2 a été adopté, puisqu'il permet de simuler la variabilité spatiale de sol en se basant sur le concept des champs aléatoires. Ce code permet aussi d'utiliser la méthode de l'analyse limite en élément finis pour le calcul direct des charges limites ou des capacités portantes, ce qui simplifie le problème et réduit le temps de calcul.

La deuxième partie a été consacrée à la présentation des contributions effectuées dans cette thèse pour l'étude probabiliste et numérique du problème de la capacité portante des fondations superficielles. Premièrement, la méthode probabiliste a été utilisée pour étudier le cas d'une semelle filante reposant sur une surface horizontale d'un sol purement cohérent et soumise à un chargement vertical et incliné. Cette étude a considérée l'effet du coefficient de variation et de la longueur de corrélation spatiale de la cohésion de sol, sur les facteurs de capacité portante et sur les enveloppes de rupture.

Dans le cas d'un chargement vertical, les résultats obtenus ont montré que les facteurs de portance aléatoires sont toujours inférieurs à la valeur déterministe et le facteur de portance moyen μ_{Nc} diminue avec l'augmentation de Cov_{Cu} et avec la diminution de Θ_{Cu} , une valeur critique de $\Theta_{Cu}=0.25$ a été observée pour la réduction maximale de la capacité portante. D'autre part, dans le cas d'un chargement incliné, la variation de la longueur de corrélation a un effet sur le changement de la taille et la forme des courbes enveloppes. Egalement, il a été remarqué que l'effet de la variabilité du sol sur la capacité portante moyenne μ_{qu} devient plus clair lorsque l'angle d'inclinaison de la charge diminue, où la réduction maximale de μ_{qu} est obtenue pour le cas d'une charge purement verticale où $\alpha=0^\circ$. Les résultats obtenus dans cette étude sont en bon accord avec les résultats trouvés dans la littérature.

De plus, la méthode probabiliste a été appliquée pour étudier l'influence de Cov_{Cu} et Θ_{Cu} sur les facteurs de capacité portante et sur les courbes enveloppes d'une semelle filante située à proximité des pentes et soumises à un chargement incliné. Il a été trouvé que les enveloppes de rupture pour un sol spatialement variable sont toujours encadrées par la courbe enveloppe déterministe, ce qui signifie que les analyses probabilistes sont conservatives. La taille et la forme des enveloppes de rupture dépendent du coefficient de variation, la longueur de corrélation spatiale de la cohésion du sol, et de la distance relative à partir du bord de la fondation à la crête de la pente. La valeur minimale de la capacité portante est déterminée dans le cas d'une fondation située à la crête de la pente ($\lambda = 0$). L'augmentation de l'inclinaison de la charge diminue la capacité portante, les cas défavorables sont obtenus lorsque la direction de la charge est vers la pente.

Conclusions générales et perspectives

L'analyse probabiliste de la capacité portante des fondations filantes et circulaires reposant sur deux couches d'argile a été présentée dans le dernier chapitre. Les résultats ont montré que la capacité portante moyenne modifiée μN_c^* est affecté par la hauteur de la première couche, ainsi que par le rapport de la valeur moyenne de la cohésion de la couche supérieure sur celle de la couche inférieure (μ_{Cu1}/μ_{Cu2}). Les résultats obtenus ont été comparés avec les solutions déterministes trouvées dans la littérature.

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles est toujours un sujet de recherche très important qui a évolué et continu à évoluer. Plusieurs perspectives de nature différente peuvent être envisagées pour ce travail :

- L'étude numérique probabiliste de la capacité portante des fondations superficielles au bord d'une pente sous un chargement excentrée ;
- L'évaluation des facteurs de formes pour les fondations reposant sur des sols argileux à deux couches en utilisant la méthode probabiliste.

Ces nouveaux calculs présenteraient un intérêt évident, vu les résultats numériques déjà obtenus ici. Ils pourraient, selon nous, également être menés à l'aide du logiciel OptumG2.

Liste des références

Ahmed, A., Soubra, A.-H. (2012). Probabilistic Analysis of Strip Footings Resting on a Spatially Random Soil Using Subset Simulation Approach. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* 6 (3): 188-201.

Azzouz, A. S., Baligh, M. M. (1983). Loaded Areas on Cohesive Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering* 109 (5): 724-29.

Baazouzi, M., Benmeddour, D., Mabrouki, A., Mellas, M. (2016). 2d Numerical Analysis of Shallow Foundation Rested near Slope under Inclined Loading. *Procedia engineering* 143: 623-34.

Bauer, G., Shields, D., Scott, J., Gruspier, J. (1981). Bearing Capacity of Footing in Granular Slope. Paper presented at the Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Bolton, M. (1979). *A guide to soil mechanics*. London: MacMillan.

Bolton, M.D., Lau, C.K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal* 30, 1024–1033.

Cassidy, M. J., Uzielli, M., Tian, Y. (2013). Probabilistic Combined Loading Failure Envelopes of a Strip Footing on Spatially Variable Soil. *Computers and Geotechnics* 49: 191-205.

Chatzigogos, C.T. (2007). *Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception*. Thèse de doctorat de l'école polytechnique, 313p.

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

Drucker, D., Prager, W., Greenberg, H. (1952). Extended Limit Design Theorems for Continuous Media. *Quarterly of applied mathematics* 9 (4): 381-89.

Erickson, H.L, Drescher, A. (2002). Bearing capacity of circular footings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 128 (1), 38–43.

Fenton, G. A., Griffiths, D. (2003). Bearing-Capacity Prediction of Spatially Random $C \Phi$ Soils. *Canadian Geotechnical Journal* 40 (1): 54-65.

Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'ENPC, 141 p.

Frydman, S., Burd, H.J. (1997). Numerical studies of bearing capacity factor N_γ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 123 (1), 20–29.

Gemperline, M. C. (1988). Centrifugal Modeling of Shallow Foundations. Paper presented at the Soil Properties evaluation from centrifugal models and field performance.

Liste des références

- Georgiadis, K. (2010). The Influence of Load Inclination on the Undrained Bearing Capacity of Strip Footings on Slopes. *Computers and Geotechnics* 37 (3): 311-22.
- Georgiadis, K. (2009). Undrained Bearing Capacity of Strip Footings on Slopes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 136 (5): 677-85.
- Gourvenec, S. (2007). Failure Envelopes for Offshore Shallow Foundations under General Loading. *Géotechnique* 57 (9): 715-28.
- Graham, J., Andrews, M., Shields, D. (1988). Stress Characteristics for Shallow Footings in Cohesionless Slopes. *Canadian Geotechnical Journal* 25 (2): 238-49.
- Griffiths, D., Fenton, G. A. (1993). Seepage beneath Water Retaining Structures Founded on Spatially Random Soil. *Geotechnique* 43 (4): 577-87.
- Griffiths, D., Fenton, G. A. (2001). Bearing Capacity of Spatially Random Soil: The Undrained Clay Prandtl Problem Revisited. *Geotechnique* 51 (4): 351-60.
- Griffiths, D., Fenton, G. A., Manoharan, N. (2002). Bearing Capacity of Rough Rigid Strip Footing on Cohesive Soil: Probabilistic Study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128 (9): 743-55.
- Griffiths, D., Fenton, G.A. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons.
- Hansen, B.J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, 28, 5–11.
- Huang, H., Li, J., Zhang, J., Chen, J. Effect of Spatial Correlation Length on the Bearing Capacity of an Eccentrically Loaded Strip Footing. A. Ali “, Av Lyamin “, J. Huang”, Sw Sloan” and Mj Cassidy.
- Kayser, M., Gajan, S. (2014). Application of Probabilistic Methods to Characterize Soil Variability and Their Effects on Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations: State of the Art. *International Journal of Geotechnical Engineering* 8 (4): 352-64.
- Krabbenhoft, K., Lyamin, A., Krabbenhoft, J. (2015). *Optum Computational Engineering (Optumg2)*. Computer software]. Retrieved from <https://www.optumce.com>.
- Krabbenhoft, K., Lyamin, A. V., Hjjaj, M., Sloan, S. W. (2005). A New Discontinuous Upper Bound Limit Analysis Formulation. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 63 (7): 1069-88.
- Kusakabe, O., Kimura, T., Yamaguchi, H. (1981). Bearing Capacity of Slopes under Strip Loads on the Top Surfaces. *Soils and foundations* 21 (4): 29-40.
- Lee, J. K., Jeong, S., Ko, J. (2015). Effect of Load Inclination on the Undrained Bearing Capacity of Surface Spread Footings above Voids. *Computers and Geotechnics* 66: 245-52.
- Li, J., Cassidy, M. J., Tian, Y., Huang, J., Lyamin, A., Uzielli, M. (2016). Buried Footings in Random Soils: Comparison of Limit Analysis and Finite Element Analysis. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards* 10 (1): 55-65.
- Loukidis, D., Chakraborty, T., Salgado, R. (2008). Bearing Capacity of Strip Footings on Purely Frictional Soil under Eccentric and Inclined Loads. *Canadian Geotechnical Journal* 45 (6): 768-87.

Liste des références

- Luo, N., Bathurst, R. J. (2017). Reliability Bearing Capacity Analysis of Footings on Cohesive Soil Slopes Using Rfem. *Computers and Geotechnics* 89: 203-12.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., Mellas, M. (2010). Etude Numérique De La Capacité Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Paper presented at the Journées nationales de géotechnique et géologie de l'ingénieur JNGG.
- Magnan, J.-P., Droniuc, N., Canepa, Y. (2004). Les Méthodes De Calcul De La Portance Des Fondations Superficielles. Paper presented at the Symposium international sur l'amélioration des sols en place.
- Maréchal, O. (1999). Portance de fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, 357 pages.
- Martin, CM. (2003). User Guide for ABC – Analysis of Bearing Capacity, Version 1.0. OUEL Report No. 2261/03. Department of Engineering Science, University of Oxford.
- Massih, D. Y. A., Soubra, A.-H. (2010). Effet De La Variabilité Spatiale Du Sol Dans L'étude Du Comportement Des Fondations Superficielles Filantes. *Revue Francaise de Géotechnique* (130): 41-50.
- Mazouz, B., Abbeche, K., Abdi, A., Baazouzi, M. (2019). Model Experiments to Assess Effect of Eccentric Loading on the Ultimate Bearing Capacity of a Strip Footing near a Dry Sand Slope. *International Journal of Geotechnical Engineering*: 1-11.
- Merifield, R., Nguyen, V. (2006). Two-and Three-Dimensional Bearing-Capacity Solutions for Footings on Two-Layered Clays. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal* 1 (2): 151-62.
- Merifield, R., Sloan, S., Yu, H. (1999). Rigorous Plasticity Solutions for the Bearing Capacity of Two-Layered Clays. *Geotechnique* 49 (4): 471-90.
- Meyerhof, G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, 2, 301–332.
- Meyerhof, G. (1957). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes. Paper presented at the Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal* 1 (1): 16-26.
- Michalowski, R. (1989). Three-Dimensional Analysis of Locally Loaded Slopes. *Geotechnique* 39 (1): 27-38.
- Michalowski, R.L. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. *Soils and Foundations*, 37 (4), 57–64.
- Ouahab, M., Mabrouki, A., Mellas, M., Benmeddour, D. (2017). Inclination Factors for Strip Footings on Non-Homogeneous Clay. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 54 (3): 155-60.
- Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of Geotechnical Variability. *Canadian Geotechnical Journal* 36 (4): 612-24.
- Popescu, R., Deodatis, G., Nobahar, A. (2005). Effects of Random Heterogeneity of Soil Properties on Bearing Capacity. *Probabilistic Engineering Mechanics* 20 (4): 324-41.

Liste des références

- Popescu, R., Prevost, J.-H., Deodatis, G. (1997). Effects of Spatial Variability on Soil Liquefaction: Some Design Recommendations. *Geotechnique* 47 (5): 1019-36.
- Puła, W., Zaskórski, Ł. (2015). Estimation of the Probability Distribution of the Random Bearing Capacity of Cohesionless Soil Using the Random Finite Element Method. *Structure and Infrastructure Engineering* 11 (5): 707-20.
- Prandtl, L. (1920). *Über Die Harte Plastischer Körper*, Nachrichten Von Der Koniglichen Gesellschaft Der Wissenschaften Zu Gottingen. *Math. Phys. KI* 12: 74-85.
- Russeli, C. (2008). Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem, Thèse de doctorat de l'université de Stuttgart.
- Saran, S., Sud, V., Handa, S. (1989). Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes. *Journal of geotechnical engineering* 115 (4): 553-73.
- Schweckendiek, T. (2006). Structural Reliability Applied to Deep Excavations. *Coupling Reliability Methods with Finite Elements*.
- Shields, D., Scott, J., Bauer, G., Deschenes, J., Barsvary, A. (1977). Bearing Capacity of Foundations near Slopes. Paper presented at the Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Sieffert, J.-G., Bay-Gress, C. (2000). Comparison of European Bearing Capacity Calculation Methods for Shallow Foundations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 143 (2): 65-74.
- Sloan, S. (1988). Lower Bound Limit Analysis Using Finite Elements and Linear Programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 12 (1): 61-77.
- Sokolovskii, V.V. (1960). *Statics of soil media*, Butterworths, London.
- Sokolovskii, V.V. (1965). *Statics of granular media*. Pergamon Press, New York.
- Srivastava, A., Babu, G. S. (2009). Effect of Soil Variability on the Bearing Capacity of Clay and in Slope Stability Problems. *Engineering Geology* 108 (1-2): 142-52.
- Taiebat, H., Carter, J. (2010). A Failure Surface for Circular Footings on Cohesive Soils. *Géotechnique* 60 (4): 265-73.
- Taiebat, H., Carter, J. (2000). Numerical Studies of the Bearing Capacity of Shallow Foundations on Cohesive Soil Subjected to Combined Loading. *Géotechnique* 50 (4): 409-18.
- Tang, W. H. "Principles of Probabilistic Characterization of Soil Properties." In *Geotechnical Safety and Reliability*. 39-39, 1984.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley.
- Tian, Y., Cassidy, M., Uzelli, M. (2013). Probabilistic Assessment of the Bearing Capacity of Shallow Strip Footings on Stiff-over-Soft Clay. Paper presented at the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Vanmarcke, E. (1983). *Random Fields*. *Random Fields*, by Erik Vanmarcke, pp. 372. ISBN 0-262-72045-0. Cambridge, Massachusetts, USA: The MIT Press, March 1983.(Paper): 372.

Liste des références

- Vesić, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J Soil Mech Found Div*, 99 (1), 45-76.
- Vesić, A. S. (1975). Bearing Capacity of Shallow Foundations. *Foundation Engineering Handbook*.: 121-47.
- Youssef Abdel Massih, D. S., Soubra, A.-H. (2008). Reliability-Based Analysis of Strip Footings Using Response Surface Methodology. *International Journal of Geomechanics* 8 (2): 134-43.
- Zaskórski, Ł., Puła, W., Griffiths, D. "Bearing Capacity Assessment of a Shallow Foundation on a Two-Layered Soil Using the Random Finite Element Method." In *Geo-Risk 2017*. 468-77.
- Zhalehjoo, N., Chenari, R. J., Pouya, K. R. "Evaluation of Bearing Capacity of Shallow Foundations Using Random Field Theory in Comparison to Classic Methods." In *Geocongress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering*. 2971-80, 2012.
- Zhang, D., Lu, Z. (2004). An Efficient, High-Order Perturbation Approach for Flow in Random Porous Media Via Karhunen–Loeve and Polynomial Expansions. *Journal of Computational Physics* 194 (2): 773-94.