

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
Ref :



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

Modélisation non-linéaire de l'interaction sol-pieu- structure sous chargement cyclique

Présentée par :

Djawhara Hamouma

Soutenue publiquement le 23/11/2023

Devant le jury composé de :

MESSAMEH Abdelhamid	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
TALLAH Naoui	Maitre de Conférences 'A'	Co-rapporteur	Université de Msila
MELLAS Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
BENMEDDOUR Djamel	Professeur	Examineur	Université de Biskra
DEMAGH Rafik	Professeur	Examineur	Université de Batna
MABROUKI Abdelhak	Professeur	Invité	Université de Biskra

À mes chers parents

À mon mari et mes enfants

À mes frères et mes sœurs

À tous mes amis

Remerciements

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

Je tiens à adresser mes remerciements les plus vifs et mon grand respect à mon directeur de thèse Mr. MESSAMEH Abdelhamid, Professeur à l'université de Biskra, pour son encadrement, son aide et ses conseils qui ont facilité mon travail.

Je souhaite exprimer mes sincères remerciements et mon grand respect à Mr. TALLAH Naoui, Maître de Conférences à l'université de Msila, pour son co-encadrement. Je lui suis également reconnaissant de m'avoir encouragé, soutenu, orienté et pour tout l'aide qu'il m'a apportée afin d'améliorer la qualité de ce travail.

Je tiens aussi à exprimer ma profonde gratitude au Président du Jury Mr. MELLAS Mekki pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de juger ce travail.

Je tiens aussi à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury Mr. BENMEDDOUR Djamel Professeur à l'université de Biskra et Mr. Rafik DEMAGH, Professeur à l'université de Batna pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de participer au jury et d'examiner ce travail à travers une lecture critique du manuscrit.

Je tiens également à remercier tous les responsables du laboratoire de recherche et du département de génie civil de Biskra et Msila.

J'adresse un message spécial de remerciement à mes parents, mon mari, mes enfants, mes sœurs et frères.

Résumé

Les phénomènes d'interface sol-structure sont observés dans diverses applications réelles de génie civil. Qu'il s'agisse du contact avec le sol rocheux, des fissures et des joints dans les masses rocheuses, ou de l'interaction entre les structures sol-pieu ou sol-souterrain et plusieurs couches de sol (comme l'interface entre un remblai et le sol de fondation, par exemple).

La méthode déterministe, en supposant que le sol est un matériau homogène, a été principalement utilisée pour résoudre le problème d'interaction sol-pieu en prédisant le comportement mécanique du système d'interaction sol-pieu. Cependant, en raison de leurs caractéristiques mécaniques et physiques diverses, les propriétés du sol fluctuent en réalité de manière aléatoire. Cela entraîne une incertitude dans les résultats, ce qui a conduit à l'adoption de l'approche probabiliste.

Ce travail de thèse consiste à utiliser le logiciel Plaxis 2D pour effectuer une modélisation non linéaire du système d'interaction sol-pieu sous l'influence d'une contrainte axiale cyclique dans un sol homogène afin d'explorer le comportement de l'interface sol-pieu par une analyse numérique du problème. De plus, l'étude examine le comportement d'un système d'interaction entre un sol cohésif et un pieu à une grande profondeur dans un sol hétérogène en utilisant le logiciel OptumG2. L'objectif est d'examiner l'impact de la variabilité spatiale de la cohésion du sol.

Les résultats de l'analyse déterministe mettent en évidence l'influence significative de la rugosité sur la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface de contact lors du chargement cyclique. Par ailleurs, les résultats de l'étude probabiliste démontrent que la capacité portante du système d'interaction sol-pieu est notablement affectée par le champ aléatoire des propriétés de résistance au cisaillement.

Mots clé :

Interaction sol-pieu ; chargement cyclique, modélisation non linéaire, la méthode déterministe, la méthode probabiliste.

Abstract

The soil-structure interface phenomena are observed in various real-world civil engineering applications. Whether it involves contact with bedrock soil, fissures and joints in rock masses, or the interaction between soil-pile or soil-underground structures and multiple soil layers (such as the interface between an embankment and the foundation soil).

The deterministic method, assuming the soil to be a homogeneous material, has been predominantly used to solve the soil-pile interaction problem by predicting the mechanical behavior of the soil-pile interaction system. However, soil properties exhibit random variations due to their diverse mechanical and physical characteristics. This randomness introduces uncertainty in the results, leading to the adoption of the probabilistic approach.

This thesis work entails utilizing the Plaxis 2D software to conduct non-linear modeling of the soil-pile interaction system under cyclic axial stress in a homogeneous ground. The goal is to explore the behavior of the soil-pile interface through numerical analysis. Additionally, the study investigates the interaction between cohesive soil and a pile at great depths in heterogeneous soil using the OptumG2 software. The focus is on examining the impact of spatial variability in soil cohesion.

The findings from the deterministic analysis highlight the significant influence of roughness on shear stress at the contact interface during cyclic loading. Meanwhile, the results of the probabilistic study demonstrate that the bearing capacity of the soil-pile interaction system is notably affected by the random field of shear strength properties.

Key words:

Soil-pile interaction, cyclic loading, non-linear modeling, deterministic method, probabilistic method.

ملخص

يتم ملاحظة ظواهر واجهة بنية التربة في العديد من تطبيقات الهندسة المدنية في العالم الحقيقي. سواء كان ذلك ينطوي على الاتصال مع التربة الصخرية، الشقوق والمفاصل في الكتل الصخرية، او التفاعل بين كومة- تربة او الهياكل تحت الأرض وطبقات التربة المتعددة (مثل السطح البيني بين السدود وتربة الأساس، على سبيل المثال)

تم استخدام الطريقة الحتمية، التي تفترض ان التربة مادة متجانسة، بشكل أساسي لحل مشكلة تفاعل كومة- تربة من خلال التنبؤ بالسلوك الميكانيكي لنظام التفاعل بين كومة-تربة. ومع ذلك، نظرا لخصائصها الميكانيكية والفيزيائية المتنوعة، فان خصائص التربة تنقلب بشكل عشوائي. وهذا ما يسبب عدم اليقين في النتائج، مما أدى الى اعتماد المنهج الاحتمالي.

تتكون هذه الاطروحة من استخدام برنامج Plaxis 2D لتنفيذ النمذجة غير الخطية لنظام تفاعل التربة مع الخوازيق تحت تأثير الاجهاد المحوري الدوري في تربة متجانسة من اجل اكتشاف سلوك واجهة التربة- الكومة بواسطة التحليل العددي للمشكلة. علاوة على ذلك، تناولت الدراسة سلوك نظام التفاعل بين تربة متماسكة وركيزة على عمق كبير في تربة غير متجانسة باستخدام برنامج OptumG2. الهدف هو دراسة تأثير التباين المكاني لتماسك التربة.

تسلط نتائج التحليل الضوء على التأثير الكبير للخشونة على اجهاد القص عند واجهة التلامس اثناء التحميل الدوري. وفي الوقت نفسه، أظهرت نتائج الدراسة الاحتمالية ان قدرة التحمل لنظام التفاعل بين التربة والخوازيق تتأثر بشكل ملحوظ بالمجال العشوائي لخصائص مقاومة القص.

الكلمات المفتاحية:

تفاعل تربة-كومة، التحميل الدوري، النمذجة الغير خطية، الطريقة الاحتمالية، الطريقة الحتمية.

Table des matières

Introduction général	1
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les études déterministes de la réponse du système d'interaction sol-pieu	
1.1. Introduction.....	3
1.2. Généralités	3
1.3. Capacité portante des pieux	4
1.4. L'interface sol-pieu.....	6
1.5. Les facteurs influencent sur le comportement de l'interface sol-pieu.....	9
1.5.1. Influence de température.....	9
1.5.2. Influence du type de sol.....	10
1.5.3. Influence de la nappe phréatique.....	13
1.5.4. Influence du matériau de construction d'un pieu.....	19
1.5.5. Influence du type de chargement.....	20
1.5.5.1. Chargement monotone	21
1.5.5.2. Chargement cyclique.....	21
a) L'effet de nombre de cycle.....	24
b) L'effet de l'amplitude.....	28
c) L'effet de fréquence.....	28
1.6. Conclusion.....	30
Chapitre 2 : Analyse probabilistes de la réponse du système d'interaction sol-pieu	
2.1. Introduction.....	32
2.2. Notions de base sur les probabilités.....	33
2.2.1. Le théorème de probabilité totale.....	33
2.2.2 Variables aléatoires.....	33
2.2.2.1. Variables aléatoires discrètes.....	34
2.2.2.2. Variables aléatoires continues.....	34
2.2.3. Distributions de probabilité	34
2.2.3.1. Distributions cumulatives discrètes.....	34
2.2.3.2. Distribution cumulative continue.....	35
2.2.4. Les distributions de probabilité continues courantes.....	36
2.2.4.1. Distribution uniforme.....	36
2.2.4.2. Distribution normale et normale standard.....	36

2.2.4.3. Distribution log-normale.....	37
2.2.5. Propriétés importantes des variables aléatoires.....	39
2.2.5.1. Moyenne.....	39
2.2.5.2. Variance.....	39
2.2.5.3. Le coefficient de variation.....	40
2.2.5.4. La covariance.....	40
2.2.5.5. Coefficient de corrélation.....	40
2.3. Variabilité spatiale des propriétés du sol.....	41
2.4. Incertitude en géotechnique liée aux paramètres du sol.....	42
2.5. Simulation Monte-Carlo.....	42
2.6. L'analyse probabiliste.....	43
2.7. Méthodes probabilistes pour l'analyse de la réponse du système d'interaction sol-pieu.....	43
2.7.1. Etude probabiliste de la variabilité du système d'interaction sol-pieu.....	44
2.7.2. Etude probabiliste de la variabilité des paramètres d'interface.....	47
2.7.3. Etude probabiliste de la variabilité des paramètres du sol.....	48
2.9. Conclusion.....	50

Chapitre 3 : Etude numérique déterministe du système d'interaction sol-pieu sous chargement cyclique

3.1. Introduction.....	51
3.2. Présentation du logiciel Plaxis 2D.....	51
3.2.1. Les modèles de comportement.....	52
3.2.1.1. Modèle linéaire élastique (LE)	52
3.2.1.2. Modèle Mohr-coulomb (MC)	53
3.2.1.3. Modèle élastoplastique avec écrouissage (Hardening soil model HSM)	54
3.2.2. Les types d'analyse utilisés.....	58
3.2.2.1. Le module dynamique.....	58
3.3. L'essai triaxial sous chargement monotone et cyclique.....	58
3.3.1. Procédure de la modélisation numérique.....	59
3.3.2. Résultats et discussion.....	62
3.4. Analyse numérique de l'interaction sol-pieu sous chargement cyclique.....	65
3.4.1. Modélisation numérique d'un chambre d'étalonnage sous chargement cyclique.....	66
3.4.2. Résultats et discussion.....	68

3.4.2.1. Validation du modèle.....	68
3.4.2.2. L'effet de la rugosité du manchon de frottement.....	69
3.4.2.3. L'effet de la nappe phréatique (G.W.L)	70
3.5. Conclusion.....	73

Chapitre 4 : Etude numérique probabiliste du système d'interaction sol-pieu

4.1. Introduction.....	75
4.2. Présentation du logiciel OptumG2.....	76
4.2.1. Contraint et déformation.....	76
4.2.1.1. Contraints et équilibre.....	76
4.2.1.2. Déplacement, déformation et compatibilité.....	77
4.2.1.3. Principe du travail virtuel.....	78
4.2.2. Analyse limite	78
4.2.2.1. Solution complète.....	78
4.2.2.2. Les bornes inférieures et supérieures.....	80
4.2.3. Matériaux.....	81
4.2.3.1. Mohr-coulomb.....	81
4.2.3.2. Tresca.....	82
4.2.3.3. Le modèle GSK.....	83
4.2.4. Analyse stochastique.....	84
4.2.4.1. Théorie des champs aléatoires.....	84
4.2.4.2. Expansion de Karhunen-Loeve.....	85
4.3. Analyse numérique de l'interaction sol-pieu dans un milieu hétérogène.....	86
4.3.1. Présentation du problème.....	86
4.3.2. Cas d'un pieu isolé.....	87
4.3.2.1. Capacité portant d'un système d'interaction sol-pieu.....	88
(a) Analyse déterministe.....	89
(b) Analyse probabiliste.....	89
4.3.3. Cas d'un groupe de deux pieux.....	94
4.4. Conclusion.....	98
Conclusions générales et perspectives.....	100
Liste des références.....	103

Liste des figures

Figure 1.1 : Les dimensions d'un pieu.

Figure 1.2 : La déference entre pieu porteurs et de frottement.

Figure 1.3 : Courbe obtenue lors un chargement de compression axial d'un pieu.

Figure 1.4 : définition de la rugosité (Fioravante, 2002).

Figure 1.5 : Modèle de comportement d'interface sol-pieu (Fioravante, 2002).

Figure 1.6 : Représentation de l'interface sol-structure (Boulon, 1991).

Figure 1.7 : Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement sur le long du pieu pour les deux cas : pieu terminé dans l'argile (EC) et pieu terminé dans le sable (ES) El- (Sakhawy et Nassar, 2013).

Figure 1.8 : Définition du problème (a) : Pieu dans sol stratifié en cours de tassement ; (b) discrétisation du problème (Wong et Teh, 1995).

Figure 1.9 : Le mouvement des sols à travers les interfaces sous charge latérale (a) : sable-argile-sable ; (b) : argile-sable-argile (Yang et Jeremic, 2005).

Figure 1.10 : les trois méthodes utilisé (a) : dispositif expérimental ; (b) : modèle simplifiée des éléments aux limite (1) : le pieu et (2) : pression d'interface sur le sol ; (c) : modélisation numérique (Fatahi et al., 2014).

Figure 1.11 : variation de perturbation en fonction du le temps dans l'élément d'interface et dans un élément adjacent (Pradhan et Desai, 2006).

Figure 1.12 : comparaison de la pression interstitielle de l'eau pour un élément interface (Pradhan et Desai, 2006).

Figure 1.13 : Pression totale de l'eau interstitielle de l'interface sol-pieu pendant le fonçage du pieu (les données proviennent des résultats du test du capteur avec $h/B = 1$ à partir de l'extrémité du pieu) : (a) Processus de fonçage du pieu d'essai S1, (b) Processus de fonçage du pieu d'essai S2 (Wang et al., 2020).

Figure 1.14 : Courbes de variation de la pression interstitielle excessive de l'interface pieu-sol avec les profondeurs lors du fonçage du pieu (Wang et al., 2020).

Figure 1.15 : le courbe normalisée de variation de la de la pression interstitielle de l'eau dans le sol autour le pieu avec p_e est l'amplitude de la pression interstitielle et σ'_z la contrainte verticale effective en profondeur 4D (Xing et al., 2021).

Figure 1.16 : La variation de la profondeur de tassement avec l'amplitude de chargement (Xing et al., 2021).

Figure 1.17 : boit de cisaillement modifié (Giraldo et Rayhani, 2013).

Figure 1.18 : Graphique de l'angles de frottement latéral entre le sol et pieu en acier ou FRP (Aksoy et al., 2018).

Figure 1.19 : Les types des chargements cycliques (Randolph et Gourvenec, 2011).

Figure 1.20 : Types de boucles d'hystérésis (a) : contient les deux parties de traction et de compression (Mominul et al., 2013). (b) : des essais de compression sous chargement cyclique (Benouniche, 1979).

Figure 1.21 : Boucles d'hystérésis (a) : d'amplitude constante, (b) : d'amplitude n'est pas constante.

Figure 1.22 : La dégradation de la contrainte de cisaillement, frottement latéral unitaire, (Boulon et Foray, 1986).

Figure 1.23 : La dégradation de la contrainte au cisaillement à l'interface sol-pieu avec le nombre de cycles (Lee, 1993).

Figure 1.24 : Le facteur de changement du frottement latéral à l'interface sol-pieu (Bekki et al., 2014).

Figure 1.25 : Un schéma conceptuel de comportement d'interface sous un chargement cyclique (Bekki et al., 2014).

Figure 1.26 : L'évolution du facteur de dégradation de la contrainte de cisaillement (Doghman et al., 2020).

Figure 1.27 : Les courbes de contraintes à la surface du pieu : (a) chargement non alternés de faible amplitude ; (b) chargement alternés de grande amplitude (Silva et al., 2013).

Figure 1.28 : Le changement des facteurs de dégradation avec l'augmentation de l'amplitude (Bekki et al., 2016).

Figure 1.29 : la perturbation en fonction de fréquences (Messast, 2007).

Figure 1.30 : L'effet de la fréquence sur l'évolution du frottement unitaire (Muhammed et al., 2018).

Figure 2.1 : PDF et CDF pour une variable aléatoire continue (Russelli, 2008).

Figure 2.2 : Distribution uniforme pour $\alpha = 3$ et $\beta = 7$ (Fenton et Griffiths, 2007).

Figure 2.3 : (a) : Distribution normale; (b) : Distribution normale standard (Fenton et Griffiths., 2007).

Figure 2.4 : Deux distributions log-normales illustrant l'effet de la variation de la variance (Fenton et Griffiths., 2007).

Figure 2.5 : Exemples de corrélation entre la cohésion et l'angle de frottement effectif du sol (Russelli, 2008).

Figure 2.6 : Répartition de la cohésion en fonction de la profondeur (Juang et al., 2019).

Figure 2.7 : Incertitudes dans les propriétés du sol (Kulhawy et Phoon, 2002).

Figure 2.8 : (a) : Incertitudes des pieux coulés sur place ; (b) : Incertitudes du sol ; (c) : Variante de matériau ; (d) : Variation spatiale et géométrique dans un système pieu-sol. (Mission et al., 2011).

Figure 2.9 : Probabilité de défaillance du pieu par rapport au COV en mode de rupture : (a) : déplacement ; (b) : moment de flexion maximum (Tandjiria et al., 2000).

Figure 2.10 : courbes charge-déplacement (Haldar et Babu, 2008).

Figure 2.11 : Courbes de déplacement-charge pour sol homogène et sol spatialement varié pour $COV_{s_u} = 30\%$ et $\delta_z/L_p = 0,15$ (Haldar et Babu, 2008).

Figure 2.12 : Indice de fiabilité des déplacement-non normales variables (Hamrouni et al., 2017).

Figure 2.13 : Distributions de la cohésion non drainée (à gauche) et du déplacement du sol (à droite) pour la réalisation critique (El Haj et al., 2019).

Figure 3.1 : Relation contrainte-déformation hyperbolique en chargement primaire pour un essai triaxial drainé.

Figure 3.2 : Les surfaces d'écoulement du modèle HSM : (a) dans le plan $p - \tilde{q}$, (b) dans l'espace de contrainte principal (Plaxis 2D, 2012).

Figure 3.3 : Modèle géométrique de l'essai triaxial : (a) sous chargement monotonique ; (b) : sous chargement cyclique.

Figure 3.4 : Procédure de chargement cyclique du modèle.

Figure 3.5 : Maillage du modèle : (a) sous chargement cyclique ; (b) : sous chargement monotone

Figure 3.6 : Comparaison entre le modèle MC et HSM sous chargement monotone.

Figure 3.7 : Simulation de l'essai triaxial drainé pour : (a) : le modèle HSM. (b) : le modèle MC.

Figure 3.8 : Comparaison entre le modèle MC et HSM sous chargement cyclique.

Figure 3.9 : Géométries de modèle

Figure 3.10 : Signal sinusoïdal du chargement pour 10 cycles.

Figure 3.11 : Le modèle numérique : a) : Les géométries ; b) : le maillage ; c) : contrainte initiale du sol.

La figure 3.12 : Les boucles d'hystérésis de contrainte-déplacement.

Figure 3.13 : Contrainte de cisaillement cyclique.

Figure 3.14 : a) : position de la nappe phréatique ; b) : pressions interstitielles

Figure 3.15 : L'influence de la pression interstitielle de l'eau sur les boucles d'hystérésis de contrainte-déplacement

Figure 3.16 : L'influence de la pression interstitielle de l'eau sur les boucles d'hystérésis de contrainte-déformation

Figure 4.1 : Un élément solide de volume V avec frontière

Figure 4.2 : Enveloppe de rendement GSK dans l'espace $\sigma_1 - \sigma_3$.

Figure 4.3 : Enveloppe GSK et plan tangent de Mohr-Coulomb définis par c_{MC} et ϕ_{MC} .

Figure 4.4 : Géométrie du problème.

Figure 4.5 : Comparaison entre la présente étude et la solution de Randolph and Houlsby 1984.

Figure 4.6 : Distributions de probabilité cumulées de $N_{p, rand}$

Figure 4.7 : Effet de α sur μN_p

Figure 4.8 : Effet de $CovS_u$ sur (a) : μN_p , (b) : $CovN_p$

Figure 4.9 : Distributions de probabilité cumulées pour toutes les valeurs du facteur d'adhésion α

Figure 4.10 : Effet de Θ sur (a) : μN_p ; (b) : $CovN_p$ pour différentes adhérences sol-pieu.

Figure 4.11 : La géométrie du modèle.

Figure 4.12 : l'effet de α sur N_p : (a) : analyse déterministe ; (b) : analyse probabiliste pour $Cov50\%$.

Figure 4.13 : L'effet des simulations de Monte Carlo sur la charge ultime moyenne.

Figure 4.14 : Effet d'itérations de Monte Carlo sur multiplicateur d'effondrement (a) : pour Monte Carlo 1000 itérations ; (b) : pour Monte Carlo 500 itérations.

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classification des pieux.

Tableau 1.2 : Les paramètres de la résistance au cisaillement de l'interface sol-béton (Xiao et al., 2014)

Tableau 1.3 : La relation entre le chargement thermique et les paramètres de résistance au cisaillement de l'argile et de l'interface argile-béton (Yazdani et al., 2018).

Tableau 1.4 : Variations calculées du frottement latéral au niveau de l'interface sol-pieu avec la profondeur (Wong et Teh, 1995).

Tableau 1.5 : Comparaison des propriétés de résistance au cisaillement des matériaux de pieux typiques et des FRP (Giraldo et Rayhani, 2013).

Tableau 2.1 : Incertitudes dans les paramètres de modélisation pour le système SPSI (Su et al., 2019).

Tableau 2.2 : Analyse de fiabilité (Farag, 2014).

Tableau 3.1 : Les deux autres types des paramètres du modèle HSM.

Tableau 3.2 : Comment le logiciel Plaxis reconnaît un chargement cyclique

Tableau 3.3 : Les caractéristiques mécaniques de sable pour le modèle HSM (Chogueur et al., 2018).

Tableau 3.4 : Les caractéristiques mécaniques de sable pour le modèle MC (Chogueur et al., 2018).

Tableau 3.5 : Les caractéristiques mécaniques du sol.

Tableau 3.6 : Les caractéristiques mécaniques du pieu.

Tableau 3.7 : Les diagrammes de la contrainte de cisaillement

Tableau 4.1 : Les types d'analyses utilisés et les résultats correspondants

Tableau 4.2 : les bornes supérieure et inférieure

Tableau 4.3 : Les trois types d'élasticité

Tableau 4.4 : Mécanismes de rupture pour divers facteurs d'adhérence et pour différents diamètres dans le cas de la moitié du modèle.

Tableau 4.5 : Mécanismes de rupture pour divers facteurs d'adhérence et pour différents diamètres dans le cas de l'ensemble du modèle.

Tableau 4.6 : Les mécanismes de rupture.

Symboles et notations

Les principaux symboles utilisés dans cette thèse :

ψ : l'angle de dilatance du sol

φ : l'angle de frottement interne du sol

σ_3 : un confinement de contrainte isotrope

σ_1 : une contrainte verticale cyclique

A : l'amplitude du signal

ω : la pulsation du signal

f : la fréquence

T : la période

N : le nombre de cycle

E_{50}^{ref} : Module sécant

E_{ur}^{ref} : Module de déchargement

E_{oed}^{ref} : Module œdométrique

m : Puissance

k_0^{nc} : Coefficient de poussée de terre

R_f : Coefficient à la rupture

q_u : la charge ultime

μq_u : la charge ultime moyenne

S_u : la résistance au cisaillement non drainé du sol

μS_u : valeur moyenne de la résistance au cisaillement non drainé du sol

S_{ui} : résistance au cisaillement non drainé à l'interface sol-pieu.

$N_{p, \text{deter}}$: le facteur de capacité portant de déterministe de pieu

μN_p : le facteur de capacité portant moyenne

α : le facteur d'adhérence à l'interface sol-pieu

Θ : longueur de corrélation spatiale

CovS_u : le coefficient de variation de la résistance au cisaillement non drainé

$N_{p, \text{rand}}$: facteur de capacité portante aléatoire de pieu

CDF : fonction de distribution cumulative.

PDF : fonction de densité de probabilité

E_p : module d'élasticité du pieu

I_p : moment d'inertie de la section du pieu

$E_p I_p$: la rigidité en flexion du pieu

P_{ui} : résistance latérale ultime du sol

K_i : la rigidité horizontale initiale du sol par unité de longueur de pieu à la surface du sol

α_p : le gradient de la résistance latérale ultime du sol par rapport à la profondeur

α_k : le gradient de la rigidité horizontale initiale du sol par unité de longueur de pieu par rapport à la profondeur.

H : la charge latérale en tête de pieu

K_h : module latéral du sol de la réaction du sol de fondation

K_c : le facteur de corrélation

τ_u : la résistance ultime au cisaillement de l'interface pieu-sol

K : le module de cisaillement moyen de l'interface pieu-sol

E_s : le module d'élasticité du sol porteur d'extrémité

Introduction générale

Introduction générale

Le phénomène d'interaction sol- structure sous sollicitations cycliques et dynamiques est un problème complexe, car il correspond aux perturbations de mouvement accidentel sous l'influence du mouvement approprié de la structure. Ces sollicitations de nature cyclique affectent grandement la réponse du système d'interaction sol-structure et la stabilité des fondations pendant leur période de vie en provoquant des dégradations de la capacité portante, ce qui entraîne parfois la rupture en raison des perturbations causées par le nombre de cycles.

Parmi les progrès récents dans le domaine de l'ingénierie, il y a le recours à l'utilisation des ressources énergétiques offshore en plaçant des structures dans la haute mer, ce qui a incité les concepteurs des pieux à trouver des solutions à de nouveaux défis, y compris les sollicitations qui ne sont pas monotone, mais plutôt variable fréquentatif dans le temps comme le mouvement des vagues.

Le problème d'interactions sol-pieux a été traité à grande échelle à l'aide des méthodes déterministes. Mais ce dernier s'avère être basé sur des hypothèses conservatives, ce qui se traduit par une conception extraordinairement exagérée et donc coûteuse. Dans la plupart des problèmes d'interactions sol-pieux, le sol est considéré comme un milieu homogène, mais en réalité c'est un milieu hétérogène caractérisé par des propriétés mécaniques et physiques variables. Selon l'avis de plusieurs chercheurs, dont Phoon et Kulhawy, les incertitudes géotechniques sont liées aux propriétés du sol par exemple la variabilité spatiale de la cohésion, angle de frottement interne, module d'élasticité...etc. Tout cela conduit à recourir à l'application des méthodes probabilistes pour une étude plus réaliste.

L'objectif de ce travail est la contribution à l'analyse du comportement d'un système d'interaction par une modélisation non-linéaire de l'interaction sol-pieu sous l'effet d'un chargement cyclique dans un sol homogène en raison du caractère périodique de la plupart des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages d'une part, et d'autre part sous l'effet de l'incertitude des paramètres en raison du nature hétérogène des sols en réalité.

Dans ce contexte, la thèse est divisée en deux parties, chaque partie comporte deux chapitres, la première partie est consacrée à une recherche bibliographique, dans la deuxième

Introduction générale

partie on effectue une simulation numérique par éléments finis en utilisant deux logiciels Plaxis 2D et OptumeG2.

Le premier chapitre consacré à la présentation des connaissances existant dans la littérature sur la réponse de l'interface sol-pieu sous l'effet de plusieurs facteurs. On s'intéresse, en particulier, à l'effet du chargement cyclique sur le comportement du système d'interaction sol-pieu, étant donné que le sol est homogène.

Une introduction des concepts de fondement de l'approche probabiliste ensuite décrire les incertitudes géotechniques en utilisant des probabilités dans le deuxième chapitre. En plus, à l'aide de l'approche probabiliste, une revue bibliographique sur les recherches réalisées pour étudier le comportement du système d'interaction entre le pieu et le sol, qui dans ce cas est considéré comme un milieu hétérogène.

En ce qui concerne le contenu du troisième chapitre, les principes du logiciel Plaxis 2D utilisés afin de préparer des simulations numériques sont présentés. Afin de choisir la loi de comportement appropriée, une simulation numérique d'un essai triaxial sous chargement monotone et cyclique est présente. Ce chapitre présente encore une contribution à l'étude du comportement du système d'interaction sol-pieu dans une chambre d'étalonnage, soumises à l'effet d'un chargement cyclique.

Le quatrième chapitre s'intéresse à la présentation des principes de calcul du logiciel OptumeG2 qui a utilisé pour réaliser des simulations numériques, y compris la méthode des champs aléatoire et les modèles de comportement, ainsi que la présentation des procédures de modélisation numérique. Ce chapitre est consacré à présente aussi une contribution à l'étude de la capacité portante latérale du système d'interaction sol-pieu circulaire isolé, soumises à des charges latérales, situées dans un sol horizontal en supposant que la cohésion non drainée est spatialement variable, en utilisant la méthode d'analyse limite.

Les conclusions générales de ces travaux ainsi que les perspectives qui en découlent sont présentées dans la dernière partie de ce mémoire.

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique sur les études déterministes de la réponse du système d'interaction sol-pieu

1.1. Introduction

Il existe un certain nombre de sollicitations affectent les ouvrages géotechniques, certains d'entre eux sont naturels, tels que les tremblements de terre, les vents ou les tempêtes de vagues océaniques pour les constructions en mer, et d'autres sont d'origine humaine, tels que les véhicules, entraînant des environnements de chargement monotones ou cycliques. Pour comprendre l'effet de ces charges d'une part et aussi pour une analyse précise des systèmes d'interaction sol-structure d'autre part, il faut faire preuve de grande attention à l'étude des propriétés du sol concerné.

L'estimation du comportement du problème de l'interaction sol-structure est l'une des études de recherche les plus importantes dans le domaine de la mécanique des sols qui a été publiées récemment (Zhang et Zhang, 2009 ; Yao-Kun et al. 2015 ; Kavitha et al. 2016 ; Frank, 2017 ; Sharma et al. 2018). Dans la géotechnique, la plupart des charges ont un caractère variable dans le temps et non monotone où ils sont appliqués, retirés et réappliqués par exemple le trafic sur la route, les vagues océaniques pour les ouvrages en mer, la circulation des véhicules sur un pont, les réservoirs d'eau, les installations industrielles équipées de dispositifs vibrants, ... etc. C'est ce qu'on appelle le chargement cyclique. Cela a incité les chercheurs ces dernières années à concentrer leurs recherches sur l'interaction sol-pieu sous un chargement cyclique (Li et al. 2012 ; white et Lehane, 2004 ; bekki et al. 2016 ; Muhammed et al. 2018).

1.2. Généralités

Les pieux sont l'un des types de fondations profondes les plus utilisés. Ce sont des éléments utilisés pour la construction dans des cas spéciaux par exemple, les bâtiments de grande hauteur, les ponts ou les réservoirs d'eau, ...etc. en général, les constructions qui

contiennent des charges très lourdes. Ayant la forme de longues colonnes en béton, acier ou bien en bois, ils sont fondés à grande profondeur dans le sol jusqu'à atteindre une couche de sol ayant une capacité portante appropriée et capable de transférer les efforts de la construction au sol, contrairement à s'il est installé dans des couches de sol ayant de mauvaises propriétés mécaniques et une capacité portante insuffisantes, dans ce cas il ne remplit pas sa rôle premier qui est de supporter les constructions construites au-dessus de lui.

Les pieux sont utilisés quand la couche du terrain qui est qualifiée pour supporter les charges de la structure se trouve à grande profondeur sous la base de la construction à créer. Elle est caractérisée par la fiche de pieu D la longueur enterrée dans le sol, l'ancrage h qui est la hauteur de pénétration dans la couche de sol qui a une capacité portante élevée, l'ancrage critique D_c qui est la profondeur au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu devient constante avec la profondeur, une longueur L et une largeur ou diamètre B . Une fondation est dite profonde, si $D/B > 6$ avec $D > 3$ (Figure 1.1). On peut classer les pieux selon plusieurs facteurs, y compris le type de matériau, la manière du transfert de charge au sol et la mise en place dans le sol. Le tableau 1.1 montre la classification des pieux en fonction des facteurs récemment mentionnés.

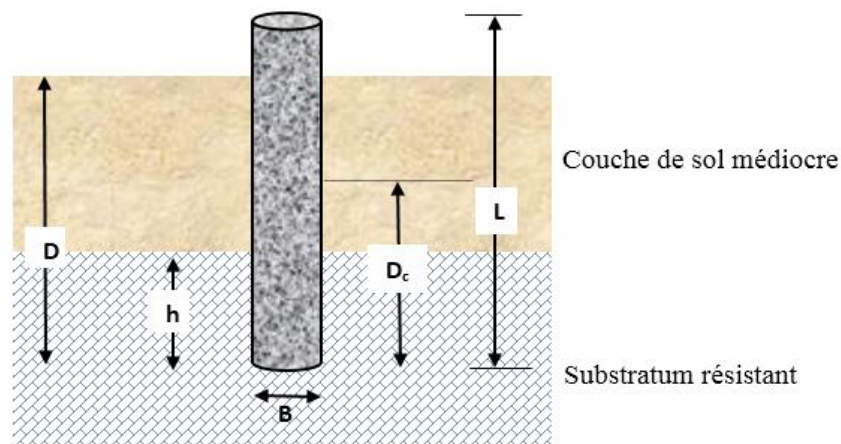


Figure 1.1 : Les dimensions d'un pieu.

1.3. Capacité portante des pieux

En appliquant un chargement de compression axial Q sur un pieu, d'une manière croissante dans laquelle la charge appliquée en tête du pieu est graduellement augmentée, le pieu surement s'enfonce dans le sol, comme montre la figure 3. Au début du chargement, on observe que le comportement de pieu est élastique où l'enfoncement de pieu dans le sol se développe proportionnellement au chargement appliqué, puis, à partir d'une certaine charge,

on remarque que le tassement accroît de plus en plus vite avec l'effort appliqué en tête du pieu alors un comportement plastique de ce dernier est observé. Finalement lorsqu'on atteint l'effort Q_u , on observe que l'enfoncement est plus que raisonnable et continue d'augmenter sans aucune augmentation de la charge alors le sol s'effondre parce qu'il est incapable de supporter et résister plus de charges. Dans ce cas Q_u est défini comme la charge ultime qui conduit à l'effondrement du massif.

Tableau 1.1 : Classification des pieux.

Classification selon la manière du transfert de charge	Pieux porteurs d'extrémité	Les pieux qui transmettent les charges de la structure au sol par la pointe inférieure du pieu si la pointe de pieu reposant directement sur le terrain résistant ou sur un substrat rocheux qui porte la charge sur le pieu.
	Pieux de frottement	Les pieux qui transfèrent les charges de la structure au sol graduellement par frottement entre le fût du pieu et le sol qui l'entoure si le substrat rocheux ou bien le terrain résistant est trop profond. La figure 1.2 représente la différence entre pieux porteurs et de frottements.
Classification selon la mise en place dans le sol	Pieux battus	Les pieux qui sont poussés dans le sol par un dispositif de battage spécial après avoir été fabriqués et préparés à l'avance.
	Pieux forés	Les pieux qui sont placés à l'intérieur d'un trou créé à l'avance à l'aide de la technique de forage.
Classification selon le type de matériau	Pieux de bois	
	Pieux en béton	
	Pieux en acier	
	Pieux composites	

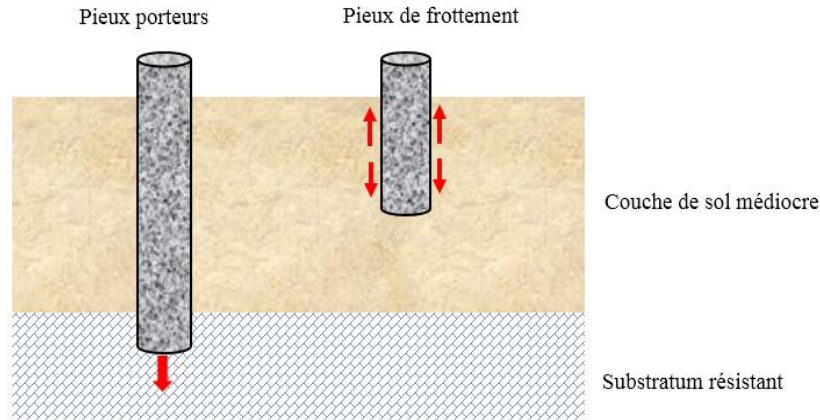


Figure 1.2 : La différence entre pieux porteurs et de frottement.

Il existe plusieurs méthodes pour estimer la capacité portante du pieu sous chargement axial, y compris l'essai qu'il soit en laboratoire ou sur site ou bien par la simulation numérique. On peut utiliser l'équation générale décrite dans la littérature :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1.1)$$

Où :

Q_p : la charge limite portée au point du pieu

Q_s : la charge limite mobilisable à l'interface sol-pieu par le frottement latéral développé entre le sol et le long du fût.

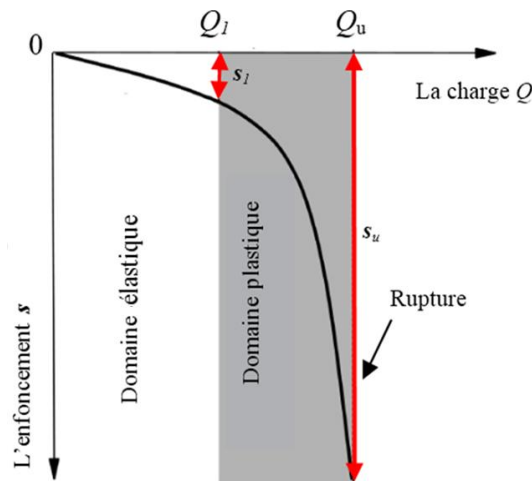


Figure 1.3 : Courbe obtenue lors un chargement de compression axial d'un pieu.

1.4. L'interface sol-pieu

L'interaction qui s'opère entre le pieu et le sol met en jeu d'une région de transmission des déformations et des contraintes correspondantes, cette zone s'appelle l'interface.

L'interface sol-pieu est définie comme une zone mince voisine de la surface du pieu, cette dernière étant soumise à une grande déformation plastique d'une façon à ressembler au mode de cisaillement simple en raison de la charge imposée au pieu. Dans ce cas le comportement du sol peut être une dilatation ou une contraction selon la rugosité de l'interface sol-pieu (Boulon, 1989 ; Hoteit, 1990). Par le comportement de l'interface sol-pieu, la mobilisation et la valeur ultime du frottement du fût sont contrôlées, dont l'épaisseur de cette zone dépend de la rugosité de surface du pieu qui détermine l'étendue de la rugosité telle que (Hoteit, 1990 ; Boulon, 1988) :

- varie dans $(2 \text{ à } 5) \times D_{50}$ pour un pieu lisse
- varie dans $(10 \text{ à } 15) \times D_{50}$ pour un pieu rugueux

Où D_{50} est la granulométrie moyenne du sol représenté dans la figure 1.4.

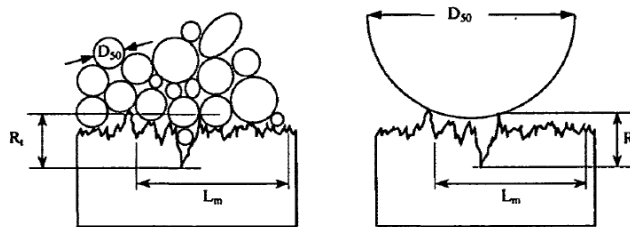


Figure 1.4 : définition de la rugosité (Fioravante, 2002).

La définition d'une interface sol-pieu est définie en détail dans la figure 1.5 donnée par Fioravante, 2002.

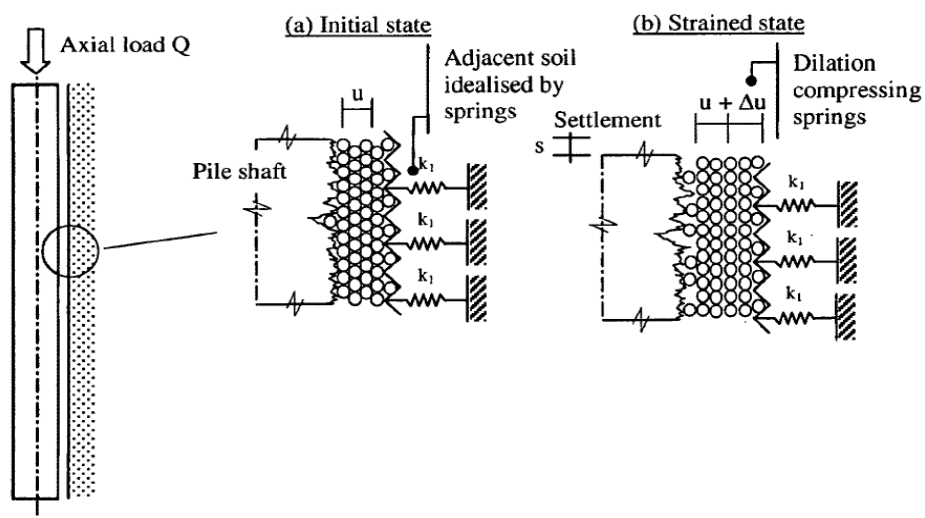


Figure 1.5 : Modèle de comportement d'interface sol-pieu (Fioravante, 2002).

Boulon (1991) définit l'interface comme étant une approche pragmatique certifiée dans le but de décrire la cinématique très complexe qui se produit entre les deux lèvres supérieure et inférieure de la bande de cisaillement localisée dans le sol sur le long de la structure (figure 1.6).

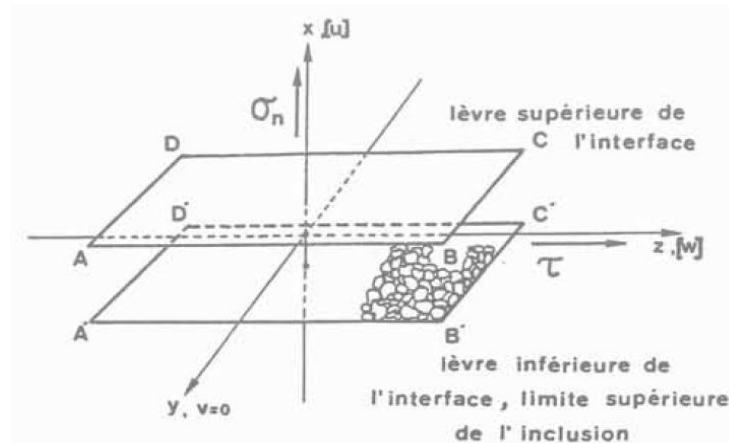


Figure 1.6 : Représentation de l'interface sol-structure (Boulon, 1991).

Desai et Rigby (1995) appellent interface, la région distincte formée pendant le contact entre deux matériaux aux propriétés différentes. Cette région présente divers modèles de comportement des solides adjacents.

Edil et al. (2006) appellent zone interface, la région du sol qui s'étend de la surface de l'élément structurel à un point dans la masse du sol où le mouvement de cisaillement est fortement réduit, ou autrement dit, c'est la zone où le mouvement de cisaillement est important (il y a plus de mouvement de cisaillement).

Zhang et Zhang (2009) ont présenté une revue critique de quelques recherches existantes dans la littérature sur le comportement monotone et cyclique des interfaces sol-structure, y compris divers appareils de tests de cisaillement, et des méthodes numériques pour l'application du modèle constitutif à l'analyse de l'interaction sol-structure. Ils ont souligné que le comportement cyclique de l'interface entre une structure et un sol cohésif doit être pris en compte.

Tallah 2018, l'une des études les plus récentes menées sur l'interface sous chargement cyclique et monotone, il a défini l'interface comme une couche mince de sol qui transmet les contraintes et les déformations qui se produisent lors de l'interaction entre le sol et la structure

1.5. Les facteurs influencent le comportement de l'interface sol –pieu

Le comportement de l'interface sol-pieu est influencé par plusieurs facteurs, notamment le type de sol (cohérent, pulvérulent, la taille des grains), la présence de la nappe phréatique, la température, la nature du matériau à partir de laquelle le pieu a été fabriqué (béton, acier, bois), le type de chargement (statique ou dynamique). Dans ce qui suit, on présente quelques études qui ont traité l'effet de ces facteurs sur le comportement de l'interface sol-pieu.

1.5.1. Influence de la température

Au cours de son cycle de vie, les pieux sont exposés à un changement de température qui peut être quotidien selon la région, ce qui entraîne leur dilatation et leur contraction, ce qui à son tour affecte l'interface sol-pieu.

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée par Xiao et al (2014) afin d'étudier l'effet de la température sur la résistance au cisaillement de l'interface sol-pieu, dans lequel l'étude a été menée en maintenant la température de l'interface sol-structure à 6°C et 21°C. Ils ont observé que la résistance de l'interface sol-béton augmente avec l'augmentation de la température. Quant à l'angle de frottement de l'interface sol-béton, il est légèrement inférieur à l'angle du sol (tableau 1.2).

Tableau 1.2 : Les paramètres de la résistance au cisaillement de l'interface sol-béton (Xiao et al., 2014)

Test description	Effective friction angle (°)	Cohesion or Adhesion (kPa)
6°C, soil	29	37.9
21°C, soil	25	35.5
6°C, soil-concrete interface	32	3.1
21°C, soil-concrete interface	32	7.5

Donna et al. (2016) ont présenté des essais de cisaillement direct à l'aide d'un dispositif développé pour étudier l'influence des variations de température sur le comportement de l'interface sol-pieu, y compris la résistance au cisaillement de l'interface. Ils ont trouvé que l'interface sable-béton n'est pas directement affectée par la température, mais est affecté par la dégradation cyclique. D'autre part, l'interface argile-béton est affectée par les variations de températures où la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la température.

Yazdani et al. (2018) ont présenté une série d'essais de cisaillement direct à l'aide d'un dispositif développé pour appliquer des chargements thermiques non cycliques et cycliques afin d'étudier l'effet de ces chargements sur la résistance au cisaillement de l'interface sol-pieu. Ils ont observé une augmentation significative dans l'angle de frottement de l'interface (δ') causé par le chargement thermique non cycliques et cycliques. D'autre part, ils ont remarqué une réduction de l'adhérence d'interface (c') plus haut dans le cas de chargement thermique cyclique que dans chargement thermique non cyclique comme il est présenté dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3 : La relation entre le chargement thermique et les paramètres de résistance au cisaillement de l'argile et de l'interface argile-béton (Yazdani et al., 2018).

	Clay				clay-concrete interface	
	CD triaxial test		CD direct shear test		c' (kPa)	δ' (°)
	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)		
24 °C	≈ 0	25.53	20	15	25.59	10.72
34 °C	-	-	-	-	21.33	13.35
(24-34-24 °C)-10 cycles	-	-	-	-	20.51	13.63

Aussi, il a été constaté que la résistance au cisaillement de l'interface argile OC-béton est réduit en raison du chargement thermique, contrairement au cas de l'argile NC.

1.5.2. Influence du type de sol

Schneider et al. (2007) ont présenté les résultats d'études de terrain et en laboratoire sur des pieux intégrés dans des sables siliceux, calcaires et micacés afin d'évaluer l'influence de la minéralogie des grains de sable sur la performance du frottement du fût le long du pieu. Ils ont trouvé que les sables calcaires et micacés ont des taux de dégradation du frottement local plus élevés que les sables siliceux, mais cette dégradation a tendance à être limitée par une valeur minimale de frottement du fût.

El-Sakhawy et Nassar (2013) ont développé des travaux expérimentaux à l'aide d'un dispositif spéciale a été construite pour réaliser une étude sur le comportement de l'interaction sol-pieu lors de la consolidation du sol, y compris l'analyse de frottement latéral négatif le long de l'interaction sol-pieu. Trois cas de conditions aux limites ont été considérés par les auteurs, le premier cas est le pieu terminé dans une couche d'argile c'est-à-dire que la pointe de pieu repose sur l'argile, tandis que le cas suivant est le pieu terminé dans une couche de

sable c'est-à-dire que la pointe de pieu repose sur un sable et concernant le dernier cas, le pieu est flottant, c'est-à-dire que ne repose sur aucun sol. Ils ont observé que à cause du pieu terminé dans une couche de sable, une résistance au mouvement du pieu a été produite qui conduit à l'augmentation des contraintes dans la partie inférieure du pieu, donc il y a une augmentation de la déformation par rapport aux pieux terminés dans de l'argile ou flottés. comme illustre dans la figure 1.7.

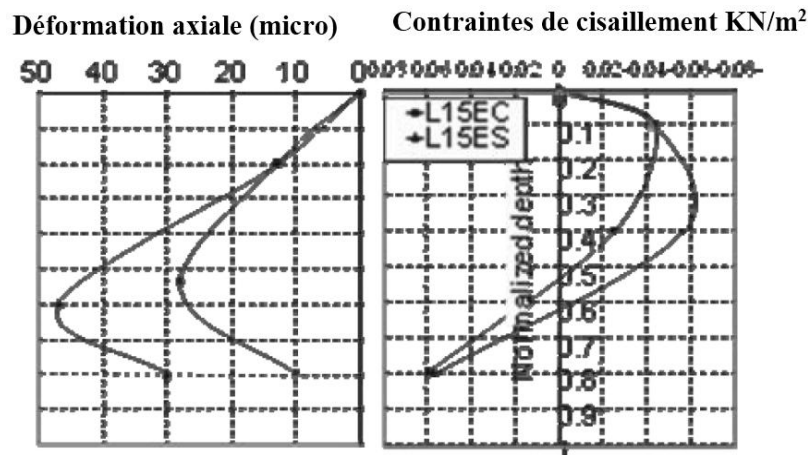


Figure 1.7 : Répartition des déformations et des contraintes de cisaillement le long du pieu pour les deux cas : pieu terminé dans l'argile (EC) et pieu terminé dans le sable (ES) El- (Sakhawy et Nassar, 2013).

Les études mentionnées précédemment ont été menées afin de connaître la performance de l'interaction sol-pieu dans le cas d'une seule couche de sol, alors que dans ce qui suit, les études qui se concentrent sur le comportement de l'interaction sol-pieu dans le cas d'un massif de sol contenant plusieurs couches de sol sont passées en revue.

Wong et Teh (1995) ont proposé une procédure numérique simplifiée afin être d'utilisée pour comprendre le phénomène complexe de l'interaction sol- pieu, y compris l'analyse du frottement latéral négatif d'un pieu noyé dans un dépôt de sol stratifié (figure 1.8). Ils ont modélisé l'interface sol-pieu comme des ressorts de sol hyperboliques afin de la rendre similaire à la façon dont la charge est transportée. Les auteurs ont réalisé l'étude de cas publiée à l'aide d'un programme informatique appelé NSF pile (Teh 1994) qui a été codé à l'aide d'une méthode qu'ils ont proposé (cette méthode proposée décrit bien en détail dans l'article). Les paramètres de sol requis y compris le frottement latéral à l'interface sol-pieu, le coefficient de Poisson, le module de cisaillement du sol et la capacité portante ultime ; ne sont pas directement disponibles aux auteurs dans les études de cas publiées, mais un travail à

partir des données d'essais de sol conventionnelles a été réalisé afin de déterminer ces paramètres des modèles. En résultat, les auteurs ont présenté les variations calculées du frottement latéral au niveau de l'interface sol-pieu avec la profondeur pour tous les cas étudiés comme indiqué sur le tableau 1.4.

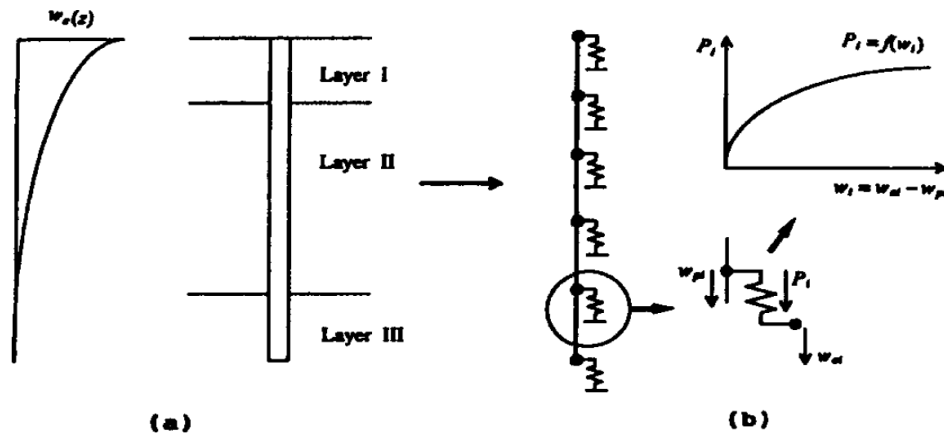


Figure 1.8 : Définition du problème (a) : Pieu dans sol stratifié en cours de tassement ; (b) discrétisation du problème (Wong et Teh, 1995).

Yang et Jeremic (2005) ont présenté les résultats de la modélisation numérique d'un pieu chargé latéralement intégré dans un massif de sol en plusieurs couches, en utilisant la méthode des éléments finies. Pour l'objectif d'analyser l'effet de la stratification du sol sur le comportement d'un pieu isolé, y compris l'interface sol-pieu. Ils ont noté qu'il y a un effet réciproque des couches les unes sur les autres, où les couches inférieures sont affectées par les couches supérieures et vice versa. De plus, ils ont remarqué que l'effet d'une interface s'étend plus loin dans la couche au-dessus de l'interface qu'il ne le fait dans la couche sous l'interface avec de petits déplacements. Ils ont observé que pour le cas d'un dépôt d'argile avec une couche intermédiaire de sable moyen (argile-sable-argile), la couche de sable pénètre dans les couches d'argile plus molles aux deux interfaces (figure 1.9b). Ce mouvement entraîne une plus grande réduction de la résistance à l'interface inférieure du sable qu'à l'interface supérieure du sable. Les auteurs attribuent cette diminution de résistance à la plus faible rigidité des couches d'argile molle adjacentes. Pour le profil sable-argile-sable, les auteurs ont remarqué que le sable pénètre dans l'interface argileuse supérieure et se déplace dans la couche intermédiaire d'argile molle (figure 1.9a). Ce mouvement va ramollir le sable proche de l'interface de la couche supérieure, en raison de la réduction du confinement au sable selon l'avis des auteurs.

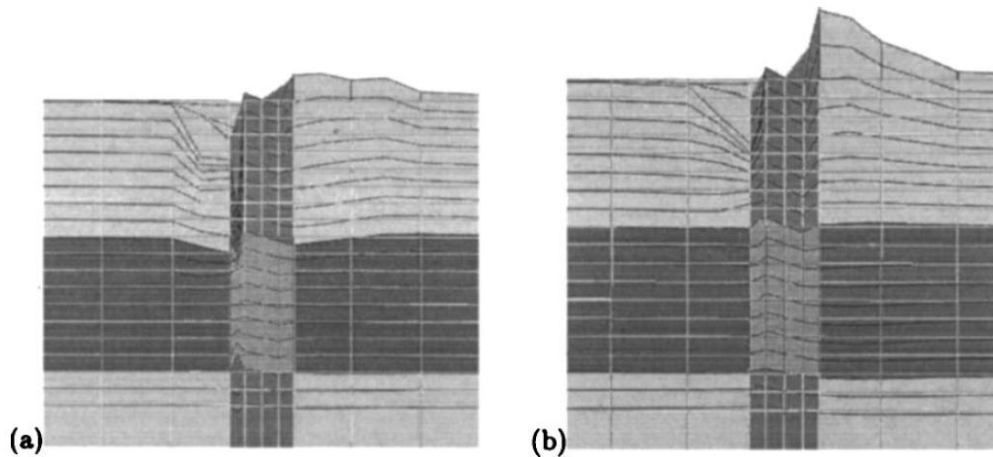


Figure 1.9 : Le mouvement des sols à travers les interfaces sous charge latérale (a) : sable-argile-sable ; (b) : argile-sable-argile (Yang et Jeremic, 2005).

Fatahi et al. (2014) ont effectué des essais expérimentaux sur un modèle de laboratoire d'un pieu isolé à tête fixe noyé dans des couches d'argile molle et dans un autre essai séparé, ils ont utilisé des couches de sable moyennement dense, sous l'effet de chargement latéral, suivi par une modélisation simplifiée des éléments aux limites de prendre en compte l'effet des paramètres de l'interface sol-pieu sur le comportement d'un pieu sous chargement latéral. Puisque l'analyse de la modélisation simplifiée des éléments aux limites est insuffisante car les contraintes de cisaillement susceptibles de se développer à l'interface sol-pieu sont ignorées, une analyse par éléments finis précise et approfondie pour une étude de cas sur le terrain a été effectuée par les auteurs, en utilisant le logiciel tridimensionnel Plaxis 3D pour simuler les performances d'un pieu isolé intégré dans un massif de sol de plusieurs couches (multicouche). La figure 1.10 montre les trois méthodes utilisées pour réaliser l'étude. Ils ont trouvé que dans le cas du sable meuble, une zone de dépression du sol se forme à l'arrière des pieux et le sol se déplace à l'avant, alors que dans le cas d'une couche d'argile molle, une séparation sol-pieu avec des fissures de tension au voisinage de la surface du sol adjacente à l'interface sol-pieu se produit lors d'un chargement latéral.

1.5.3. Influence de la nappe phréatique

Dans le cas où l'eau est présente dans un massif de sol, la résistance de sol et sa rigidité sont logiquement liées au degré de liquéfaction qui est déterminé par la pression interstitielle de l'eau. La pression interstitielle excessive de l'eau à proximité du pieu est le paramètre qui contrôle la résistance du sol, malgré cela, en pratique elle n'est pas utilisée en raison de la difficulté d'y accéder exactement ; donc normalement, la résistance latérale du sol liquéfié à l'interface sol-pieu est caractérisée par le degré de liquéfaction attendu dans le sol (Dash et Bhattacharya, 2015).

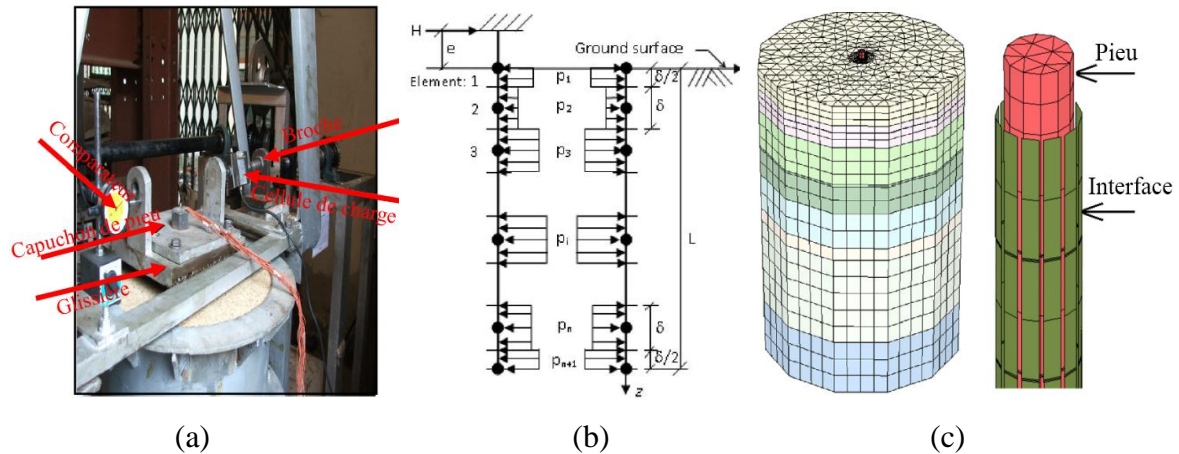


Figure 1.10 : les trois méthodes utilisé (a) : dispositif expérimental ; (b) : modèle simplifiée des éléments aux limite (1) : le pieu et (2) : pression d'interface sur le sol ; (c) : modélisation numérique (Fatahi et al., 2014).

Pradhan et Desai (2006) ont réalisé une étude comparative entre un travail expérimental à l'aide d'essais en centrifugeuse et un travail numérique à l'aide de l'implémentation d'un modèle constitutif basé sur le concept d'état perturbé DSC (Disturbed State Concept) dans une procédure des éléments finis basée sur la théorie de boîte généralisée, afin d'analyser le comportement de l'interface entre un sable et un pieu en aluminium sous l'effet de la pression interstitielle de l'eau. Pour arriver à cette fin, deux analyses par élément fini avec et sans interface ont été réalisées par les auteurs. Ils ont observé que la liquéfaction peut se produire dans l'élément d'interface plus tôt que dans les éléments environnants comme le montre la figure 1.11. Ils ont aussi remarqué que dans le cas avec interface, la pression interstitielle de l'eau au niveau de l'élément interface atteint la contrainte verticale effective initiale au bout d'environ quelques secondes indiquant la liquéfaction, tandis que dans le cas sans interface elle n'indique pas la liquéfaction comme le montre la figure 1.12.

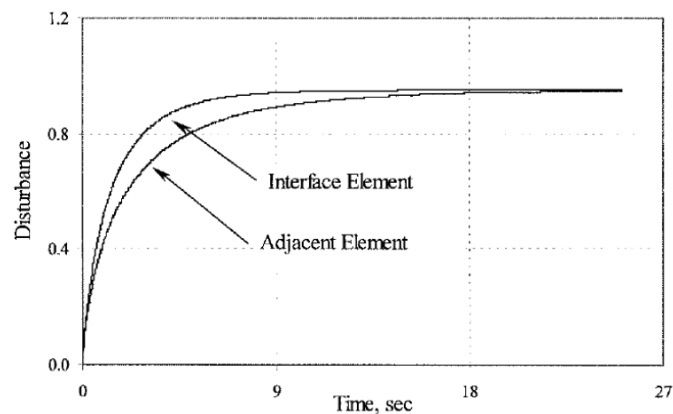


Figure 1.11 : variation de perturbation en fonction du le temps dans l'élément d'interface et dans un élément adjacent (Pradhan et Desai, 2006).

L'essai de centrifuge de haute qualité a été étudié par Dash et Bhattacharya (2015) pour analyser la réponse de la pression interstitielle de l'eau à proximité du pieu et en champ lointain dans les sols liquéfiables lors d'une vibration sismique. Ils ont trouvé que à proximité d'un pieu, la génération de pression interstitielle est plus lente et le sol prend beaucoup de temps pour se liquéfier complètement comparé au champ lointain. Cela est dû à la disponibilité d'un chemin de dissipation à l'interface sol-pieu, qui empêche l'accumulation de la pression interstitielle de l'eau, selon les avis des auteurs.

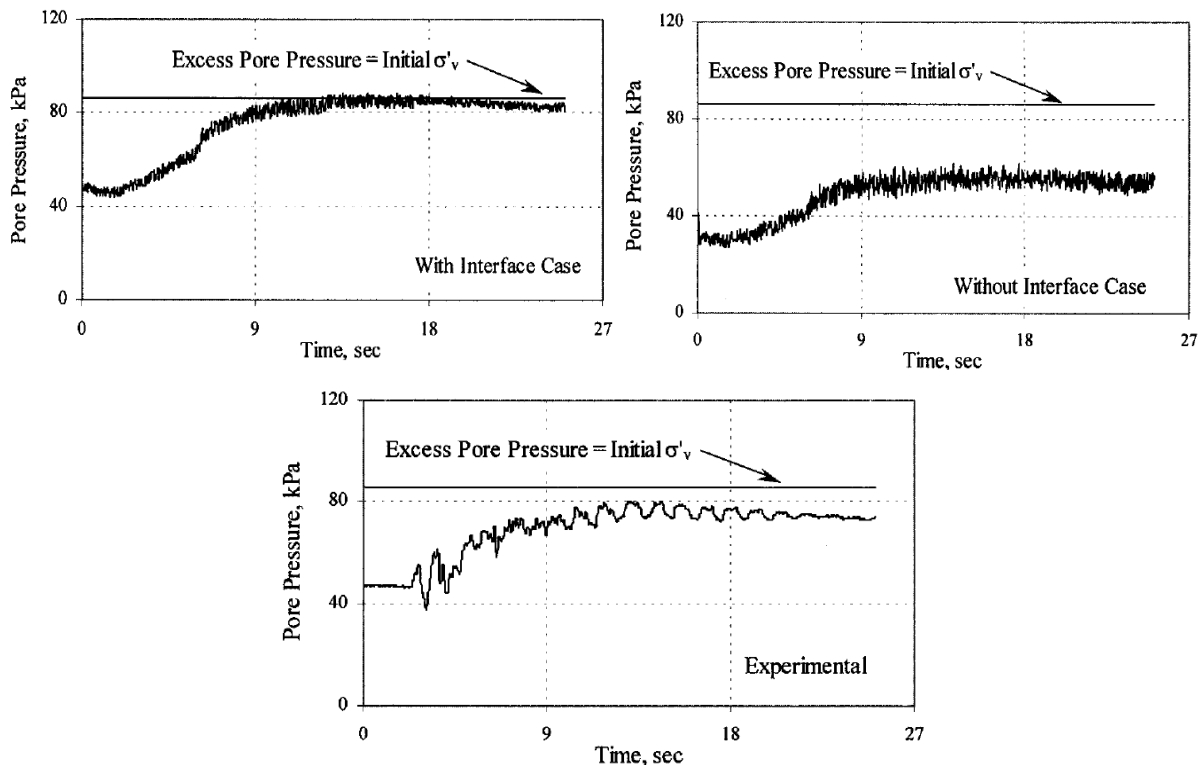


Figure 1.12 : comparaison de la pression interstitielle de l'eau pour un élément interface (Pradhan et Desai, 2006).

Wang et al. (2020) ont présenté les résultats des deux essais sur le terrain sur deux pieux isolés enfoncés dans un massif de sol de 12 couches, en utilisant un capteur de pression d'eau monté sur la surface du corps du pieu pour la mesure de la variation de la pression d'eau interstitielle excessive à l'interface pieu-sol pendant le fonçage du pieu. Afin d'analyser l'influence de la pression interstitielle excessive sur la résistance de l'interface pieu-sol. Ils ont observé que sous l'action de l'infiltration, la pression de l'eau interstitielle dans le sol autour du pieu se transmet à l'interface sol-pieu en raison de la présence d'un gradient hydraulique entre l'interface sol-pieu et le sol autour du pieu (figure 1.13).

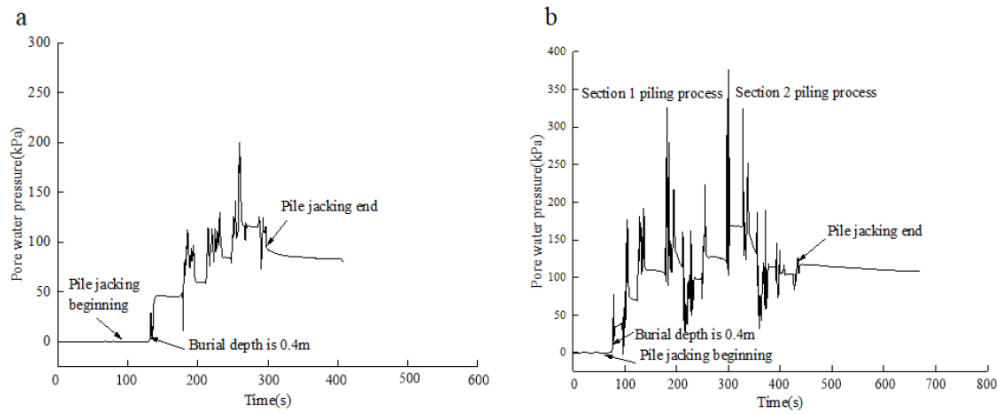


Figure 1.13 : Pression totale de l'eau interstitielle de l'interface sol-pieu pendant le fonçage du pieu (les données proviennent des résultats du test du capteur avec $h/B = 1$ à partir de l'extrémité du pieu) : (a) Processus de fonçage du pieu d'essai S1, (b) Processus de fonçage du pieu d'essai S2 (Wang et al., 2020).

Ils ont noté que le taux de dissipation de l'interface sol-pieu augmente en raison de la fracture de l'interface sol-pieu sous l'action de la fracturation hydraulique, ceci se produit bien sûr avec l'allongement du temps. De plus, les auteurs ont remarqué que le changement de résistance au cisaillement à l'interface sol- pieu pendant le processus de fonçage du pieu influencé par l'excès de pression d'eau interstitielle à l'interface sol- pieu, donc ce changement de résistance au cisaillement peut refléter la tendance au changement de la pression excessive de l'eau interstitielle illustrée sur la figure 1.14.

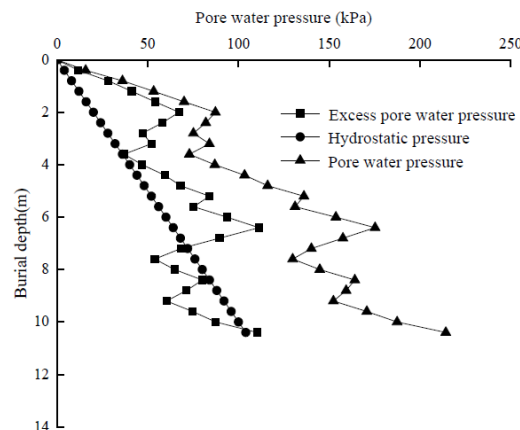


Figure 1.14 : Courbes de variation de la pression interstitielle excessive de l'interface pieu-sol avec les profondeurs lors du fonçage du pieu (Wang et al., 2020).

Xing et al. (2021) ont réalisé un travail à caractère expérimental basé sur l'utilisation d'un système de chargement auto-fabriquée (self-made) dans un test sur modèle à petite échelle

d'un pieu isolé d'aluminium intégré dans du sable saturé sous chargement cyclique horizontal à long terme (5×10^3 cycles), où l'étude a été menée sur 6 groupes de test avec différentes amplitudes de chargement. Afin d'étudier le comportement de l'interaction sol-pieu, les auteurs ont divisé le travail à plusieurs sections, y compris l'effet de la variation de la pression de l'eau interstitielle sur l'interface sol-pieu. Ils ont noté que dans le cas du chargement cyclique horizontal, les auteurs ont constaté que l'eau interstitielle dans le sol autour du pieu n'a pas pu être retirée rapidement, ce qui entraîne une augmentation de la pression interstitielle (figure 1.15).

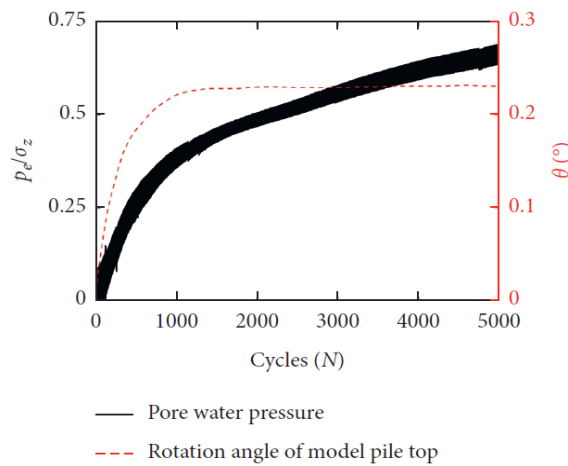


Figure 1.15 : la courbe normalisée de variation de la de la pression interstitielle de l'eau dans le sol autour le pieu avec p_e est l'amplitude de la pression interstitielle et σ_z la contrainte verticale effective en profondeur 4D (Xing et al., 2021).

Aussi, les auteurs ont analysé le développement du tassement et les fissures dans le sol autour du pieu comme l'un des types de phénomènes locaux d'endommagement du système sol-pieu. Ils ont trouvé que sous l'effet du couplage de la pression de l'eau interstitielle et de l'ajustement de la structure du sol, le sol autour du pieu s'enfonce continuellement et augmente avec l'augmentation du chargement cyclique (figure 1.16).

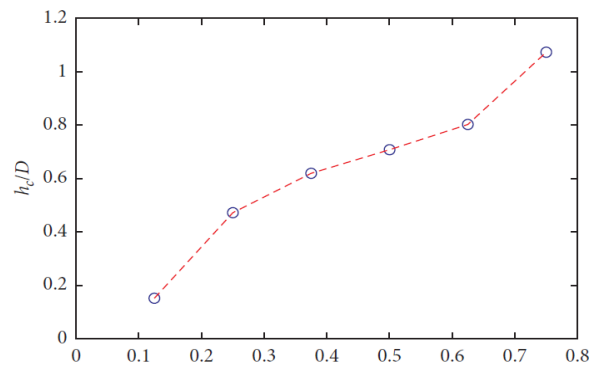


Figure 1.16 : La variation de la profondeur de tassement avec l'amplitude de chargement (Xing et al., 2021).

1.5.4. Influence du matériau de construction d'un pieu

Un dispositif à boîte de cisaillement direct a été modifié par Giraldo et Rayhani (2013) en remplaçant la moitié inférieure de la boîte par le matériau d'interface (figure 1.17) pour réaliser une série des essais d'interface afin d'analyser l'influence du type de matériau d'un pieu sur la résistance de l'interface sol-pieu (différents matériaux de construction du pieu, y compris des matériaux traditionnels tels que l'acier, le béton, le coulis, et les polymères renforcés de fibres FRP) dans une argile molle.

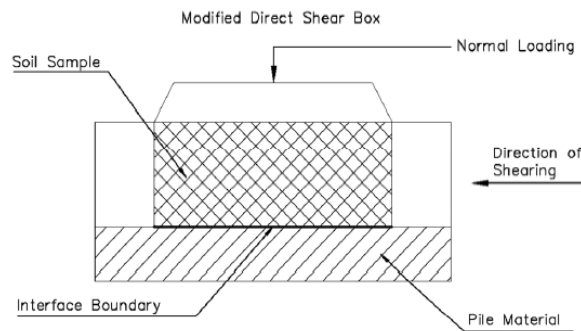


Figure 1.17 : boîte de cisaillement modifié (Giraldo et Rayhani, 2013).

En comparaison entre des matériaux de construction des pieux traditionnels dans des conditions drainées, ils ont constaté que le coulis et le béton ont des performances supérieures par rapport à l'acier, car l'interface du coulis et du béton présentait des valeurs de résistance au cisaillement plus élevées par rapport à l'interface d'acier. Par l'utilisation des résultats des courbes d'enveloppes de rupture suivant un mécanisme de rupture de Mohr-Coulomb par Giraldo et Rayhani. (2013), ils ont constaté que le coulis et le béton ont des angles de frottement plus grands que l'acier.

Tableau 1.5 résume les résultats du programme d'essai obtenus par Giraldo et Rayhani. (2013), ils ont constaté que les pieux en FRP ont performé à un niveau égal ou mieux à celui des pieux en acier, tandis que les matériaux des pieux en béton et coulis ont surperformé les interfaces en FRP dans des conditions drainées et non drainées.

Des essais expérimentaux utilisant un réservoir en acier contenant un pieu isolé enfoncé dans un sol organique préparé à deux densités différentes (lâche et dense) sous un système de chargement axial ont été réalisés par Canakci et Hamed (2017) pour étudier l'effet de différents types de matériaux de construction d'un pieu (bois, acier, béton lisse et béton brut) sur le comportement axial. Ils ont constaté que l'interface sol-pieu est régie par les matériaux

de construction du pieu et la rugosité de surface, et que le pieu en béton rugueux a atteint la résistance la plus élevée par rapport à ceux en acier et en bois

Aksoy et al. (2018) ont proposé un graphique basé sur les données obtenues à partir des résultats des essais de cisaillement d'interface (IST) réalisés sur les interfaces entre le sol avec différents angles de frottement internes (argile à plasticité fiable ajoutée au sol sableux puis compacté) et les matériaux des pieux. Ce graphique est proposé afin d'utiliser dans la conception des pieux en déterminant les angles de frottement latéral de l'interface sol-pieu, dont seuls les angles de frottement internes du sol sont connus, dans le cas des matériaux de construction du pieu en acier et en FRP. Cette graphique est présente dans la figure 1.18.

Tableau 1.5 : Comparaison des propriétés de résistance au cisaillement des matériaux de pieux typiques et des FRP (Giraldo et Rayhani, 2013).

Interface Friction Angle					
Interface	Φ , deg	δ , deg	δ/Φ , deg	Percentage of Steel Capacity, %	Percentage of Concrete Capacity, %
Grout	23.3	38.3	1.64	—	—
Concrete	23.3	26.1	1.12	—	—
Steel	23.3	19.3	0.83	—	—
C90	23.3	23.0	0.97	119	88
G90	23.3	20.2	0.86	104	77
G0	23.3	22.1	0.92	113	84
C0	23.3	20.4	0.87	105	78
Interface Apparent Adhesion					
Interface	c , kPa	c_a , kPa	c_a/c , kPa	Percentage of Steel Capacity, %	Percentage of Concrete Capacity, %
Grout	42.2	43	1.02	—	—
Concrete	42.2	26.3	0.62	—	—
Steel	42.2	14.3	0.34	—	—
C90	42.3	17.3	0.40	120	65
C0	42.3	12.3	0.29	86	46
G90	42.3	19.9	0.45	135	75
G0	42.3	18.3	0.43	127	70

1.5.5. Influence du type de chargement

Le comportement d'une interface sol-structure sous un chargement monotone et cyclique a un effet significatif sur la réponse mécanique d'un système d'interaction sol-structure en général (Zhang et Zhang., 2009). Il faut donc se concentrer sur l'étude de la performance de l'interaction sol-pieu sous l'influence du type de chargement.

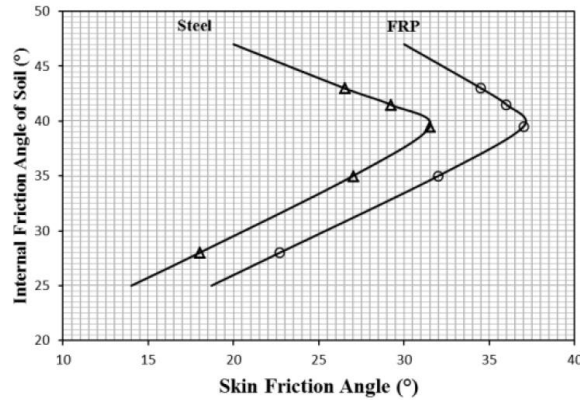


Figure 1.18 : Graphique des angles de frottement latéral entre le sol et pieu en acier ou FRP (Aksoy et al., 2018).

1.5.5.1. Chargement monotone

Pour étudier la performance latérale de l'interaction sol-pieu sous différentes conditions de chargement monotone, une série d'essais expérimentaux à grande échelle sur un modèle de pieu isolé installé dans du sable sous chargement latéral monotone à la tête du pieu a été menée par Yan et Byrne (1992) en utilisant la méthode de technologie de similitude du gradient hydraulique HGS pour simuler la condition de contrainte du sol. Ils ont constaté qu'à différentes profondeurs et facteurs d'échelle de contrainte, le comportement général de l'interaction sol-pieu est très similaire, tous ces effets étant dus au niveau de contrainte du sol.

1.5.5.2. Chargement cyclique

Le chargement cyclique est défini comme l'un des types des chargements dynamiques dans lesquels l'effort, déformation, accélération, contraintes, etc., sont appliquées de manière continue et répétitive en fonction du temps. Ces charges variables qui sont appliquées peuvent être le résultat de phénomènes environnementaux tels que les séismes, qui sont irrégulières et aléatoires en amplitude et en fréquence, ou bien l'action humaine telle que l'utilisation de certaines machines vibrantes dans l'industrie, qui sont régulières en amplitude et en fréquence, cela permet de préciser la forme du signal (sinusoïdale, trapézoïdale...etc.). Un signal de chargement cyclique est caractérisé par les paramètres suivant :

- Le nombre de cycles N
- L'amplitude du chargement cyclique
- La fréquence f

- Le type de chargement cyclique: il existe quatre types peuvent être sélectionnés en fonction du niveau de contrainte de cisaillement moyen τ_a selon Randolph et Gourvenec, 2011 :
 - Le chargement cyclique alterné* : se caractérise par le passage des valeurs de contrainte négatives à positives de manière à ce que la contrainte nulle soit franchie (Figure 1.19a et 1.19b)
 - Le chargement cyclique non alterné* : se caractérise par le passage d'un cycle à l'autre dans une gamme où aucune contrainte nulle n'est franchie (Figure 1.19c et 1.19d)
 - Le chargement cyclique symétrique* : est un cas particulier de chargement alterné avec une contrainte moyenne nulle (Figure 1.19a)
 - La charge cyclique asymétrique* : se caractérise par le passage d'un cycle à l'autre avec une contrainte moyenne non nulle (Figure 1.19b, 1.19c et 1.19d).

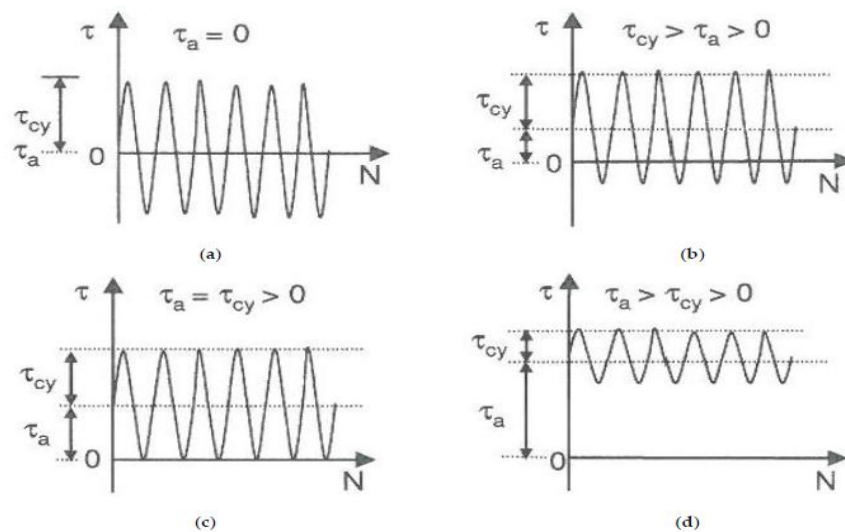


Figure 1.19 : Les types des chargements cycliques (Randolph et Gourvenec, 2011).

Lorsqu'un pieu est rechargé/déchargé de manière fréquente, un phénomène de boucles d'hystérésis se produit. Cela est défini comme une courbe fermée de contrainte-déformation, représentant les réactions successives d'un pieu soumis à des chargements cycliques. Il existe deux types de boucles d'hystérésis, l'un contient les deux parties de traction et de compression (figure 1.20a), et l'autre contient juste une seule partie de traction ou bien en compression (figure 1.20b). Ceci est lié au chargement.

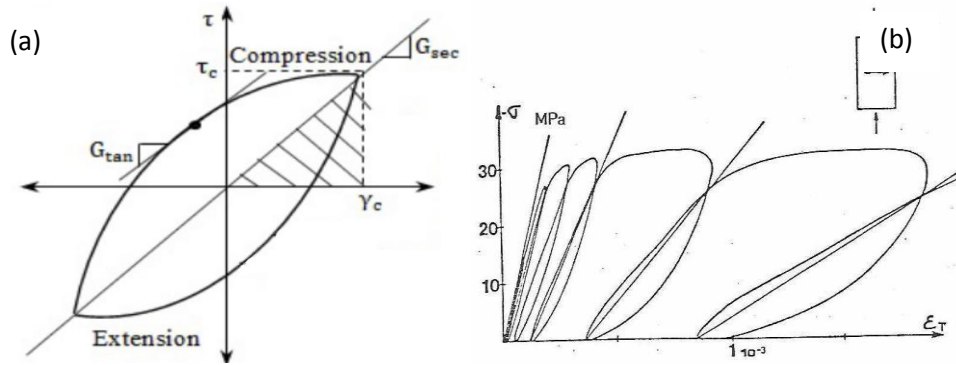


Figure 1.20 : Types de boucles d'hystérésis (a) : contient les deux parties de traction et de compression (Mominul et al., 2013). (b) : des essais de compression sous chargement cyclique (Benouniche, 1979).

La forme des boucles d'hystérésis est affectée par l'amplitude, dans laquelle ces boucles s'élargissent sur l'axe horizontal avec l'augmentation de l'amplitude (Tallah, 2018). Deux types de boucles d'hystérésis peuvent être identifiés par leur amplitude : le premier pour un chargement cyclique d'amplitude constante (figure 1.21a), et le deuxième pour un chargement cyclique d'amplitude variable qui pourrait être croissant, décroissant ou aléatoire (figure 1.21b).

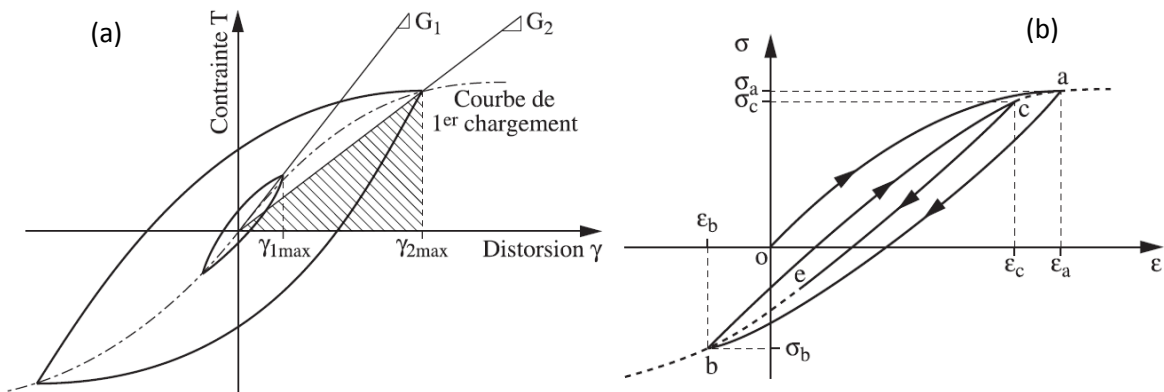


Figure 1.21 : Boucles d'hystérésis (a) : amplitude constante, (b) : amplitude n'est pas constante.

Pour estimer l'effet du chargement cyclique sur le comportement de système d'interaction sol-pieu, dans ce qui suit, on présente les recherches les plus importantes existées dans la littérature. Jardine and Chow (1996) après des recherches menées sur les pieux chargés axialement, y compris les pieux offshore sous chargement cyclique, ils ont

noté qu'une dégradation progressivement se développait de la rigidité de cisaillement s'introduit en raison de l'effet d'un chargement axial cyclique qui entraîne une augmentation de la déformation permanente du sous-sol entourant l'interface sol-pieu. Dans cette étude, l'influence du chargement cyclique non alterné est moins significative que celle du chargement cyclique alterné.

Tuladhar et al. (2008) exposent en détail l'analyse de l'interaction sol-structure sous chargement latéral monotone et cyclique, incluant des études analytiques et expérimentales sur deux pieux en béton instrumentés et encastrés dans un sol cohésif. Suite aux essais expérimentaux, une simulation numérique par éléments finis en 3D a été réalisée afin d'étudier le comportement des modèles expérimentaux et de clarifier les effets de l'interface sur la réponse des pieux lors d'un chargement cyclique. Ils ont constaté que sous l'effet d'un chargement monotone, une lacune (ouverture) se produit entre le sol et le pieu. Cette lacune se forme entre la surface du pieu et le sol du côté actif (en extension), et ces résultats sont confirmés par d'autres études, telles que Byrne et al. (2020) et Mcadam et al. (2020). En revanche, dans le cas d'un chargement cyclique, une séparation se forme entre la surface du pieu et le sol de chaque côté du pieu, ce qui a un effet significatif sur la capacité latérale du pieu. Selon Bühler (2006), cette ouverture formée au niveau de l'interface entre la surface du pieu et le sol peut rester ouverte, entraînant ainsi une réduction de la rigidité latérale sol-pieu.

Une série d'essais sur un modèle de monopieu à différents niveaux d'eau soumis à un chargement cyclique latéral a été menée par Yuan et al. (2022) pour explorer le comportement du sol et du monopieu sous l'effet d'un chargement cyclique. Ils ont trouvé que le chargement cyclique est l'un des principaux facteurs qui affecte de manière significative l'interaction sol-pieu.

L'effet du chargement quasi-statique se traduit par une détérioration de la rigidité et la résistance du système sol-pieu, introduisant une réduction progressive de la capacité portante ainsi qu'un tassement du pieu, tandis que la fonction les paramètres de chargement cyclique (le nombre de cycle, l'amplitude, la fréquence) est le degré de cette détérioration (Basack., 2013). Sur la base de cette observation, l'effet de ces paramètres sur la performance de l'interaction sol-pieu sera présenté.

a) L'effet de nombre de cycle

La dégradation de la contrainte de cisaillement avec l'augmentation du nombre de cycles, le frottement latéral unitaire, représente dans la figure 1.22 obtenue par Boulon et

Foray (1986) qui ont réalisé un essai d'arrachement sur un modèle de pieu enfoncé dans un sable sous chargement cyclique. Ils ont constaté que le chargement cyclique provoque une contraction du sable adjacent au pieu, le frottement latéral diminue en fonction du nombre de cycles, aussi une diminution progressive des contraintes latérales résulte d'une diminution du volume de sable, et donc d'une diminution de la résistance au cisaillement.

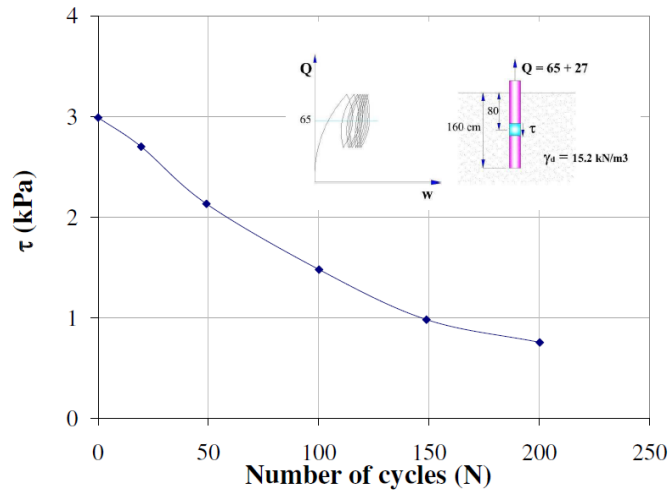


Figure 1.22 : La dégradation de la contrainte de cisaillement, frottement latéral unitaire, (Boulon et Foray, 1986).

La variation de la dégradation de la contrainte au cisaillement à l'interface sol-pieu avec le nombre de cycles est présente dans la figure 1.23 obtenue par Lee (1993) qui a développé un modèle théorique pour étudier la réponse cyclique d'un groupe de pieu chargé axialement. Il a été observé que la dégradation de la résistance à la contrainte de cisaillement à l'interface sol-pieu, décroît de manière exponentielle avec le nombre de cycles.

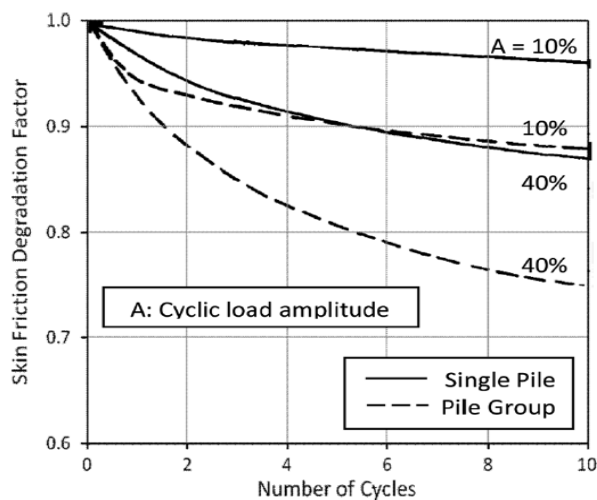


Figure 1.23 : La dégradation de la contrainte au cisaillement à l'interface sol-pieu avec le nombre de cycles (Lee, 1993).

À l'aide d'un dispositif de cisaillement direct des interfaces modifiées, Dejong et al. (2003) ont mené une série d'essais de cisaillement d'interface et d'analyses vélocimétriques par images de particules PIV (Particle Image Velocimetry) sous un chargement monotone et cyclique, dans le but d'identifier les principaux mécanismes de dégradation cyclique. Ils ont noté qu'avec un nombre croissant de cycles, la zone de cisaillement se découple de l'interface, probablement due à la formation d'une couche de fines particules brisées.

Une série d'essais de centrifuge a été réalisée par White et Lehane (2004) dans le but de comprendre le phénomène de fatigue de frottement en utilisant trois méthodes pour la mise en place des pieux, suivies de trois essais de chargement respectivement (monotone, jacked et pseudo-dynamique) et (compression, compression cyclique et compression cyclique-traction). Le long du fût du pieu, ils ont constaté que pour un plus grand nombre de cycles, il y avait une plus grande dégradation des contraintes, ce qui se manifestait par le chargement alterné à la tête du pieu, alors que le chargement non alterné à la tête du pieu entraînait un degré de chargement alterné le long du fût du pieu, en raison du rebond.

Afin de connaître le comportement axial cyclique d'une interface sol-pieu, plus précisément la dégradation du frottement latéral au niveau de l'interface sol-pieu lorsque le nombre de cycles est très grand, un essai en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu installé dans un sable de Fontainebleau a été mené par Bekki et al. (2014) avec un déplacement contrôlé en trois phases (monotone initiale, cyclique et monotone finale). Ils ont constaté que pour un chargement cyclique avec un grand nombre de cycles (100 000), le frottement au niveau de l'interface sol-pieu ne continue pas à diminuer comme remarqué dans plusieurs études précédentes qui concernent un petit nombre de cycles pouvant aller jusqu'à quelques milliers de cycles, mais au contraire il augmente à nouveau jusqu'à la fin du chargement cyclique, comme le montre la figure 1.24.

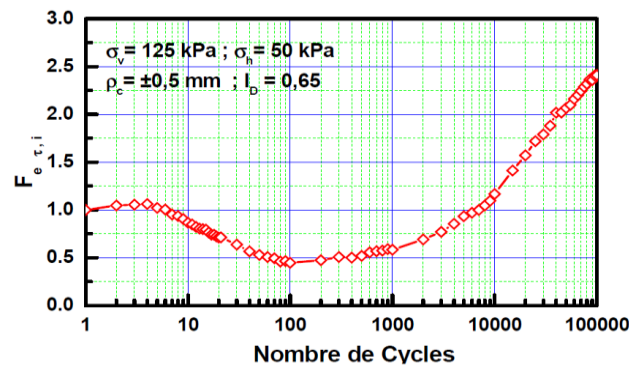


Figure 1.24 : Le facteur de changement du frottement latéral à l'interface sol-pieu (Bekki et al., 2014).

Reposant sur le principe de la rigidité constante de la zone du sol entourant le pieu, un schéma conceptuel de performance d'interface a été utilisé par les auteurs pour l'interpréter de cette augmentation du frottement latéral (figure 1.25), la première phase (radoucissement) s'explique par la diminution de l'épaisseur de la zone d'interface sol-pieu, quant à la deuxième phase (durcissement) s'explique par la dilatance partiellement empêchée par le sable dans la zone d'interface sol-pieu.

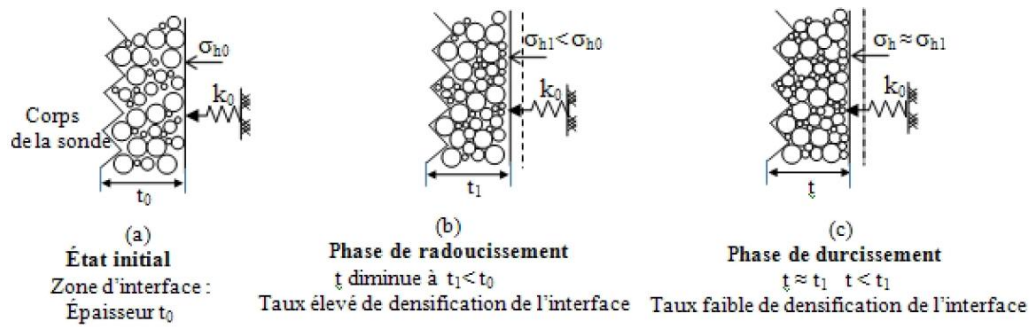


Figure 1.25 : schéma conceptuel de comportement d'interface sous chargement cyclique (Bekki et al., 2014).

La figure 1.26 représente les résultats de l'évolution de la contrainte de cisaillement par le biais d'un facteur qui caractérise la dégradation de cette grandeur mesurée en fonction du nombre de cycles obtenus par Doghman et al. (2020) qui ont proposé une procédure alternative dans le but de simuler la performance de l'interface sol-pieu sous l'effet d'un chargement axial cyclique. Ils ont noté que le comportement de l'interface sol-pieu est caractérisée par une réduction de la contrainte de cisaillement maximale avec le nombre de cycles.

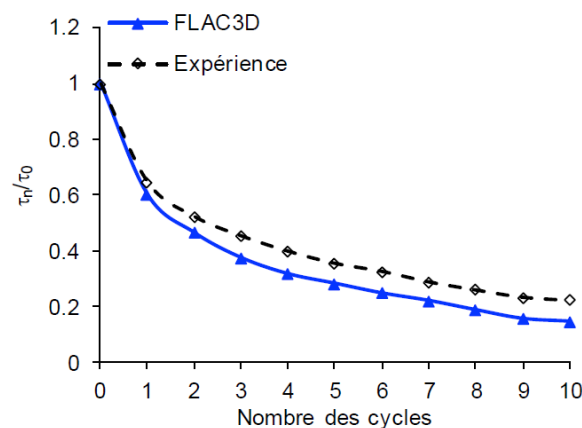


Figure 1.26 : L'évolution du facteur de dégradation de la contrainte de cisaillement (Doghman et al., 2020).

b) L'effet de l'amplitude

Basack (2008) a développé un modèle numérique d'un pieu isolé enfoncé dans une argile molle afin de comprendre l'effet du chargement latéral cyclique sur la performance axiale de l'interaction sol-pieu. L'auteur a noté que l'application des cycles avec un niveau d'amplitude plus élevé (76%) produit une dégradation suffisamment faible de la résistance et la rigidité du sol à l'interface sol-pieu.

Les courbes de contraintes suivies par le sol en contact avec le pieu pour les trois clusters (niveaux d'instrumentation déterminés en fonction de leur distance à la pointe du pieu) sur toute la longueur du fût du pieu sont représentées dans la figure 1.27, obtenues par Silva et al. (2013) qui ont réalisé des essais expérimentaux sur un modèle de pieu noyé dans un sable siliceux en chambre d'étalonnage sous un chargement cyclique axial de petite et grande amplitude. Les auteurs ont constaté que lors de l'application du chargement cyclique non alterné de petite amplitude, l'interface se densifie, ce qui entraîne une amélioration de la capacité du pieu. En revanche, lors de l'application du chargement cyclique alterné de grande amplitude, une désorganisation de l'interface se produit, ce qui entraîne une dégradation de la capacité du pieu.

La figure 1.28 représente les résultats d'essais réalisés par Bekki et al. (2016) pour trois différentes amplitudes cycliques ($\rho_c = \pm 0,1$ mm, $\rho_c = \pm 0,25$ mm et $\rho_c = \pm 0,5$ mm) afin d'étudier l'influence de la variation de l'amplitude cyclique sur la dégradation du frottement latéral à l'interface sol-pieu (D_τ) et de la résistance en pointe (D_q). Les auteurs ont noté que pour les deux faibles amplitudes, la densification de l'interface est plus importante pour l'amplitude ($\rho_c = \pm 0.25$ mm) par rapport à ceux obtenus pour l'amplitude ($\rho_c = \pm 0.1$ mm) et donc un vissage (contractance) du sol entourant le pieu se produit dans le cas d'amplitude ($\rho_c = \pm 0.25$ mm) ; alors que les auteurs remarquent que la troisième amplitude ($\rho_c = \pm 0.5$ mm) ne permet pas une désorganisation plus importante des grains comparable à l'amplitude ($\rho_c = \pm 0.25$ mm), ce qui conduit à une légère diminution des facteurs de dégradation comparé à ceux obtenus pour le cas d'amplitude ($\rho_c = \pm 0.25$ mm).

c) L'effet de fréquence

Messast (2007) a évalué le comportement d'un problème d'interaction d'un pieu noyé dans un sol multicouche sous l'effet de différentes fréquences en utilisant la méthode d'élément finis combiné avec les éléments frontières. Il a montré que pour les fréquences les

plus basses, la perturbation devient plus importante que la rigidité relative du pieu augmente comme le montre la figure 1.29.

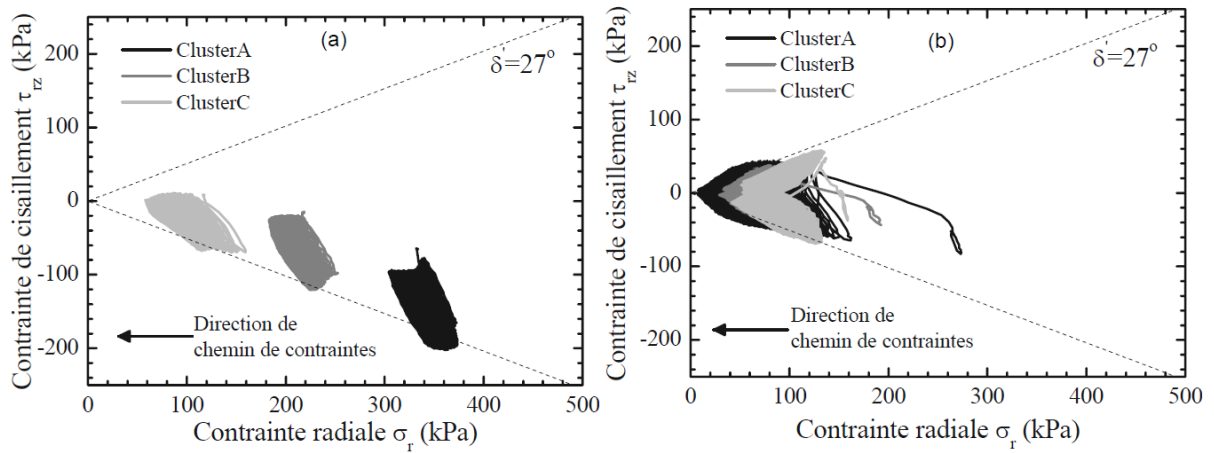


Figure 1.27 : Les courbes de contraintes à la surface du pieu : (a) chargement non alterné de faible amplitude ; (b) chargement alterné de grande amplitude (Silva et al., 2013).

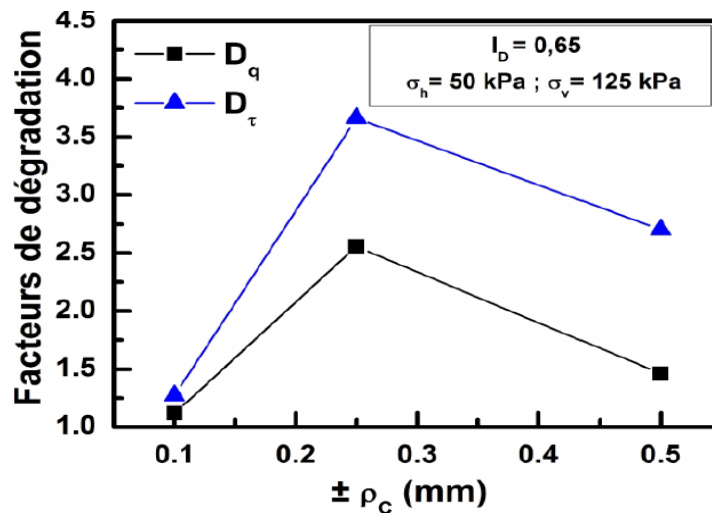


Figure 1.28 : Variation des facteurs de dégradation avec l'augmentation de l'amplitude (Bekki et al., 2016).

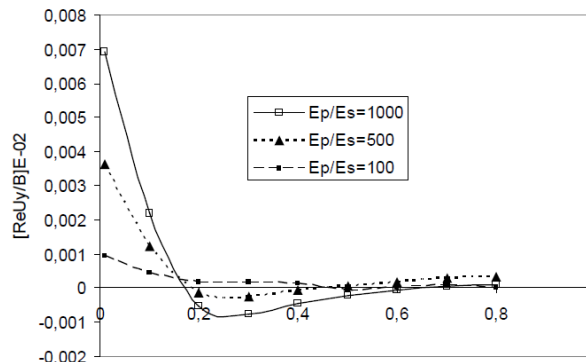


Figure 1.29 : la perturbation en fonction de fréquences (Messast, 2007).

Afin de connaître l'influence de la fréquence cyclique sur le développement du frottement le long du fût au niveau de l'interface pieu-argile sous l'effet d'un chargement axial cyclique lorsque le nombre de cycle est plus grand (10^5 cycles), un essai en chambre d'étalonnage sur un modèle de pieu installé dans une argile saturée a été mené par Muhammed et al. (2018) à déplacement contrôlé en trois phases (l'installation du pieu, monotone pré-cyclique et cyclique). La figure 1.30 représente les résultants d'essais réalisés par les auteurs pour quater différentes fréquences de cycles (0,01, 0,1, 1 et 10 Hz). Ils ont remarqué que pour un intervalle de fréquences des cycles faibles compris entre 0,01 et 0,1 Hz, aucune dégradation significative n'est observée, tandis que pour les fréquences très grandes allant de (1 et 10 Hz), des dégradations importantes de l'interface argile-pieu ont été remarquées, dans lequel la dégradation du frottement est très significative lorsque la fréquence est très grande.

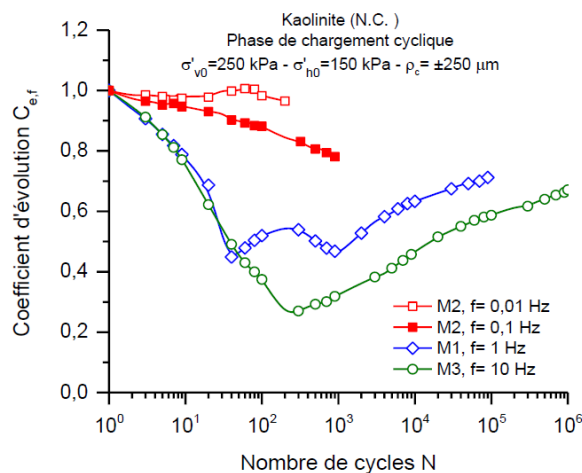


Figure 1.30 : Effet de la fréquence sur l'évolution du frottement unitaire (Muhammed et al., 2018).

1.6. Conclusion

La conception des pieux est étroitement liée à la capacité portante du système d'interaction sol-pieu, qui n'est pas facile à estimer parfaitement en raison de nombreux facteurs qui affectent le comportement du système d'interaction.

De nombreuses recherches analytiques, expérimentales et numériques ont été menées pour l'estimation de la performance du système d'interaction sol-pieu et pour présenter l'impact de divers facteurs naturels et humains.

Les méthodes habituelles pour le traitement des problèmes d'interaction considèrent que le sol entourant le pieu est homogène d'une manière dont ses caractéristiques sont les mêmes dans tout le massif de sol, ce qui conduit à négliger l'incertitude causée par la variabilité des paramètres du sol dans ces méthodes parce qu'elles supposent des valeurs précises pour ces paramètres à partir des essais. Ce type de méthodes adoptées pour traiter les problèmes d'interaction sol-pieu sont des méthodes déterministes.

Ce chapitre a montré les études déterministes réalisées pour l'estimation de la réponse du système d'interaction sol-pieu, dans laquelle l'effet de la température, la nature du massif de sol, la nappe phréatique, le matériau de construction du pieu et le type de chargement, y compris le chargement cyclique et l'impact de ses paramètres, sur le comportement de l'interface sol-pieu ont été abordés.

Chapitre 2 : Méthodes probabilistes pour l'analyse de la réponse du système d'interaction sol-pieu

2.1. Introduction

Les problèmes géotechniques sont analysés sur la base de trois types de modèles. Premièrement, le modèle géologique concerne les matériaux, les propriétés géologiques, les eaux de surface et les eaux souterraines. Le deuxième est le modèle de sol, qui concerne les essais en laboratoire ou sur le terrain. Enfin, le troisième modèle est le modèle géotechnique, qui englobe les performances, la sécurité, le risque et les modélisations (Keaton, 2013). Ces modèles sont couplés entre eux afin de permettre une bonne description des résultats et de fournir des interprétations logiques. Ils contribuent ainsi à la réussite de l'étude. Chacun de ces modèles peut être associé à une certaine incertitude, car il implique des mesures et des calculs. En particulier, le modèle de sol suscite un intérêt croissant pour étudier l'incertitude associée à la couche de sol.

S'appuyant sur le facteur de sécurité, les techniciens analysent ces problèmes en utilisant des analyses déterministes. Mais le problème est que l'approche déterministe ne prend pas en compte l'incertitude en considération, elle donne toujours des résultats conservatifs ; cela conduit à l'absence d'une évaluation plus précise de la fiabilité des problèmes géotechniques.

En plus de l'approche déterministe, une autre approche doit être trouvée pour la compléter qui prend en compte l'incertitude pour fournir des évaluations rationnelles des risques qui est l'approche probabiliste. Afin de fournir ces évaluations, une bonne compréhension de la théorie des probabilités et des variables et des champs aléatoires pour modéliser les sols spatialement variables plus complexes mais réalistes est indispensable.

Une explication sur les notions fondamentales de la théorie des probabilités, l'utilisation des probabilités pour préciser les incertitudes géotechniques et enfin une revue bibliographique sur les travaux réalisés pour la performance du système d'interaction sol-pieu au niveau de l'interface la capacité portante de ce système d'interaction en utilisant une approche probabiliste sont présentes dans ce chapitre.

2.2. Notions de base sur les probabilités

2.2.1. Le théorème de probabilité totale

Parfois, la probabilité d'un événement est connue en termes de survenue d'autres événements, et il est nécessaire de calculer la probabilité inconditionnelle de cet événement. Par exemple, lorsqu'il faut calculer la probabilité totale de rupture d'un pont, on peut commencer par évaluer une série de problèmes plus simples, tels que :

1. La probabilité de rupture du pont compte tenu d'une charge statique maximale.
2. La probabilité de rupture du pont compte tenu d'une charge de trafic dynamique maximale.
3. La probabilité de rupture du pont compte tenu d'un séisme.
4. La probabilité de rupture du pont en cas d'inondation.

Le théorème de probabilité totale peut être utilisé pour combiner les probabilités mentionnées ci-dessus et obtenir la probabilité inconditionnelle de rupture du système. Par exemple, il est possible de calculer la probabilité que la charge statique maximale se produise pendant la durée de vie de conception (Fenton et Griffiths, 2007).

2.2.2 Variables aléatoires

Une variable aléatoire est une fonction mathématique définie dans l'espace d'échantillon qui attribue une probabilité à chaque événement possible dans l'espace d'échantillon, et pour une analyse probabiliste en géotechnique, les principales sources d'incertitude, qui sont les paramètres géotechniques, sont traitées comme des variables aléatoires (Russelli, 2008). Parce que les variables aléatoires permettent l'utilisation d'une multitude d'outils mathématiques, elles sont utilisées pour représenter une suite d'événements possibles (Fenton et Griffiths, 2007) :

Considérons un espace échantillon S composé d'un ensemble de résultats (s_1, s_2, \dots) . Si X est une fonction qui attribue un nombre réel $X(s)$ à chaque résultat $s \in S$, alors X est une variable aléatoire.

2.2.2.1. Variables aléatoires discrets

Les variables aléatoires qui ne prennent que des valeurs discrètes (x_1, x_2, \dots) sont appelées les variables aléatoires discrètes, c'est-à-dire avoir un nombre dénombrable de résultats. Fenton et Griffiths (2007) ont donné un exemple d'expérience pourrait consister à compter le nombre d'essais de sol effectués avant que l'un ne produise une cohésion de 200 MPa. Il s'agit d'une variable aléatoire discrète puisque notre résultat est l'un de $0, 1, \dots$, mais le nombre peut être très grand voire infini, impliquant qu'un échantillon de sol avec une cohésion de 200 MPa n'a jamais été trouvé.

2.2.2.2. Variables aléatoires continues

Les variables aléatoires continues peuvent prendre un nombre infini de résultats possibles, généralement X prend des valeurs de la ligne réelle R . Pour illustrer à différence entre la variable continue et discrète, prend l'exemple de la probabilité qu'un pieu subisse une rupture de capacité portant exactement à X ans à partir de son installation. D'après Fenton et Griffiths (2007), la probabilité qu'il échoue exactement à cet instant dans temps est essentiellement nulle ou extrêmement faible.

2.2.3. Distributions de probabilité

Généralement, il est impossible de connaître avec certitude quelle est la valeur d'une variable aléatoire ; tout ce que l'on peut dire d'une variable aléatoire est sa probabilité de prendre chacune de ses valeurs possibles. L'ensemble des probabilités attribuées à chaque valeur possible de X est appelé une distribution de probabilité.

2.2.3.1. Distributions cumulatives discrètes

Une description équivalente d'une variable aléatoire est la fonction de distribution cumulative (CDF), qui est définie comme suit :

La fonction de distribution cumulative, $F_x(x)$ ou brièvement (CDF) d'une variable aléatoire discrète X , avec la fonction de masse de probabilité $f_x(x)$ est définie par :

$$F_x(x) = P[X \leq x] = \sum_{t \leq x} f_x(t) \quad (2.1)$$

2.2.3.2. Distribution cumulative continue

La fonction de distribution cumulative $F_x(x)$ d'une variable aléatoire continue X ayant une fonction de densité de probabilité $f_x(x)$, ou brièvement (PDF) est définie par l'aire sous la fonction de densité à gauche de x :

$$F_x(x) = P[X \leq x] = \int_{-\infty}^x f_x(t) dt \quad (2.2)$$

La CDF est équivalente à la PDF, car l'un peut être obtenu à partir de l'autre. C'est simplement une autre façon d'exprimer les probabilités associées à une variable aléatoire (Fenton et Griffiths, 2007). Puisque le CDF est une intégrale du PDF alors la PDF peut être obtenu à partir du CDF en tant que dérivée, c'est-à-dire (Russelli, 2008) :

$$f_x(x) = \frac{dF_x(x)}{dx} \quad (2.3)$$

La figure 2.1 représenté la différence entre les deux fonctions CDF et PDF dans le cas d'une variable aléatoire continue.

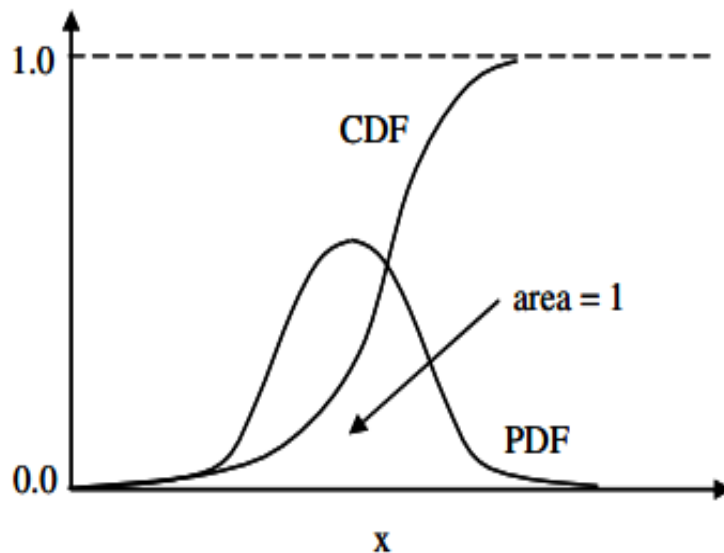


Figure 2.1 : PDF et CDF pour une variable aléatoire continue (Russelli, 2008).

2.2.4. Les distributions de probabilité continues courantes

La connaissance de la fonction de densité de probabilité permet de décrire les principales propriétés d'une variable aléatoire, mais dans la plupart des cas, pas possible de connaître la forme de la fonction de distribution. Pour les applications d'ingénierie, de nombreuses distributions continues sont utilisées comme des meilleures estimations pour une variable aléatoire.

2.2.4.1. Distribution uniforme

La distribution uniforme continue est la plus simple de toutes les distributions continues puisque sa fonction de densité est constante :

$$f(x) = \frac{1}{\beta - \alpha} \alpha \leq x \leq \beta \quad (2.4)$$

et sa distribution cumulative est :

$$F(x) = P(X \leq x) = \frac{x - \alpha}{\beta - \alpha} \alpha \leq x \leq \beta \quad (2.5)$$

La distribution uniforme est utile pour représenter des variables aléatoires qui ont des limites supérieures et inférieures connues et qui ont une probabilité égale de se produire n'importe où entre ces limites (figure 2.2).

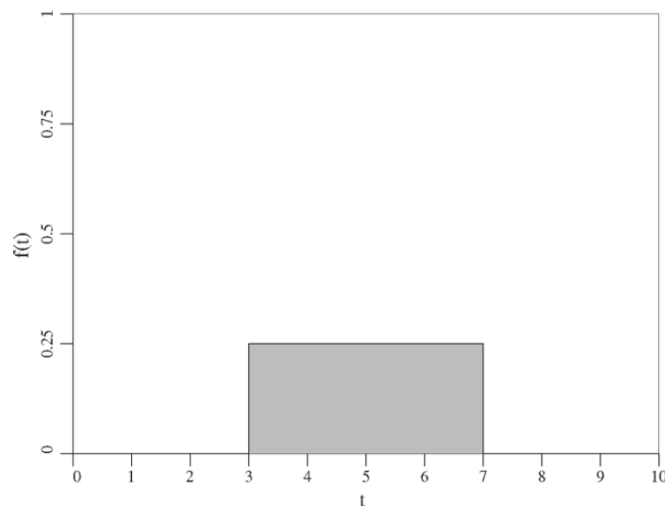


Figure 2.2 : Distribution uniforme pour $\alpha = 3$ et $\beta = 7$ (Fenton et Griffiths, 2007).

2.2.4.2. Distribution normale et normale standard

La distribution normale est probablement la distribution la plus importante utilisée aujourd'hui. C'est en grande partie parce qu'il se caractérise par sa simplicité mathématique

(Brahmi, 2020) et parce que les sommes de variables aléatoires tendent vers une distribution normale (Fenton et Griffiths, 2007). Une variable aléatoire X suit une distribution normale (ou gaussienne) si sa fonction de densité de probabilité a la forme :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (2.6)$$

Si la variable aléatoire X est transformée en soustrayant sa moyenne et en divisant par son écart type comme suit :

$$Z = \frac{X-\mu}{\sigma} \quad (2.7)$$

Alors la variable aléatoire résultante, Z , a une moyenne nulle (0) et une variance unitaire (1), alors les probabilités pour toute variable aléatoire normalement distribuée peuvent être obtenues en effectuant cette transformation. Un exemple sur la distribution normale et la distribution normale standard est présent dans la figure 2.3.

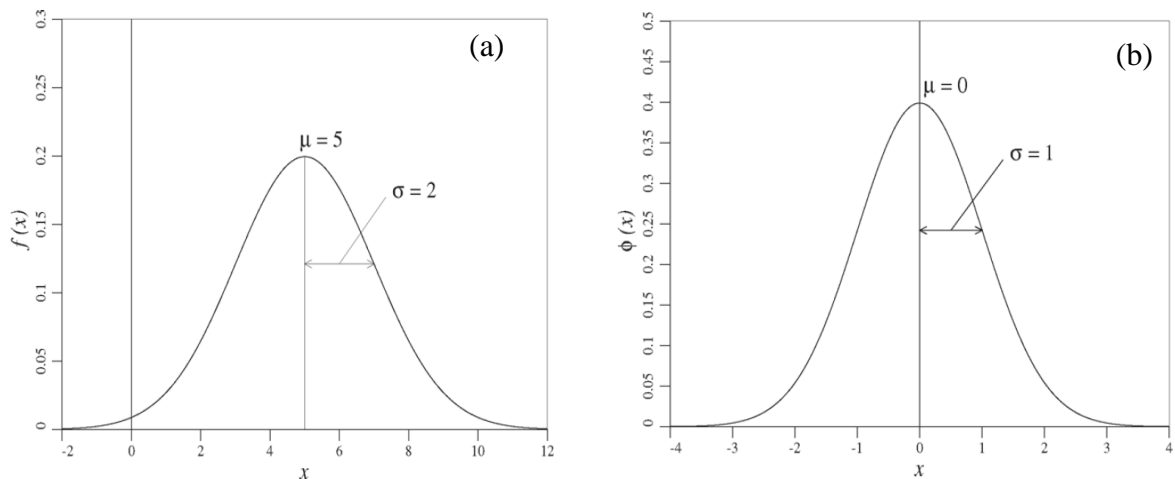


Figure 2.3 : (a) : Distribution normale ; (b) : Distribution normale standard (Fenton et Griffiths., 2007).

La distribution de la normale standard Z reçoit le symbole spécial $\phi(z)$ plutôt que $f(z)$ en raison de son importance dans la modélisation des probabilités et est définie par :

$$\phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}z^2} \quad -\infty \leq z \leq \infty \quad (2.8)$$

2.2.4.3. Distribution log-normale

Malgré la simplicité de la distribution mentionné ci-dessus qui est la distribution normale, elle souffre de l'inconvénient d'autoriser des valeurs négatives. Mais dans le domaine de

géotechnique, généralement les charges et propriétés physique du sol sont non négatives. Comme exemple, si on modélisé le module de Young du sol en utilisant la distribution normale, il peut être possible d'obtenir un module de Young négatif puisque la probabilité de ne pas l'obtenir est non nulle et on sait que le module de Young négatif ne se produit pas pratiquement. Alors dans ce cas la distribution normale n'est pas appropriée, on a donc recours à la distribution log-normale qui est considéré strictement non négative et est courant en tant que distribution de propriétés d'ingénierie non négatives, telles que le module d'élasticité, la cohésion, l'angle de frottement, etc. La distribution log-normale découle de la distribution normale par une transformation simple, bien que non linéaire.

La variable aléatoire X est logarithmiquement distribuée si ln(X) est normalement distribuée, alors X a une fonction de densité de probabilité :

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma \ln X \sqrt{2\pi}} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu \ln X}{\sigma \ln X} \right)^2 \right\} \quad 0 \leq x < \infty \quad (2.9)$$

La moyenne et la variance de X sont obtenues en transformant les deux paramètres de la distribution log-normale :

$$\sigma_{\ln X}^2 = \ln \left(1 + \frac{\sigma_X^2}{\mu_X^2} \right) \quad (2.10)$$

$$\mu \ln X = \ln(\mu X) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln X}^2 \quad (2.11)$$

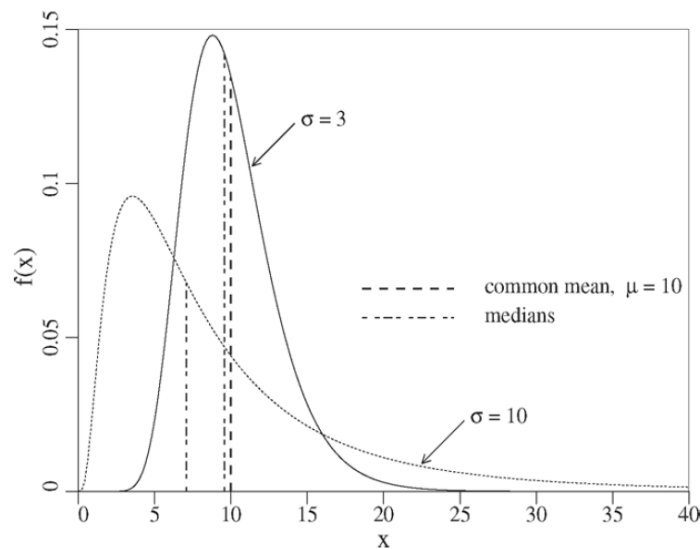


Figure 2.4 : Deux distributions log-normales illustrant l'effet de la variation de la variance (Fenton et Griffiths., 2007).

2.2.5. Propriétés importantes des variables aléatoires

Si la distribution de probabilité d'une variable aléatoire est spécifiée, alors on peut complètement décrire cette variable aléatoire. Cependant, il n'est jamais possible de connaître la distribution précise d'un phénomène naturel parce qu'il est en réalité beaucoup plus complexe que l'on ne peut représenter. Il faut donc très souvent décrire une variable aléatoire à l'aide de mesures plus facilement estimables. Même s'il était possible de connaître la distribution de probabilité complète, ces quantités (moyenne, variance, coefficient de variation et covariance, etc.) restent toujours utiles car elles transmettent des informations sur les propriétés de la variable aléatoire qui est de première importance dans les applications pratiques (Fenton et Griffiths, 2007).

2.2.5.1. Moyenne

Soit la fonction de densité de probabilité $f(x)$ d'une variable aléatoire X . La valeur moyenne de X , notée μ_x , est définie par :

$$\begin{cases} \mu_x = E(x) = \sum_x x f(x) & \text{si } X \text{ est discrète} \\ \mu_x = E(x) = \int_{-\infty}^{\infty} x f(x) dx & \text{si } X \text{ est continue} \end{cases} \quad (2.12)$$

2.2.5.2. Variance

La deuxième caractéristique la plus importante d'une variable aléatoire est de savoir si la distribution est large ou étroite ou quelque part entre les deux (Fenton et Griffiths, 2007). Cette grandeur donne la mesure de la dispersion autour de la valeur moyenne des valeurs de la variable aléatoire (Brahmi, 2020).

Soit une fonction de probabilité (masse ou densité) $f_x(x)$ et une moyenne μ_x pour une variable aléatoire X . La variance σ_x^2 de X est défini par :

$$\begin{cases} \sigma_x^2 = Var(x) = E[(X - \mu_x)^2] \sum_x (X - \mu_x)^2 f(x) & \text{si } X \text{ est discrète} \\ \sigma_x^2 = Var(x) = E[(X - \mu_x)^2] \int_{-\infty}^{\infty} (X - \mu_x)^2 f(x) dx & \text{si } X \text{ est continue} \end{cases} \quad (2.13)$$

L'écart type de X est défini par la racine carrée de la variance σ_x , donné comme suit :

$$\sigma_x = \sqrt{Var(x)} \quad (2.14)$$

2.2.5.3. Le coefficient de variation

C'est un paramètre statistique non dimensionnel, qui donne une idée de savoir si la dispersion d'une variable aléatoire est petite ou large ou d'autre façon l'ampleur de la variabilité, donnée comme suit :

$$v = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2.15)$$

Si la moyenne de la variable aléatoire est nulle, le coefficient de variation devient indéfini. Le coefficient de variation est couramment utilisé pour exprimer la variabilité en géotechnique, surtout pour la variabilité de la charge et la variabilité des propriétés des matériaux (sol, pieu, ...etc.), qui ont généralement des moyennes non nulles.

2.2.5.4. La covariance

Entre deux variables aléatoires X et Y avec une distribution de probabilité commune $f_{xy}(x, y)$, le degré de dépendance linéaire est calculé à l'aide de l'équation (2.16) qui définit la covariance entre X et Y par :

$$Cov(X, Y) = \iint_{-\infty}^{\infty} (x - \mu_x)(y - \mu_y) f_{xy}(x, y) dx dy \quad (2.16)$$

Pour les deux cas, variables aléatoires discrets et continus.

2.2.5.5. Coefficient de corrélation

Le coefficient de corrélation entre X et Y est défini comme :

$$\rho_{xy} = \frac{Cov(x,y)}{\sigma_x \sigma_y} \text{ avec : } -1 \leq \rho_{xy} \leq 1 \quad (2.17)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_{xy} = 1; \text{ la relation entre les variables X et Y est linéaire parfaitement positive} \\ \rho_{xy} = -1; \text{ la relation entre les variables X et Y est linéaire parfaitement négative} \\ \rho_{xy} = 0; \text{ X et Y ne sont pas corrélés} \end{array} \right.$$

La figure 2.5 représente un exemple de corrélation entre les propriétés de sol qui sont la cohésion et l'angle de frottement effectif pour les trois cas où (a) parfaitement corrélés positivement, (b) parfaitement corrélés négativement et (c) non corrélés.

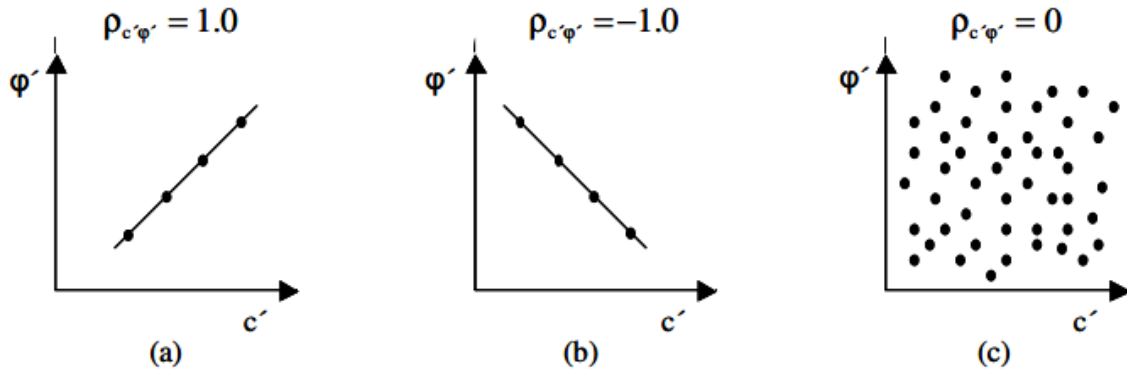


Figure 2.5 : Exemples de corrélation entre la cohésion et l'angle de frottement effectif du sol (Russelli, 2008).

2.3. Variabilité spatiale des propriétés du sol

L'une des caractéristiques distinctives des propriétés du sol est qu'elles sont spatialement variables, ce qui signifie que les propriétés du sol diffèrent aux différents points de la même couche de sol, de sorte que la corrélation des propriétés du sol augmente à mesure que les deux points se rapprochent dans l'espace. Dans la plupart des cas, la théorie des champs aléatoires est utilisée pour modéliser la variabilité spatiale des propriétés du sol (Fenton, 1999a ; Griffiths et al., 2009 ; Zhu and Zhang, 2013). Tel que représenté sur la Figure 2.6, la cohésion spatialement variable du sol à une profondeur, $S_u(z)$, peut être modélisée comme suit :

$$S_u(z) = t(z) + w(z) \tag{2.18}$$

Où : z : profondeur du sol ; $w(z)$: champ aléatoire stationnaire de moyenne nulle et $t(z)$: une fonction de tendance dépendant de la profondeur z (Juang et al., 2019).

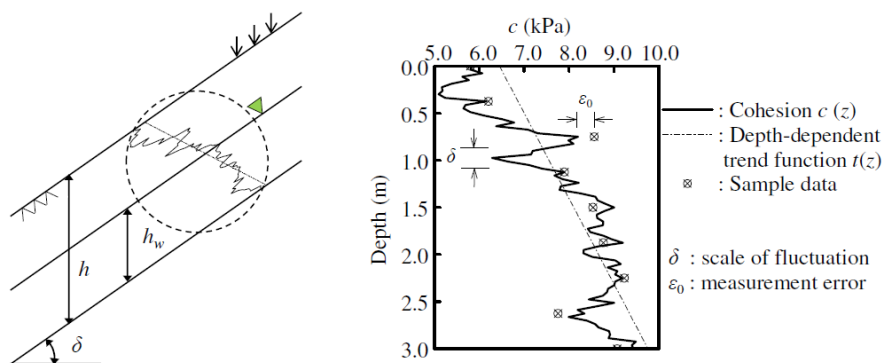


Figure 2.6 : Répartition de la cohésion en fonction de la profondeur (Juang et al., 2019).

2.4. Incertitude en géotechnique liée aux paramètres du sol

D'après (Phoon et Kulhawy, 1999 ; Kulhawy et Phoon, 2002 ; Juang et al., 2019...etc), la variabilité associée aux propriétés du sol peut être divisée en trois sources principales d'incertitudes géotechniques, qui sont d'abord, la variabilité inhérente du sol due à la continuité de la modification de la masse du sol sur le site résultant des processus géologiques et plusieurs autres facteurs mentionnés par Tang (1984), tels que les changements d'humidité et de l'histoire des contraintes antérieures. En deuxième, l'erreur de mesure due à des essais imparfaits. Elle découle principalement de trois sources, tels que l'erreur d'équipements, l'effet des essais aléatoires et erreurs procédurales de l'opérateur (Dasaka, 2005). Enfin, un modèle de transformation, les propriétés du sol sont estimées sur la base des mesures en terrain ou en laboratoire en utilisant des modèles de corrélation, dans ce cas l'erreur associée à la transformation, peut se produire ; cela conduit le troisième type qui est l'incertitude de transformation. Comme représenté dans la figure 2.7.

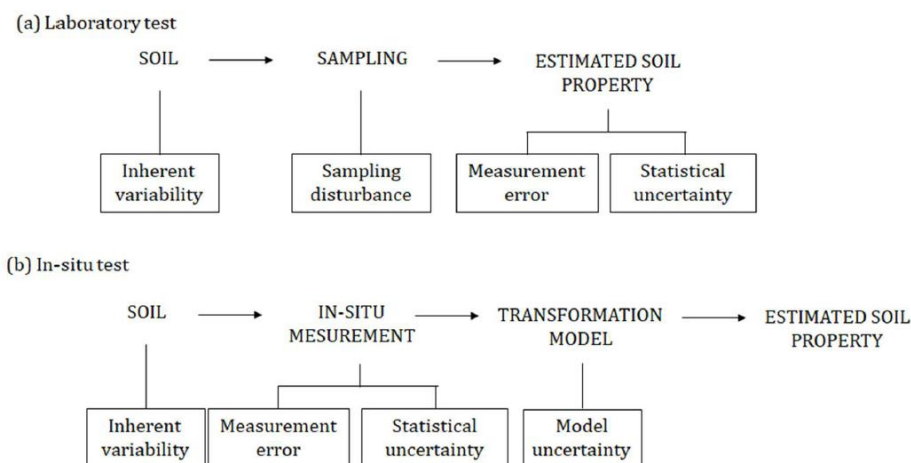


Figure 2.7 : Incertitudes dans les propriétés du sol (Kulhawy et Phoon, 2002).

2.5. Simulation Monte-Carlo

Pour les problèmes très complexes difficiles à résoudre analytiquement, la méthode de simulation de Monte Carlo (MC) a été adaptée. Selon Kayser et Gajan (2014), l'approche de simulation MC est une méthode simple compatible avec l'analyse des modèles numériques. Dans la méthode de simulation de Monte Carlo, de nombreuses valeurs engendrées aléatoirement sont produites pour des paramètres incertains de sorte que pour chaque combinaison unique de paramètres d'entrée, les performances du modèle sont calculées. Supposé que le nombre de paramètres d'entrée est (N) et que chaque paramètre d'entrée avait

(X) valeurs possibles, donc le nombre nécessaire de simulations pour l'approche de MC est (X^N) . Harr (1996) a noté que le nombre d'essais de Monte Carlo requis pour un niveau de confiance de 90% est d'environ 4500.

Pour l'analyse d'un problème par l'utilisation de la méthode Monte-Carlo, Jones et al. (2002) ont décrit les différentes étapes nécessaires en suivant l'ordre mentionné ci-dessous :

1. La détermination d'une solution déterministe du modèle traité
2. La sélection des distributions de probabilité adéquates des paramètres d'entrée du modèle traité
3. Par l'utilisation de chaque collection unique de paramètres d'entrée du modèle traité, les simulations Monte-Carlo sont exécutées.

2.6. L'analyse probabiliste

Afin de nombreuses raisons différentes, l'analyse probabiliste des incertitudes peut être appliquée, dans le détail ci-dessous, il existe plusieurs classes de méthodes qui prennent en compte les incertitudes à des objectifs différentes (Schweckendiek, 2006) :

- **Analyse d'incertitude** : pour objectif de décrire la distribution des solutions ou ces caractères fondamentaux de la réponse du système tels que l'écart type, la valeur moyenne, etc.
- **L'analyse de fiabilité** : à l'aide d'un critère de défaillance prédéterminé qui décrit les actions négatives, la fiabilité du système est analysée. Où, sous forme d'une probabilité de rupture ou bien un index de fiabilité β , le résultat est habituellement présenté.
- **Analyse de risque** : Ce type d'analyse prend en compte les conséquences susceptibles de certains évènements.
- **La conception probabiliste** : toutes les méthodes précédentes sont incluses dans ce type de conception probabiliste en compagnie d'un critère de conception économique.

2.7. Méthodes probabilistes pour l'analyse du système d'interaction sol-pieu

Dans le but d'étudier les problèmes des interactions entre le sol et la structure, l'analyse appuyée sur la fiabilité a été grandement utilisée, cette méthode a ensuite été préférée pour la conception et l'analyse fiabiliste des pieux. Dernièrement, un grand intérêt a été accordée à ce problème, de nombreux chercheurs ont considéré les paramètres incertains en tant que des

processus aléatoires et ont étudié l'influence de la variabilité spatiale de ces paramètres sur le déplacement des pieux ou sur leur capacité portant de pieu (Misra et Roberts, 2006 ; Haldar et Babu, 2008 ; Yáñez-Godoy et Elachachi, 2015 ; El Haj et al., 2019). Certaines de ces recherches ont étudié l'incertitude d'un seul paramètre (comme l'angle de frottement interne du sol, la cohésion (résistance au cisaillement), ou le module d'élasticité que ce soit de pieu ou de sol). D'autre part, de nombreux chercheurs ont essayé d'étudier les incertitudes de plusieurs paramètres qui ont été considérés comme des variables aléatoires simultanément (Tandjiria et al., 2000 ; Talukder et Lye, 2008 ; Hamrouni et al., 2017...etc.).

Su et al. (2019) ont présenté le tableau (2.1) qui résume un total de dix paramètres associés au système d'interaction sol-pieu qui sont considérés comme des variables aléatoires. Il a été noté que l'inclusion seuls des paramètres de matériau est due à :

1. Les paramètres des matériaux constituant les propriétés du sol, l'acier et du béton sont inévitablement soumises à l'incertitude (variabilité)
2. Le réglage des paramètres correspond au modèle de table vibrante donné sous l'entrée de base exacte, et donc, la variabilité de la configuration géométrique et la variabilité de l'entrée au sol ne sont pas inclus.

2.7.1. Etude probabiliste de la variabilité du système d'interaction sol-pieu

D'après Mission et al. (2011), les procédures de forage et de tarière donnent souvent des diamètres de forage sur la longueur qui sont variables, et la mise en place du béton et les inclusions de sol peuvent donner des sections non uniformes et un matériau de mauvaise qualité (Figure 2.8a). Le profil du sol peut avoir des nappes phréatiques fluctuantes et des profondeurs de couche variables dans l'espace (Figure 2.8b). Le système pieu-sol présente diverses incertitudes spatiales et une variabilité dans leurs propriétés matérielles et géométriques (Figure 2.8c-d).

Tandjiria et al. (2000) ont appliqué les méthodes de surface de réponse pour l'analyse de fiabilité du pieu chargé latéralement, où la rigidité en flexion du pieu $E_p I_p$ est une variable aléatoire pour représenter la variabilité sur la longueur d'un pieu, en plus des autres paramètres qui sont P_{ui} , K_i , α_p , α_k et H . Les variables aléatoires sont supposées normalement distribuées. Ils ont trouvé que la probabilité de rupture du pieu sous les modes de rupture, le déplacement et moment fléchissant est sensible à la charge latérale en tête de pieu H , P_{ui} , K_i et la rigidité en flexion des pieux $E_p I_p$ comme le montre la figure 2.9. Aussi,

ils ont noté que la probabilité de rupture augmente significativement lorsque le coefficient de variation de ces paramètres augmente. Cependant, la probabilité de rupture du pieu est insensible aux paramètres α_p et α_k .

Tableau 2.1 : Incertitudes dans les paramètres de modélisation pour le système SPSI (Su et al., 2019).

No.	Parameter	Distribution	Mean	COV (%)	References
1	Shear modulus of sand (G_s , MPa)	Lognormal	55	10	Nour et al. (2003) Andrade and Borja (2006)
2	Shear modulus of clay (G_c , MPa)	Lognormal	60		Kayser and Gajan (2014)
3	Friction angle of sand (ϕ_s , Degree)	Lognormal	29	10	Ching et al (2016)
4	Cohesion of clay (C_c , kPa)	Lognormal	20	10	Javankhoshdel and Bathurst (2014)
5	Permeability of sand (k_s , m/s)	Lognormal	1.0×10^{-4}	10	Elkateb et al. (2003)
6	Compressive strength of core concrete (f_{cc} , MPa)	Lognormal	12.7		Crespo-Minguillón et al. (1998)
7	Compressive strength of cover concrete (f_{cco} , MPa)	Lognormal	8.4	10	Biondini et al. (2004)
8	Crushing strength of core concrete (f_{ccr} , MPa)	Lognormal	10.2		
9	Yield strength of steel (f_y , MPa)	Lognormal	47	10	Kwon and Elnashai (2006)
10	Elastic modulus of steel (E_s , GPa)	Normal	206		Cardoso et al. (2008)

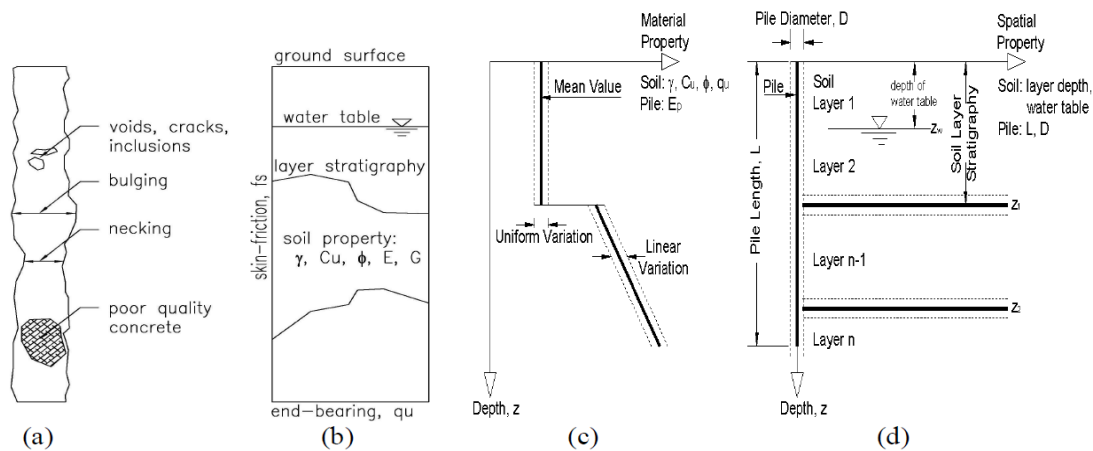


Figure 2.8 : (a) : Incertitudes des pieux coulés sur place ; (b) : Incertitudes du sol ; (c) : Variante de matériau ; (d) : Variation spatiale et géométrique dans un système pieu-sol. (Mission et al., 2011).

Talukder et Lye (2008) ont utilisé l'approche de Winkler pour modéliser le système sol-pieu en utilisant le logiciel d'analyse structurelle, ABAQUS, afin de prédire la réponse d'un pieu isolé sous chargement horizontal. Les paramètres de sol (k_h et P_u) et de pieu (E) sont considéré comme des variables aléatoires avec une distribution normale. Ils ont utilisé la simulation de Monte Carlo pour générer des courbes de de densité de probabilité PDF.

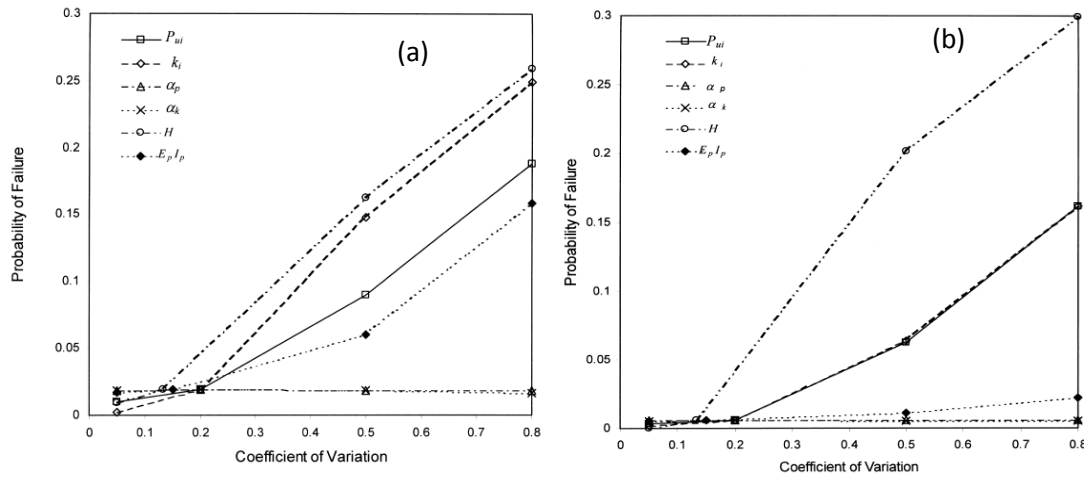


Figure 2.9 : Probabilité de défaillance du pieu par rapport au COV en mode de rupture : (a) : déplacement ; (b) : moment de flexion maximum (Tandjiria et al., 2000).

Ils ont démontré que la simulation de Monte Carlo en combinaison avec la méthode des éléments finis est une technique peu coûteuse en termes de calculs pour analyser l'effet de l'incertitude des paramètres (k_h , P_u et E) dans le système d'interaction sol-pieu sur la réponse des fondations sur pieu.

Kim et Mission (2011) ont appliqué une analyse probabiliste basée sur la méthode des éléments finis stochastiques (SFEM) et la simulation de Monte Carlo (MCS) pour évaluer les facteurs économiques de la sécurité pour la conception géotechnique de la capacité de charge axiale du pieu, En prenant en compte la variabilité matérielle et spatiale des propriétés du sol et pieu, dans laquelle chacune des variables aléatoires est décrite par sa valeur moyenne μ et son écart type σ . Ils ont trouvé que diverses sources d'incertitude et la variabilité matérielle et spatiale des propriétés du sol et pieu produisent des variations dans la réponse et la capacité de tassement de la charge axiale.

Tenant compte des diverses incertitudes spatiales, structurelles et géotechniques du matériau et de la géométrie du pieu-sol, Mission et al. (2011) ont présenté un modèle analytique probabiliste d'une fondation sur pieux basée sur la méthode des éléments finis stochastiques (SFEM) et la technique de simulation de Monte Carlo (MCS). Ils ont noté que la méthode d'analyse de pieux SFEM-MCS offre des facteurs de sécurité réduits qui peuvent encore être plus réalisables pour une utilisation dans la conception des pieux.

Farag (2014) a réalisé une analyse probabiliste afin de déterminer la fiabilité d'un pieu soumis à un étalement latéral par un schéma de surface de réponse amélioré intégré à un

modèle d'éléments finis 3D pseudo statique, sachant que le modèle EF élastoplastique 3D prend en compte les non-linéarités géométriques et du sol, tandis que la formulation de la surface de réponse prend en compte les incertitudes de la géométrie, de la charge, des matériaux et du modèle pris en considération. Ils ont constaté que les variables aléatoires les plus influentes sont respectivement le déplacement latéral et le rayon du pieu (tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Analyse de fiabilité (Frag, 2014).

Drift limit state		Flexural limit state	
Variables	Sensitivity, $\alpha(X_i)$	Variables	$\alpha(X_i)$
D_h	-0.853	r	-0.653
α_u	-0.365	D_h	-0.449
r	-0.357	M_u	0.436
E_1	-0.054	E_p	-0.234
E_2	0.087	E_1	-0.134
		E_2	-0.104
		ν_2	-0.063
β -index	5.165	β -index	-1.549
P_f	1.21×10^{-7}	P_f	0.94452

2.7.2. Etude probabiliste de la variabilité des paramètres d'interface

Misra et Roberts (2006) ont utilisé la méthode de simulation de Monte Carlo pour effectuer l'analyse probabiliste de déplacement-charge, dans lequel les propriétés de l'interface sol-pieu (k et τ_u) ont été supposées être des variables aléatoires et ont été caractérisées par la fonction de distribution de probabilité log-normale. Ils ont noté que l'utilisation d'une approche de conception probabiliste et la définition des propriétés de l'interface sol-pieu en termes des variables aléatoires fournissent une méthode robuste pour déterminer la rupture à l'état limite de service.

Haldar et Babu (2008) ont réalisé une étude sur des pieux supportant un pont routier encastrés dans du sable fin et limoneux moyennement dense afin d'estimer la variabilité des paramètres d'interface sol-pieu et de la capacité ultime pour une conception basée sur la fiabilité, avec les paramètres d'interface K , t_u et E_s sont considérés comme variables aléatoires et supposés suivre une distribution log-normale. Ils ont noté que bien que les pieux aient la même géométrie et soient testés sur le même site, les courbes charge-déplacement rapportées sont différentes comme le montre dans la figure 2.10; Les auteurs ont attribué cela au caractère aléatoire des propriétés de l'interface sol-pieu.

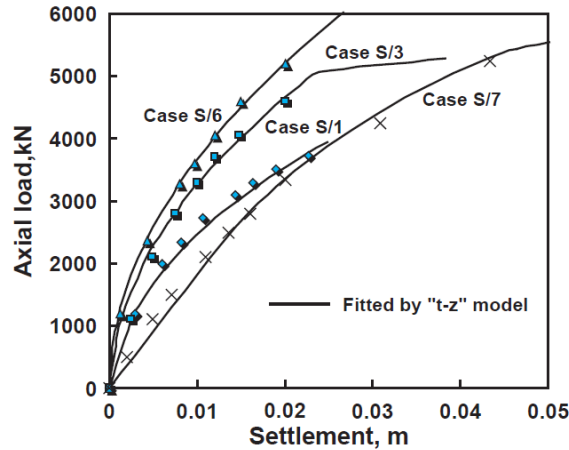


Figure 2.10 : courbes charge-déplacement (Haldar et Babu, 2008).

2.7.3. Etude probabiliste de la variabilité des paramètres du sol

Haldar et Babu (2008) ont présenté une étude sur la capacité admissible d'un pieu chargé latéralement noyé dans une argile non drainée présentant une variation spatiale des propriétés de résistance, où la résistance au cisaillement non drainé est considérée comme une variable aléatoire et le sol est modélisé comme un champ aléatoire homogène bidimensionnel non gaussien à l'aide de la technique de décomposition de Cholesky. L'approche de simulation de Monte Carlo est combinée à une analyse par différences finies. Ils ont noté que la charge moyenne admissible résultante correspondant à une déviation latérale donnée pour des sols variant dans l'espace, $\mu Q_{a\text{ lat}}$ est bien inférieure à la valeur correspondante pour des sols homogènes $Q_{a\text{ lat}}^{\text{det}}$ (figure 2.11).

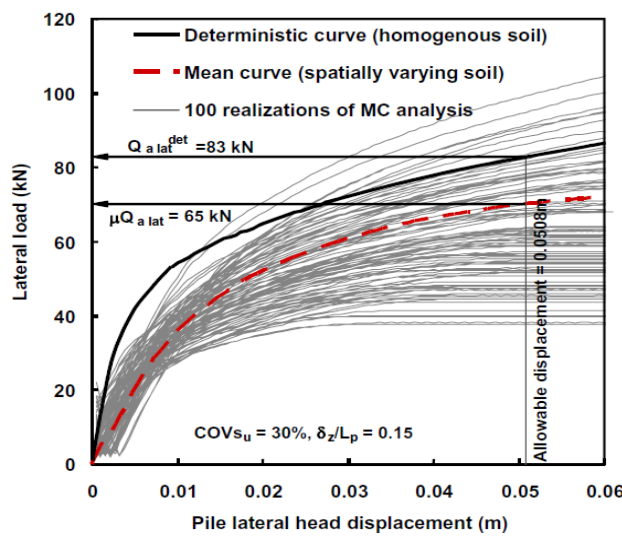


Figure 2.11 : Courbes de déplacement-charge pour sol homogène et sol spatialement varié pour $COV_{s_u} = 30\%$ et $\delta_z/L_p = 0,15$ (Haldar et Babu, 2008).

Yáñez-Godoy et Elachachi (2015) ont présenté les effets de la variabilité du sol sur les pieux afin d'étudier son comportement global, où le seul paramètre géotechnique variable considéré dans l'analyse probabiliste est l'angle de frottement (φ'). Ils ont montré que l'effet des hétérogénéités spatiales du sol ouvre de nouvelles possibilités d'avancer dans les recherches sur les aspects longitudinaux qui pourraient impacter des éléments structuraux sensibles.

Hamrouni et al. (2017) ont réalisé une étude de fiabilité d'une plate-forme en terre améliorée par pieux à l'état limite de service où les paramètres incertains du sol (E , φ et ν) ont été modélisés par des variables aléatoires. Les auteurs ont calculé l'indice de fiabilité pour deux cas, la première où seuls les paramètres géomécaniques du sable argileux ont été considérés comme des variables aléatoires et la seconde où les paramètres du sable argileux et de la plate-forme terrestre ont été pris en compte. Ils ont trouvé que l'hypothèse qui consiste à ne considérer qu'une seule couche lors de la génération des variables aléatoires conduit à un niveau de sécurité surestimé, et donc, à une conception sous-dimensionnée. Ils ont recommandé de considérer toutes les couches afin d'obtenir des résultats plus réalistes comme présenté dans la (figure 2.12).

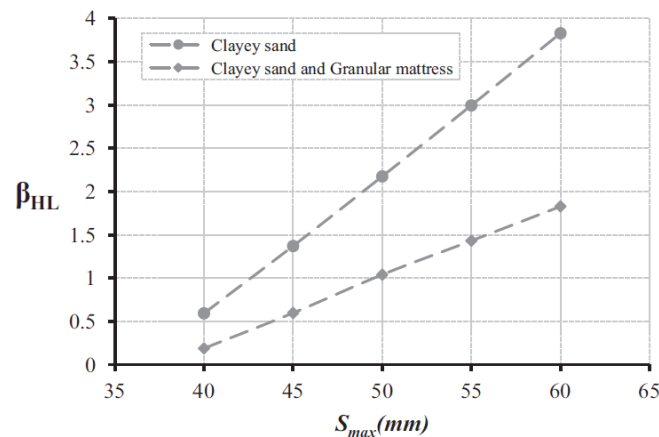


Figure 2.12 : Indice de fiabilité des déplacement-non normales variables (Hamrouni et al., 2017).

El Haj et al. (2019) ont réalisé une analyse probabiliste à l'état limite de service SLS pour une fondation monopieu de grand diamètre encastrée dans une argile variant dans l'espace, où la cohésion du sol non drainé a été considérée comme un champ aléatoire caractérisée par une distribution log-normale et le module de Young du sol non drainé a été supposé être lié linéairement à la cohésion du sol non drainé ($E_u = K_c \times c_u$) ; Ainsi, le

module d'Young du sol a été implicitement considéré comme un champ aléatoire ayant la même distribution que la cohésion non drainée du sol. Ils ont noté que la distribution de la cohésion du sol non drainé suit une tendance quasi opposée à la distribution du déplacement du sol comme le montre la (figure 2.13).

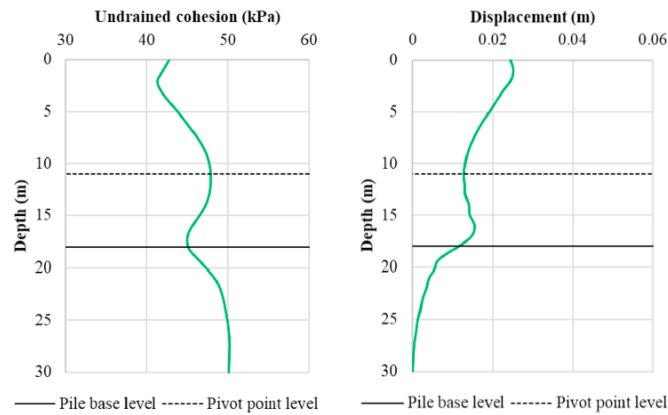


Figure 2.13 : Distributions de la cohésion non drainée (à gauche) et du déplacement du sol (à droite) pour la réalisation critique (El Haj et al., 2019).

2.9. Conclusion

Il est courant que l'analyse du comportement d'un système d'interaction sol-pieu se base sur des méthodes déterministes, où le facteur de sécurité est utilisé pour remplacer l'incertitude des paramètres du sol ou du pieu. Cependant, afin de prendre en compte ces incertitudes, de nombreux chercheurs adoptent une approche probabiliste.

Les méthodes probabilistes présentent l'avantage de fournir la réponse d'un système d'interaction sous la forme d'une courbe de probabilité de rupture ou d'un indice de fiabilité, plutôt qu'une seule valeur. Selon les résultats de la littérature, l'approche déterministe surestime la charge admissible. En effet, la charge moyenne admissible obtenue par l'approche probabiliste est toujours inférieure à celle déterminée par l'approche déterministe. Les diverses sources d'incertitude et la variabilité spatiale et matérielle des propriétés du système d'interaction sol-pieu entraînent des variations dans sa réponse.

Dans le cadre de cette thèse, nous étudions un cas qui n'a pas été abordé dans la littérature, à savoir l'étude probabiliste de la capacité portante d'un système d'interaction sol-pieu en utilisant une section transversale pour évaluer la relation entre les facteurs d'adhérence à l'interface sol-pieu et le facteur de capacité portante.

Chapitre 3 : Etude numérique déterministe du système d'interaction sol-pieu sous chargement cyclique

3.1 Introduction

La simulation numérique de l'interaction sol-structure sous l'effet d'un chargement cyclique est un problème très complexe qui nécessite un outil numérique approprié et bien adapté. Dans ce chapitre, nous avons utilisé le logiciel de calcul Plaxis 2D qui est un outil adopté pour l'analyse non linéaire et permet de simuler l'interaction entre le sol et la structure.

On présente les principes du logiciel Plaxis 2D utilisés pour réaliser les simulations numériques, les différents modèles du comportement ainsi que les types d'analyse utilisés. En plus, à la fin de ce chapitre, les résultats d'une étude déterministe sont présentés pour un essai triaxial sous chargement monotone et cyclique, ainsi que pour le cas d'un pieu isolé en chambre d'étalonnage chargée par une force axiale cyclique.

3.2 Présentation du logiciel Plaxis 2D

Le logiciel Plaxis 2D a été sélectionné pour réaliser la modélisation numérique d'un problème d'interaction entre le sol et le pieu. Plaxis 2D est un logiciel de calcul par éléments finis destiné à l'analyse bidimensionnelle, il est développé pour l'analyse du comportement linéaire ou non linéaire du sol et les problèmes de la géotechnique qui dépendent du temps. Bien qu'il partage quelques fonctionnalités avec le reste des logiciels des éléments finis, il offre également les fonctionnalités suivantes :

- Obtenir les contraintes et les déplacements au niveau de l'élément interface pour la faciliter de l'interprétation du résultat

- Effectuer une analyse dynamique pour étudier l'effet des vibrations (naturel comme le séisme ou d'origine humaine comme le mouvement des véhicules) qui se produisent dans le sol
- Effectuer une analyse de consolidation.

On va présenter suivant Plaxis 2D (2012) quelques notions concernant le module dynamique et quelques types des modèles de comportement existant dans Plaxis 2D.

3.2.1 Les modèles de comportement

Les modèles de comportement mécanique des matériaux caractérisés par des équations mathématiques relatant les contraintes et les déformations de différents degrés de complexité, plus ou moins sophistiqués, selon le nombre de paramètres d'entrée trouvés dans les formules de ces modèles de comportement.

3.2.1.1. Modèle linéaire élastique (LE)

Le modèle linéaire élastique est basé sur la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire isotrope. En Plaxis 2D, la loi de Hooke est donnée par l'équation :

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{\underline{M}} \underline{\dot{\varepsilon}} \quad (3.1)$$

Où $\underline{\dot{\sigma}}'$ et $\underline{\dot{\varepsilon}}$ sont des incréments infinitésimaux de contrainte effective et de déformation respectivement, et $\underline{\underline{M}}$ représente la matrice de rigidité du matériau.

Deux paramètres sont utilisés dans ce modèle, le module de Young, E, et le coefficient de poisson, ν . Selon la loi de Hooke, la relation entre le module de Young et d'autres modules de rigidité est donné par :

Le module de cisaillement G, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (3.2)

Le module de gonflement K, $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ (3.3)

Le module œdométrique $E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$ (3.4)

Dans la plupart des problèmes géotechnique, on considère que le sol se comporte de manière non linéaire, ce qui rend l'utilisation de ce modèle pour simuler le comportement d'un sol très limité. Cette loi élastique linéaire est utilisée comme un modèle de comportement pour les éléments des structures rigides et non poreux pour éliminer les

pressions interstitielles de ces éléments structuraux, qu'elles soient en béton ou en métal, placées en interaction avec le sol (pieu, fondation superficielle, ...)

3.2.1.2. Modèle Mohr-coulomb (MC)

Le modèle Mohr-Coulomb est une loi de comportement linéaire élastique parfaitement plastique sans écrouissage. La théorie de l'élastoplasticité est basée sur la décomposition du taux de déformation en deux parties :

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p \quad (3.5)$$

Où $\underline{\dot{\epsilon}}$ est les taux de déformation totale, $\underline{\dot{\epsilon}}^e$ est les taux de déformation élastiques et $\underline{\dot{\epsilon}}^p$ est le taux de déformation plastiques.

La loi de Hooke relie les taux de contrainte aux taux de déformation élastique avec une relation de type :

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (3.6)$$

Où $\underline{\underline{D}}^e$ est la matrice de rigidité du matériau élastique.

Pour les fonctions d'écoulement de type Mohr-Coulomb, la théorie de la plasticité conduit à une surestimation de la dilatance. Pour cette raison, en plus de la fonction d'écoulement f , une fonction de potentiel plastique g est introduite. Le taux de déformation plastique est généralement spécifié avec une relation de type :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (3.7)$$

Où λ est un multiplicateur plastique ;

Pour un comportement purement élastique :

$$\lambda = 0 \quad \text{pour} \quad f < 0 \quad \text{et} : \quad \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\epsilon}} \leq 0 \quad (3.8)$$

Pour un comportement plastique :

$$\lambda > 0 \quad \text{pour} \quad f = 0 \quad \text{et} : \quad \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\epsilon}} > 0 \quad (3.9)$$

La théorie de la plasticité est limitée aux surfaces d'écoulement lisses, alors que le modèle Mohr-Coulomb couvre un contour d'écoulement multi-surface. Pour une telle surface d'écoulement, la théorie de la plasticité a été étendue par Koiter en 1960 pour tenir compte des sommets d'écoulement impliquant deux fonctions potentielles plastiques ou plus :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma}'} + \dots \quad (3.10)$$

Pour le modèle Mohr-Coulomb, une rigidité constante est considérée pour chaque couche de sol, ce qui rend l'utilisation de ce modèle appropriée pour une analyse préliminaire dans la plupart des problèmes géotechniques, car cela permet d'obtenir une première impression des déformations tout en économisant du temps de calcul grâce à la rigidité constante. Cette loi élastique linéaire parfaitement plastique est utilisée comme une approximation de premier ordre du comportement du sol et de la roche. Cinq paramètres caractérisent ce modèle, à savoir la cohésion C_u , le coefficient de Poisson ν , le module de Young E , l'angle de dilatance du sol ψ et l'angle de frottement interne du sol φ .

3.2.1.3. Modèle élastoplastique avec écrouissage (Hardening soil model HSM)

Le modèle HSM est un modèle hyperbolique de type élastoplastique avec écrouissage, il est utilisé pour simuler le comportement de différents types de sols les sables, les graviers et les sols plus mous tels que les argiles et les limons. Ce modèle dépend de l'utilisation de la courbe de contrainte-déformation hyperbolique comme indiqué dans la figure 3.1. Cette loi contient deux types d'écrouissage. Le premier type est l'écrouissage par cisaillement utilisé pour modéliser les déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. Le deuxième type est l'écrouissage par compression, utilisé pour simuler un compactage irréversible du sol sous compression primaire. Il est également utilisé pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues à la compression primaire dans le chargement oedométrique et le chargement isotrope. En plus des paramètres de rupture tels que dans le modèle Mohr-Coulomb (c , φ et ψ), le modèle HSM contient deux autres types de paramètres qui sont indiqués dans le tableau 3.1.

Contrairement au modèle de MC, qui considère que la rigidité est constante, le modèle HSM considère que la rigidité dépend du niveau de contrainte, il est donc nécessaire d'estimer les niveaux de contrainte dans le sol et d'utiliser ceux-ci pour obtenir des valeurs appropriées de rigidité.

Le modèle de sol HSM est caractérisé par la dépendance à la contrainte de la rigidité du sol. Pour les conditions œdométriques de contrainte et de déformation :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(-\frac{\sigma_1'}{p_{ref}'} \right)^m \quad (3.11)$$

Dans le cas des sols mous :

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad \text{avec :} \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e_0)} \quad (3.12)$$

Où p^{ref} est une pression de référence, λ^* est un indice de compression modifié et λ est un indice de compression standard.

Tableau 3.1 : Les deux autres types des paramètres du modèle HSM.

Les paramètres de base pour la rigidité du sol		Les paramètres avancés	
E_{50}^{ref}	La rigidité sécante dans un essai triaxial drainé	ν_{ur}	Le coefficient de Poisson pour le déchargement-rechargement
E_{oed}^{ref}	La rigidité tangente pour le chargement de l'œdomètre primaire	p^{ref}	La contrainte de référence pour les rigidités
E_{ur}^{ref}	La rigidité de déchargement/rechargement (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$).	k_0^{nc}	k_0 –valeur pour la consolidation normale
m	La puissance pour la dépendance au niveau de contrainte de la rigidité	R_f	Le coefficient à la rupture
		$\sigma_{tension}$	La résistance à la traction
		$c_{increment}$	La valeur de l'augmentation de la cohésion par unité de profondeur.

Plaxis recommande d'utiliser les valeurs par défaut pour les paramètres avancés :

$$\nu_{ur} = 0.2$$

$$R_f = 0.9$$

$$p^{ref} = 100 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{tension} = 0 \text{KN/m}^2$$

$$k_0^{nc} = 1 - \sin\phi$$

$$c_{increment} = 0 \text{KN/m}^3$$

Le module de déchargement-rechargement se rapporte à l'indice de gonflement modifié k^* ou à l'indice de gonflement Cam Clay standard k :

$$E_{ur}^{ref} = \frac{3p^{ref}(1-2\nu_{ur})}{k^*} \quad \text{avec :} \quad k^* = \frac{k}{(1+e_0)} \quad (3.13)$$

Pour les essais triaxiaux drainés :

Dans ce cas, ces tests tendent à produire des courbes illustrées à la figure 3.1 qui peuvent être décrites par une relation hyperbolique entre la déformation verticale ε_1 et la contrainte déviatorique q :

- Pour $q < q_f$:
$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1-q/q_a} \quad (3.14)$$

Où :

q_f est la contrainte déviatorique ultime dérivée du critère de défaillance du Mohr-coulomb, qui implique les paramètres de résistance c et φ :

$$q_f = (c \cot\varphi - \sigma'_3) \frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad (3.15)$$

q_a est la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement : $\frac{q_f}{R_f}$ avec $R_f = 0.9$ représente le taux de défaillance

E_i est la rigidité initiale : $E_i = \frac{2E_{50}}{2-R_f}$ avec E_{50} est le module de rigidité donné par l'équation :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad (3.16)$$

Où E_{50}^{ref} est le module de rigidité de référence correspondant à la pression de confinement de référence p^{ref} .

- Pour $q = q_f$: le critère de défaillance est satisfait.

Pour le déchargement et le rechargement des chemins de contrainte, un autre module de rigidité est utilisé :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos\varphi - \sigma'_3 \sin\varphi}{c \cos\varphi + p^{ref} \sin\varphi} \right)^m \quad (3.17)$$

Où E_{ur}^{ref} est le module de Young de référence pour le déchargement et le rechargement, correspondant à la pression de référence p^{ref} .

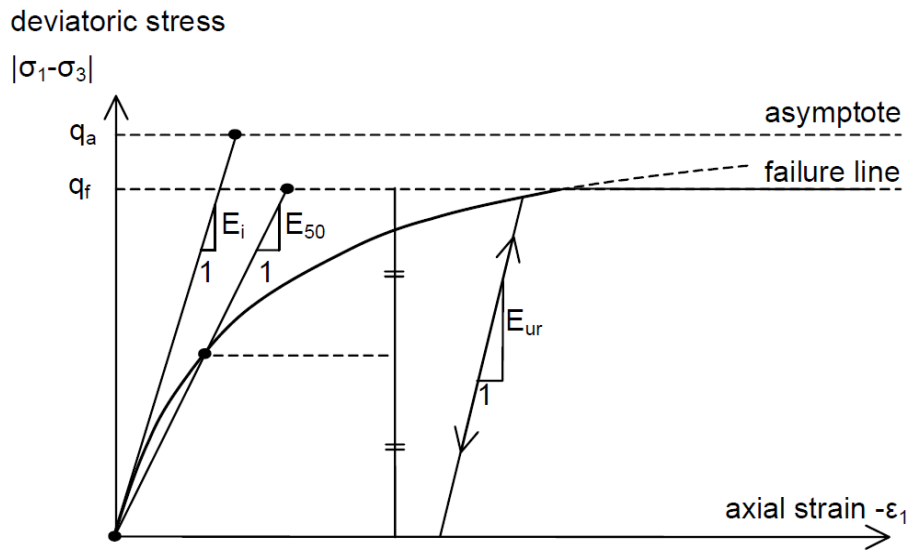


Figure 3.1 : Relation contrainte-déformation hyperbolique en chargement primaire pour un essai triaxial drainé (Plaxis 2D, 2012).

Concernant les surfaces d'écoulement, la zone de cisaillement et l'écoulement de la coiffe ont la forme hexagonale du critère de rupture classique du Mohr-coulomb comme montré dans les figures 3.2a et 3.2b qui représentent respectivement les lignes d'élasticité simples et les surface d'élasticité dans l'espace de contrainte principal. Le locus de cisaillement peut s'étendre jusqu'à la surface de rupture de Mohr-coulomb ultime et la surface d'écoulement de la coiffe s'élargit en fonction de la contrainte de pré-consolidation.

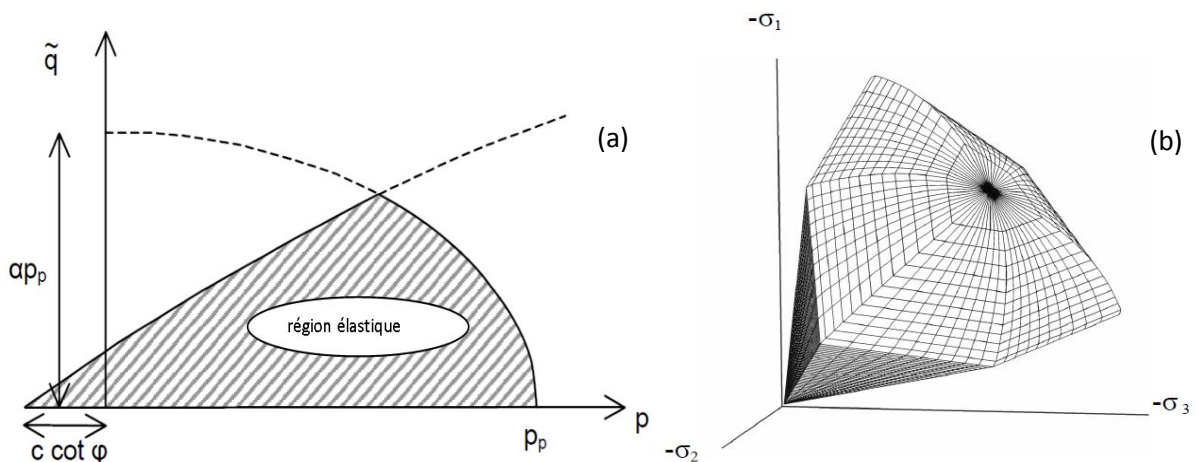


Figure 3.2 : Les surfaces d'écoulement du modèle HSM : (a) dans le plan $p - \tilde{q}$, (b) dans l'espace de contrainte principal (Plaxis 2D, 2012).

3.2.2. Les types d'analyse utilisés

Selon le type de chargement, Plaxis 2D permet d'utiliser deux types d'analyse. Le premier type est l'analyse plastique utilisée dans le cas d'un chargement statique, et le deuxième type est l'analyse dynamique utilisée dans le cas d'un chargement dynamique.

3.2.2.1. Le module dynamique

L'équation de base du mouvement dépendant du temps d'un volume sous l'influence du chargement dynamique c'est :

$$\underline{\underline{M}} \underline{\underline{\ddot{u}}} + \underline{\underline{C}} \underline{\underline{\dot{u}}} + \underline{\underline{K}} \underline{\underline{u}} = \underline{\underline{F}} \quad (3.18)$$

Avec :

M : matrice de masse.

C : matrice d'amortissement.

K : matrice de rigidité.

F : vecteur de charge

u : vecteur de déplacement,

\dot{u} : vitesse,

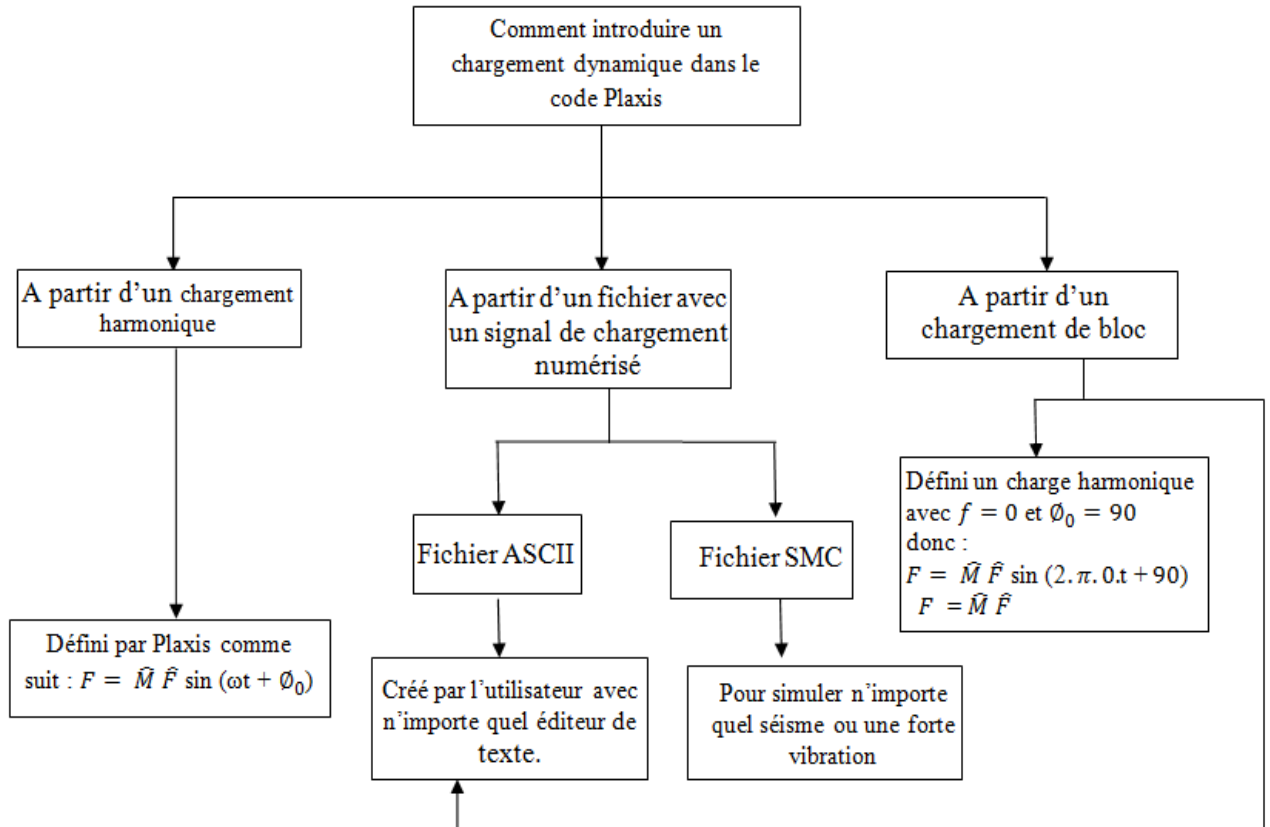
\ddot{u} : accélération

La matrice M représente une matrice de masse de chacun des matériaux suivants : sol, l'eau et d'autre constructions existantes. Dans l'organigramme ci-dessous, les trois manières approuvées par Plaxis pour l'introduction d'un chargement dynamique.

3.3. L'essai triaxial sous chargement monotone et cyclique

Afin de déterminer la loi de comportement la plus appropriée pour le calcul sous chargement cyclique, la simulation de l'essai triaxial sous chargement monotone et cyclique a été choisie. En utilisant les deux modèles élastoplastique avec écrouissage HSM et le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

Le modèle géométrique proposé est un échantillon de sable de dimensions d'unité $1 \times 1 \text{m}^2$ ce qui représente un quart d'échantillon. Les conditions aux limites caractérisées par le côté supérieur et droit sont libres ; Le côté gauche et la partie inférieure correspondant aux axes de symétrie sont fixes.



3.3.1. Procédure de la modélisation numérique

Afin de simuler cet essai sous chargement monotone, pour la première phase, on applique un confinement de contrainte isotrope (σ_3) notée A et B de 100 KPa sur les deux côtés libres c'est-à-dire dans le sens vertical et horizontal respectivement. Pour la deuxième phase, on applique seulement un chargement vertical monotone croissant jusqu'à la rupture, alors que le chargement horizontal (B) reste constant (figure 3.3a).

Afin de simuler cet essai sous chargement cyclique, pour la première phase, on applique un confinement de contrainte isotrope (σ_3) notée B de 100 KPa sur les deux côtés libres. Pour la deuxième phase, nous ajoutons une contrainte verticale cyclique (σ_1) notée A pendant que la contrainte horizontale est maintenue constante comme représentée dans la figure 3.3b et la figure 3.4.

Afin de définir la contrainte verticale cyclique dans logiciel Plaxis 2D, une fonction sinusoïdale de chargement est calculée à l'aide d'un programme Excel, puis il est implémenté dans logiciel Plaxis 2D. Cela se fait en suivant les étapes présentées dans le tableau 3.2. Le maillage est constitué d'éléments triangulaires à 15 nœuds. La figure 3.5 représente le maillage du modèle sous chargement cyclique et monotone.

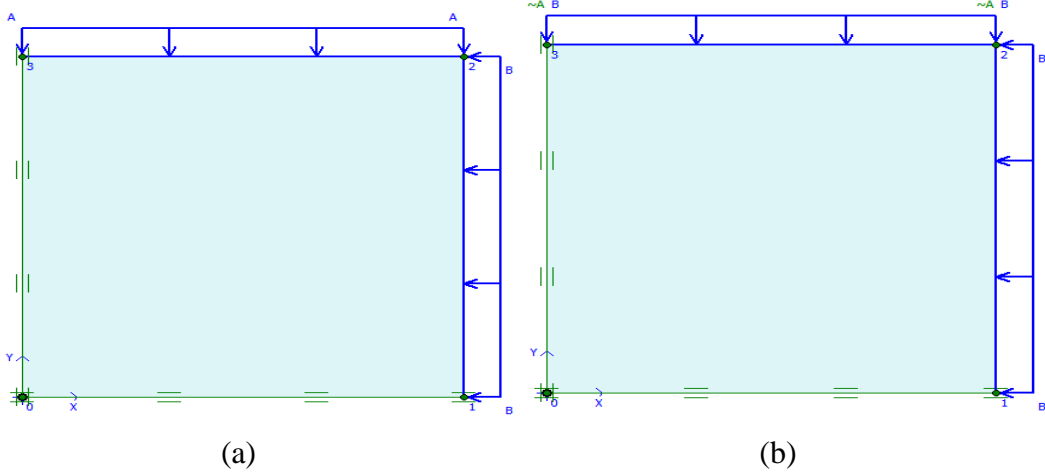


Figure 3.3 : Modèle géométrique de l'essai triaxial : (a) sous chargement monotonique ; (b) : sous chargement cyclique.

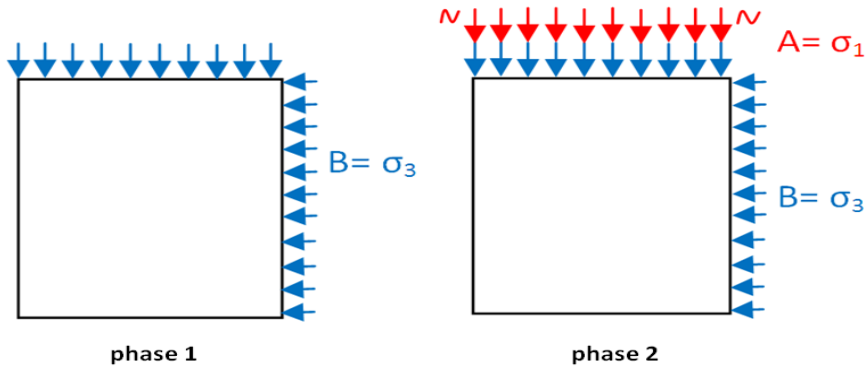


Figure 3.4 : Procédure de chargement cyclique du modèle.

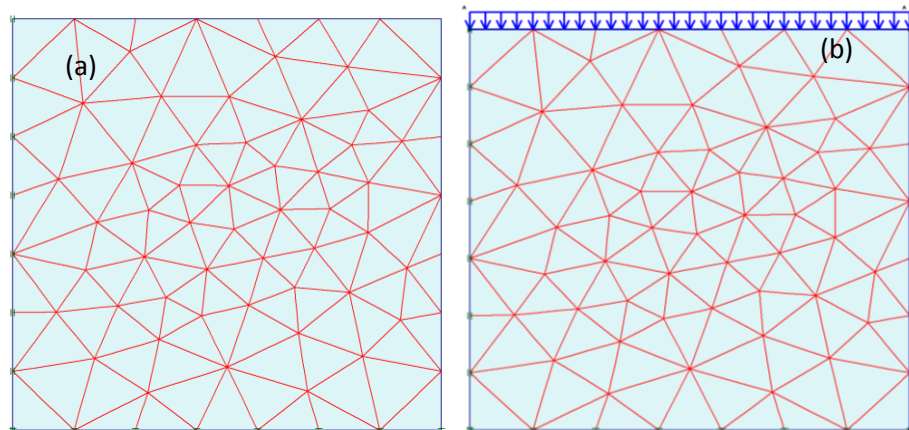
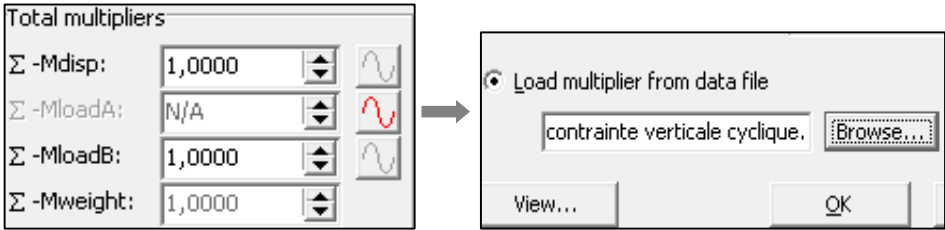
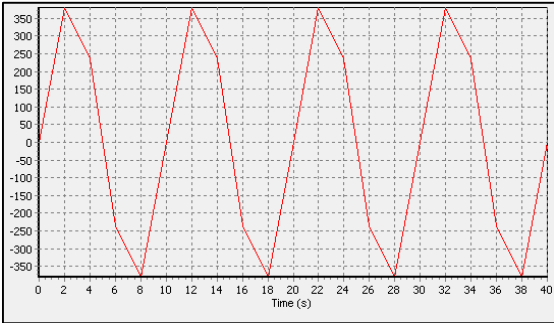


Figure 3.5 : Maillage du modèle : (a) sous chargement monotone ; (b) : sous chargement cyclique.

Tableau 3.2 : Comment le logiciel Plaxis reconnaît un chargement cyclique

Comment le logiciel Plaxis reconnaît un chargement cyclique ?		
<p>1^{er} étape</p>	<p>calcul d'une fonction sinusoïdale du chargement en fonction de temps.</p>	<p>En utilisant la formule suivante :</p> $\sigma(t) = A \cdot \sin(\omega \cdot t)$ <p>tandis que :</p> <p>A : l'amplitude du signal, ω : la pulsation du signal, calculé selon la formule suivant :</p> $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f \text{ en rad} \cdot \text{s}^{-1}$ <p>f : la fréquence égal à : $f \text{ (en HZ)} = \frac{1}{T(\text{en s})}$ où T est la période.</p>
<p>2^{ème} étape</p>	<p>insertion de la fonction de chargement.</p>	<p>Après la sélection du type de chargement (déplacement, charge ou poids), une fenêtre s'affiche pour l'insertion de la fonction de chargement</p>  <p>The screenshot shows a 'Total multipliers' panel with four rows: Σ -Mdisp: 1,0000; Σ -MloadA: N/A; Σ -MloadB: 1,0000; Σ -Mweight: 1,0000. Each row has a small waveform icon. An arrow points to a dialog box titled 'Load multiplier from data file' with the text 'contrainte verticale cyclique.' and a 'Browse...' button. There are 'View...' and 'OK' buttons at the bottom of the dialog.</p>
<p>La fonction sinusoïdale du chargement après sa lecture par Plaxis 2D :</p>  <p>The graph shows a sinusoidal wave on a grid. The x-axis is labeled 'Time (s)' and ranges from 0 to 40 with major ticks every 2 units. The y-axis ranges from -350 to 350 with major ticks every 50 units. The wave starts at (0,0), reaches a peak of approximately 350 at t=2s, crosses the x-axis at t=4s, reaches a trough of approximately -350 at t=6s, and repeats this cycle every 4 seconds.</p>		

Les deux tableaux 3.3 et 3.4 donnent les valeurs des paramètres de calcul du sable pour les deux modèles de comportement considérés HSM et Mohr-Coulomb respectivement.

3.3.2. Résultats et discussion

Afin de déterminer la loi de comportement appropriée entre les deux modèles élastoplastiques avec écrouissage HSM et Mohr-Coulomb MC pour réaliser l'étude sous chargement cyclique, les résultats de la simulation d'essais triaxiaux sont présentés et discutés.

Tableau 3.3 : Les caractéristiques mécaniques de sable pour le modèle HSM (Chogueur et al., 2018).

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module sécant	E_{50}^{ref}	18000	KN/m ²
Module de déchargement	E_{ur}^{ref}	18000	KN/m ²
Module œdométrique	E_{oed}^{ref}	54000	KN/m ²
Cohésion	c_{ref}	0	KN/m ²
Angle de frottement interne	φ	39,4	°
Angle de dilatance	ψ	16,7	°
Coefficient de poisson	ν_{ur}	0,2	-
Puissance	m	0,50	-
Coefficient de poussée de terre	k_0^{nc}	0,365	-
Coefficient à la rupture	R_f	0,9	-

Tableau 3.4 : Les caractéristiques mécaniques de sable pour le modèle MC (Chogueur et al., 2018).

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module de Young	E_{ref}	10000	KN/m ²
Cohésion	c_{ref}	0	KN/m ²
Angle de frottement interne	φ	39,4	°
Angle de dilatance	ψ	16,7	°
Coefficient de poisson	ν	0,2	-

La figure 3.6 montre une comparaison des résultats de simulation de l'essai triaxial pour le modèle MC et le modèle HSM sous un chargement monotone. On note que les deux modèles de comportement donnent des résultats convergents dans les figures 3.6b et 3.6c. Tandis que dans la figure 3.6a les résultats ne sont pas bien concordants.

La figure 3.7 montre les résultats de simulation numérique de l'essai triaxial sous chargement cyclique et monotone comparé avec les résultats de *Soil Test* qui est une option fournie par Plaxis, permet de simuler de nombreux tests de sol (triaxial, oedométrique...etc.) à partir des paramètres de sol uniquement sans besoin de terminer la modélisation et de spécifier le type de chargement. On note que pour un chargement monotone, la contrainte augmente progressivement dans le cas du modèle HSM alors qu'il reste constant après avoir augmenté au début du chargement dans le cas du modèle MC. On peut également noter que pour un chargement cyclique, la contrainte augmente progressivement avec le nombre de cycles N dans le cas du modèle HSM comme indiqué par la ligne pointillée rouge dans la figure 3.7a. Tandis que la contrainte reste constante même avec l'augmentation du nombre de cycles dans le cas du modèle MC comme indiqué par la ligne pointillée rouge dans la figure 3.7b.

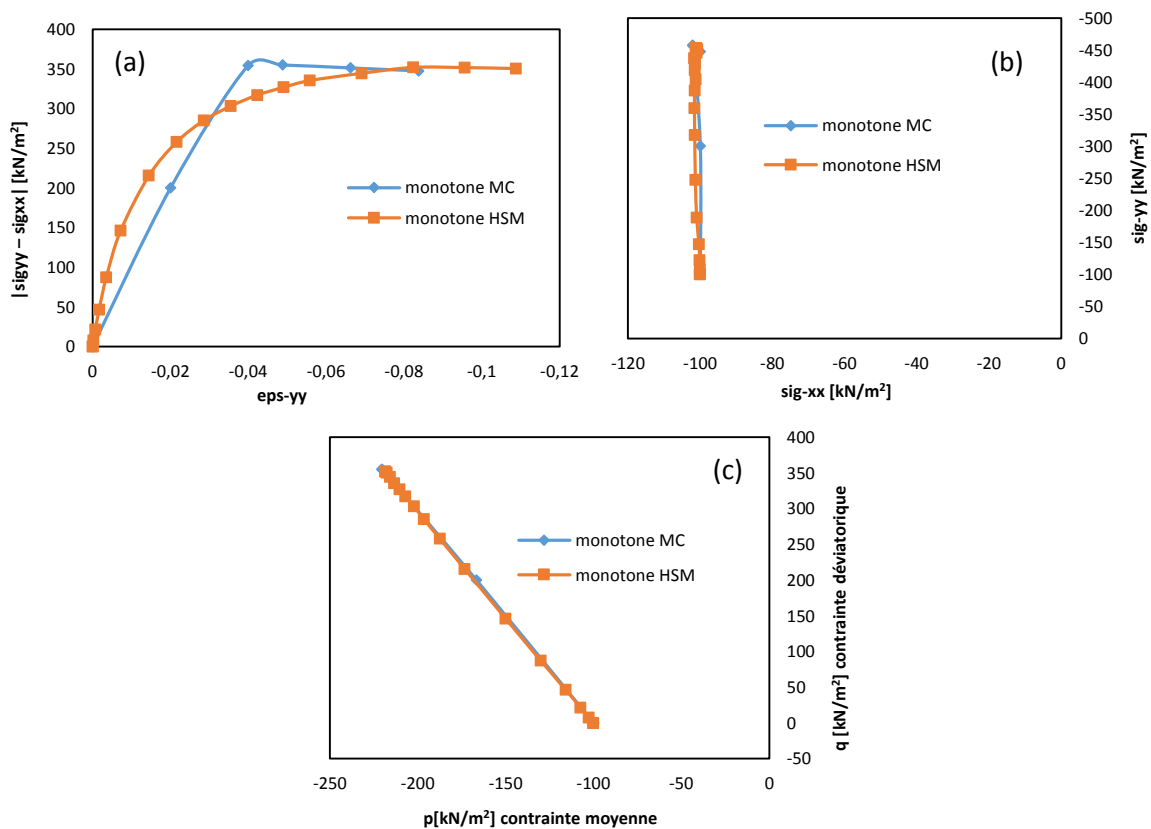


Figure 3.6 : Comparaison entre le modèle MC et HSM sous chargement monotone.

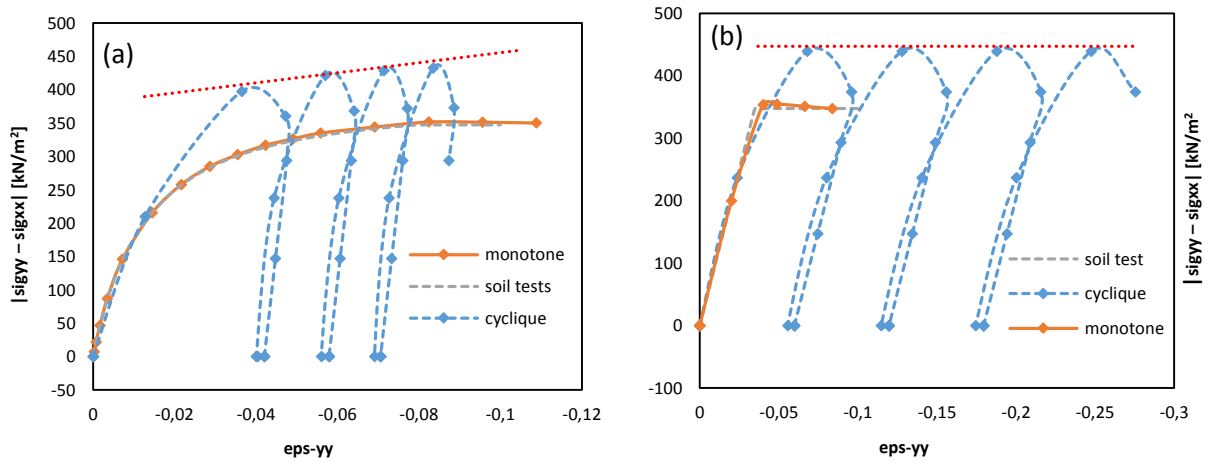


Figure 3.7 : Simulation de l'essai triaxial drainé pour : (a) : le modèle HSM. (b) : le modèle MC.

La figure 3.8 montre une comparaison des résultats de simulation de l'essai triaxial pour le modèle MC et le modèle HSM sous un chargement cyclique. On peut observer que les deux modèles de comportement donnent des résultats qui ne sont pas concordants, on peut clairement voir ça dans la figure 3.8b au niveau des déformations, qui sont moins importantes dans le cas du modèle HSM, que pour le cas de modèle MC qui sont très exagérées.

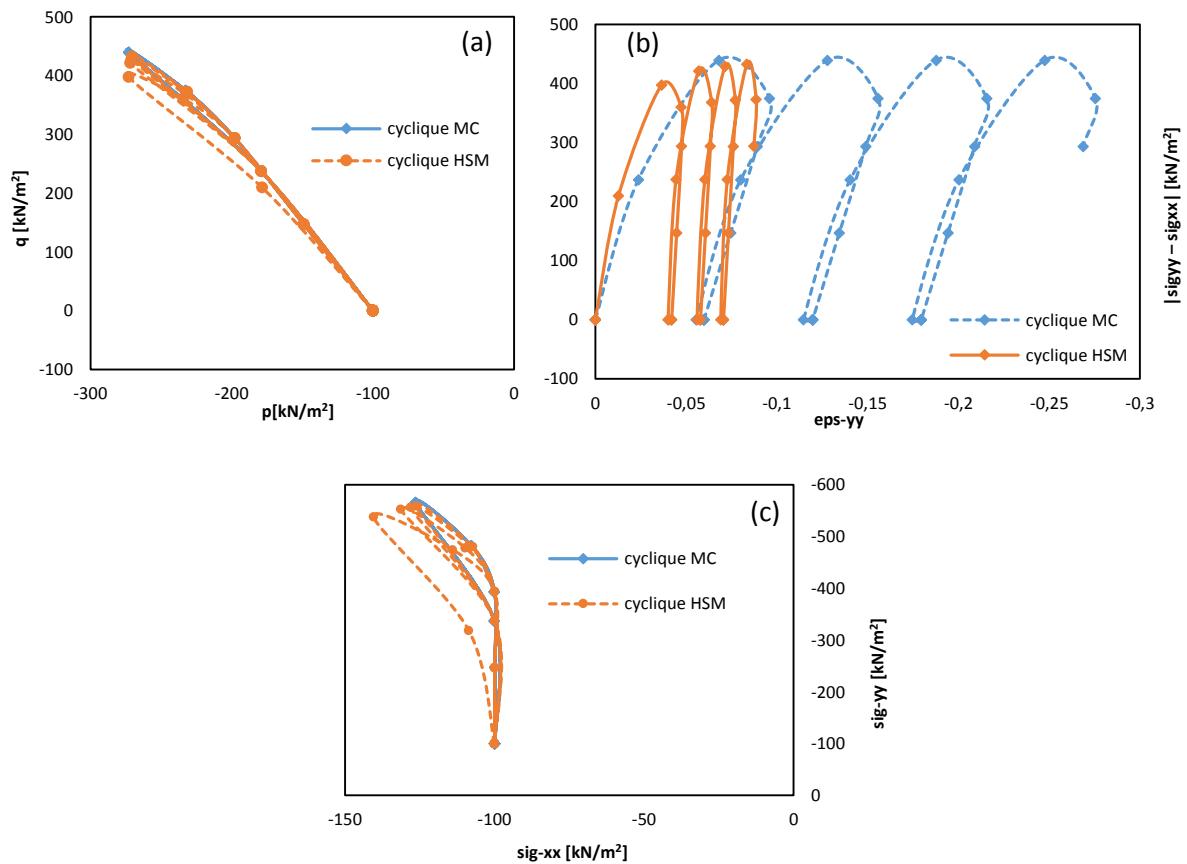


Figure 3.8 : Comparaison entre les modèles MC et HSM sous chargement cyclique.

On conclut que l'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul numérique des problèmes de l'interaction sol-pieu sous l'effet d'un chargement cyclique nécessite un outil numérique qui prend en compte l'aspect dynamique du chargement et une loi de comportement appropriée du sol, Plaxis 2D donne la possibilité de faire un calcul sous chargement cyclique en utilisant le module dynamique implémenté dans ce logiciel. Ce dernier peut être introduit de plusieurs manières ce qui a été mentionné en détail ci-dessus.

Le modèle élastoplastique avec écrouissage HSM est le modèle le plus approprié pour l'analyse sous chargement cyclique par rapport au modèle Mohr-coulomb en raison qu'il reflète le comportement dilatant du sol et ceci est plus proche du comportement réel.

3.4. Analyse numérique de l'interaction sol-pieu sous chargement cyclique

Le comportement d'interface entre le sol et les fondations par pieux est l'un des problèmes les plus importants abordés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Pour le cas de l'interaction sol-pieux soumis à un chargement monotone, de nombreuses cas d'études ont été présentées. Cependant, l'étude de ce problème en considérant uniquement l'effet du chargement monotone ne permet pas de comprendre quelques aspects du problème. C'est parce que le comportement des pieux prend en compte le caractère cyclique des forces qui viennent se rajouter aux forces permanentes et qui agissent sur les ouvrages à concevoir telles que le vent, la houle et les sollicitations de type transport routier et /ou ferroviaire pour les ponts. Ces sollicitations peuvent avoir une influence significative sur la stabilité et le comportement des fondations. Diverses techniques, expérimentales ou numériques ont été utilisées par les chercheurs pour étudier le comportement des interfaces sous chargements cycliques.

Afin d'étudier l'effet du chargement cyclique à grand nombre de cycles sur la capacité portante des pieux, Bekki et al. (2016) ont réalisé un modèle physique réduit en chambre d'étalonnage d'un pieu isolé soumis à un chargement cyclique à déplacement contrôlé. Ils ont constaté que pour un grand nombre de cycles, l'amélioration de la capacité portante suite à un chargement cyclique pourrait s'expliquer par la densification de l'interface pieu-sol.

Cette partie vise à présenter une étude menée par Hamouma et al. (2020). Dans lequel, une analyse numérique par éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D, est appliquée pour étudier le comportement d'interface entre le sol et le pieu en chambre d'étalonnage, soumis à un chargement cyclique axial. Dans cette étude on s'intéresse à l'effet de la variation de la

rugosité du manchon de frottement sur la dégradation de la contrainte au niveau de l'interface sol-pieu, et également on discute la présence du problème de la nappe phréatique.

3.4.1. Modélisation numérique d'une chambre d'étalonnage sous chargement cyclique

On considère le modèle physique de Bekki et al. (2016) pour une chambre d'étalonnage contenant un massif de sol de forme cylindrique de 52,4 cm d'un diamètre et de 70 cm de hauteur. Le massif de sol étudié est formé d'une seule couche homogène de sable de Fontainebleau NE34 à un état de densité moyenne et un indice de densité ID est 0,65.

Les contraintes horizontales et verticales ($\sigma_h = 50\text{kPa}$, $\sigma_v = 125\text{kPa}$) sont appliquées à l'échantillon de sable afin de simuler les conditions de confinement de la masse de sol pour un état de contrainte anisotrope comme indiqué dans la figure 3.9. Le pieu instrumenté a un diamètre de 36 mm et de longueur de 950 mm. La sonde est équipée par un manchon de frottement latéral de rugosité égale à 1. Le manchon de frottement étant situé loin de la pointe de distance de 24 cm afin d'éviter les effets parasites qui peuvent se produire. Le modèle de pieu est installé dans le massif de sable jusqu'à une profondeur de 500 mm, avec une vitesse d'enfoncement de l'ordre de 1 mm/seconde.

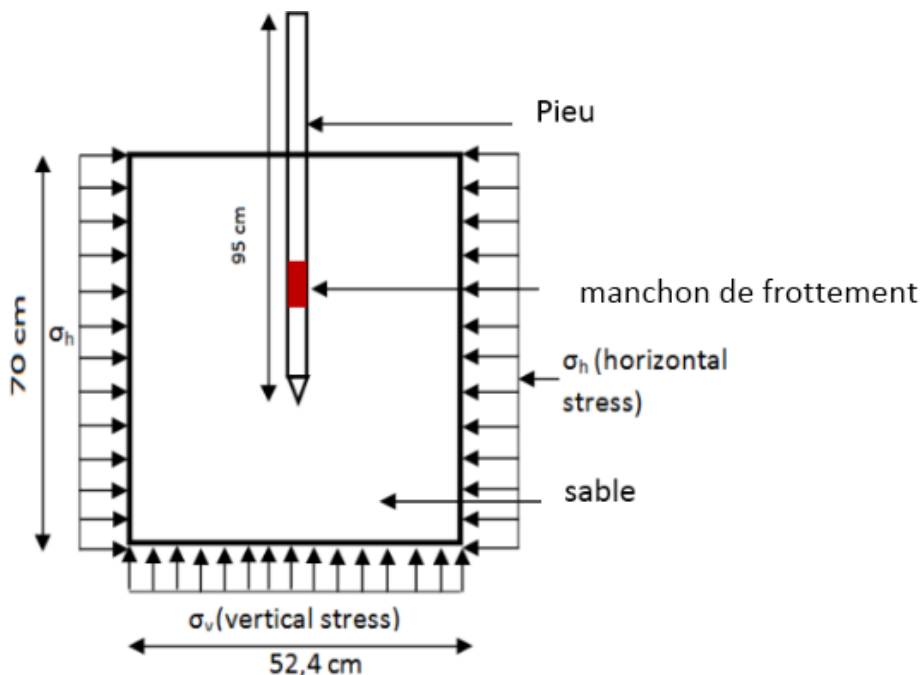


Figure 3.9 : Géométries de modèle.

Le programme des éléments finis (Plaxis 2D) est utilisé pour modéliser le problème. Le domaine du sol est modélisé avec une loi élastoplastique avec écrouissage HSM pour simuler le comportement non linéaire du sol. Suivant Plaxis 2D, afin de modéliser correctement les déformations non linéaires sous le pointe du pieu, la couche de sable est modélisée au moyen

du modèle HSM. Le tableau 3.5 représente les caractéristiques mécaniques du sable utilisé. Ses paramètres sont obtenus à partir des essais de cisaillement triaxial drainés et non drainés réalisés par Chogueur et al. (2018). On remarque que $c_{ref} = 2.6 \text{ KN/m}^2$, cela peut être dû au type de sable dans la région de Fontainebleau, qui est souvent utilisé pour les essais.

Tableau 3.5 : Les caractéristiques mécaniques du sol.

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Module sécant	E_{50}^{ref}	18000	KN/m ²
Module de déchargement	E_{ur}^{ref}	18000	KN/m ²
Module œdométrique	E_{oed}^{ref}	54000	KN/m ²
Cohésion	c_{ref}	2,6	KN/m ²
Angle de frottement interne	φ	39,4	°
Angle de dilatance	ψ	16,7	°
Coefficient de poisson	ν_{ur}	0,2	-
Puissance	m	0,50	-
Coefficient de poussée de terre	k_0^{nc}	0,365	-
Coefficient à la rupture	R_f	0,9	-
Poids unitaire du sol	γ	16	KN / m ³

Pour un modèle axisymétrique, le confinement horizontal et le confinement vertical sont représentés par une charge statique répartie des systèmes A et B respectivement. Alors qu'une autre charge dynamique est modélisée le long du pieu sous forme d'un déplacement prescrit avec une amplitude de déplacement cyclique $\rho_c = \pm 0,5 \text{ mm}$ (chargement alterné). La forme du signal est sinusoïdale comme elle est représentée par Plaxis dans la figure 3.10. Les conditions aux limites sont caractérisées par le limite supérieure et inférieure sont fixes verticalement le côté gauche et le côté droit sont fixés horizontalement. Les géométries et le maillage utilisés pour le modèle numérique sont montrés dans la figure 3.11. Le pieu est modélisé par un élément massif de comportement linéaire élastique et de type non poreux ayant les caractéristiques mécaniques dans le tableau 3.6 suivant selon De Gennaro et al. (2008) :

Tableau 3.6 : Les caractéristiques mécaniques du pieu.

le module de Young, E (GPa)	coefficient de Poisson, ν
210	0.28

La couche d'interface sol-pieu est considérée comme un élément ayant les mêmes caractéristiques que les éléments du sol. Le modèle HSM est utilisé pour simuler l'interface sol-pieu.

3.4.2. Résultats et discussion

3.4.2.1. Validation du modèle

Afin de valider le modèle numérique, les résultats donnés à partir de la présente étude sont comparés à ceux disponibles dans la littérature. Les figures 3.12a et 3.12b sont représentées respectivement par les hystérisis de frottement latéral et la résistance en point. On constate qu'en terme qualitative, les résultats sont en très bon accord avec les résultats numériques. En terme quantitative, les caractéristiques mécaniques du sable utilisé sont différentes de celles employées par Bekki et al. (2016).

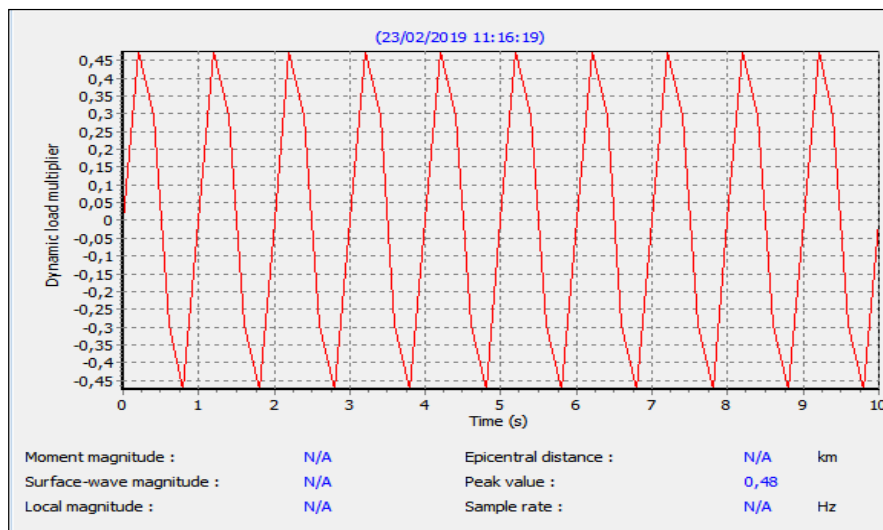
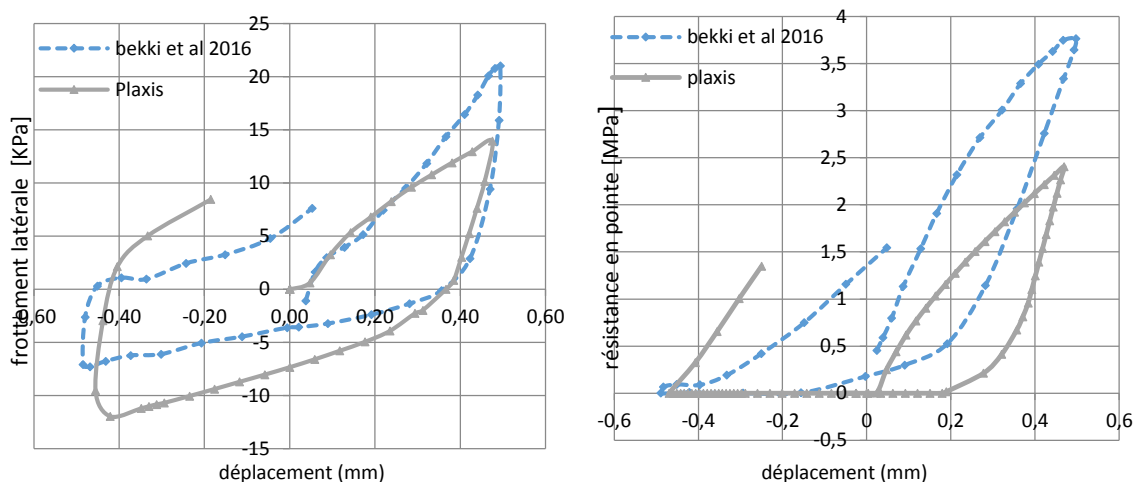


Figure 3.10 : Signal sinusoïdal du chargement pour 10 cycles.



La figure 3.12 : Les boucles d'hystérisis de contrainte-déplacement.

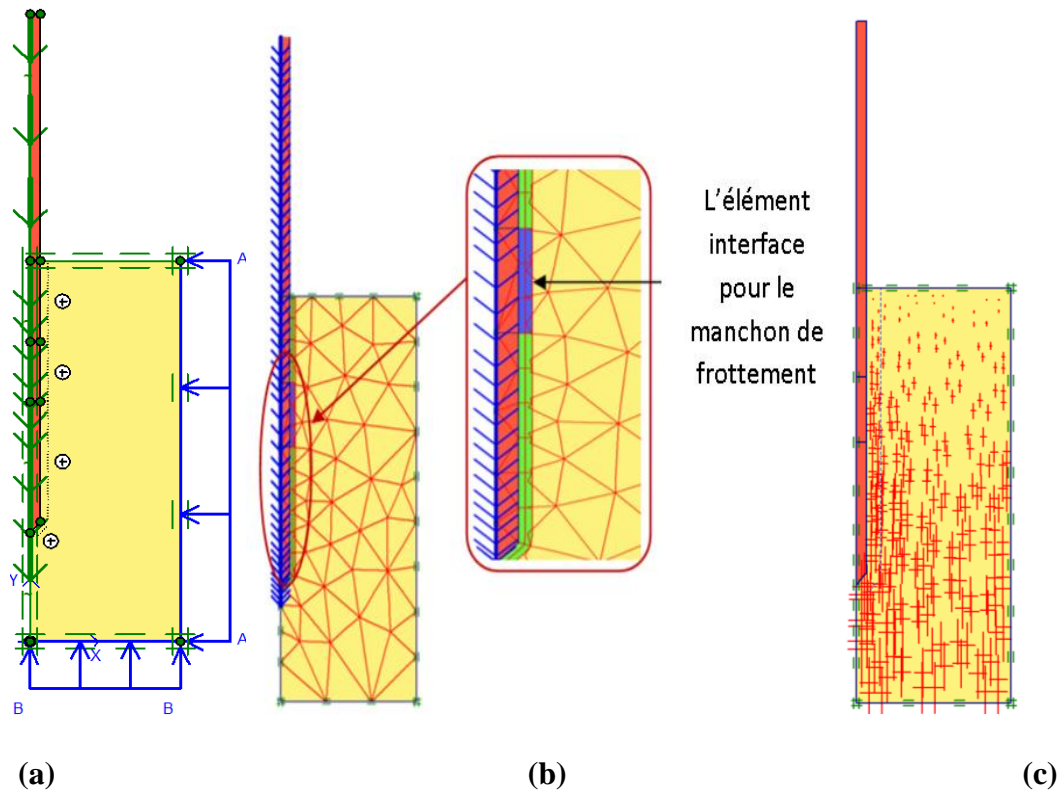


Figure 3.11 : Le modèle numérique : a) : Les géométries ; b) : le maillage ; c) : contrainte initiale du sol.

3.4.2.2. L'effet de la rugosité du manchon de frottement

La figure 3.13a représente les boucles d'hystérésis de contrainte-déplacement pour chacun des deux cas, sans et avec les manchons de frottement. Lorsque on compare les résultats avec les manchons et sans le manchon, on constate qu'il y a une perte d'énergie. Cela se produit en raison de la formation d'une zone de cisaillement au niveau du manchon de frottement, ce qui entraîne une augmentation de la force de frottement entre le sol et le manchon à cause de la plus grande rugosité du manchon. On peut dire que l'existence du manchon rugueux provoque une augmentation de la contrainte de cisaillement. La figure 3.13b représente les boucles d'hystérésis de contrainte-déformation à la pointe de pieu. On observe que durant le chargement et le déchargement du pieu, la surface de ces boucles devient progressivement plus petite, cela est dû à l'augmentation de la rigidité du sol. Cela augmente en raison de la concentration des contraintes autour de la pointe de pieu, ce qui rend le sol très compressible sous la pointe du pieu.

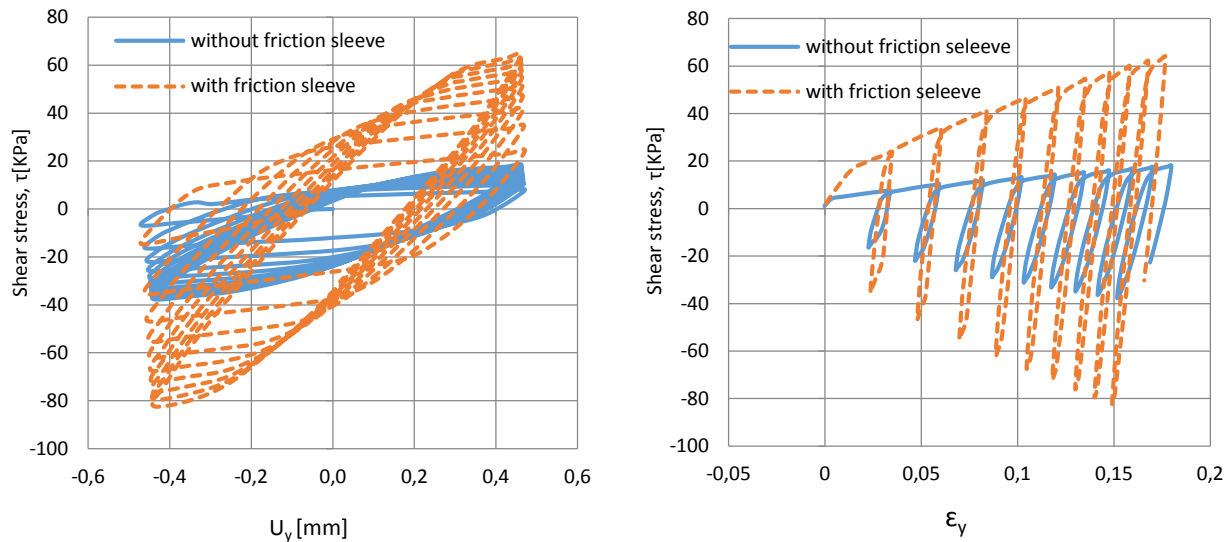


Figure 3.13 : Contrainte de cisaillement cyclique.

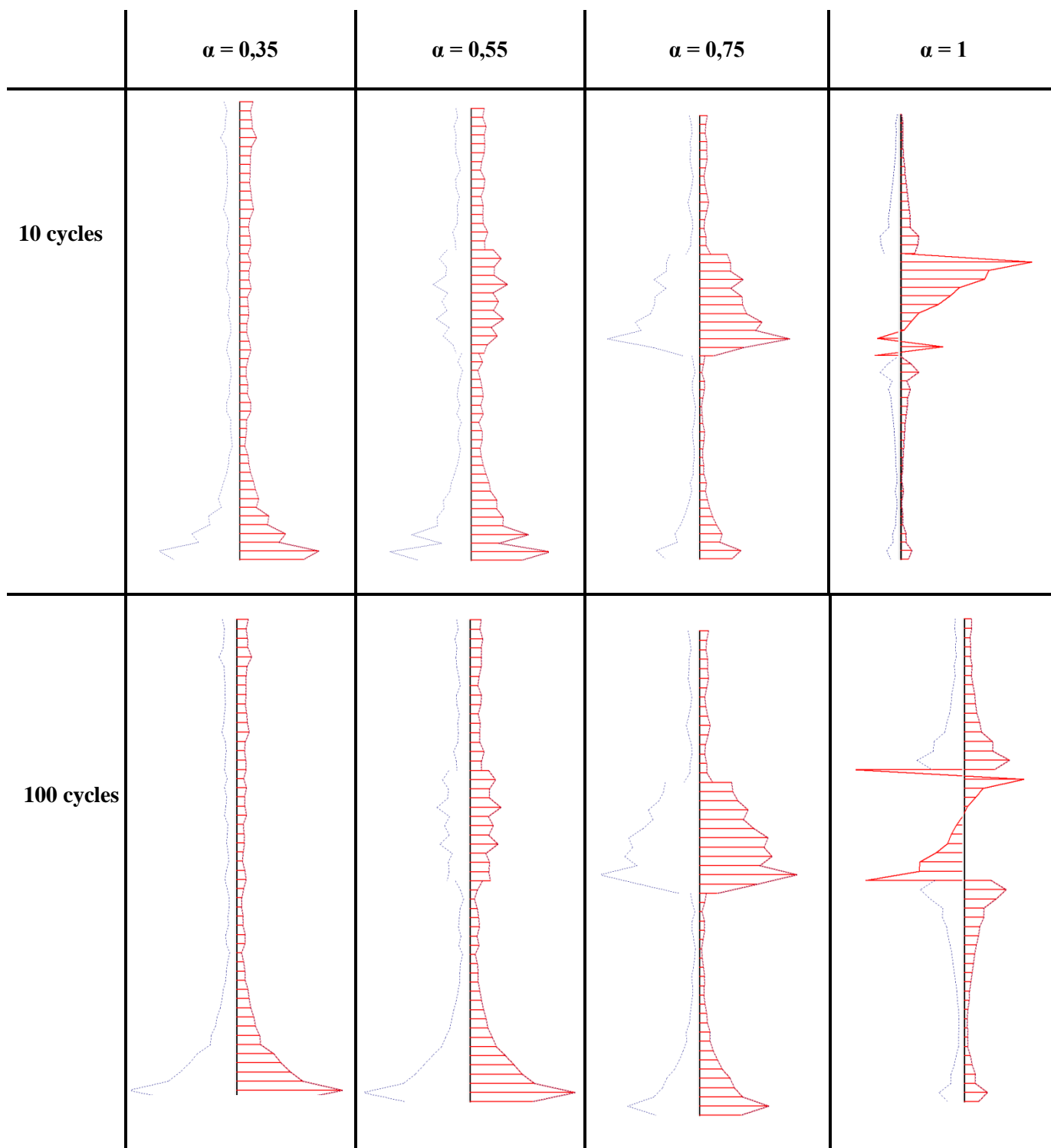
Dans cette section, l'effet du facteur d'adhérence au niveau du manchon de frottement sur la contrainte de cisaillement pour 10 et 100 cycles, est étudié. Le tableau 3.7 montre le diagramme de la contrainte de cisaillement le long de l'interface sol-pieu d'un pieux circulaire pour différents facteurs d'adhérence prédits par Plaxis 2D.

Pour le cas d'une rugosité du manchon égale à 0,35 (c'est-à-dire la même rugosité le long de pieu), on constate qu'il y a une distribution régulière de la contrainte de cisaillement le long de l'interface sol-pieu jusqu'au point de pieu où elle augmente ; ceci est dû à l'accumulation des contraintes sous la pointe du pieu. Pour le cas de rugosité du manchon égale à 0.55, 0.75 et 1, on observe que la contrainte de cisaillement est affectée par la rugosité du manchon de frottement. L'augmentation de la contrainte de cisaillement au niveau du manchon de frottement due à la transition d'une surface lisse à une surface rugueuse.

3.4.2.3. L'effet de la nappe phréatique (G.W.L)

Afin d'étudier l'effet de la pression inertielle de l'eau sur le comportement du système d'interaction sol-pieu sous l'influence d'un chargement cyclique, le niveau de la nappe phréatique est considéré à la surface de sol. La figure 3.14 représente la pression interstitielle de l'eau.

Tableau 3.7 : Les diagrammes de la contrainte de cisailment



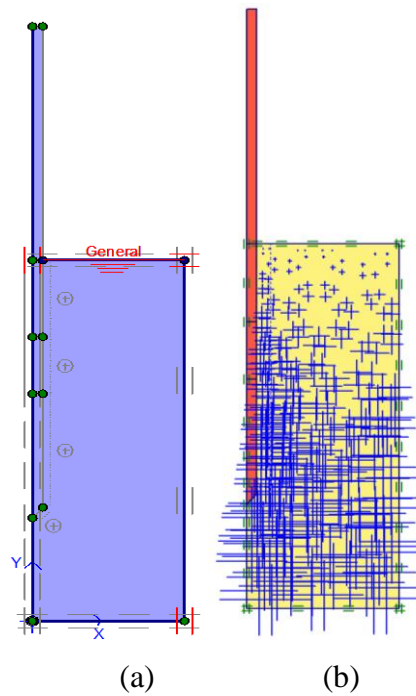


Figure 3.14 : a) : position de la nappe phréatique ; b) : pressions interstitielles

La figure 3.15 représente l'influence de la pression interstitielle de l'eau sur les boucles d'hystérésis contrainte-déplacement. Dans le cas d'absence de la nappe phréatique, un phénomène de durcissement cyclique est observé lorsque le nombre de cycles est augmenté. En revanche, en présence de la nappe phréatique à la surface du sol, on constate que le phénomène de durcissement cyclique ne se produit pas pour le même nombre de cycles. Ceci permet de dire que le sol perd de sa résistance sous l'influence de la pression interstitielle de l'eau pendant le chargement cyclique. Cela peut s'expliquer par la diminution du frottement entre les grains de sol, qui résulte du fait que les vides entre les grains sont remplis d'eau.

L'effet de la déformation verticale sur la variation de la contrainte de cisaillement est présenté sur la figure 3.16 pour chacun des deux cas, en présence et en absence de la pression interstitielle, afin d'étudier l'influence de la nappe phréatique sur les boucles d'hystérésis contrainte-déformation. On observe que la présence de la pression interstitielle entraîne un agrandissement des déformations verticales.

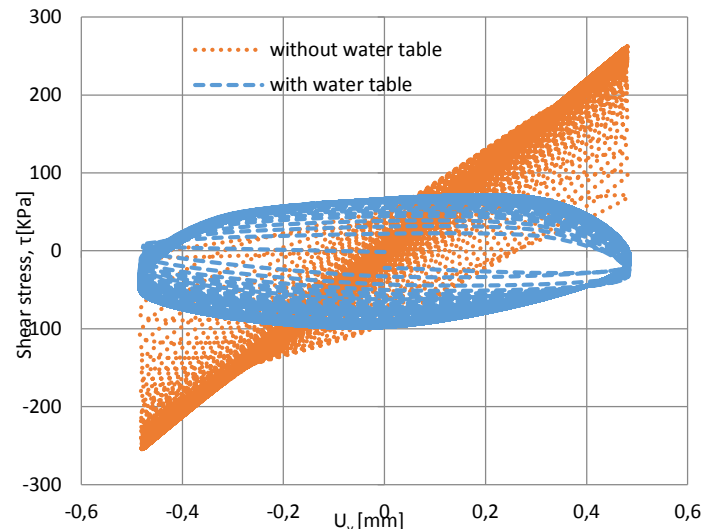


Figure 3.15 : Influence de la pression interstitielle de l'eau sur les boucles d'hystérésis contrainte-déplacement.

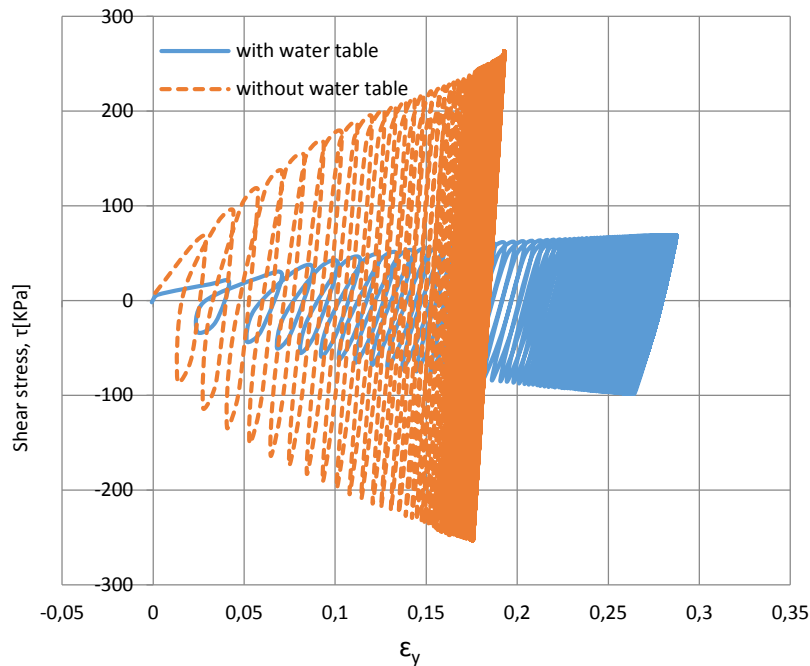


Figure 3.16 : Influence de la pression interstitielle de l'eau sur les boucles d'hystérésis contrainte-déformation

3.5. Conclusion

La méthode des éléments finis, mise en œuvre dans le logiciel Plaxis 2D, a été utilisée pour examiner le comportement de l'interface sol-pieu dans une chambre d'étalonnage soumise à des chargements cycliques. L'objectif était d'étudier l'influence de différents

facteurs, tels que l'adhérence et la présence d'une nappe phréatique, sur les contraintes de cisaillement.

Les résultats de cette étude ont été validés en les comparant à ceux issus de la littérature existante. Lorsqu'on passe d'un scénario où un manchon de frottement est présent à un autre où il est absent, on observe une perte d'énergie, ce qui entraîne une augmentation de la force de frottement entre le sol et le manchon en raison d'une rugosité accrue. La présence d'un manchon rugueux conduit à une augmentation de la contrainte de cisaillement à l'interface sol-pieu. Cette contrainte est fortement influencée par la rugosité lorsqu'un chargement cyclique est appliqué.

De plus, le sol voit sa résistance diminuer sous l'effet de la pression interstitielle de l'eau lors des chargements cycliques. En l'absence de nappe phréatique, on observe un phénomène de durcissement cyclique lorsque le nombre de cycles augmente. En revanche, lorsque la nappe phréatique est présente à la surface du sol, ce phénomène de durcissement cyclique ne se manifeste pas pour le même nombre de cycles.

Chapitre 4 : Etude numérique probabiliste du système d'interaction sol-pieu

4.1. Introduction

La capacité portante de fondations profondes est l'un des problèmes les plus importants en géotechnique. Pour le cas d'une fondation profonde par un pieu soumis à un chargement latéral installé dans une surface de sol horizontal, de nombreuses études ont été présentées. De nombreuses relations analytiques ont été proposées pour calculer le facteur de capacité portante pour un sol homogène (Randolph et Houlsby 1984 ; Martin et Randolph 2006). Cependant, ces méthodes analytiques ne permettent pas de comprendre certains aspects du problème tels que l'analyse numérique qui est plus utilisée pour une analyse plus approfondie et pour la compréhension du comportement du pieu.

En plus de l'analyse déterministe ci-dessus, il existe également une analyse probabiliste pour ce problème, où les propriétés du sol sont spatialement variables en raison de son hétérogénéité. Cela signifie que les propriétés du sol changent de manière aléatoire, ce qui justifie le recours à la probabilité. L'utilisation de la méthode probabiliste pour le calcul de la capacité portante des pieux circulaires a récemment retenu l'attention de nombreux chercheurs dans leurs publications dans la littérature (Tandjiria et al., 2000 ; Pula et al., 2012 ; Farag, 2014).

Les études probabilistes mentionnées ci-dessus ont étudié la capacité portante ultime d'un pieu à une certaine profondeur. Dans ce chapitre, la capacité portante d'un pieu à grande profondeur soumis à un chargement latéral et situé dans une surface de sol horizontal cohérente est étudiée en utilisant une analyse limite par éléments finis à l'aide du logiciel OptumG2, en supposant que la cohésion non drainée est une variable aléatoire. Dans cette étude, nous considérons plusieurs valeurs pratiques du coefficient de variation et du facteur d'adhérence au niveau de l'interface sol-pieu.

4.2. Présentation du logiciel OptumG2

Pour la modélisation dans le domaine de la géotechnique, de nombreuses méthodes numériques différentes ont été suggérées par des programmeurs et des développeurs, que ce soit avec des éléments finis ou des différences finies.

Dans ce chapitre, l'approche probabiliste au moyen du logiciel OptumG2 a été appliquée pour la modélisation numérique des interactions sol-pieu. OptumG2 est un logiciel d'éléments finis développé particulièrement pour l'analyse des déformations et de la stabilité géotechnique, quelle que soit la complexité du modèle traité. Il est appuyé sur de nouveaux algorithmes numériques avancés. Les deux caractéristiques les plus importantes qui distinguent ce programme sont, premièrement et avant tout, l'analyse probabiliste qui vise à déterminer les distributions de probabilité pour les résultats plutôt qu'une valeur spécifique, et deuxièmement, l'analyse limite qui permet de déterminer les solutions des bornes supérieures et inférieures des charges d'effondrement.

Selon OptumG2 (2017), nous allons citer ci-dessous quelques notions sur les contraintes et les déformations, l'analyse limite et quelques types de matériaux existant dans OptumG2. Les principaux résultats d'analyse obtenus sont liés aux types d'analyse utilisés par l'utilisateur. Le tableau 4.1 indique le type d'analyse utilisé et les résultats correspondants obtenus.

Tableau 4.1 : Les types d'analyses utilisé et les résultats correspondants

Type d'analyse	Résultat correspondant
Analyse limite	Capacité portante
Analyse élastoplastique	Déplacement
Analyse de réduction de résistance	Facteur de réduction de résistance

4.2.1. Contrainte et déformation

4.2.1.1. Contrainte et équilibre

Dans le cas de déformation plane, les contraintes de cisaillement sont nulles en considérant que z est la direction hors plan :

$$\sigma = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, T_{xy})^T \quad (4.1)$$

Pour un corps de déformation plane, les équations d'équilibre sont les suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} + b_x = 0 \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial x} + b_y = 0 \quad (4.3)$$

Où $b = (b_x, b_y)^T$ représente les forces agissant sur le corps. Ces équations peuvent être exprimées sous forme matricielle comme suit :

$$\nabla^T \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = \mathbf{0} \text{ dans } V \quad (4.4)$$

Où

$$\nabla^T = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial y \\ 0 & y & \partial/\partial x \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Les conditions aux limites statiques peuvent être exprimées de la manière suivante :

$$\begin{cases} n_x \sigma_x + n_y T_{xy} = t_x \\ n_y \sigma_y + n_x T_{xy} = t_y \end{cases} \quad (4.6)$$

Où t_x et t_y sont les composantes du vecteur de traction \mathbf{t} et $\mathbf{n} = (n_x, n_y)^T$ est la normale extérieure à la frontière. Ces équations peuvent être exprimées sous forme matricielle comme suit :

$$\mathbf{P}^T \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{t} \text{ sur } S_\sigma \quad (4.7)$$

Où

$$\mathbf{P}^T = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

4.2.1.2. Déplacement, déformation et compatibilité

Dans le cas général à deux dimensions, l'état de déformation en un point est défini en termes de vecteur de déformation à trois dimensions. On considère que z est la direction hors plan alors :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = (\varepsilon_x, \varepsilon_y, 0, \gamma_{xy})^T \quad (4.9)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \end{cases} \quad (4.10)$$

Où $\mathbf{u} = (u_x, u_y)^T$ sont les déplacements.

4.2.1.3. Principe du travail virtuel

On considère un champ de contraintes σ_a qui satisfait l'équilibre statique et les conditions aux limites :

$$\begin{cases} \nabla^T \sigma_a + b_a = 0 & \text{dans } V \\ P^T \sigma_a = t_a & \text{sur } S_\sigma \end{cases} \quad (4.11)$$

De plus, On considère un champ de déplacement u_b et un champ de déformation liés par :

$$\varepsilon_b = \nabla u_b \quad (4.12)$$

L'identité suivante tient alors :

$$\int_V \sigma_a^T \varepsilon_b dV - \int_V b_a^T u_b dV - \int_{S_\sigma} t_a^T u_b dS = 0 \quad (4.13)$$

C'est le principe du travail virtuel. Il est souligné que les champs de contrainte et de déplacement, ainsi que les champs de déformation, ne sont pas nécessairement liés. En effet, le principe du travail virtuel ne fait aucune hypothèse sur le comportement constitutif du matériau.

$$\int_V \sigma^T \varepsilon dV - \int_V b^T u dV - \int_{S_\sigma} t^T u dS = 0 \quad (4.14)$$

Pour tous les champs de déplacement et de déformation :

$$\varepsilon = \nabla u \quad (4.14)$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \nabla^T \sigma + b = 0 & \text{dans } V \\ P^T \sigma = t & \text{sur } S_\sigma \end{cases} \quad (4.15)$$

$$P^T \sigma = t \quad \text{sur } S_\sigma \quad (4.16)$$

Le principe du travail virtuel énoncé précédemment est d'une importance capitale dans la méthode standard des éléments finis.

4.2.2. Analyse limite

4.2.2.1. Solution complète

Quelle est la magnitude minimale des tractions qui provoque l'effondrement ? Ou d'une manière différente, quelle est la magnitude maximale des tractions qui peut être soutenue sans que la structure ne s'effondre ? Ce sont les questions clés qui se posent lors de l'analyse limite d'un problème impliquant une structure en matière plastique rigide, soumise à un ensemble

d'efforts de volume du corps b résultant du poids propre. De plus, la structure est également soumise à un ensemble de tractions t appliquées sur la frontière de la structure.

La figure 4.1 montre un élément solide de volume V avec une frontière $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt , où α est un multiplicateur de charge. On suppose que la structure est dans un état d'effondrement, ce qui entraîne des déplacements infinis. Par conséquent, il est nécessaire de déterminer une grandeur des déplacements ou une quantité de travail pertinente.

Les équations gouvernantes sont écrites comme suit :

- Equilibre et les conditions aux limites statiques :

$$\begin{cases} \nabla^T \sigma + b = 0 & \text{dans } V \\ P^T \sigma = \alpha t & \text{sur } S_\sigma \end{cases} \quad (4.17)$$

- Conditions de rupture :

$$F^T \sigma - K + S = 0 \quad (4.18)$$

- Règle d'écoulement associée / compatibilité déformation-déplacement :

$$\nabla u = F \dot{\lambda} \quad (4.19)$$

- Mesure :

$$\int_{S_\sigma} t^T u dS = 1 \quad (4.20)$$

- Conditions complémentaires :

$$S^T \dot{\lambda} = 0, \quad S \geq 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (4.21)$$

Il est clairement démontré que, si elles existent, les solutions des équations précédemment mentionnées sont uniques en ce qui concerne le multiplicateur α . Néanmoins, il est possible qu'il existe plusieurs distributions de contraintes ou champs de déplacements qui mènent à la même valeur du multiplicateur d'effondrement.

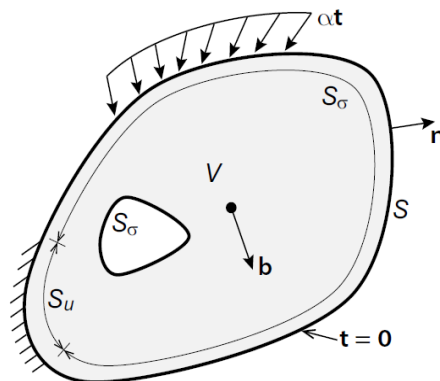
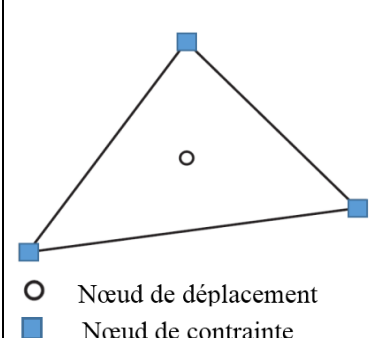
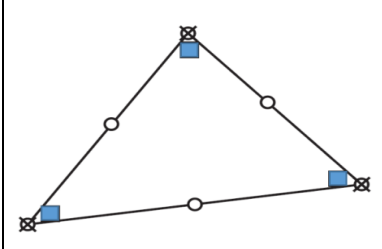


Figure 4.1 : Un élément solide de volume V avec frontière $S = S_u \cup S_\sigma$

4.2.2.2. Les bornes inférieures et supérieures

Le tableau 4.2 résume certaines informations sur les bornes supérieure et inférieure.

Tableau 4.2 : les bornes supérieure et inférieure.

	Elément	Equations gouvernantes	Information général
Borne inférieure	 <p>○ Nœud de déplacement ■ Nœud de contrainte</p> <p>Cet élément permet d'établir des limites inférieures rigoureuses pour la charge d'effondrement, tandis que les déplacements à l'intérieur de chaque élément demeurent constants.</p>	<p>Maximiser α</p> <p>Sujet à $\nabla^T \sigma + b = 0$ dans V $P^T \sigma = \alpha t$ sur S_σ $F^T \sigma - K + S = 0, S \geq 0$</p>	<p>Pour obtenir une borne inférieure exacte du multiplicateur de rupture, on construit un champ de contrainte qui satisfait les contraintes, même s'il n'est pas optimal. Lors de la résolution du problème, les quantités cinématiques sont utilisées en tant que multiplicateurs de Lagrange.</p>
Borne supérieure	 <p>Cet élément permet de définir des limites rigoureuses supérieures pour la charge d'effondrement. De plus, les déplacements restent continus entre les éléments.</p>	<p>Minimiser $\int_V K^T \lambda dV - \int_V b^T \dot{u} dV$</p> <p>Sujet à $\nabla \dot{u} = F \lambda, \lambda \geq 0$ $\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1$</p>	<p>En supposant un champ de déplacement compatible qui satisfait les règles d'écoulement, on obtient une borne supérieure exacte du multiplicateur de rupture. Résoudre ce problème nécessite de considérer les quantités cinématiques.</p>

4.2.3. Matériaux

4.2.3.1. Mohr-coulomb

Dans le logiciel OptumG2, le modèle de Mohr-Coulomb propose trois types d'élasticité différents, qui sont détaillés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Les trois types d'élasticité

	Types	paramètres	
MC φ = une certain valeur	Isotrope linéaire	On peut utiliser l'ensemble 1 pour définir les paramètres de matériau :	Les ensembles du paramètre 1 et 2 sont raccordées entre eux par les relations suivant :
		<ul style="list-style-type: none"> • Module de Young, E [MPa] • Coefficient de poisson, ν 	
	Ou bien utiliser l'ensemble 2 pour définir les paramètres de matériau [MPa] :	$E = \frac{9KG}{3K+G'} \quad \nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	
	Isotrope non linéaire	Le module de Young dépend de la pression suivant :	
		$E = E_{ur,ref} \Pi(\sigma'_3)$	
		Où :	
		$\Pi(\sigma'_3) = \left(\frac{-\sigma'_3 + c/\tan\phi}{p_{ref} + c/\tan\phi} \right)^m$	
	Anisotrope non linéaire	Les paramètres d'entrée sont :	
		<ul style="list-style-type: none"> • Module de Young dans la direction y, E_{yy} [MPa] • Coefficient de Poisson dans la direction x à la déformation appliquée dans la direction y, ν_{xy} • Coefficient des modules de Young dans les directions x et y, E_{xx}/E_{yy} 	

Avec : σ'_3 , p_{ref} et m qui représentent respectivement la contrainte principale mineure, la pression de référence et le paramètre de raccord.

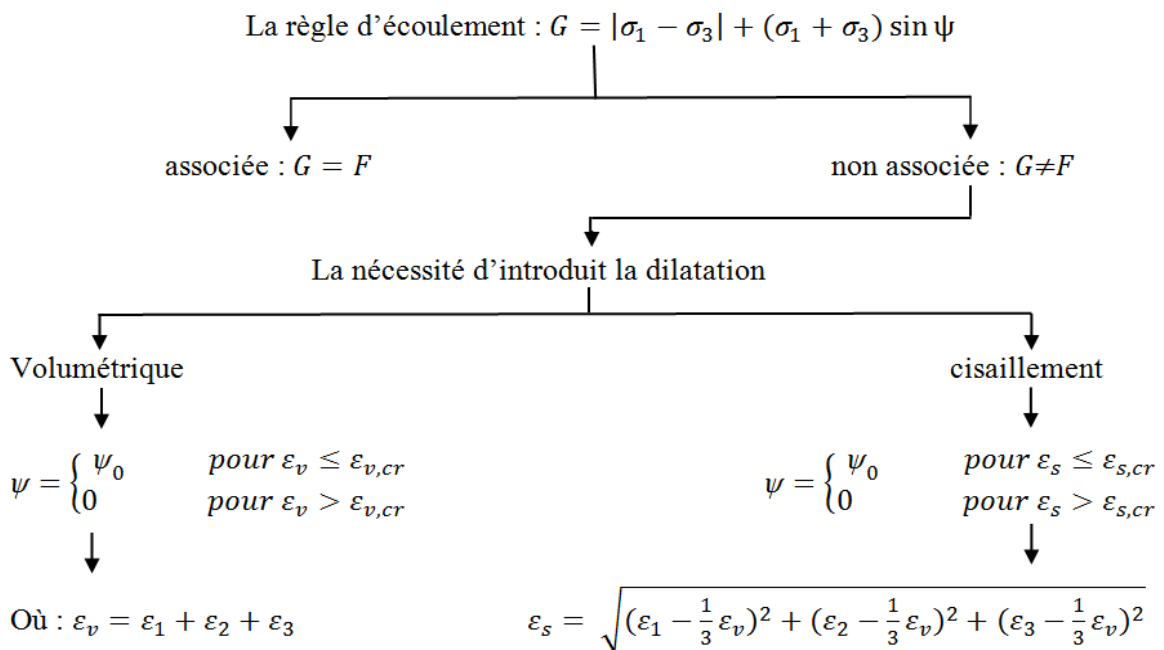
Le paramètre m dépend du type de sol :

- Pour les argiles molles $m \approx 1$
- Pour les sables et autres matériaux à gros grains $m \approx 0,5$

L'organigramme ci-dessous explique la règle d'écoulement selon OptumG2, où F est la fonction de charge de Mohr-Coulomb est exprimé par la relation :

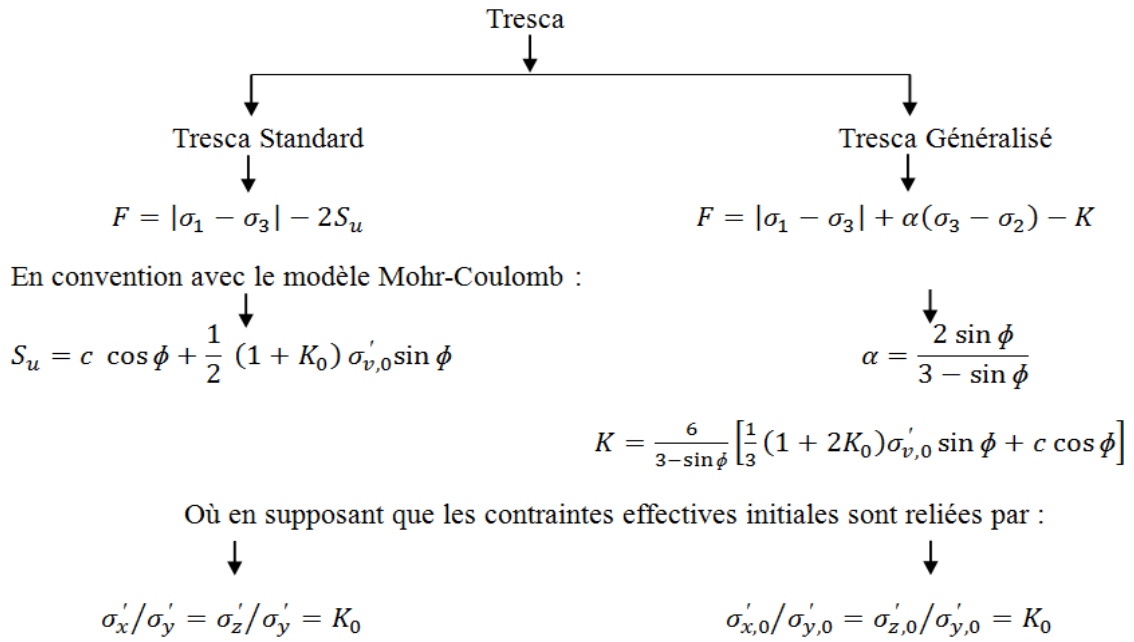
$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \tag{4.22}$$

Avec C et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement



4.2.3.2. Tresca

En déformation plane, le modèle de Tresca dans des conditions non drainées est équivalent au modèle de contrainte effective de Mohr Coulomb. Cependant, lorsque les états de contrainte deviennent plus généraux que ceux associés à la déformation plane, cette cohérence entre le modèle de contrainte effective de Mohr-Coulomb et le modèle de contrainte totale de Tresca se perd. Tresca présente deux modèles : le premier est le modèle Tresca standard, qui implique la fonction de charge, et le deuxième est le modèle Tresca généralisé, qui implique une fonction de charge de contrainte totale similaire, compatible avec le modèle de contrainte effective de Mohr-Coulomb pour des états de contrainte plus généraux. Les détails des deux modèles sont fournis dans l'organigramme ci-dessous.



4.2.3.3. Le modèle GSK

Le modèle GSK est un modèle non linéaire de type Mohr-Coulomb dans lequel une surface de rendement incurvée est utilisée à la place de la surface Mohr-Coulomb, comme le montre la figure 4.2. Ce modèle est utile et pratique pour les géomatériaux, y compris la roche, l'argile et le sable.

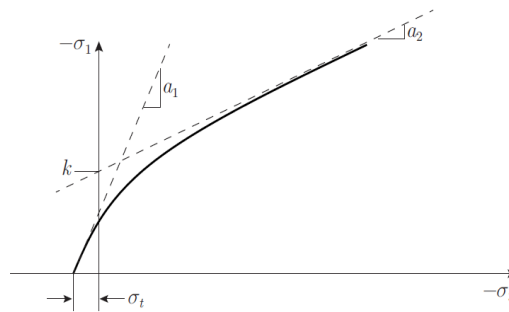


Figure 4.2 : Enveloppe GSK dans l'espace $\sigma_1 - \sigma_3$.

La fonction de plasticité est donnée par :

$$F = [\sigma_1 - a_2(\sigma_3 - \sigma_t)] - (K - a_2\sigma_t) \left\{ 1 - \exp \left[\frac{a_1 - a_2}{K - a_2\sigma_t} (\sigma_3 - \sigma_t) \right] \right\}$$

Où :

$$a_1 = \frac{1 + \sin \phi_1}{1 - \sin \phi_1}, \quad a_2 = \frac{1 + \sin \phi_2}{1 - \sin \phi_2}, \quad K = \frac{2c \cos \phi_2}{1 - \sin \phi_2}$$

Avec les paramètres d'entrée : l'angle de frottement pour de faibles niveaux de contrainte ϕ_1 , l'angle de frottement pour des niveaux de contrainte élevés ϕ_2 , une cohésion apparente à des niveaux de contrainte élevés, et la résistance à la traction σ_t .

La figure 4.3 peut être interprétée comme une enveloppe de Mohr-Coulomb non linéaire avec un angle de frottement ϕ_{MC} et une cohésion c_{MC} donnée par :

$$\phi_{MC} = \arcsin\left(\frac{B-1}{B+1}\right)$$

$$c_{MC} = \frac{1 - \sin\phi_{MC}}{2 \cos\phi_{MC}} (A + B\sigma_3)$$

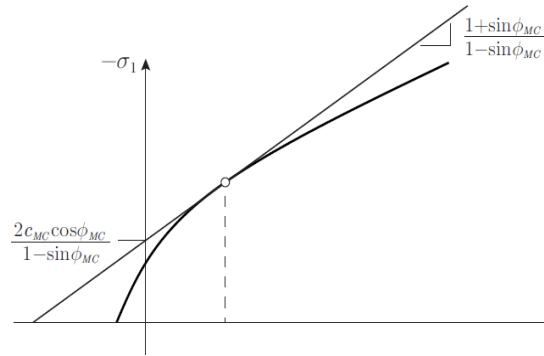


Figure 4.3 : Enveloppe GSK et plan tangent de Mohr-Coulomb définis par c_{MC} et ϕ_{MC} .

4.2.4. Analyse stochastique

Plus qu'une simple analyse déterministe où le sol est considéré comme un matériau homogène, OptumG2 offre la possibilité d'effectuer une analyse stochastique où le sol est considéré comme un matériau hétérogène. Cette analyse probabiliste est réalisée en incluant une variabilité spatiale d'un des paramètres du sol dans l'analyse, ce qui permet d'obtenir non seulement une seule valeur de facteur de réduction de résistance, de capacité portante, de tassement, etc., mais plutôt une distribution de probabilité de ces valeurs.

Pour prendre en compte la variation spatiale des paramètres dans OptumG2, des champs aléatoires sont générés, puis l'analyse est exécutée à travers une série de simulations de Monte Carlo. Dans OptumG2, la plupart des analyses probabilistes visent à déterminer la probabilité de rupture, le tassement, etc. De plus, la fonction de densité de probabilité complète est également déterminée, ce qui fournit des informations importantes sur la sensibilité du problème traité.

4.2.4.1. Théorie des champs aléatoires

Soit $X(x, \omega)$ qui représente un champ aléatoire, où $\omega \in \Omega$ et $x \in D$ définissent respectivement l'espace probabilisé et physique. La fonction de covariance est utilisée pour modéliser la structure de corrélation d'un champ aléatoire, symbolisée par $C_X(s, t)$, où $(s, t) \in D$, sont bornées, positives et symétriques.

Afin d'appliquer la théorie des champs aléatoires, tout d'abord, la distribution de probabilité du champ doit être sélectionnée. La distribution log-normale est couramment utilisée pour modéliser les propriétés des sols et des roches, bien qu'il existe de nombreuses autres distributions de probabilité qui peuvent être utilisées pour l'analyse. De plus, il est important de s'assurer que la variable aléatoire est toujours positive si la distribution de probabilité est log-normale.

La distribution log-normale est caractérisée par le fait qu'elle est accessible par une transformation simple et non linéaire de la distribution classique normale gaussienne. En ce qui concerne la fonction de covariance, plusieurs possibilités sont disponibles, par exemple la fonction de covariance exponentielle est souvent choisie.

4.2.4.2. Expansion de Karhunen-Loeve

Il existe de nombreuses méthodes disponibles qui peuvent être utilisées pour la génération de champs aléatoires (pour plus de détails, voir Fenton et Griffiths, 2008). L'expansion de Karhunen-Loeve est une méthode pratique car elle permet d'obtenir des solutions analytiques pour la fonction de covariance exponentielle. Cette méthode est utilisée dans OptumG2. La fonction de covariance peut être décomposée en utilisant le théorème de Mercer de la manière suivante :

$$C_X(s, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i f_i(\mathbf{s}) f_i(\mathbf{t}) \quad (4.23)$$

La fonction propre f_i de C_X et la valeur propre λ_i de C_X sont utilisées dans l'expression ci-dessus. Étant donné que la somme doit être tronquée à un nombre limité de termes, il est important de prendre en compte la réduction de la variance simulée. Afin de contrôler cette réduction, les valeurs propres sont arrangées par ordre décroissant et un nombre spécifié de termes, n , est utilisé de manière à ce que les valeurs propres soient suffisamment réduites pour satisfaire la condition suivante :

$$\frac{\lambda_n}{\lambda_1} \leq TOL \quad (4.25)$$

Dans cette expression, TOL est généralement défini comme étant égal à 10^{-5} .

4.3. Analyse numérique de l'interaction sol-pieu dans un milieu hétérogène

4.3.1. Présentation du problème

La charge limite d'un pieu circulaire noyé dans un argile homogène et soumis à une charge latérale par unité de longueur est calculée de la manière suivante :

$$q_u = S_u \cdot D \cdot N_p \quad (4.26)$$

Où :

S_u représente Résistance au cisaillement non drainé du sol

D est le diamètre du pieu

N_p est le facteur de capacité portant tel que :

La valeur de N_p dépend de la rugosité de la surface du pieu. Pour une surface lisse ($\alpha = 0$), N_p est bien connu pour être $6 + \pi \approx 9,14$. En revanche, pour une surface rugueuse ($\alpha = 1$), N_p est établi à environ $4\sqrt{2} + 2\pi \approx 11,94$ selon Martin et Randolph (2006).

La capacité latérale non drainée d'un pieu circulaire peut être déterminée en utilisant l'équation 4.27, en prenant en compte la technique sans dimension proposée par Butterfield en 1999 :

$$N_p = \frac{P}{D \cdot S_u} = f(\alpha) \quad (4.27)$$

Où :

N_p est le facteur de charge latérale sans dimension

P est la charge latérale ultime par unité de longueur (KN/m)

D est le diamètre du pieu (m)

S_u est la résistance au cisaillement non drainé (KN/m²)

α est le facteur d'adhérence à l'interface sol-pieu défini comme suit :

$$\alpha = \frac{S_{ui}}{S_u} \quad (4.28)$$

Où S_{ui} est la résistance au cisaillement non drainé à l'interface sol-pieu.

L'analyse numérique du problème d'interaction sol-pieu sous charge latérale a été largement étudiée en utilisant une modélisation en 2D ou 3D avec une coupe longitudinale. Cependant, l'utilisation de la coupe transversale dans la modélisation numérique du problème d'interaction sol-pieu est rarement observée, contrairement aux méthodes analytiques qui l'utilisent fréquemment. Récemment, les chercheurs ont commencé à l'utiliser afin d'évaluer la relation entre les facteurs d'adhérence à l'interface du pieu et le facteur de capacité portante latérale. Cette approche transversale offre de nouvelles perspectives pour mieux comprendre le comportement de l'interaction sol-pieu et pour améliorer les modèles de prédiction de la capacité portante latérale.

Pour réaliser une analyse numérique en utilisant le programme des éléments finis OptumG2, la variable aléatoire S_u est supposée suivre une distribution log-normale. Cette distribution est utilisée pour modéliser des distributions spatiales réalistes dans le cadre de la théorie des champs aléatoires. La distribution log-normale ne prend que des valeurs positives, ce qui évite la génération de valeurs négatives, ce qui en fait un choix privilégié dans de nombreuses études. Dans le programme d'éléments finis OptumG2, cette distribution est intégrée en utilisant des paramètres d'entrée qui la définissent. Ces paramètres comprennent la valeur moyenne μS_u , le coefficient de variation $CovS_u$ (qui mesure le degré de dispersion de la résistance au cisaillement autour de la valeur moyenne) et la longueur de corrélation spatiale Θ (qui représente la distance sur laquelle les propriétés du sol sont corrélées).

Le coefficient de variation de la résistance au cisaillement non drainé $CovS_u$ est généralement compris entre 10% et 50% (comme indiqué par Phoon et Kulhawy (1999)), indiquant une faible ou une forte variabilité, respectivement. Dans toutes les analyses, une valeur moyenne de μS_u de 30 kPa a été utilisée pour représenter la résistance au cisaillement non drainé de l'argile.

4.3.2. Cas d'un pieu isolé

Pour étudier la capacité portante d'un pieu circulaire (de diamètre $D = 1$ m) installé dans un sol cohérent et soumis à un chargement latéral, des analyses numériques ont été réalisées à l'aide du programme d'éléments finis OptumG2. Dans ces analyses, la résistance au cisaillement non drainé est considérée comme une variable aléatoire.

La géométrie du problème est illustrée dans la Figure 4.4. Le comportement du sol est simulé en utilisant le critère de Tresca avec une résistance au cisaillement non drainé du sol S_u . L'interface entre le sol et le pieu est simulée à l'aide de l'élément "Joints de cisaillement" avec une résistance au cisaillement non drainé de l'interface S_{ui} . Le pieu lui-même est modélisé comme un élément rigide de milieu non pesant. Les conditions aux limites sont présentées dans la Figure 4.4.

Étant donné que le pieu est enfoncé profondément dans le sol et que la charge est appliquée latéralement, on utilise l'hypothèse de déformation plane 2D dans la section transversale du pieu. Cela conduit à un mécanisme de rupture en plein écoulement autour du pieu. Cette hypothèse est valable pour l'analyse des pieux soumis à une charge latérale en raison des raisons suivantes :

- 1) Selon Randolph et Houlsby (1984), lorsqu'un pieu est soumis à une charge latérale, il est raisonnable de supposer qu'une région de contraintes élevées se forme à l'avant du pieu et de contraintes plus faibles se forment à l'arrière du pieu. Cela conduit à un écoulement du sol autour du pieu, se propageant de l'avant vers l'arrière.
- 2) D'après Keawsawasvong et Ukritchon (2017), lorsque la charge latérale est appliquée perpendiculairement à l'axe majeur ou mineur du pieu, cela entraîne un mécanisme de rupture à plein écoulement du sol autour du pieu.

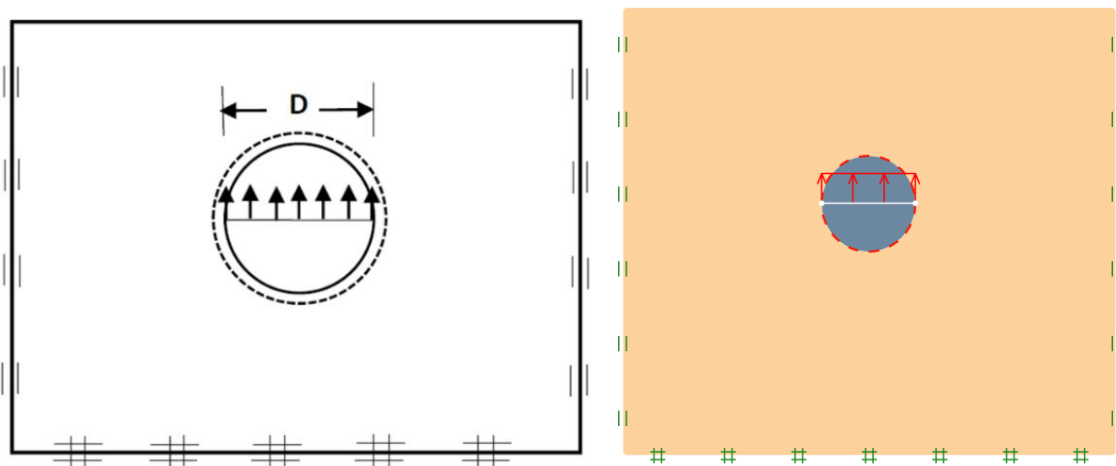


Figure 4.4 : Géométrie du problème.

Pour réduire la différence entre la borne supérieure et la borne inférieure lors de l'analyse limite, un maillage adaptatif est utilisé avec cinq itérations pour les deux bornes. Dans le maillage initial, le nombre d'éléments est fixé à 5 000, puis il est augmenté à 10 000 éléments dans le maillage final. Le tableau 4.4 présente le maillage adaptatif final pour les surfaces lisse et rugueuse.

4.3.2.1. Capacité portant d'un système d'interaction sol-pieu

La Figure 4.5 représente les résultats des solutions des bornes supérieure et inférieure du facteur de capacité latérale non drainée pour plusieurs modèles numériques correspondant à différents facteurs d'adhérence à l'interface sol-pieu ($\alpha = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ et 1) dans le cadre de cette étude, comparés aux solutions analytiques des bornes supérieure et inférieure de Randolph et Houlsby (1984). Il est observé que le facteur de capacité portante est en très bon accord avec la solution analytique pour tous les facteurs d'adhérence considérés.

Aussi, on peut dire qu'il existe un excellent accord entre le facteur de capacité latérale de la présente étude et celui des solutions analytiques rapportées par Martin et Randolph (2006), ce qui indique que :

- Pour des pieux circulaires à surface lisse ($\alpha = 0$, $N_{P(LB)} = 9,14$).
- Pour des pieux circulaires à surface rugueuse ($\alpha = 1$, $N_{P(LB=UB)} = 11,94$).

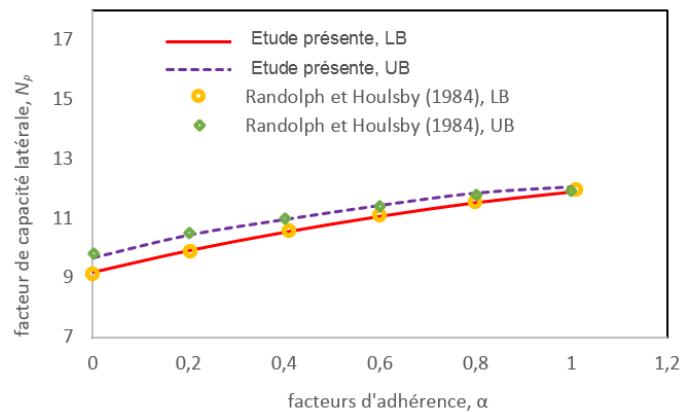


Figure 4.5 : Comparaison entre la présente étude et la solution de Randolph and Houlsby 1984.

a) Analyse déterministe

L'analyse dans cette partie a été effectuée en considérant que le sol est un matériau homogène. Pour différents diamètres et divers facteurs d'adhérence d'un pieu circulaire chargé latéralement, les tableaux 4.4 et 4.5 montrent les résultats des mécanismes de rupture, qui incluent le maillage adaptatif pour la moitié et l'ensemble du modèle, respectivement (pour plus de précisions et une vue complète). On observe que la taille de la zone de rupture augmente lorsque le diamètre du pieu augmente. D'autre part, il est observé que la taille de la zone de rupture dépend du facteur d'adhérence (α) à l'interface sol-pieu, où l'augmentation de α de 0 à 1 conduit à une augmentation de la taille de la zone de rupture.

b) Analyse probabiliste

Dans cette configuration, le sol est considéré comme un matériau hétérogène et la résistance au cisaillement non drainé est traitée comme une variable aléatoire. Dans ce cas, l'étude a été réalisée sur l'ensemble du modèle en raison de la présence d'une variable aléatoire.

Dans les parties qui suivent, l'effet de divers coefficients de variation de la résistance au cisaillement du sol $CovS_u$ et des différentes valeurs du facteur d'adhérence à l'interface sol-pieu (α) sur la capacité portante du pieu a été étudié. Tandis que $CovS_u$ et α varient, respectivement comme suit :

$$\alpha = 0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.$$

$CovS_u = 10, 30$ and 50% , les valeurs typiques indiqués par Phoon et Kulhawy (1999).

- *L'effet du facteur d'adhérence sur le facteur de capacité portante pour différents coefficients de variation de la cohésion non drainée.*

La figure 4.6 montre les distributions de probabilité cumulatives des facteurs aléatoires de capacité portante du pieu $N_{p, rand}$ pour diverses valeurs de $CovS_u$ ainsi que pour les analyses des bornes supérieure et inférieure. La Figure 4.6(a) indique que pour une surface lisse ($\alpha = 0$), les facteurs de capacité portante aléatoires $N_{p, rand}$ sont inférieurs à $N_{p, deter} = 9,14$. La figure 4.6(b) indique que pour une surface rugueuse ($\alpha = 1$), $N_{p, rand}$ est inférieur à $N_{p, deter} = 11,94$. Ce changement dans les facteurs de capacité portante aléatoires est causé par la transition d'une interface lisse à une interface rugueuse. Aussi, on remarque que l'augmentation de la cohésion non drainée spatialement variable $CovS_u$ diminue le facteur de capacité portante du pieu N_p .

La figure 4.7 montre que l'influence de l'augmentation du facteur d'adhérence α sur les facteurs moyens de capacité portante μN_p est plus importante pour $Cov10\%$ que pour $Cov30\%$ et $Cov50\%$. Dans le cas de $CovS_u$, où le coefficient de variation de la cohésion non drainée augmente, l'effet d'augmentation du facteur d'adhérence devient moins prononcé.

- *Effet de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement non drainée sur les facteurs de capacité portante moyenne pour différents facteurs d'adhérence α .*

La figure 4.8(a) indique que le facteur de capacité portante du pieu augmente avec l'augmentation du facteur d'adhérence α . On observe que l'influence de l'augmentation de la variabilité spatiale de la cohésion non drainée $CovS_u$ est plus importante dans le cas d'une surface rugueuse ($\alpha = 1$) que d'une surface lisse ($\alpha = 0$), où l'effet de l'augmentation de la variabilité spatiale $CovS_u$ est moindre que le facteur d'adhérence α diminue.

Tableau 4.4 : Mécanismes de rupture pour divers facteurs d'adhérence et pour différents diamètres dans le cas de la moitié du modèle.

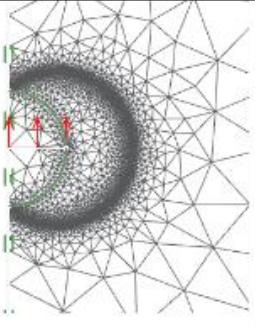
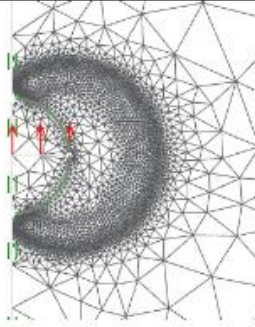
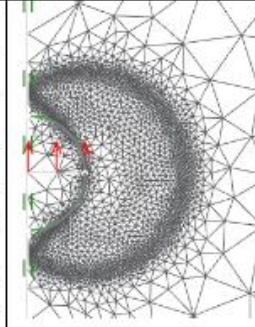
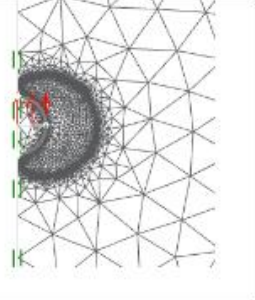
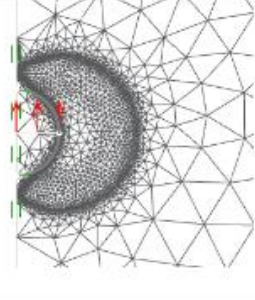
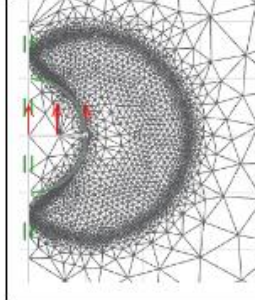
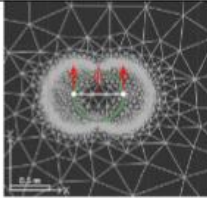
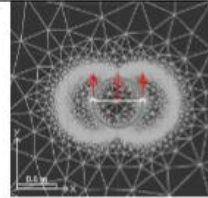
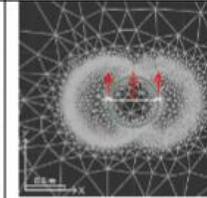
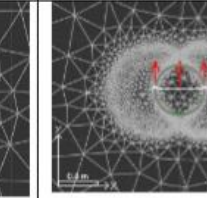
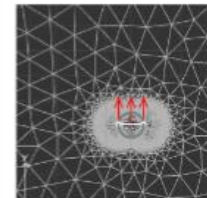
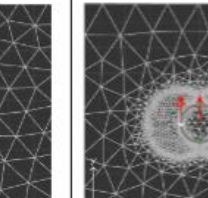
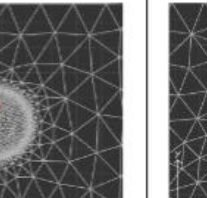
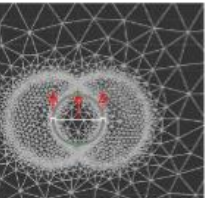
Facteur d'adhérence, α	0	0.6	1
Maillage adaptatif final			
diamètre de pieu	1	1.5	2
Maillage adaptatif final			

Tableau 4.5 : Mécanismes de rupture pour divers facteurs d'adhérence et pour différents diamètres dans le cas de l'ensemble du modèle.

Facteur d'adhérence, α	0	0.2	0.6	1
Maillage adaptatif final				
diamètre de pieu	1	1.5	1.5	2
Maillage adaptatif final				

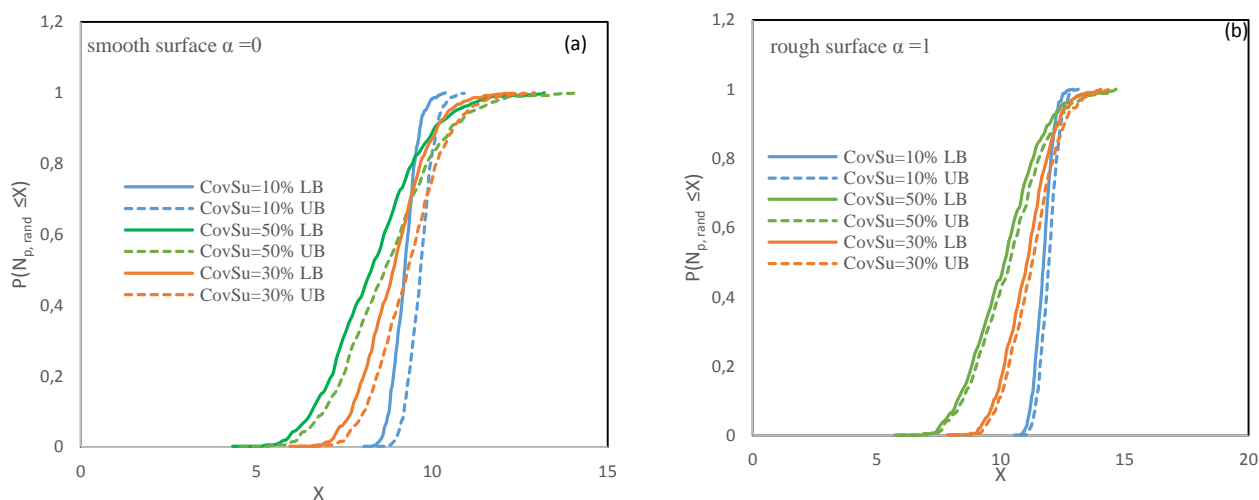


Figure 4.6 : Distributions de probabilité cumulées de $N_{p,rand}$

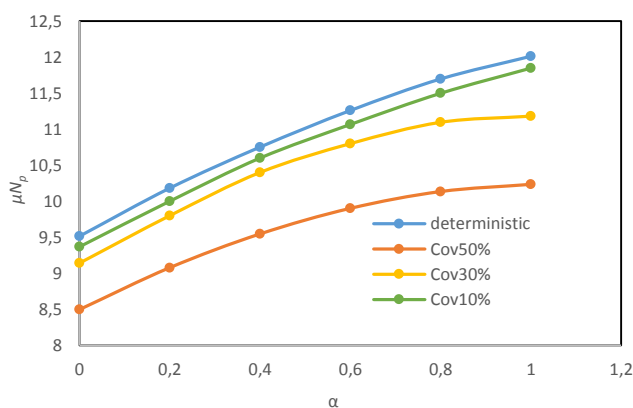


Figure 4.7 : Effet de α sur μN_p

On remarque également que l'augmentation de la variabilité spatiale de la cohésion non drainée du sol diminue le facteur de capacité portante du pieu, confirmant ainsi le résultat obtenu précédemment dans la Figure 4.6.

De plus, la Figure 4.8(b) montre que le coefficient de variation du facteur de capacité portante, $CovN_p$, augmente lorsque $CovSu$ augmente. Cela se produit parce que les valeurs élevées du coefficient de variation impliquent un plus grand niveau de dispersion de la cohésion non drainée du sol autour de la moyenne. Cela conduit à une plus grande variabilité spatiale de la cohésion et à moins d'uniformité dans les propriétés du sol. En revanche, plus la variabilité spatiale de la cohésion non drainée est faible, plus les propriétés du sol sont uniformes.

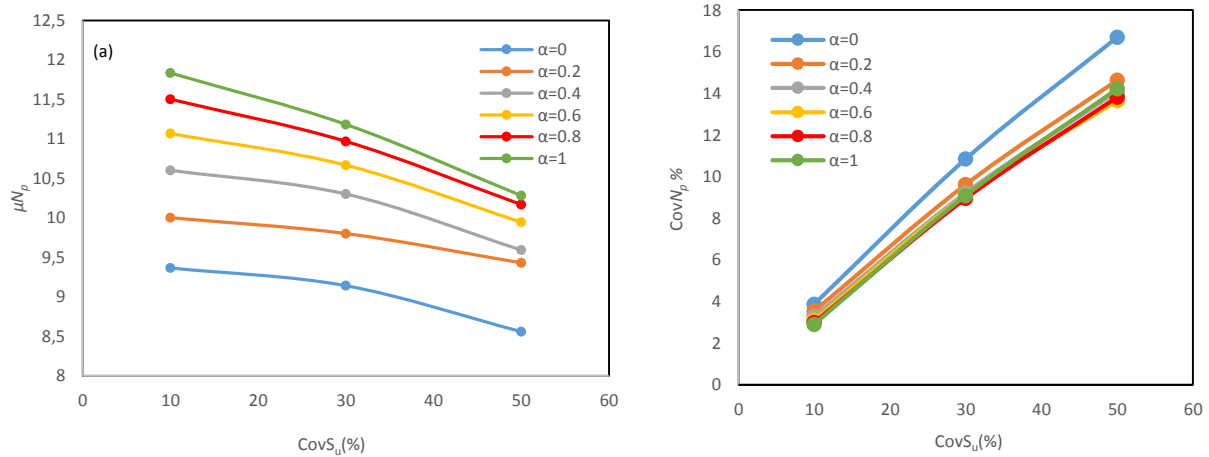


Figure 4.8 : Effet de $CovS_u$ sur (a): μN_p , (b): $CovN_p$

➤ **Effet du facteur d'adhérence sur la courbe de probabilité de rupture**

Dans ce cas, l'analyse est effectuée en fixant Θ à 0,5. Les distributions de probabilité cumulatives pour toutes les valeurs du facteur d'adhésion α sont illustrées dans la Figure 4.9 pour les deux cas de $CovS_u = 10 \%$ et $CovS_u = 50 \%$. Il est clair que le facteur de capacité portante moyen μN_p augmente avec l'augmentation du facteur d'adhérence (α de 0 à 1), ce qui confirme le résultat obtenu précédemment dans la Figure 4.8. La Figure 4.9(a) indique que pour le cas de $CovS_u = 50 \%$, μN_p est inférieur à $N_{p, deter} = 9,14$. Il est à noter qu'il s'agit de la même valeur obtenue lorsque $\alpha = 0$ par Martin et Randolph (2006) pour les bornes inférieures.

On remarque qu'il est difficile de différencier les courbes de la fonction de distribution cumulative (FDC) pour différents facteurs d'adhésion. Cela est dû à la valeur élevée de la dispersion de la résistance au cisaillement ($CovS_u = 50 \%$), ce qui conduit à une incertitude plus élevée.

La Figure 4.9(b) montre que pour le cas de $CovS_u = 10 \%$, μN_p est inférieur à $N_{p, deter} = 11,94$. On peut voir qu'il s'agit de la même valeur obtenue lorsque $\alpha = 1$ par Martin et Randolph (2006) pour les valeurs des bornes supérieures.

On note également qu'il est facile de distinguer les courbes FDC pour différents facteurs d'adhérence car elles sont séparées les unes des autres. Cela est dû à la faible valeur de dispersion de la résistance au cisaillement ($CovS_u = 10 \%$), ce qui conduit à une faible incertitude.

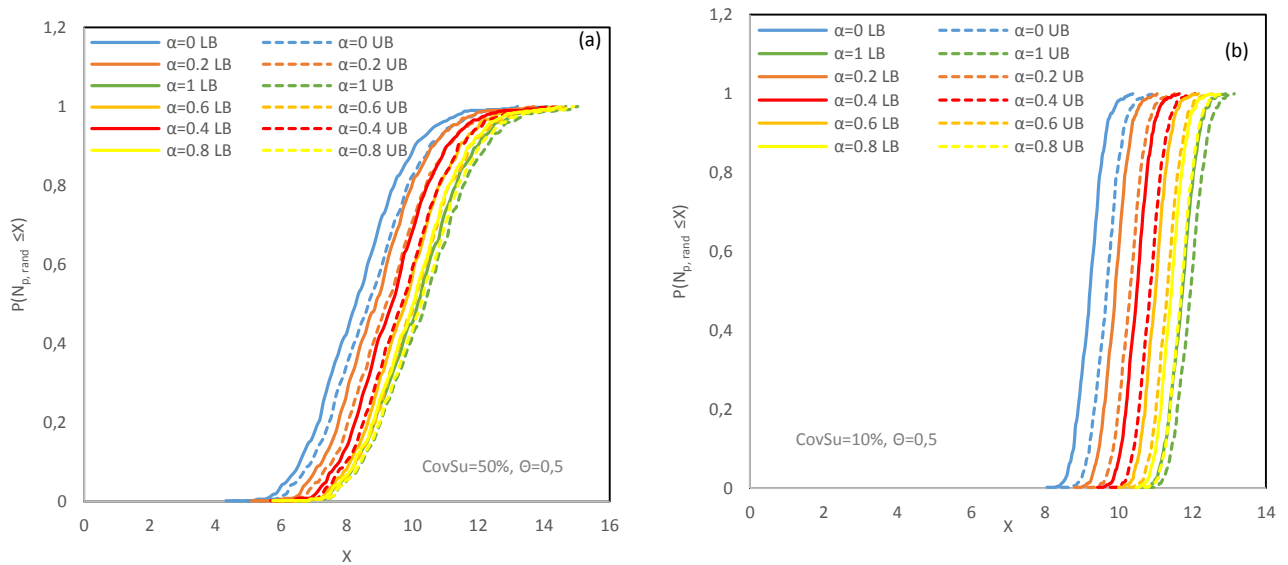


Figure 4.9 : Distributions de probabilité cumulées pour toutes les valeurs du facteur d'adhésion α

➤ **Influence de la longueur de corrélation spatiale normalisée Θ , sur la variation de la valeur moyenne μN_p**

La figure 4.10 montre l'influence de la longueur de corrélation spatiale normalisée Θ en fixant $CovS_u$ à 50%, sur la variation de la valeur moyenne μN_p et du coefficient de variation $CovN_p$ du facteur de capacité portante pour différents facteurs d'adhérence entre l'interface sol-pieu.

La figure 4.10(a) montre que pour tous les facteurs d'adhérence, l'augmentation de la longueur de corrélation spatiale conduit à une augmentation du facteur de capacité portante du pieu. On observe également que l'influence de l'augmentation de Θ sur μN_p est plus importante pour le cas d'une surface rugueuse que pour une surface lisse, dans lequel l'effet de l'augmentation de Θ devient moindre que les facteurs d'adhérence diminuent. La figure 4.10(b) montre que $CovN_p$ augmente avec l'augmentation de Θ .

4.3.3. Cas d'un groupe de deux pieux

Afin de prendre en compte la non-linéarité du sol, on modélise le problème d'interaction sol-pieu précédent, mais avec quelques modifications :

- Au lieu que le comportement du sol soit modélisé par Tresca, il est modélisé par le modèle GSK.
- Au lieu d'un pieu isolé, on a deux pieux avec un espacement entre eux S , comme représenté dans la figure 4.11.

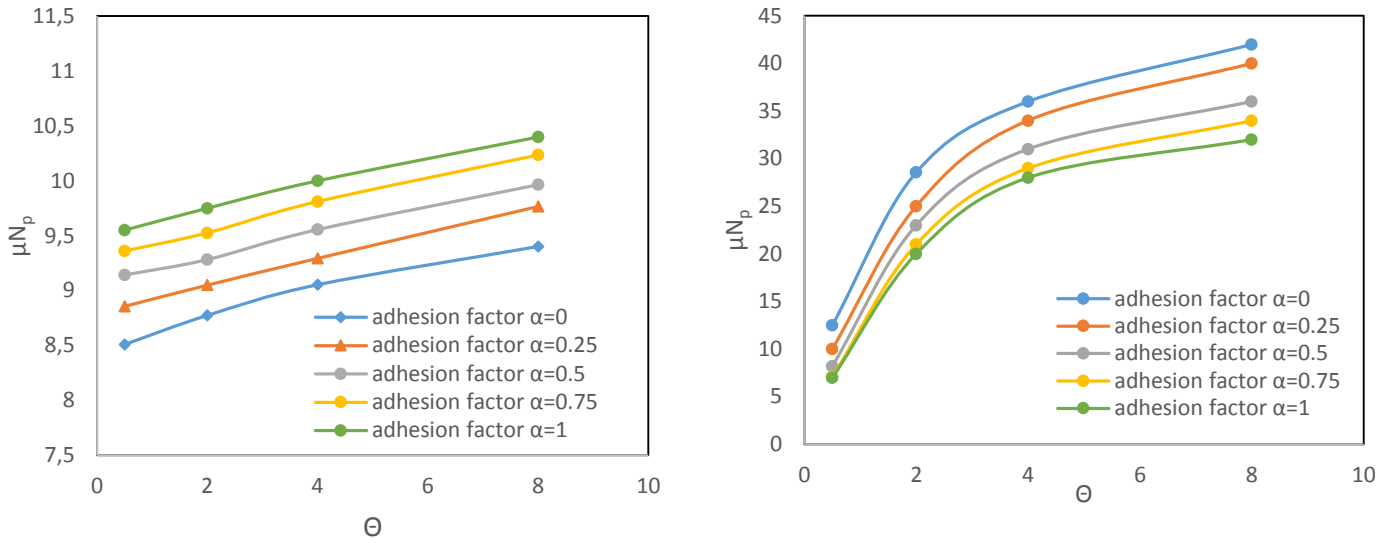


Figure 4.10 : Effet de Θ sur (a): μN_p ; (b): $Cov N_p$ pour différentes adhérences sol-pieu.

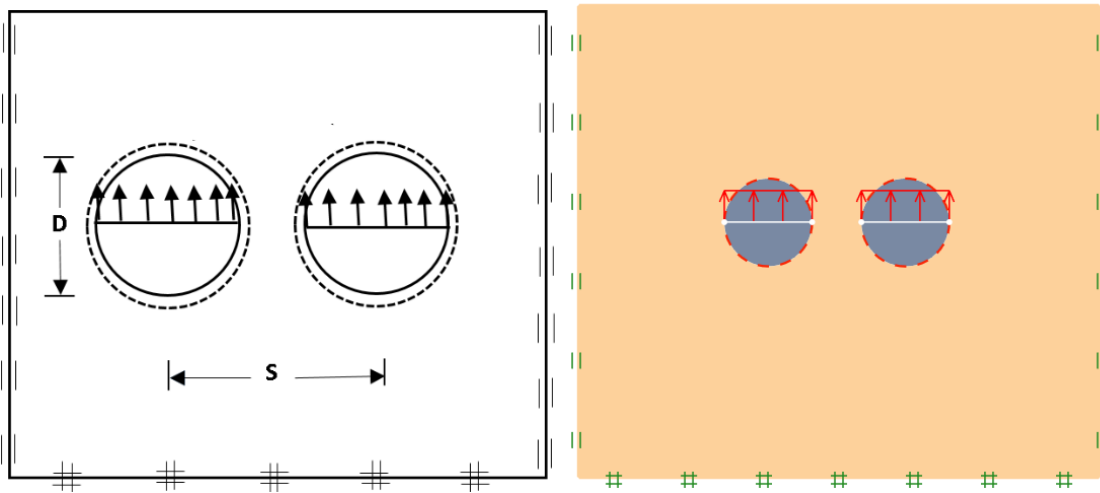
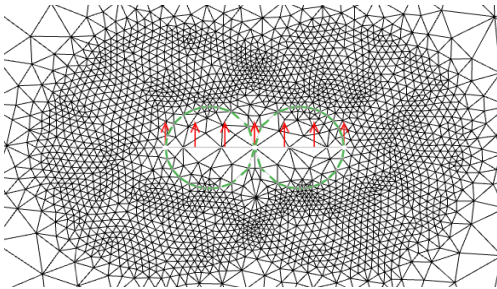
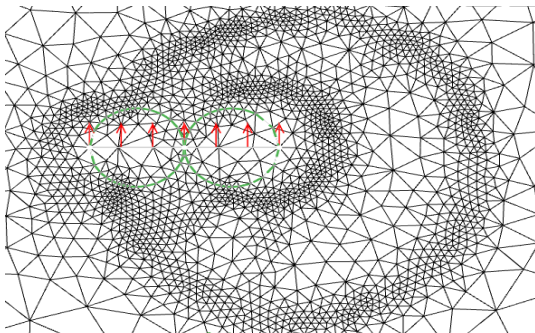
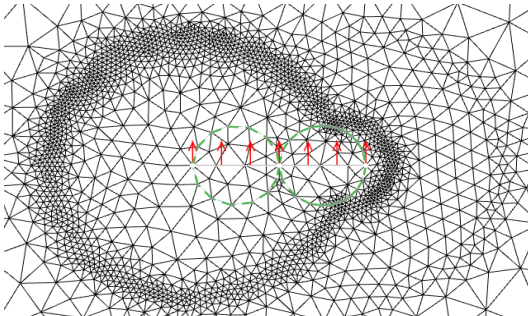


Figure 4.11 : La géométrie du modèle pour deux pieu.

Le tableau 4.6 compare les mécanismes de rupture des analyses déterministe et probabiliste pour deux pieux circulaires avec un facteur d'adhérence $\alpha = 0$ dans le cas de $S/D = 1$. On observe que les mécanismes de rupture de l'analyse probabiliste sont complètement différents du mécanisme déterministe. Cela souligne la nécessité d'utiliser l'ensemble du domaine de sol dans la modélisation pour l'analyse probabiliste.

Tableau 4.6 : Les mécanismes de rupture pour deux pieux

Déterministe	 Diagramme de rupture déterministe pour deux pieux. Le modèle est représenté par un maillage triangulaire dense. Deux pieux sont situés au centre, avec des flèches rouges indiquant des charges verticales descendantes. Des flèches vertes indiquent des déplacements ou des zones de rupture. Les zones de rupture sont localisées autour de chaque pieu et se rejoignent au centre entre les deux pieux.
la longueur de corrélation spatiale $\Theta = 0.5$	 Diagramme de rupture probabiliste pour deux pieux avec une longueur de corrélation spatiale $\Theta = 0.5$. Le maillage et les charges sont identiques à la configuration déterministe. Les zones de rupture (flèches vertes) sont plus étendues et moins localisées qu'en cas déterministe, montrant une plus grande interaction entre les pieux.
la longueur de corrélation spatiale $\Theta = 4$	 Diagramme de rupture probabiliste pour deux pieux avec une longueur de corrélation spatiale $\Theta = 4$. Les zones de rupture (flèches vertes) sont très étendues et forment une large zone unique englobant les deux pieux, indiquant une interaction maximale.

L'influence de divers facteurs d'adhérence sur la variation des facteurs de capacité portant, dans les deux cas des analyses déterministe et probabiliste, est représenté sur la figure 4.12 pour différents espacements de pieux. On remarque que quel que soient les espacements entre les deux pieux, les facteurs de capacité portant augmentent avec l'augmentation des facteurs d'adhérence.

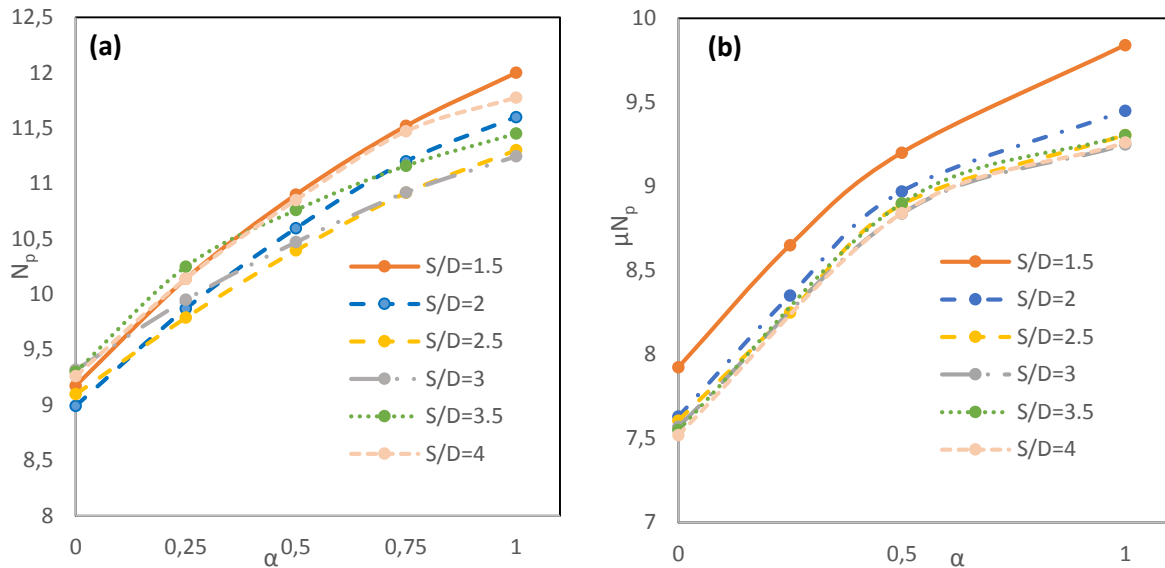


Figure 4.12 : l'effet de α sur N_p : (a) : analyse déterministe ; (b) : analyse probabiliste pour Cov50%.

➤ *Effet de nombre de Monte Carlo simulations sur la charge de rupture*

L'effet du nombre de simulations de Monte Carlo sur la charge ultime moyenne pour 200, 500 et 1000 est illustré dans la figure 4.13. On observe que le nombre d'itérations de Monte Carlo n'a aucun effet sur la charge ultime moyenne. De plus, on peut considérer que la charge ultime moyenne pour un nombre spécifique d'itérations de Monte Carlo est égale à la somme des charges d'effondrement de la 1^{ère} à la n^{ième} itération, divisée par le nombre d'itérations de Monte Carlo effectuées :

$$\text{Charge ultime moyenne}_{(\text{pour } n \text{ itérations de Monte Carlo})} = \frac{\sum \text{charge effondrement moyenne jusqu'à } n \text{ run}}{\text{nombre d'itérations de Monte Carlo}}$$

La figure 4.14 présente l'effet des itérations de Monte Carlo sur le multiplicateur d'effondrement. On remarque à partir de la figure 4.14(a) que les valeurs probabilistes sont plus basses par rapport aux valeurs déterministes, tandis que dans la figure 4.14(b) avec 500 itérations, les valeurs probabilistes sont supérieures aux valeurs déterministes. Cela suggère qu'un nombre plus élevé d'itérations de Monte Carlo conduit à des résultats plus précis pour le multiplicateur d'effondrement et à des valeurs plus fiables par rapport à l'approche déterministe.

De plus, en comparant les résultats de la figure 4.14(a) avec 1000 itérations de Monte Carlo aux résultats de la figure 4.14(b) avec 500 itérations de Monte Carlo, on observe que le nombre d'itérations de Monte Carlo a un effet significatif sur le multiplicateur d'effondrement.

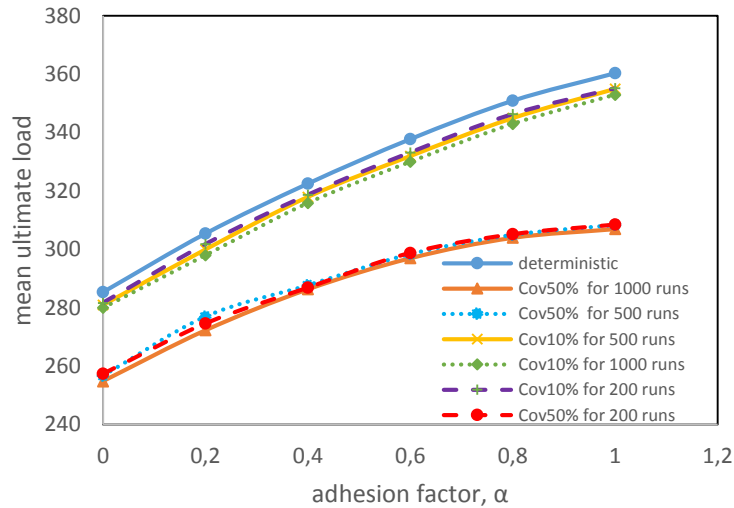


Figure 4.13 : L'effet des simulations de Monte Carlo sur la charge ultime moyenne.

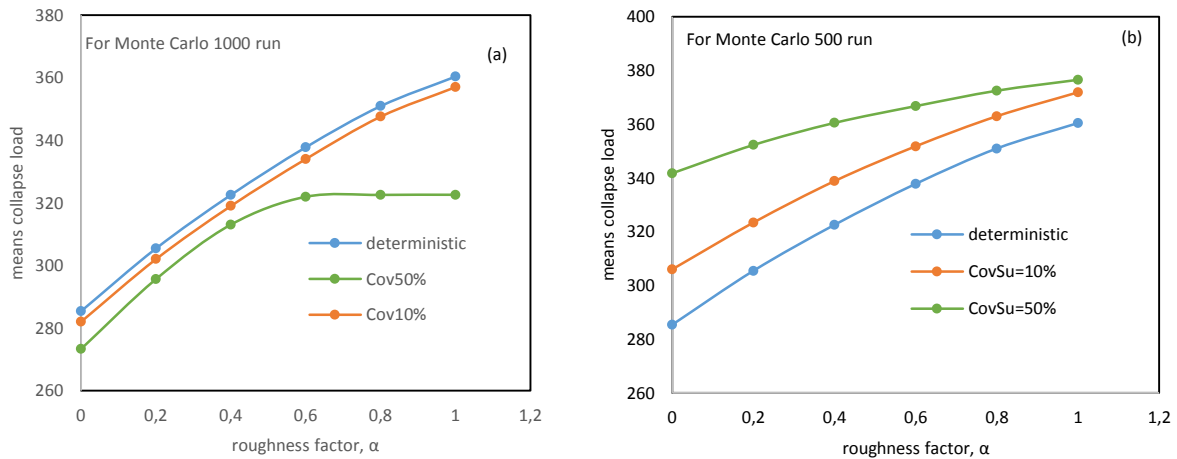


Figure 4.14 : Effet d'itérations de Monte Carlo sur multiplicateur d'effondrement (a) : pour Monte Carlo 1000 itérations ; (b) : pour Monte Carlo 500 itérations.

4.4. Conclusion

Le logiciel de calcul par éléments finis OptumG2 a été utilisé pour étudier la capacité portante non drainée d'un pieu circulaire soumis à une charge latérale, en prenant en compte la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement non drainée. L'effet du facteur d'adhérence α , du coefficient de variation $CovSu$ et du nombre d'itérations de Monte Carlo sur les facteurs de capacité portante a été étudié.

L'analyse déterministe révèle que la taille de la zone de rupture dépend du facteur d'adhérence (α) et du diamètre du pieu. L'augmentation du facteur d'adhérence de 0 à 1 entraîne une augmentation de la taille de la zone de rupture.

L'analyse probabiliste montre que le facteur de capacité portante moyen μNp augmente avec l'augmentation du facteur d'adhérence α de 0 à 1, tandis que l'effet de l'augmentation du facteur d'adhérence diminue à mesure que $CovSu$ augmente.

Pour les surfaces lisses et rugueuses, l'augmentation de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement non drainée $CovSu$ réduit le facteur de capacité portante Np du pieu. On observe que le coefficient de variation du facteur de capacité portante $CovNp$ augmente avec l'augmentation de $CovSu$.

Le nombre d'itérations de Monte Carlo a un effet négligeable sur la charge ultime moyenne. Cependant, il a un effet significatif sur le multiplicateur d'effondrement, où un nombre plus élevé d'itérations de Monte Carlo conduit à des résultats plus précis pour le multiplicateur d'effondrement et à des valeurs plus fiables que dans l'approche déterministe.

Conclusions générales

L'analyse du comportement mécanique des fondations profondes révèle que l'interface sol-pieu joue un rôle prépondérant dans la détermination des conditions de stabilité de l'ouvrage. De nos jours, on constate que la modélisation de l'interaction sol-structure pour ce type de fondation manque de précision, entraînant ainsi une évaluation défectueuse.

Ce travail propose une analyse de la réponse du système d'interaction sol-pieu en utilisant une modélisation non-linéaire de l'interface sol-pieu, soumis à des chargements cycliques dans un sol homogène et à l'incertitude des paramètres dans un sol hétérogène. Quatre problèmes spécifiques sont mis en évidence : l'impact de la rugosité de l'interface (facteur d'adhérence), l'influence du nombre de cycles, la pression inertielle, ainsi que l'effet de la variabilité spatiale de la cohésion du sol.

La première partie de la thèse présente une synthèse bibliographique des travaux antérieurs portant sur le comportement de l'interface sol-pieu dans un sol homogène et hétérogène. Dans le premier chapitre, une exploration des multiples facteurs influençant cette interface a été effectuée. Il a été identifié que la température, la nature du sol, la nappe phréatique, le matériau de construction du pieu, le nombre de cycles, l'amplitude et la fréquence cyclique sont des paramètres qui exercent une influence significative sur la réponse de l'interface sol-pieu.

Le deuxième chapitre expose les travaux de recherche consacrés à l'étude probabiliste du comportement du système d'interaction sol-pieu. Cette section intègre la considération de l'influence de la variabilité spatiale des différents paramètres du sol. Les investigations démontrent de manière cohérente l'impact de la variabilité spatiale des paramètres tels que la cohésion, l'angle de frottement interne, le module de Young, etc., sur le comportement de l'interface sol-pieu.

L'étude numérique du comportement d'un système d'interaction sol-pieu, prenant en compte l'effet du chargement cyclique et le calcul probabiliste, constitue des problématiques complexes nécessitant l'utilisation d'outils de calcul numérique appropriés. Dans ce travail, deux outils numériques ont été utilisés : le logiciel Plaxis 2D, qui permet d'effectuer une analyse sous sollicitation dynamique en utilisant n'importe quelle fonction de charge, et le

Conclusions générales et perspectives

logiciel OptumeG2, qui permet d'effectuer une analyse probabiliste en considérant que les caractéristiques du sol varient spatialement grâce à la méthode de l'analyse limite.

La deuxième partie met en évidence l'étude numérique du comportement d'un système d'interaction sol-pieu sous l'effet du chargement cyclique et le calcul probabiliste. Dans un premier temps, une modélisation numérique à l'aide du logiciel Plaxis 2D a été réalisée pour examiner le cas d'un système d'interaction d'un pieu isolé dans une chambre d'étalonnage sous l'effet d'un chargement cyclique. Cette étude a évalué l'influence de la rugosité du manchon de frottement, du nombre de cycles et de la nappe phréatique sur la contrainte de cisaillement le long de l'interface.

Les résultats de simulation ont révélé qu'une perte d'énergie se produit au moment du changement de rugosité du manchon de frottement (passage de l'existence du manchon à son absence). Par ailleurs, au niveau de l'interface sol-pieu, l'effet du chargement cyclique sur la contrainte de cisaillement est fortement influencé par la rugosité du manchon, avec une augmentation de la contrainte en fonction de l'augmentation de la rugosité. De plus, il a été observé que sous l'influence de la pression interstitielle de l'eau, le phénomène de durcissement cyclique ne se produit pas avec une augmentation du nombre de cycles, tandis qu'en l'absence de nappe phréatique, ce phénomène est observé pour le même nombre de cycles.

En second lieu, la méthode probabiliste a été utilisée avec le logiciel OptumeG2 pour étudier un système d'interaction entre un pieu circulaire et un sol cohérent, en considérant que la cohésion du sol est une variable aléatoire. L'objectif de cette étude était d'évaluer l'effet du coefficient de variation $CovSu$ et des différents facteurs d'adhérence à l'interface sol-pieu sur les facteurs de capacité latérale. Les résultats ont montré que le facteur de capacité portante moyen du pieu μNp augmente avec l'augmentation de la longueur de corrélation spatiale et des facteurs d'adhérence à l'interface sol-pieu (de 0 à 1), ainsi qu'avec la diminution de la variabilité spatiale de la cohésion non drainée. L'effet de l'augmentation de $CovSu$ et Θ sur μNp est plus prononcé dans le cas d'une interface rugueuse ($\alpha=1$) que dans le cas d'une interface lisse ($\alpha=0$). Par ailleurs, la taille de la zone de rupture dépend du diamètre du pieu et du coefficient d'adhérence à l'interface sol-pieu.

Il a également été observé que la charge ultime moyenne n'est pas affectée par le nombre d'itérations de Monte Carlo. Dans le cas d'un sol spatialement variable, les courbes obtenues sont toujours inférieures aux courbes déterministes. En revanche, le nombre

Conclusions générales et perspectives

d'itérations de Monte Carlo a un effet significatif sur la précision du multiplicateur d'effondrement.

Le problème de l'interaction sol-pieu est un sujet de recherche d'une grande importance et en constante évolution. Ce travail peut être poursuivi selon de nombreuses perspectives, telles que :

- L'étude numérique probabiliste du comportement d'un système d'interaction sol-pieu soumis à un chargement cyclique.
- L'étude du comportement de l'interface sol-pieu à la bordure d'une pente reposant sur des sols à deux couches.

Liste des références

- Abbas Al-Shamary, J. M., Z. Chik, and M. R. Taha. 2018. "Modelling and Assessment of a Single Pile Subjected to Lateral Load." *Studia Geotechnica Et Mechanica* 40 (1): 65–78.
- Aksoy, H.S., Gör, M., İnal, E. (2018). Determination of Friction Angles Between Soil and Steel - FRP Piles. *Turkish Journal of Science & Technology*, 13(1) : 19-23.
- Basack, S. (2008). A Boundary Element Analysis of Soil-Pile Interaction Under lateral cyclic loading in Soft Cohesive Soil. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* 9(4): 379-390.
- Basack, S. (2013). Design Recommendations for Pile Subjected to Cyclic Load. *Marine Georesources & Geotechnology*, 33: 283–287.
- Basack, S. (2015). Design Recommendations for Pile Subjected to Cyclic Load. *Marine Georesources & Geotechnology*, 33:4, 283-287.
- Bekki, H., Tali, B., Canou, J., Dupla, J-C., Bouafia, A. (2014). Comportement des interfaces sol-structure sous chargement cyclique à grand nombre de cycles : Application aux pieux. *Journal of Applied Engineering Science et Technology* 1(1): 11-16.
- Bekki, H., Tali, B., Canou, J., Dupla, J-C., Bouafia, A. (2016). Influence of the cyclic loading of very large number of cycles on the pile capacity. *J. Appl. Eng. Sci. Technol* 2(2): 51-55.
- Benouniche, S. (1979). Modélisation de l'endommagement du béton par microfissuration en compression. Thèse de Doctorat, Université de Paris 6, France.
- Boulon, M., Foray, P. (1986). Physical and numerical simulations of lateral shaft friction along offshore piles in sand. *The 3rd Int. Conf. On Numerical Methods in offshore piling*, Nantes, 127-147.
- Boulon, M. (1988). Numerical and physical modelling of piles behaviour under monotonous and cyclic loading. *Int. Symposium SOWAS '88, Delft*, 285-293.
- Boulon, M. (1989). Basic features of soil-structure interface behaviour. *Computer and Geotechnics*, 7, 115-131.

Liste des références

- Boulon, M. (1991). Le comportement d'interface sol-structure : aspects expérimentaux et numériques. *Rev. Franç. Géotech.* n° 54, pp. 27-37.
- Brahmi, N., M. Y. Ouahab, A. Mabrouki, D. Benmeddour, and M. Mellas. 2018. "Probabilistic Analysis of the Bearing Capacity of Inclined Loaded Strip Footings near Cohesive Slopes." *International Journal of Geotechnical Engineering* 1–8.
- Brahmi, N. (2020). Analyse probabiliste et numérique de la capacité portante des fondations superficielles, Thèse de doctorat de l'université de Mohamed Khider -Biskra
- Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A. (2003). Plaxis v8, material model manual, DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas
- Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A. (2003). Plaxis v8, manuel de référence, DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas.
- Bühler, M.M. (2006). Experimental and Numerical Investigation of Soil-Foundation-Structure Interaction during Monotonic, Alternating and Dynamic Loading. Dissertation approved by the Faculty of civil Engineering, Geo and Environment Sciences at the University of Fridericiana in Karlsruhe.
- Byrne, B.W., Mcadam, R.A., Burd, H.J., Beuckelaers, W. J. A. P., Gavin, K.G., Houlsby, G.T., Igoe, D.J. P., Jardin, R.J., Martin, C. M., Wood, A.M., Potts, D.M., Gretlund, J.S., Taborda, D.M.G., Zdravkovic', L. (2020). Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden. *Géotechnique* 70 (11) : 970-985.
- Canakci, H., Hamed, M. (2017). Experimental study on axial response of different pile materials in organic soil. *Geomechanics and Engineering* : 12(6) : 899-917.
- Chogueur, A., Abdeldjalil, Z., Reiffsteck, P. (2018). Parametric and Comparative Study of a Flexible Retaining Wall. *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 62(2), pp. 295–307.
- Dasaka, S.M. (2005). Probabilistic site characterization and reliability analysis of shallow foundations and slopes, Thèse de doctorat de l'institut indien des sciences de Bangalore.
- Dash, S.R., Bhattacharya, S. (2015). Pore Water Pressure Generation and Dissipation near to Pile and Far-filed in Liquefiable Soils. *Int. J. of GEOMATE*, Dec., 2015, Vol. 9, No. 2 (Sl. No. 18), pp. 1454-1459.

Liste des références

- Deendayal, R., K. Muthukkumaran, and T. G. Sitharam. 2016. "Response of Laterally Loaded Pile in Soft Clay on Sloping Ground." *International Journal of Geotechnical Engineering* 10 (1): 10–22.
- De Gennaro, V., Frank, R., Said, I. (2008). Finite element analysis of model piles axially loaded in sands. *Rivista Italiana Di Geotechnica* 2/2008, pp: 44-62.
- Dejong, J.T., Randolph, M.F., White, D.J. (2003). Interface Load Transfer Degradation During Cyclic Loading. *Soils and Foundations* 43(4) : 81-93.
- Desai, C. S., Rigby, D. B. (1995). Modelling and testing of interfaces. *Mechanics of Geomaterial Interfaces*. Elsevier Science. pp : 107-125.
- Doghman, M., Mroueh, H., Burlon, S. (2020). Behaviour model of soil-pile interface taking into account the phenomenon of contractancy/Dilatancy. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - Lyon 2020*.
- Donna, A.D., Ferrari, A., Laloui, L. (2016). Experimental investigations of the soil-concrete interface: physical mechanisms, cyclic mobilization and behaviour at different temperatures. *Canadian Geotechnical Journal* 53(4).
- Edil, T.B., Bosscher, P.J., Sundberg, A.J. (2006). Soil-Structure Interface Shear Transfer Behavior. *Geotechnical Special Publication No. 156*, American Society of Civil Engineers, pp. 528-543.
- El Haj, A-K., Soubra, A-H., Fajoui, J. (2019). Probabilistic analysis of an offshore monopole foundation taking into account the soil spatial variability. *Computers and Geotechnics* 106 : 205-216.
- El-Sakhawy, N., Nassar, A. (2013). Interaction pieux-sol en cours de consolidation. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris 2013.
- Farag, R. 2014. "Probabilistic Pseudostatic Analysis of Pile in Laterally Spreading Ground." *Ain Shams Engineering Journal* 5 (2): 343–354.
- Fatahi, B., Basack, S., Ryan, P., Zhou, W-H., Khabbaz, H. (2014). Performance of laterally loaded piles considering soil and interface parameters. *Geomechanics and Engineering*, 7(5) : 495-524.

Liste des références

- Fenton, G.A. (1999a). Random field modeling of CPT data. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 125(6), 486-498.
- Fenton, G. A., Griffiths, D.V. (2007). Review of probability theory, random variables, and random fields. International Centre for Mechanical Sciences CISM courses and lectures No. 491: 1-69.
- Frank, R. (2017). Some aspects of research and practice for piles design in France. *Innov Infrastructure Solut* 2:32.
- Georgiadis, K., M. Georgiadis, and C. Anagnostopoulos. 2013. “Lateral Bearing Capacity of Rigid Piles near Clay Slopes.” *Soils and Foundations* 53 (1): 144–154.
- Giraldo, J., Rayhani, M.T .(2013). Influence of Fiber-Reinforced Polymers on Pile–Soil Interface Strength in Clays. *Advances in Civil Engineering Materials* : 2(1), pp. 1–17.
- Griffiths, D.V., Huang, J., and Fenton, G.A. (2009). Influence of Spatial Variability on Slope Reliability Using 2-D Random Fields. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 135(10), 1367-1378.
- Haldar, S., Sivakumar Babu, G.L. (2008). Effect of soil spatial variability on the response of laterally loaded pile in undrained clay. *Computers and Geotechnics* 35 : 537–547.
- Haldar, S., Sivakumar Babu, G.L. (2008). Probabilistic analysis of load-settlement response from pile load tests. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 2(2): 79-91.
- Hamrouni, A., Dias, D., Sbartai, B. (2017). Probabilistic analysis of piled earth platform under concrete floor slab. *Soils and Foundations* 57 : 828–839.
- Hamouma, D., Messameh, A.A., Tallah, N. (2020). Finite Element Analysis of Soil-Plie Interface Under Cyclic Loading. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)* 11(10) : 49-57.
- Harr, M. E. (1996). Reliability-based design in civil engineering. Mineola, NY: Dover Publications.
- Hazzar, L., M. N. Hussien, and M. Karray. 2016. “Numerical Investigation of the Lateral Response of Battered Pile Foundation.” *International Journal of Geotechnical Engineering* 11 (4): 376–392.

Liste des références

- Hoteit, N. (1990). Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent. PhD Thesis, Institut National Polytechnique, Grenoble.
- Jardine, R.J., Chow, F.C. (1996). New Design Methods for Offshore Piles. 96=103, Department of Civil Engineering, Imperial College, London, UK.
- Jegatheeswaran, B., and K. Muthukkumaran. 2016. "Behavior of Pile Due to Combined Loading with Lateral Soil Movement." *International Journal of Geo-Engineering* 7.
- Jones, A. L., Kramer, S. L., Aduino, P. (2002). Estimation of uncertainty in geotechnical properties for performance-based earthquake engineering, Report No. 2002/16, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), Berkeley, CA.
- Juang, C.H., Zhang, J., Shen, M., Hu, J. (2019). Probabilistic methods for unified treatment of geotechnical and geological uncertainties in a geotechnical analysis. *Engineering geology* 249 : 148-161.
- Kavitha, P.E., Beena, K.S., Narayanan, K.P. (2016). A review on soil– structure interaction analysis of laterally loaded piles. *Innov Infrastructure Solut* 1:14
- 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): 352-364.
- Keaton, J.R. (2013). Engineering Geology: Fundamental Input or Random Variable?. *Geotechnical Special Publication 229: Foundation Engineering in the Face of Uncertainty*, 232-253.
- Keawsawasvong, S., and B. Ukritchon. 2016. "Ultimate Lateral Capacity of Two Dimensional Plane Strain Rectangular Pile in Clay." *Geomechanics and Engineering* 11 (2): 235–252.
- Kim, H-J., Mission, J.L. (2011). Probabilistic Evaluation of Economical Factor of Safety for the Geotechnical Design of Pile Axial Load Capacity. *KSCE Journal of Civil Engineering* 15(7):1167-1176.
- Koiter, W.T., (1960). General Theorems for Elastic-Plastic Solids. In: *Progress in Solid Mechanics* (eds. I.N. Sneddon, R. Hill), Vol. 1., North-Holland, Amsterdam, pp. 165-221.

Liste des références

- Krabbenhoft, K., Lyamin, A., Krabbenhoft, J. (2015). Optum Computational Engineering (Optum2). Computer software]. Retrieved from <https://www.optumce.com>.
- Kulhawy, F.H., Phoon, K.K., 2002. Observations on geotechnical reliability-based design development in North America. In: Honjo, Y., Kusakabe, O., Matsui, K., Kouda, M., Pokharel, G. (Eds.), Foundation Design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonization and Performance Based Design. A.A. Balkema, Tokyo, Japan, pp. 31-48.
- Lacasse, S., and F. Nadim. 1996. "Uncertainties in Characterizing Soil Properties." In Proceeding of ASCE Special Technical Publication No.58:Uncertainty in the Geologic Environment-From Theory to Practice: 49–75
- Lee, C. Y. (1993). Cyclic response of axially loaded pile groups. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 119(9): 1399–1413.
- Li, Z., Haigh, S.K., Bolton, M.D. (2012). Effect of previous cyclic axial loads on pile groups. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 12(1) : 15–23.
- Martin, C. M., and M. F. Randolph. 2006. "Upper-bound Analysis of Lateral Pile Capacity in Cohesive Soil." *Géotechnique* 56 (2): 141–145.
- Messast, C. (2007). Calcul des Déplacements d'un Pieu Soumis a des Charge Dynamiques. Thèse de doctorat. Université Badji-Mokhtar- Annaba.
- Mcadam, R.A., Byrne, B.W., Houlsby, G.T., Beuckelaers, W. J. A. P., Burd, H.J., Gavin, K.G., Igoe, D.J. P., Jardin, R.J., Martin, C. M., Wood, A.M., Potts, D.M., Gretlund, J.S., Taborda, D.M.G., Zdravkovic', L. (2020). Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk. *Géotechnique* 70 (11) : 986–998.
- Misra, A., Roberts, L.A. (2006). Probabilistic analysis of drilled shaft service limit state using the "t-z" method. Can. Geotech. J. 43: 1324-1332.
- Mission, J.L.C., Kim, H-J., Kim, H-W., Kim, D. (2011). Stochastic Analysis of Cast-in-place Reinforced Concrete Deep Foundation Elements Considering Spatial, Material, and Geometric Variability. World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'11⁺). Seoul, Korea.

Liste des références

- Mominul, H.M., Alam, M.J., Ansary, M.A., Karim, M.E. (2013). Dynamic Properties and Liquefaction Potential of a Sandy Soil Containing Silt, article in Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.
- Muhammed, R.D., Canou, J., Dupla, J-C. (2018). Effect of Loading Frequency on The Evolution of Clay-Pile Friction For Large Number of Cycles. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Champs-sur-Marne 2018.
- Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of Geotechnical Variability. Canadian Geotechnical Journal 36 (4): 612-624.
- Pradhan, S.K., Desai, C.S. (2006). DSC Model for Soil and Interface Including Liquefaction and Prediction of Centrifuge Test. J. Geotech. Geoenviron. Eng 132 : 214-222.
- Pula, W., Rozanski, A. (2012). Reliability of Rigid Piles Subjected to Lateral Loads. Archives of Civil and Mechanical Engineering 12 (2): 205–218.
- Randolph, M.F., Gourvenec, S. (2011). Oshore Geotechnical Engineering; Spon Press/Taylor & Francis Group: New York, NY, USA.
- Randolph, M.F., Houlsby, G. T. (1984). The Limiting Pressure on a Circular Pile Loaded Laterally in Cohesive Soil. *Géotechnique* 34 (4): 613–623.
- Russelli, C. (2008). Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem, Thèse de doctorat de l'université de Stuttgart.
- Schneider, J.A., White, D.J., Lehane, B.M. (2007). Shaft Friction of Piles Driven in Siliceous, Calcareous and Micaceous Sands. Proceeding of the 6th International offshore Site Investigation and Geotechnics Conference: Confronting New Challenges and Sharing Knowledge, 11-13 September 2007, London, Uk.
- Schweckendiek, T. (2006). Structural Reliability Applied to Deep Excavations. Coupling Reliability Methods with Finite Elements.
- Sharma, N., Dasgupta, K., Dey, A. (2018). A state-of-the-art review on seismic SSI studies on building structures. *Innov Infrastructure Solut* 3:22.
- Silva, M., Foray, P., Rimoy, S., Jardine, R., Tsuha, C., Yang, Z. (2013). Influence of cyclic axial loads in the behaviour and response of driven piles in sand. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013.

Liste des références

- Tang, W. H. (1984). Principles of Probabilistic Characterization of Soil Properties, Probabilistic Characterization of Soil Properties: Bridge between Theory and Practice, ASCE, pp. 74-89.
- Tallah, N. (2018). Comportement de l'interface sol-structure sous chargements monotone et cyclique. Thèse de doctorat de l'université de Mohamed Boudiaf - M'sila.
- Talukder, M.K., Lye, L.M. (2008). Probabilistic Analysis of Laterally Loaded Pile-Soil System using Monte Carlo Simulation. Proceedings of the Eighth (2008) ISOPE Pacific/Asia Offshore Mechanics Symposium. Bangkok, Thailand.
- Tandjiria, V., Teh, C.I., Low, B.K. (2000). Reliability Analysis of Laterally Loaded Piles Using Response Surface Methods. Structural Safety 22 : 335-355.
- Tuladhar, R., Maki, T., Mutsuyoshi, H. (2008). Cyclic behavior of laterally loaded concrete piles embedded into cohesive soil. Earthquake Engng Struct. Dyn, 37: 43–59.
- Wang, Y., Liu, X., Zhang, M., Yang, S., Sang, S. (2020). Field Test of Excess Pore Water Pressure at Pile–Soil Interface Caused by PHC Pipe Pile Penetration Based on Silicon Piezoresistive Sensor. Sensors 2020, 20(10).
- White, D. J., Lehane, B. M. (2004). Friction fatigue on displacement piles in sand. Géotechnique 54 (10): 645-658.
- Wolff, T. F., E. C. Demsky, J. Schauer, and E. Perry. 1996. “Reliability Assessment of Dike and Levee Embankments.” In Proceeding of Uncertainty in the Geologic Environment-From Theory to Practice, Geotechnical Special Publication No. 58.
- Wong, K.S., Teh, C.I. (1995). Negative Skin Friction on Piles in Layered Soil Deposits. J. Geotech. Engrg, 121(6): 457-465.
- Xiao, S., Suleiman, M.T., McCartney, J.S. (2014). Shear Behavior of Silty Soil and Soil-Structure Interface under Temperature Effects. In: *Geo-Congress GSP 234. ASCE* : 4105-4114.
- Xing, L., Wang, D., Wang, L., Fan, M., Duan, L. (2021). Experimental Study on Pile-Soil Interaction Response in Saturated Sand under Long-Term Horizontal Cyclic Loading. Advances in Civil Engineering.

Liste des références

- Yáñez-Godoy, H., Elachachi, S.M. (2015). Effects of Spatial Soil Heterogeneities on Structural Behavior of a Steel Sheet Pile. 2th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12. Vancouver, Canada.
- Yang, Z., Jeremić, B. (2005). Study of Soil Layering Effects on Lateral Loading Behavior of Piles. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 131:762-770.
- Yan, L., Byrne, P.M. (1992). Lateral pile response to monotonic pile head loading. *Can. Geotech. J.* 29 : 955-970.
- Yao-Kun, L., Xiao-Lei, H., Jing, J., Fu, D-L, Yan-Kun, Q., Bai-Cheng, D., Chao, L. (2015). Behavior of interfaces between granular soil and structure: a state-of-the-art review. *Open Civ Eng J* 9:213–223.
- Yazdani, S., Helwany, S., Olgun, G. (2018). Influence of Temperature on Soil-Pile Interface Shear Strength. *Geomechanics for Energy and the Environment* 18: 69-78.
- Yuan, B., Li, Z., Chen, W., Zhao, J., Lv, J., Song, J., Cao, X. (2022). Influence of Groundwater Depth on Pile–Soil Mechanical Properties and Fractal Characteristics under Cyclic Loading. *Fractal Fract.* 2022, 6, 198.
- Yu, J., M. Huang, and C. Zhang. 2015. “Three-dimensional Upper-bound Analysis for Ultimate Bearing Capacity of Laterally Loaded Rigid Pile in Undrained Clay.” *Canadian Geotechnical Journal* 52: 1775–1790.
- Zhang, G., Zhang, J. (2009). State of the art: mechanical behavior of soil–structure interface. *Progress in Natural Science* 19: 1187–1196.
- Zhu, H., Zhang, L.M. (2013). Characterizing geotechnical anisotropic spatial variations using random field theory, *Can. Geotech. J.* 50 : 723-734.