



**Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**Thèse**

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

**Doctorat 3<sup>ème</sup> Cycle LMD**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Géotechnique et ouvrages d'art en interaction**

Sous le Thème :

**Modélisation du comportement des fondations superficielles  
dans un massif de sol gonflant, cas de la région de Sefiane**

Présentée par :

**KHENNOUF Abdelaziz**

**Devant le jury composé de :**

M. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
M. BAHEDDI Mohamed	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
M. BEZZIH Kamel	MCA	Université de Batna 2	Co-Rapporteur
M. DEMAGH Rafik	Prof.	Université de Batna 2	Examineur
M. BENMEDDOUR Djamel	Prof.	Université de Biskra	Examineur

A mes parents, source intarissable d'amour et d'inspiration

A mes adorables frères et mes admirables sœurs

A tous mes proches et amis

## Remerciements

En premier lieu je remercie Allah pour m'avoir donné tant de courage et de patience pour accomplir cette thèse.

Mes vifs remerciements s'adressent à mon Directeur de thèse, l'honorable Dr Baheddi Mohamed, Professeur à l'Université de Batna 2, pour son encadrement éclairé, sa disponibilité à mon égard, ses conseils avisés et ses suggestions enrichissantes. Qu'il soit aussi remercié pour sa gentillesse et pour les nombreux encouragements qu'il m'a prodigués.

Je tiens aussi à remercier Madame Rafaela Cardoso, Professeur associé de Département de Génie Civil à l'Instituto Superior Técnico (IST), Université de Lisbonne, qui m'a accepté au sein de son laboratoire et sa gentillesse.

Je tiens à remercier très sincèrement le Président du Jury Dr Karech Toufik, Professeur à l'Université de Batna 2, qui a accepté de présider le jury de thèse.

Je souhaite exprimer également ma reconnaissance aux membres du jury le Professeur Demagh Rafik de l'Université de Batna 2 et le Professeur Benmeddour Djamel de l'Université de Biskra de l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant d'être Examineurs, de m'avoir fait l'honneur de lire mon travail et de me faire part de leurs appréciations et corrections instructives.

Merci enfin à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail de recherche.

**Résumé**

Le comportement des fondations superficielles dans un sol gonflant est un sujet de plus en plus d'intérêt géotechnique, surtout avec la grande répartition des sols gonflants dans le monde. Pour cette raison, la conception de fondations superficielles isolées sur des sols gonflants nécessite une étude approfondie pour évaluer l'effet du potentiel de gonflement du sol sur le soulèvement final et capacité portante de la fondation. Une approche analytique simple basée sur l'état de contrainte dans le sol sous la fondation peut être utilisée pour calculer le soulèvement de la fondation. Le but de cette recherche est de proposer un modèle numérique de gonflement du sol utilisant le code de différences finies (FLAC3D), effectuées sur une fondation superficielle isolée fondée sur un massif de sol gonflant homogène de la région de Sefiane dans la wilaya de Batna, en Algérie, soumise à des charges verticales. En outre, l'influence de certains paramètres sur le soulèvement total et la capacité portante des fondations a été analysée. Les résultats d'analyse de la modélisation 3D proposée ont été comparés et discutés avec les solutions analytiques. Les résultats numériques obtenus montrent une bonne concordance avec les solutions analytiques proposées dans la littérature, et fournissent une prédiction satisfaisante du soulèvement et la portance des fondations superficielles.

**Mots clés :** Fondation superficielle, soulèvement, sol argileux, gonflement, modélisation numérique, pression de gonflement, capacité portante.

**Abstract**

The behavior of shallow foundations in swelling soil is a subject of increasing geotechnical interest, especially with the wide distribution of swelling soils around the world. For this reason, the design of isolated shallow foundations in swelling soils requires a thorough study to evaluate the effect of the soil's swelling potential on the final heave and bearing capacity of the foundation. A simple analytical approach based on the soil stress state below the foundation can be used to calculate the foundation heave. The aim of this research is to propose a numerical model of soil swelling using the finite-difference code (FLAC3D), performed on an isolated shallow foundation founded on a homogeneous swelling soil mass at Sefiane region in Batna Province, Algeria, subjected to vertical loads. In addition, the influence of certain parameters on the total heave and bearing capacity of the foundations was analyzed. The analytical results of the proposed 3D modelling were compared and discussed with the analytical solutions. The numerical results obtained show a good agreement with the analytical solutions proposed in the literature, and deliver a satisfactory prediction of the heave and bearing capacity of the shallow foundations.

**Keywords:** Shallow foundation, heave, clayey soil, swelling, numerical modelling, swelling pressure, bearing capacity.

**ملخص**

سلوك الأساسات السطحية في التربة المنتفخة هو موضوع اهتمام جيوتقني متزايد، خاصة مع التوزيع الكبير للتربة المنتفخة حول العالم. لهذا السبب، يتطلب تصميم الأساسات السطحية المعزولة في التربة المنتفخة إجراء دراسة عميقة لتقييم تأثير إمكانات انتفاخ التربة على الرفع النهائي وقدرة تحمل الأساس. يمكن استخدام نهج تحليلي بسيط يعتمد على حالة الإجهاد في التربة تحت الأساس لحساب رفع الأساس. الهدف من هذا البحث هو اقتراح نموذج رقمي لانتفاخ التربة باستخدام رمز الاختلاف المحدود (FLAC3D)، الذي يتم على أساس سطحي معزول راسخ على كتلة تربة منتفخة متجانسة في منطقة سفيان بولاية باتنة، الجزائر، تخضع لأحمال رأسية. بالإضافة إلى ذلك، تم تحليل تأثير بعض المعلمات على الرفع الكلي وقدرة التحمل للأساسات. تمت مقارنة نتائج تحليل النمذجة ثلاثية الأبعاد المقترحة ومناقشتها مع الحلول التحليلية. تظهر النتائج العديدة التي تم الحصول عليها توافقاً جيداً مع الحلول التحليلية المقترحة في الأدبيات، وتقدم تنبؤاً مرضياً لرفع وتحمل الأساسات السطحية.

**الكلمات المفتاحية:** الأساسات السطحية، الارتفاع، التربة الطينية، الانتفاخ، النمذجة الرقمية، ضغط الانتفاخ، قدرة التحمل.

---

**Table des matières**

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

**Chapitre 01**

**Aperçu bibliographique sur le gonflement des sols argileux**

1.1. Introduction .....	4
1.2. Nature et structure des sols argileux.....	5
1.2.1. Minéraux argileux .....	5
1.2.2. Interaction entre l'eau et les minéraux argileux.....	10
1.2.3. Liaisons structurelles et arrangement des particules .....	12
1.3. Gonflement des particules argileuses.....	14
1.3.1. Gonflement interfoliaire et interparticulaire.....	15
1.3.2. Mécanisme de gonflement au sens physico-chimique .....	15
1.3.3. Mécanisme de gonflements au sens mécanique.....	17
1.4. Comportement des sols gonflants lors de l'humidification.....	19
1.4.1. L'équilibre de l'humidité .....	19
1.4.2. Zone active.....	20
1.4.3. Vitesse d'absorption de l'eau.....	21
1.5. Facteurs influençant le gonflement.....	22
1.5.1. Propriétés des sols.....	22
1.5.2. Conditions environnementales.....	23
1.5.3. Conditions des contraintes.....	24
1.6. Classification des sols gonflants .....	25
1.6.1. Classification basée sur les propriétés du sol (Méthode indirecte).....	25
1.6.2. Formules empiriques .....	29
1.7. Méthode de mesure de gonflement (Méthode directe).....	30
1.7.1. Méthode de gonflement libre .....	31
1.7.2. Méthode de gonflement sous charges constantes .....	31
1.7.3. Méthode de gonflement à volume constant.....	32
1.7.4. Autres méthodes.....	33
1.8. Conséquences de gonflement sur les constructions .....	33
1.8.1. Descriptions des dommages .....	33
1.9. Conclusion.....	35

**Chapitre 02**

**Méthodes de prédiction de soulèvement des fondations superficielles**

2.1. Introduction .....	36
2.2. Type des fondations superficielles .....	36
2.3. Distribution des contraintes sous une fondation superficielle.....	37
2.4. Méthodes de calcul analytique de soulèvement.....	40

2.4.1. Calcul basée sur les essais œdométriques.....	43
2.4.2. Calcul basée sur la succion du sol .....	48
2.5. Modèles numériques des sols gonflants .....	50
2.5.1. Modèle élastoplastique.....	50
2.5.2. Modèle élastique non linéaire .....	51
2.5.3. Méthode du l'indice de vide-teneur en eau.....	52
2.6. Modélisation numérique des fondations superficielles .....	53
2.7. Conclusion.....	59

### Chapitre 03

#### Les sols argileux gonflants de la région de Sefiane : Identification, classification et comportement mécanique lors de l'humidification

3.1. Introduction .....	60
3.2. Contexte géographique .....	60
3.3. Données climatiques .....	61
3.4. Essais d'identification du sol.....	62
3.4.1. Procédures d'essais.....	62
3.4.2. Résultats et discussions.....	63
3.5. Classification du sol de la région de Sefiane .....	65
3.6. Les essais mécaniques .....	67
3.6.1. Procédures d'essais.....	67
3.6.2. Résultats et discussions.....	67
3.7. Estimation indirecte des paramètres de gonflement du sol étudié.....	69
3.8. Conclusion.....	72

### Chapitre 04

#### Outil de simulation numérique et lois de comportement

4.1. Introduction .....	73
4.2. Présentation de FLAC <sup>3D</sup> .....	73
4.2.1. La résolution explicite.....	74
4.2.2. Méthodologie de modélisation.....	74
4.2.3. Eléments d'interface .....	75
4.3. Loi de comportement des sols.....	77
4.3.1. Comportement élastique .....	77
4.3.2. Comportement élasto-plastique .....	78
4.4. Conclusion.....	84

### Chapitre 05

#### Analyse numérique du soulèvement des fondations superficielles isolées assise dans un massif du sol gonflant

5.1. Introduction .....	85
-------------------------	----



5.2. Approche de modélisation numérique 3D.....	85
5.2.1. Géométrie et conditions aux limites du modèle .....	85
5.2.2. Choix de maillage .....	86
5.2.3. Modèle constitutif et paramètres utilisés.....	87
5.2.4. L'état initial et le chargement.....	88
5.3. Résultats et discussions .....	89
5.3.1. Évolutions de soulèvement en fonction de la charge .....	89
5.3.2. Vecteurs de soulèvement de la fondation.....	91
5.3.3. Incréments des déformations volumétriques .....	92
5.3.4. Cas d'une semelle rectangulaire et circulaire .....	93
5.3.5. Évolution du soulèvement dans la profondeur du sol.....	95
5.3.6. Variation de la déformation de gonflement avec l'épaisseur du sol gonflant.....	97
5.3.7. Influence de l'encastrement de la fondation .....	98
5.3.8. Influence de la rigidité du sol.....	100
5.3.9. Influence du modèle constitutif du sol .....	103
5.4. Conclusions .....	104
<b>Chapitre 06</b>	
<b>Capacité portante des fondations superficielles isolées assise dans un massif du sol gonflant</b>	
6.1. Introduction .....	106
6.2. Description du cas étudié .....	106
6.3. Procédure de modélisation numérique.....	108
6.4. Résultats et discussions .....	109
6.4.1. Charge limite- sans et avec gonflement.....	109
6.4.2. Validation du modèle numérique.....	110
6.4.3. Contours des déformations de cisaillement.....	112
6.4.4. Influence de l'interface .....	113
6.4.5. Influence de la résistance du sol.....	114
6.4.6. Influence de non- associativité.....	117
6.4.7. Influence du modèle constitutif du sol .....	119
6.5. Conclusions .....	119
<b>Conclusions générales et perspectives.....</b>	<b>121</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>124</b>
<b>Annexe .....</b>	<b>131</b>

<b>Figure 1.1</b> (a) Structure d'un tétraèdre $\text{SiO}_4$ , (b) structure d'une couche tétraédrique (Budhu, 2011).....	6
<b>Figure 1.2</b> (a) Structure d'un octaèdre $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ , (b) structure d'une couche octaédrique (Budhu, 2011).....	6
<b>Figure 1.3</b> Représentation schématique de la kaolinite.....	7
<b>Figure 1.4</b> Représentation schématique de la montmorillonite.....	8
<b>Figure 1.5</b> Représentation schématique de l'illite.....	8
<b>Figure 1.6</b> Photographie au microscope à balayage électroniques : (a) kaolinite, (b) l'illite, (c) montmorillonite (reproduit avec l'autorisation de l'OMNI/Weatherford Laboratories) (Nelson et al. 2015).....	9
<b>Figure 1.7</b> Positions des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande (Holtz et Kovacs, 1981).....	10
<b>Figure 1.8</b> Schéma d'une molécule d'eau.....	11
<b>Figure 1.9</b> Structure du grain minéral (Nelson et al. 2015).....	12
<b>Figure 1.10</b> Les structures sédimentaires : (a) floclés, (b) dispersés (Nelson et al. 2015).....	13
<b>Figure 1.11</b> Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol, proposé par Yong et Shereen (1973) et Pusch (1973) : 1 domaine, 2 grappe, 3 ped, 4 grain de silt, 5 micropore, 6 macropore (Holtz et Kovacs, 1981).....	13
<b>Figure 1.12</b> Différents niveaux structuraux des sols gonflants d'après Gens et Alonso (1992) (Masrouri, 2007).....	13
<b>Figure 1.13</b> Force d'attraction s'exerçant entre les minéraux argileux.....	14
<b>Figure 1.14</b> Force de répulsion s'exerçant entre les minéraux argileux.....	14
<b>Figure 1.15</b> Mécanismes de gonflement des particules argileuses (Gens et Alonso, 1992).....	15
<b>Figure 1.16</b> Représentations schématique de la double couche diffuse.....	16
<b>Figure 1.17</b> Variation d'humidité avec la profondeur sous la surface du sol (Chen, 1975).....	21
<b>Figure 1.18</b> Vitesse d'absorption de l'eau dans les sols argileux d'après Mustafaev (1989) (Ejjaaouani, 2008).....	22
<b>Figure 1.19</b> Relation entre la déformation volumique de gonflement d'une argile de Californie remaniée. ...	26
<b>Figure 1.20</b> Diagramme de classification du taux de gonflement en fonction de l'activité et de la teneur en particules argileuses (Seed et al. 1962).....	27
<b>Figure 1.21</b> Comparaison de quatre procédures d'identification par Chen (1975) (Ejjaaouani, 2008).....	28
<b>Figure 1.22</b> Classification de potentiel de gonflement d'après Daksanamurthy et Raman (1973).....	28
<b>Figure 1.23</b> Abaque de Williams et Donaldson (1980) avec estimation du potentiel de gonflement (EP) (Kormi, 2003).....	29
<b>Figure 1.24</b> Méthode de gonflement libre.....	31
<b>Figure 1.25</b> Méthode de gonflement sous charges constantes.....	32
<b>Figure 1.26</b> Méthode de gonflement à volume constant.....	32
<b>Figure 1.27</b> Évolution des fissures provoquées par le gonflement du sol (Magnan, 2013).....	34
<b>Figure 1.28</b> Localisation des fissures, selon le mode de sollicitation fléchissant et de cisaillement (Boscardin et Cording, 1989).....	34
<b>Figure 1.29</b> Forme de fissure typique sur une construction en raison de soulèvement (a) au centre, (b) au côté.....	34
<b>Figure 2.1</b> Type de fondations superficielles (Das, 2009).....	37
<b>Figure 2.2</b> Approximation 2 :1 pour la distribution des contraintes verticale avec la profondeur.....	38
<b>Figure 2.3</b> Contrainte verticale sous le coin d'une semelle rectangulaire chargé uniformément (Ishibashi et Hazarika, 2015).....	39
<b>Figure 2.4</b> Contrainte sous le centre d'une semelle rectangulaire.....	39
<b>Figure 2.5</b> Contrainte sous le centre d'une semelle circulaire.....	40
<b>Figure 2.6</b> Distribution des contraintes dans le sol sous la fondation.....	41
<b>Figure 2.7</b> Distribution des contraintes sous une semelle filante et localisation de zone de soulèvement (Philipponnat, 1991).....	41
<b>Figure 2.8</b> Répartition de la pression de gonflement avec la profondeur (Fredlund et al. 2012).....	42
<b>Figure 2.9</b> Trois comportements de fondation superficielle dans un massif du sol gonflant (Ejjaaouani, 2008).....	42
<b>Figure 2.10</b> Profil de sol considéré pour le calcul de soulèvement total, (a) états initiaux des couches, (b) états finals après le soulèvement total.....	43
<b>Figure 2.11</b> La pente de la courbe de gonflement libre (Burland, 1962).....	44
<b>Figure 2.12</b> Indice de soulèvement <i>CDA</i> pour l'essai CS selon le manuel technique du Département américain de l'armée (1983).....	45
<b>Figure 2.13</b> Indice de gonflement déterminer à partir de l'essai CS selon Nelson et Miller (1992).....	45

<b>Figure 2.14</b> Soulèvement de la fondation dû au chargement mécanique lors de l'humidification d'un sol gonflant (Ejjaouani et Shakhirev, 2007).....	46
<b>Figure 2.15</b> Résultats expérimentales utilisée pour prédire le soulèvement total (Baheddi et al. 2016). .....	47
<b>Figure 2.16</b> Surfaces de la charge de modèle BExM, (a) dans le plan p-s, (b) dans l'espace p-q-s (Alonso et al. 1999).....	51
<b>Figure 2.17</b> (a) l'état du sol in situ, (b) la surface d'état approprié (Fredlund et Rahardjo, 1993).....	51
<b>Figure 2.18</b> Diagramme de l'indice de vide-teneur en eau (Yan et al. 2019). .....	52
<b>Figure 2.19</b> Géométrie et maillage du modèle utilisé par Mrad et al. (2008).....	54
<b>Figure 2.20</b> Évolution temporelle du déplacement vertical pour différents points situés au niveau de la base de la fondation (Mrad et al. 2008).....	54
<b>Figure 2.21</b> Géométrie et conditions au limites, (a) analyse contrainte-déformation, (b) analyse des écoulements (Huang et Fredlund, 2004).....	55
<b>Figure 2.22</b> Répartition des déplacements verticaux à l'état d'équilibre (Huang et Fredlund, 2004). .....	55
<b>Figure 2.23</b> Mesure et prédiction des soulèvements avec la profondeur proche du centre de la dalle en fonction du temps. ....	56
<b>Figure 2.24</b> Evolutions de soulèvement avec la profondeur, (a) Variation de $\mu$ , (b) Variation de $C_s$ , (c) Variation de $e_0$ , (d) Variation de $K_0$ . ....	56
<b>Figure 2.25</b> Distribution de la pression de gonflement sur les coins d'une grille de fondation telle que développée par Dafalla et al. (2011). ....	57
<b>Figure 2.26</b> (a) Exemple typique d'une courbe caractéristique sol-eau pour un sol limoneux (Shams et al. 2018), (b) Exemple typique du modèle humidité-gonflement mis en application dans le manuel de software ABAQUS (2014).....	58
<b>Figure 2.27</b> Maillage du modèle FE 3D utilisé par Shams et al. (2018). .....	58
<b>Figure 2.28</b> Mouvements du sol et de la semelle à long terme, (a) cas de chute de la périphérie, (b) cas de soulèvement de la périphérie (Shams et al. 2018).....	59
<b>Figure 3.1</b> Exemple des dommages dus au gonflement dans la région de N'Gaous (a) et Sefiane (b) (Mebarki, 2020).....	61
<b>Figure 3.2</b> Localisation géographique du site de Sefiane (image Google map 2020).....	61
<b>Figure 3.3</b> Précipitation et température dans la région de Sefiane tout au long de l'année. ....	62
<b>Figure 3.4</b> Positions de sol de Sefiane sur l'abaque de plasticité de Casagrande. ....	64
<b>Figure 3.5</b> Classification du sol de la région de Sefiane, (a) Seed et al. (1962), (b) Dakshanamurthy et Raman (1973), (c) Williams et Donaldson (1980).....	66
<b>Figure 3.6</b> Courbe de compressibilité obtenues sur un échantillon de sol intact de la région de Sefiane (Ferrah, 2006).....	68
<b>Figure 3.7</b> Variation de l'amplitude de gonflement libre avec le temps (cinétique de gonflement). ....	69
<b>Figure 3.8</b> Estimation de la pression de gonflement du sol étudié (Ferrah, 2006).....	69
<b>Figure 4.1</b> Cycle du calcul explicite par différences finis (Billaux et Cundall, 1993).....	74
<b>Figure 4.2</b> Composants du modèle constitutif d'éléments d'interface (Itasca, 2016). ....	75
<b>Figure 4.3</b> Méthodologie de modélisation numérique par FLAC. ....	76
<b>Figure 4.4</b> La plus petite dimension d'une zone adjacente utilisée pour calculer la rigidité.....	76
<b>Figure 4.5</b> Relation contrainte déformation en comportement élastique. ....	77
<b>Figure 4.6</b> Détermination le module élastique et le coefficient de Poisson à l'aide de l'essai de compression axiale. ....	78
<b>Figure 4.7</b> Représentation d'un modèle élasto-plastique. ....	78
<b>Figure 4.8</b> Surface de charge dans l'espace des contraintes. ....	79
<b>Figure 4.9</b> Représentation géométrique de la règle d'écoulement plastique.....	80
<b>Figure 4.10</b> Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.....	81
<b>Figure 4.11</b> Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (Itasca, 2016). 81	
<b>Figure 4.12</b> Surface de rupture de Drucker-Prager.....	83
<b>Figure 4.13</b> Surface de rupture de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales (Itasca, 2016).. 83	
<b>Figure 5.1</b> Géométrie du modèle.....	86
<b>Figure 5.2</b> Maillage tridimensionnelle du modèle étudié. ....	87
<b>Figure 5.3</b> Conditions initiales du modèle : contraintes verticales $\sigma_{zz}$ .....	88
<b>Figure 5.4</b> Évolutions de soulèvement d'une semelle carrée en fonction des charges appliquées obtenue à partir d'analyses numériques et analytiques.....	89
<b>Figure 5.5</b> Comparaisons entre le soulèvement numérique et analytique de la semelle carrée. ....	90
<b>Figure 5.6</b> Contours du soulèvement de la masse du sol chargé par une semelle carrée $\sigma_0 = 300$ kPa.....	91
<b>Figure 5.7</b> Vecteurs de soulèvement pour une semelle carrée soumis à différentes charges. ....	92

<b>Figure 5.8</b> Distribution des incréments des déformations volumétriques dans le sol après le gonflement et à la fin du chargement. ....	93
<b>Figure 5.9</b> Évolutions de soulèvement en fonction des charges appliquée obtenue à partir d'analyses numériques et analytiques, (a) semelle circulaire, (b) semelle rectangulaire. ....	94
<b>Figure 5.10</b> Comparaisons entre les valeurs des soulèvements estimées à partir du modèle numérique proposé et du calcul analytique pour une semelle rectangulaire et circulaire. ....	95
<b>Figure 5.11</b> Comparaison entre les résultats numériques et analytiques des évolutions du soulèvement dans toute la profondeur du sol gonflant. Cas d'une semelle carré avec $\sigma_0 = 0$ à 500 kPa. ....	97
<b>Figure 5.12</b> Variation de la déformation verticale de gonflement $\epsilon_g$ après le gonflement pour la semelle carrée avec un rapport $H/B$ et $\sigma_0 = 0$ à 500 kPa. ....	98
<b>Figure 5.13</b> Variation de soulèvement $S_g$ en fonction des charges appliquée $\sigma_0$ pour la variation de rapport $H/B$ . ....	98
<b>Figure 5.14</b> Comparaison entre les résultats numérique et analytique de soulèvement d'une semelle carrée pour une variation de rapport $D/B$ et $\sigma_0 = 100$ kPa. ....	99
<b>Figure 5.15</b> Variation du soulèvement de la semelle carré $S_g$ avec le module élastique du sol $E_{sol}$ pour $\sigma_0 = 0$ à 500 kPa. ....	100
<b>Figure 5.16</b> Variation de soulèvement en fonction des charges appliquée pour différentes valeurs de module élastique du sol. ....	101
<b>Figure 5.17</b> Variation du soulèvement de la semelle carré $S_g$ en fonction du coefficient de Poisson du sol $\nu$ pour $\sigma_0 = 0$ à 500 kPa. ....	102
<b>Figure 5.18</b> Variation de soulèvement en fonction des charges appliquée pour différentes valeurs de coefficient de Poisson du sol. ....	102
<b>Figure 5.19</b> Contours de soulèvement de la semelle carrée de largeur $B = 1m$ et $\sigma_0 = 300$ kPa avec la variation de $E_{sol}$ : (a) $E_{sol} = 5$ MPa, (b) $E_{sol} = 10$ MPa, (c) $E_{sol} = 15$ MPa, (d) $E_{sol} = 20$ MPa. ....	103
<b>Figure 5.20</b> Variation de soulèvement en fonction des charges appliquée pour les modèles constitutifs du sol Mohr Coulomb et Drucker Prager. ....	104
<b>Figure 6.1</b> Géométrie du modèle étudié. ....	107
<b>Figure 6.2</b> Maillage du modèle étudié. ....	109
<b>Figure 6.3</b> Courbe capacité portante normalisée-déplacement normalisée pour un sol sans et avec gonflement. ....	110
<b>Figure 6.4</b> Variation de la capacité portante normalisée $q\gamma B$ en fonction de la pression de gonflement $\sigma_g$ . Comparaison entre les résultats analytiques et numériques. ....	111
<b>Figure 6.5</b> Courbes $q\gamma B$ en fonction de $UzB$ pour différentes pressions de gonflement $\sigma_g$ . ....	111
<b>Figure 6.6</b> Distribution des incréments des déformations de cisaillement maximal d'une semelle carrée pour différentes valeurs de pression de gonflement. ....	113
<b>Figure 6.7</b> Courbes $q\gamma B$ en fonction de $UzB$ pour une interface lisse et rugueuse de la semelle avec $\sigma_g = 218$ kPa. ....	114
<b>Figure 6.8</b> Contours et vecteurs des déplacements totaux d'une semelle carrée lisse et rugueuse. ....	114
<b>Figure 6.9</b> Variation de la capacité portante normalisée $q\gamma B$ avec la cohésion du sol $C$ pour différentes valeurs de $\sigma_g$ , comparaison entre les résultats analytiques et numériques. ....	115
<b>Figure 6.10</b> Variation de la capacité portante normalisée $q\gamma B$ avec l'angle de frottement du sol $\varphi$ pour différentes valeurs de $\sigma_g$ . ....	116
<b>Figure 6.11</b> Variation de $q\gamma B$ en fonction de la cohésion du sol $C$ pour différentes valeurs de $\varphi$ avec (a) $\sigma_g = 218$ kPa, (b) $\sigma_g = 300$ kPa, (c) $\sigma_g = 360$ kPa, (d) $\sigma_g = 400$ kPa. ....	117
<b>Figure 6.12</b> Variation de la capacité portante normalisée $q\gamma B$ avec l'angle de dilataance du sol $\psi$ pour différentes valeurs de $\sigma_g$ . ....	118
<b>Figure 6.13</b> Courbes $q\gamma B$ en fonction de $UzB$ pour différentes valeurs de $\psi$ avec (a) $\sigma_g = 218$ kPa, (b) $\sigma_g = 300$ kPa, (c) $\sigma_g = 360$ kPa, (d) $\sigma_g = 400$ kPa. ....	118

<b>Tableau 1.1</b> Caractéristiques des principaux minéraux argileux (Chen, 1975).....	9
<b>Tableau 1.2</b> Classification des argiles d'après leur potentiel de gonflement (Holtz et Gibbs, 1956) .....	26
<b>Tableau 1.3</b> Classification des argiles d'après leur potentiel de gonflement (Chen, 1975).....	27
<b>Tableau 1.4</b> Classification proposée par Daksanamurthy et Raman (1973).....	28
<b>Tableau 1.5</b> Modèles empiriques de calcul de l'amplitude de gonflement $\varepsilon_g$ et de la pression de gonflement $\sigma_g$ . .....	29
<b>Tableau 2.1</b> Résumé des méthodes de prédiction de soulèvement à l'aide de l'essai CV. ....	47
<b>Tableau 2.2</b> Résumé des méthodes de prédiction de soulèvement basé sur la succion du sol. ....	48
<b>Tableau 3.1</b> Caractéristiques physiques de l'argile de la région de Sefiane (Ferrah, 2006).....	64
<b>Tableau 3.2</b> Compositions chimiques de l'argile de Sefiane (Ferrah, 2006).....	65
<b>Tableau 3.3</b> Comparaison des potentiels de gonflement par différentes classifications. ....	67
<b>Tableau 3.4</b> Résultats des modèles de gonflement appliquées au sol de Sefiane. ....	70
<b>Tableau 3.5</b> Résultats d'ajustement des modèles de gonflement (Bekkouche et al. 2000). ....	70
<b>Tableau 3.6</b> Résultats des modèles de gonflement proposées par Bekkouche et al. (2000) et Djdid et al. (2001) appliqués au sol de Sefiane.....	72
<b>Tableau 4.1</b> Les possibilités et limites du modèle de Mohr-Coulomb (Gens, 2012). ....	82
<b>Tableau 4.2</b> Résumé des lois mathématiques, de la représentation du comportement et des paramètres nécessaires des modèles constitutifs du sol.....	84
<b>Tableau 5.1</b> Paramètres du modèle Mohr-Coulomb utilisé dans la simulation. ....	88
<b>Tableau 5.2</b> Résultats analytiques et numérique du soulèvement d'une semelle rectangulaire et circulaire pour différente charge appliquée.....	95
<b>Tableau 5.3</b> Prédiction de soulèvement analytique et numérique de la semelle rectangulaire et circulaire avec un rapport $D/B$ pour $\sigma_0 = 100$ kPa. ....	100
<b>Tableau 5.4</b> Paramètres du modèle Drucker Prager utilisé dans la simulation.....	103
<b>Tableau 6.1</b> Comparaison de la capacité portante d'une semelle carrée rugueuse pour différente pression de gonflement.....	119

Symbole	Unité	Explication
$A^\circ$	-	Épaisseur de feuillet
$I_p$	-	Indice de plasticité
$I_C$	-	Indice de consistance
$A_c$	-	Activité du sol
$W_L$	-	Teneur en eau de liquidité
$W_P$	-	Teneur en eau de plasticité
$W_s$	-	Teneur en eau de retrait
$V_{bs}$	g/100mg	Valeur de bleu de méthylène
$SST$	m <sup>2</sup> /g	Surface spécifique totale
$S_r$	-	Degré de saturation
$C_{80}$	%	Pourcentage des particules des sols passants à 80 $\mu$ m
$C_2$	%	Pourcentage des particules des sols passants à 2 $\mu$ m
$C_s$	-	Indice de gonflement
$C_H$	-	Indice de soulèvement
$e$	-	Indice de vides
$d$	m	Distance interfoliare
$\sigma$	kPa	Contrainte totale
$\sigma'$	kPa	Contrainte effective
$\sigma''$	kPa	Contrainte normale net
$\sigma_c$	kPa	Contrainte extérieure appliquée à l'élément de sol
$\sigma_i$	kPa	Pression interstitielle
$u_w$	KN/m <sup>3</sup>	Poids volumique du matériau
$\gamma$	kPa	Pression de l'air
$u_a$	kPa	Succion du sol
$s$	-	Coefficient qui dépend du degré de saturation du sol
$\chi$	m	Profondeur de mouillage
$H_w$	m	Profondeur de la fluctuation saisonnière
$H_s$	m	Profondeur du soulèvement potentiel
$H_p$	m	Profondeur de dessiccation
$H_d$	-	Nombre de coups de pénétration dans le sol pour l'essai au
$N$	-	pénétration statique
$\varepsilon_g$	-	Amplitude de gonflement ou déformation de gonflement
$\varepsilon_g^0$	-	Amplitude de gonflement initiale sans chargement
$\sigma_g$	kPa	Pression de gonflement
$D_f$	m	Encastrement de fondation
$B$	m	Largueur de la fondation
$L$	m	Longueur de la fondation
$D$	m	Diamètre de la fondation circulaire
$r$	m	Rayon de la fondation circulaire

$\beta$	°	Angle de diffusion de la charge sous la fondation
$\Delta\sigma_z$	kPa	Incrément de contrainte verticale du au chargement
$q_0$	kPa	Chargement répartie unitaire
$I$	-	Coefficient d'influence proposée par Boussinesq (1885)
$\sigma_0$	kPa	Chargement vertical répartie appliquée sur la fondation
$\sigma_{z,g}$	kPa	Contrainte géostatique
$\sigma_{z,load}$	kPa	Contrainte de chargement
$\sigma_{z,t}$	kPa	Contrainte totale
$S_g$	m	Soulèvement total
$\Delta h_i$	m	Incrément de soulèvement
$h_i$	m	Epaisseur de couche élémentaire
$\Delta e$	-	Variation de l'indice de vide
$C_{DA}$	-	Indice de soulèvement de Département de l'armée
$\sigma_{cs}$	kPa	Pression de gonflement pour l'essai CS
$\sigma_{cv}$	kPa	Pression de gonflement pour l'essai CV
$\sigma_i$	kPa	Contrainte initiale appliquée sur l'échantillon du sol
$\sigma_f$	kPa	Contrainte vertical finale = Contrainte totale
$n_i$	-	Coefficient empirique caractérisant la pente de la courbe $\varepsilon_{gi} = f(\sigma_i/\sigma_g)$
$m_i$	-	Paramètre décrivant l'influence du temps
$k_g$	-	Coefficient empirique de passage des résultats des essais de laboratoire aux conditions réelles sur le terrain
$w_n$	-	Teneur en eau naturelle du sol
$w_{sw}$	-	Teneur en eau initiale du sol après gonflement
$K_0$	-	Coefficient de pression de terre au repos
$\nu$	-	Coefficient de poisson du sol
$\Delta w$	-	Changement dans la teneur en humidité gravimétrique
$\alpha$	-	Coefficient de dilatation linéaire
$\varepsilon^{sw}(s)$	-	Déformation de gonflement volumétrique à l'état de saturation actuelle
$\varepsilon^{sw}(s)^I$	-	Déformation de gonflement volumétrique à l'état de saturation initiale
$r_{ii}$	-	Rapport tiennent compte le gonflement anisotrope
$M$	-	Facteur caractérise le type de l'essai de gonflement
$T_{Ca}$	-	Teneur en carbonate de calcium
$t_{100}$	-	Temps de gonflement primaire
$\phi$	°	Angle de frottement interne
$C$	kPa	Cohésion
$\psi$	°	Angle de dilatance
$K_n$	Pa/m	Rigidité normale de l'interface
$K_s$	Pa/m	Rigidité tangentielle de l'interface

$T_s$	kPa	Résistance à la traction de l'interface
$K$	kPa	Module volumique
$G$	kPa	Module de cisaillement
$E$	kPa	Module d'élasticité
$E_{oed}$	kPa	Module œdométrique
$\Delta\sigma_{ij}$	kPa	Incrément de contrainte
$\Delta\varepsilon_{ij}$	-	Incrément de déformation
$\delta_{ij}$	-	Symbole de Kronecker
$\alpha_2$		Constante de matériau corrélée au module volumique et
$f(\sigma_{ij})$	kPa	au module de cisaillement
	kPa	Surface de charge du matériau
$\lambda$	-	
	-	Multiplicateur plastique
$\varepsilon_{ij}^e$	-	Déformation élastique
$\varepsilon_{ij}^p$	kPa	Déformation plastique
$\sigma_1$	kPa	Contrainte principale dans la direction principale 1
$\sigma_2$	kPa	Contrainte principale dans la direction principale 2
$\sigma_3$	-	Contrainte principale dans la direction principale 3
$\varepsilon_1$	kPa	Déformation principale dans la direction principale 1
$\tau$	kPa	Contrainte de cisaillement
$I_1$	kPa	Premier invariant du tenseur de contraintes
$J_2$	-	Deuxième invariant du tenseur de contraintes déviatorique
$\alpha$	-	Paramètre lié au l'angle de frottement du sol et la cohésion
	-	dans le critère de rupture Drucker-Prager
$k$	-	Paramètre lié au l'angle de frottement du sol et la
	-	cohésion dans le critère de rupture Drucker-Prager
$q_\psi$	-	Paramètre lié au l'angle de dilatance du sol dans le critère
		de rupture Drucker-Prager
$L_x$	m	
$L_y$	m	Distance horizontale dans le sens-x
$H$	m	Distance horizontale dans le sens-y
$q_{ug}$	kPa	Hauteur totale
$q_h$	kPa	Capacité portante de sol gonflant non saturé
$q_s$	kPa	Capacité portante de sol saturé
$q$	kPa	L'augmentation de la capacité portante causée par succion
$N_c$	-	Surcharge au niveau de la fondation
$N_q$	-	Facteur de portance de la cohésion
$N_\gamma$	-	Facteur de portance de la surcharge
	-	Facteur de portance de poids volumique
$d_c$	-	Facteur de profondeur de la cohésion
$d_q$	-	Facteur de profondeur de la surcharge
$d_\gamma$	-	Facteur de profondeur de poids volumique



---

$s_c$	-	Facteur de forme de la fondation lié à la cohésion
$s_q$	-	Facteur de forme de la fondation lié à la surcharge
$s_\gamma$	-	Facteur de forme de la fondation lié au poids volumique
$q/\gamma B$	-	Capacité portante normalisée
$U_z/B$	-	Déplacement vertical normalisé
$U_{max}$	m	Déplacement maximale
$2D$	-	Deux dimensions
$3D$	-	Trois dimensions
$OCR$	-	Degré de sur consolidation du sol
$DDL$	-	Diffuse Double Layer
$CS$	-	Consolidation Swell Test
$LS$	-	Loaded Swell Test
$CV$	-	Constant Volume Test
$BBM$	-	Barcelona Basic Model
$BExM$	-	Barcelone Expansive Model
$LC$	-	Surface de charge
$MEF$	-	Méthode des éléments finis
$MDF$	-	Méthode des différences finis
$MED$	-	Méthode des éléments discrets
$MEB$	-	Méthode des éléments de frontières
$MC$	-	Mohr-Coulomb
$DP$	-	Drucker-Prager

# INTRODUCTION GENERALE

---

## 1. Aperçu du problème

Un sol gonflant est un type de sol instable qui présente un changement de volume (gonflement et retrait) pendant les saisons humides et sèches en fonction de l'évolution de la teneur en eau du sol. Ce changement de volume est considéré comme un problème mondial se produit en raison de différents critères tels que le type de sol, la minéralogie, la structure du sol, la surface spécifique et l'historique des contraintes. Cependant, le changement cyclique de volume pour un tel sol cause de graves dommages sur les structures, les routes et les chaussées. De plus, il a été rapporté que l'estimation des dommages dus au changement de volume de ces sols coûtait 2,255 millions de dollars par an aux Etats-Unis, ce qui signifie que les dommages causés par les sols gonflants ont atteint les dommages annuels moyens combinés des tremblements de terre, inondations, ouragans (Chen, 1975).

La pression de gonflement provoque un soulèvement différentiel des structures, en particulier des structures légères de faible rigidité construites sur des fondations superficielles. Cependant, ce soulèvement induit des dommages coûteux, dont la plupart sont des fissures dans les murs et les dalles. Pour cette raison, une estimation fiable de la pression de gonflement ainsi que du soulèvement des sols gonflants est importante pour les ingénieurs en pratique afin d'éviter, de réduire ou soulageant les dommages.

De nombreuses méthodes ont été mises au point pour prédire le soulèvement dû aux gonflements, telles que les méthodes œdométriques, les méthodes basées sur la succion du sol et les formules empiriques. Les méthodes œdométriques sont utilisées directement pour mesurer la pression de gonflement et l'amplitude de gonflement afin d'estimer le soulèvement du sol à l'aide de diverses équations de prédiction. Une discussion détaillée sur les équations de prédiction des différentes méthodes œdométriques est présentée dans le deuxième chapitre.

Dans la littérature, plusieurs chercheurs ont étudié numériquement le problème des fondations superficielles sur des sols non saturés gonflants en utilisant l'analyse par éléments finis 2D à l'aide des différents logiciels commerciaux. Ils ont mené une étude hydromécanique pour estimer l'effet de chemin séchage- humidification suivi d'un chargement mécanique sur le retrait et le soulèvement des fondations superficielles. Néanmoins, peu d'études ont été réalisées sur le comportement des fondations superficielles fondées dans un massif des sols gonflants à l'aide d'une modélisation numérique tridimensionnelle. Ceci est dû à l'absence d'un modèle de comportement particulier de gonflement du sol au cours des dernières années. Par conséquent,

cette complexité du comportement du sol a encouragé de proposer une simple méthode pour modéliser le gonflement du sol dans la présente recherche. Cette méthode basée sur la simulation de la pression de gonflement à l'état initial dans le massif du sol, suivi d'un modèle de comportement élastoplastique pour calculer les déformations de gonflement.

## **2. Objectifs de la recherche**

La présente étude a pour objectif de proposer un modèle numérique tridimensionnel utilisant le code de différences finies FLAC3D, pour modéliser le gonflement du sol situé dans la région de Sefiane dans la wilaya de Batna, Algérie. Ainsi que d'analyser le soulèvement total et la capacité portante des fondations superficielles isolées (semelles carrées, rectangulaires et circulaires). Afin d'évaluer l'influence des plusieurs paramètres tels que l'épaisseur de la couche gonflante, les caractéristiques de rigidité et de résistance du sol et les caractéristiques géométriques de la fondation sur le soulèvement et la capacité portante.

Les fondations superficielles isolées ont été analysées en raison de l'étude limitée de leur comportement mécanique dans des sols gonflants par les chercheurs. De plus, la majorité des structures endommagées à faible rigidité sont basées sur ce type de fondations. La géométrie 3D des fondations superficielles isolées nous ont fait amenés à adopter la modélisation numérique 3D dans cette recherche. Finalement, les résultats numériques obtenus sont comparés et discutés aux résultats analytiques proposés dans la littérature.

## **3. Plan de thèse**

La présente thèse comprend six chapitres. Ces chapitres sont organisés comme suit :

- Le chapitre 1, "Aperçu bibliographique sur le gonflement des sols argileux", fournit une revue de l'état de l'art sur les sols gonflants. L'objectif de ce chapitre est de résumer les connaissances de base sur la nature et la structure des sols gonflants et le mécanisme de gonflement aux différents sens, mécanique et physico-chimique. Ainsi les différents facteurs influençant ce phénomène, le système de classification indirecte et directe et les conséquences de ce phénomène sur les constructions.
  
- Le chapitre 2, "Méthodes de prédiction de soulèvement des fondations superficielles", fournit des détails sur l'approche analytique basée sur l'état de contrainte dans le sol et les méthodes à l'aide de diverses équations analytiques de prédiction de soulèvement. Ainsi que quelques modèles numériques développée pour prédire le soulèvement des fondations superficielles assises sur un massif du sol gonflant.

- Le chapitre 3, “Les sols argileux gonflants de la région de Sefiane : Identification, classification et comportement mécanique lors de l’humidification”, fournis une brève description des propriétés géotechniques du sol de la ville de Sefiane, la classification du sol selon leur potentiel de gonflement, la mesure des paramètres directs de gonflement tel que l’amplitude et la pression de gonflement, une estimation indirecte à partir des corrélations empiriques et en dernier de choisir les bons modèles empiriques qui peuvent appliqués au sol de Sefiane.
- Le chapitre 4, “Outil de simulation numérique et lois de comportement”, consacré à la présentation de l’outil numérique FLAC<sup>3D</sup> qui a été utilisé dans cette thèse et la méthodologie de modélisation successive pour résoudre un problème géotechnique. Également pour la description des modèles de comportement élasto-plastique utilisé pour les calculs numériques.
- Le chapitre 5, “Analyse numérique du soulèvement des fondations superficielles isolées assise dans un massif du sol gonflant”, rapporte un ensemble des analyses numériques effectués sur des fondations superficielles isolées (semelle carrée, rectangulaire et circulaire). L’objectif de ce chapitre est de prédire le soulèvement total de la fondation, la comparaison et la validation des résultats du modèle numérique proposée avec les résultats analytiques et d’analyser l’influence des plusieurs paramètres géométriques et mécaniques.
- Le chapitre 6, “Capacité portante des fondations superficielles isolées assise dans un massif du sol gonflant”, rapporte un ensemble des analyses numériques effectuées sur une fondation superficielle isolée (semelle carrée). L’objectif de ce chapitre est de prédire la capacité portante de la fondation après le gonflement du sol, la comparaison et la validation des résultats du modèle numérique proposée avec les résultats analytiques. L’influence des plusieurs paramètres, tels que la pression de gonflement, le type d’interface et les caractéristiques mécaniques du sol gonflant ont été analysés.

# Chapitre 01

## APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

---

### 1.1. Introduction

Un sol gonflant est défini comme un sol ou une roche matière, qui possède un potentiel d'augmentation de volume sous l'augmentation de la teneur en eau (Nelson et al. 2015). La plupart des systèmes de classification des sols, définir les particules d'argile comme ayant un diamètre effectif de deux microns (0.002 mm) ou moins (Chen, 1975). Les déformations de gonflement des sols argileux se produisent au cours du temps en fonction du degré d'humidification ainsi que de la charge appliquée au sol. Néanmoins, la quantité d'eau dans le sol est sensiblement différente en fonction de la quantité de précipitations et des conditions d'écoulement de l'eau en surface (Magnan et al. 2013). Cette caractéristique entraîne beaucoup de défauts de construction si ce n'est pas pris en charge de façon adéquate (Al-Rawas et Goosen, 2006).

Les sols argileux sont constitués de minéraux variés dont la forte affinité pour l'eau est connue. Ils comportent une grande proportion de particules argileuses telles que la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Une humidification de ces sols à partir d'un certain état induit des gonflements importants surtout la montmorillonite qui présente la majorité du problème de gonflement des sols argileux (Mrad, 2005). La diversité des processus se développent dans le sol lors de son humidification et de son gonflement, qui comprend un grand nombre de paramètres qui affectent l'amplitude du gonflement et qui caractérisent le sol, son état et son activité, le type d'ouvrages et les conditions climatiques, etc.

La première partie de ce chapitre examine l'ensemble des connaissances bibliographique sur la nature et la structure des sols gonflants. Dans la deuxième partie, le mécanisme de gonflement des particules argileuses aux différents sens mécanique et physico-chimique a été présenté. En ce qui concerne la troisième partie, on rassemble le comportement des sols gonflants lors de l'humidification. La quatrième partie comporte les différents facteurs influençant ce phénomène et le système de classification des sols gonflants indirecte et directe. En finalise ce chapitre par des conséquences de ce phénomène sur les constructions.

## 1.2. Nature et structure des sols argileux

Pour développer au moins une compréhension conceptuelle des sols argileux gonflants, certaines notions générales sur la minéralogie, l'interaction entre eaux et les minéraux argileux ainsi que la liaison structurelle des particules ont été présentées.

### 1.2.1. Minéraux argileux

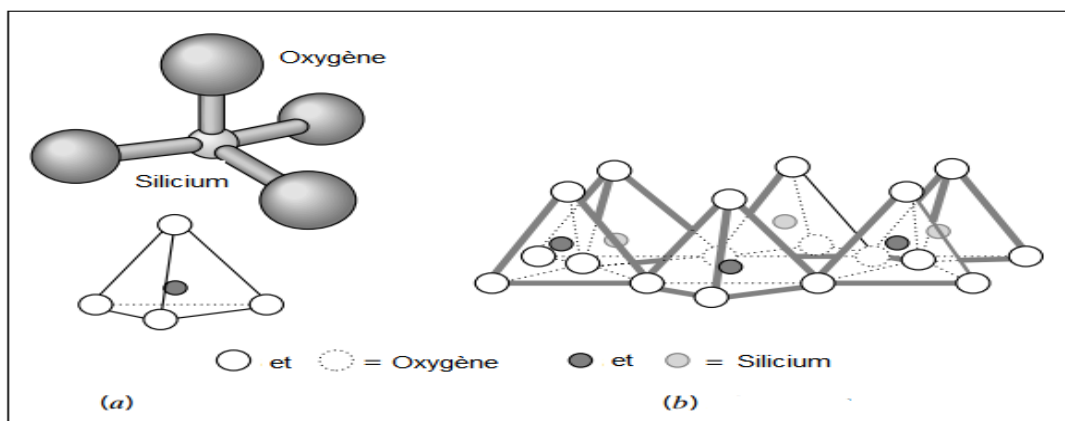
Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche. Sur le plan chimique, ce sont des aluminosilicates hydratés ajoutés à d'autres ions métalliques. Tous les minéraux argileux sont de très petits cristaux colloïdaux (diamètre inférieur à 1  $\mu\text{m}$ ) (Holtz et Kovacs, 1981).

#### 1.2.1.1. Les Structures fondamentales des minéraux argileux

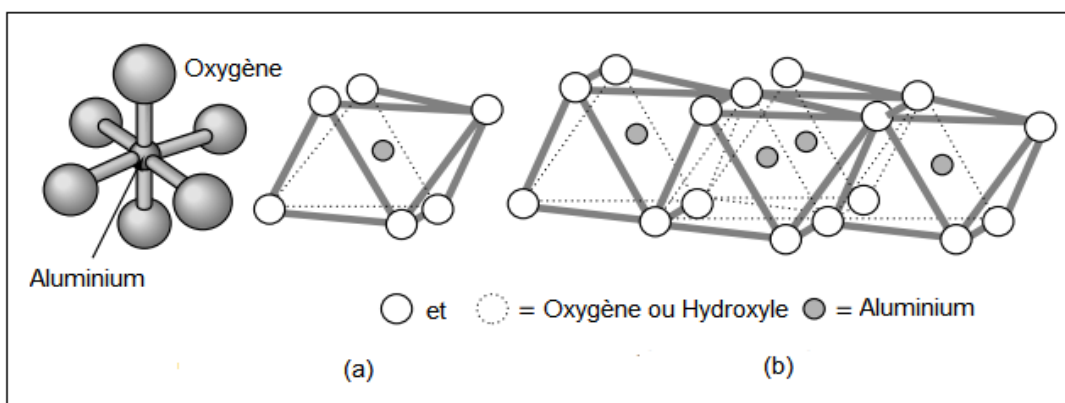
Les résultats d'études réalisées à l'aide de la microscopie électronique et des techniques de diffraction des rayons X montrent que l'argile des minéraux a une structure en treillis dont les atomes sont disposés en plusieurs feuilles, semblables à des pages d'un livre (Chen, 1975). Tandis que chaque minéral argileux est formé par l'empilement de cristaux microscopiques, qui portent habituellement le nom de feuillets en raison de leur apparence similaire à celle d'une lamelle ou d'une feuille extrêmement mince (Robitaille et Tremblay, 1997).

Les chercheurs ont montré qu'il n'existait que deux structures fondamentales :

- La structure fondamentale tétraédrique.
  - La structure fondamentale octaédrique.
- **La structure tétraédrique (T) :** est composé de quatre ions d'oxygène ( $\text{O}^{2-}$ ) aux sommets formant un tétraèdre avec son centre un cation de silicium ( $\text{Si}^{4+}$ ). Son épaisseur est de 3  $\text{Å}$  (Figure 1.1) (Mrad, 2005).
- **La structure octaédrique (O) :** est une combinaison de six d'anions d'oxygène ( $\text{O}^{2-}$ ) ou d'anion d'hydroxyle ( $\text{OH}^-$ ), placé au sommet d'un octaèdre qui renferme cation l'aluminium ( $\text{Al}^{3+}$ ) ou de magnésium ( $\text{Mg}^{2+}$ ) (Figure 1.2). Son épaisseur est de 4  $\text{Å}$  (Mrad, 2005).



**Figure 1.1** (a) Structure d'un tétraèdre  $\text{SiO}_4$ , (b) structure d'une couche tétraédrique (Budhu, 2011).



**Figure 1.2** (a) Structure d'un octaèdre  $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ , (b) structure d'une couche octaédrique (Budhu, 2011).

L'insertion des atomes dans les structures fondamentales peut se faire par substitution, lors de la formation des minéraux argileux. Les substitutions surviennent principalement dans les structures octaédriques, où les atomes d'aluminium sont le plus souvent remplacés par des atomes de magnésium ou de fer. Dans les structures tétraédriques, un atome d'aluminium peut parfois remplacer l'atome de silicium. Comme la plupart de ces atomes ont approximativement la même taille et la même forme, c'est pourquoi on parle de substitutions isomorphes (Robitaille et Tremblay, 1997).

Dans le cas où le cation de la couche octaédrique est l'aluminium, deux tiers des sites octaédriques sont occupés par des ions d'hydroxyles, on appelle ce minéral une gibbsite. D'un autre part, si le magnésium remplace l'aluminium dans la feuille et qu'il occupe la position cation, on donne alors au minéral le nom de brucite (Kormi, 2003). Les substitutions isomorphes favorisent l'apparition des charges électriques négatives à la surface des minéraux argileux. Ces charges sont en grande partie responsables de l'activité électrique des argiles, une activité qui, en raison de ses origines chimiques, porte souvent le nom d'activité électrochimique (Robitaille et Tremblay, 1997).

### 1.2.1.2. Les types de minéraux argileux

Les différents minéraux sont classés en groupes, selon l'ordre d'empilement des feuilles (Nelson et al. 2015). Les trois plus importants groupes de minéraux argileux sont la kaolinite, illite et la montmorillonite, qui sont des aluminosilicates hydratés (Chen, 1975). Chacun possède sa propre structure cristalline et présente un comportement bien distinct.

#### ➤ La kaolinite

La kaolinite est un minéral à deux couches ayant une seule feuille tétraédrique rejointe par une seule feuille octaédrique pour former ce qu'on appelle une structure en treillis de 2 :1 (Chen, 1975). De plus, il est bord d'un côté par des atomes d'oxygène et de l'autre côté par des ions hydroxyles. Les couches sont maintenues ensemble par des liens hydrogènes agissent sur les hydroxyles des feuilles octaédriques et sur les atomes d'oxygène des feuilles tétraédriques (Figure 1.3) (Robitaille et Tremblay, 1997). Ces liens hydrogène sont très forts, c'est pourquoi les kaolinites sont presque insensibles à l'eau.

Les minéraux du type de la kaolinite possèdent un réseau cristallin solide et indéformable dans lequel la distance entre les feuilletes ne varie pas pendant l'humidification de l'argile et il ne se produit pas de gonflement intra-cristallin (Ejjaouani, 2008).

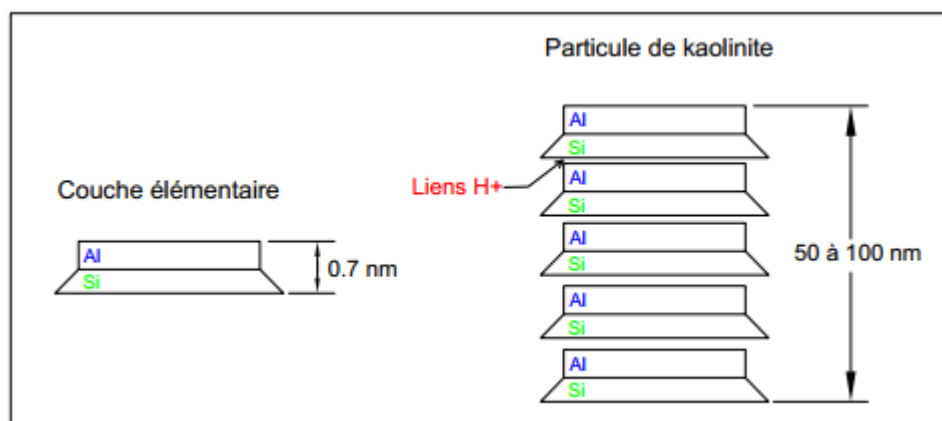


Figure 1.3 Représentation schématique de la kaolinite.

#### ➤ La montmorillonite

La montmorillonite, parfois appelée smectite, est un minéral argileux important, composé de deux feuilles de silice et d'une feuille d'alumine (gibbsite) (Figure 1.4) pour donner une structure en treillis de 2 :1 (Holtz et Kovacs, 1981). Le feuillet en octaèdre se trouve entre deux feuilles de silice et les sommets de tétraèdre se confondent avec les hydroxyles de la feuille en octaèdre pour ne former qu'une seule couche. À la différence du groupe de la kaolinite, les minéraux du groupe



de la montmorillonite possèdent un réseau cristallin mobile, qui, lors de l'humidification, est capable de s'écarter jusqu'à la séparation totale des feuillets (Ejjaaouani, 2008).

La montmorillonite est caractérisée par une très grande activité électrochimique à la surface de ces particules. Cette activité s'explique par le nombre élevé de substitutions isomorphes qui surviennent, surtout dans le feuillet octaédrique, là où les atomes de magnésium ou de fer peuvent remplacer les atomes d'aluminium. De plus, la grande surface spécifique des particules contribue à y croître la quantité de charges électriques négatives (Robitaille et Tremblay, 1997).

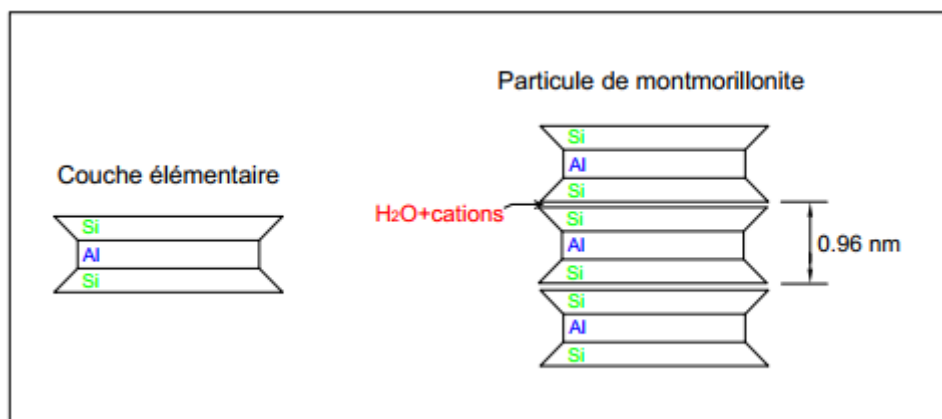


Figure 1.4 Représentation schématique de la montmorillonite.

### ➤ L'illite

L'illite a une structure 2 : 1 similaire à celle de la montmorillonite (Chen, 1975). Cependant, dans son cas, les espaces entre les couches sont reliés par un atome de potassium  $K^+$ . On peut aussi rencontrer, dans le feuillet de silice, certaines substitutions isomorphes de silicium par l'aluminium (Holtz et Kovacs, 1981). La figure 1.6 montre la numérisation des photographies au microscope électronique de la kaolinite, l'illite et la montmorillonite.

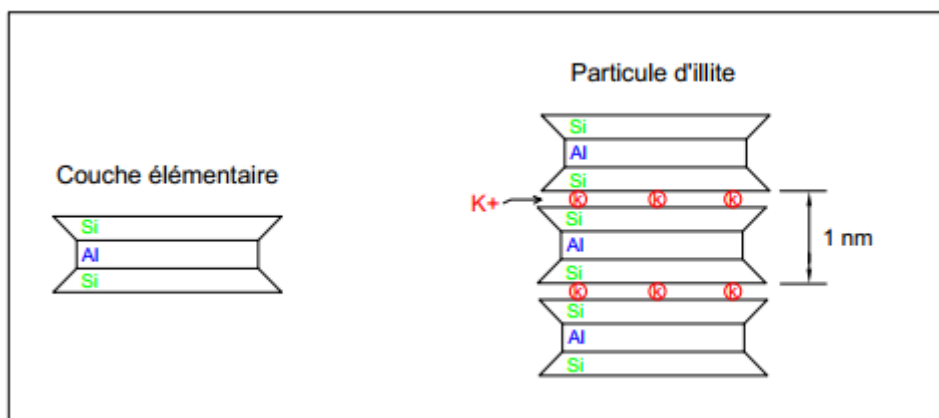
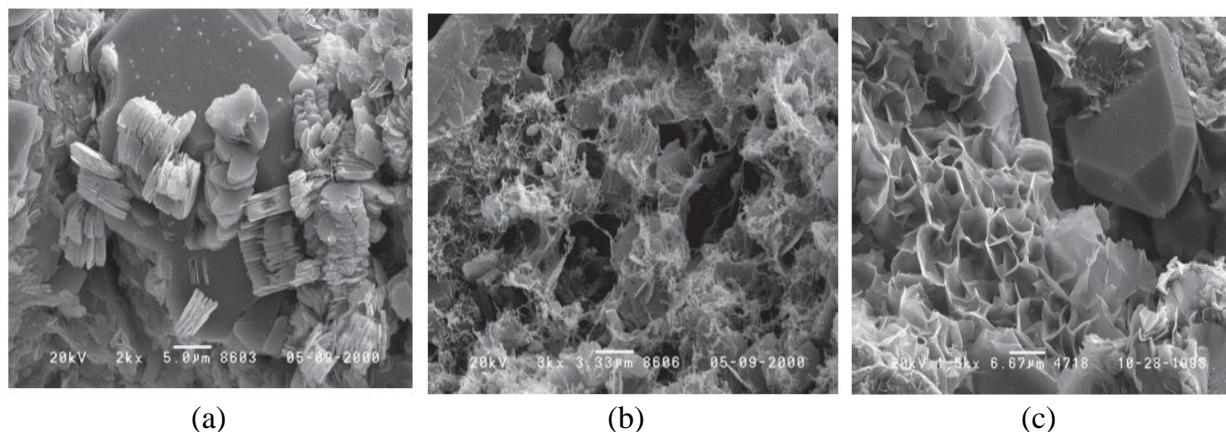


Figure 1.5 Représentation schématique de l'illite.



**Figure 1.6** Photographie au microscope à balayage électroniques : (a) kaolinite, (b) l'illite, (c) montmorillonite (reproduit avec l'autorisation de l'OMNI/Weatherford Laboratories) (Nelson et al. 2015).

Le tableau 1.1 résume les différentes caractéristiques de chaque groupe de minéraux argileux. Il est clair que les montmorillonites sont 10 fois plus actives dans l'absorption de cations comme kaolinites. C'est causé par la grande charge nette négative portée par la particule de montmorillonite et à sa plus grande surface spécifique par rapport à la kaolinite et l'illite.

**Tableau 1.1** Caractéristiques des principaux minéraux argileux (Chen, 1975).

Minéraux argileux	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Type de feuillet	1 : 1	2 : 1	2 : 1
Épaisseur de feuillet (Å°)	7	10	9.6
Épaisseur de particule (Å°)	500-1000	100-2000	10-100
Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)	10-20	65-180	50-840
Capacité d'échange Cationique (méc/100 g)	3-15	10-40	70-80
Matériaux interfoliare	-	K <sup>+</sup>	H <sub>2</sub> O, Na <sup>+</sup> , Ca <sup>2+</sup>
Substitution isomorphe	Peu nombreuses	Plus nombreuses que celles de Kaolinite	Très nombreuses
Gonflement	Assez faibles	Faibles à moyens	Important

### 1.2.1.3. Identifications des minéraux argileux

La composition minéralogique des sols gonflants a une incidence importante sur le gonflement. Par conséquent, l'identification des éléments constitutifs de cette argile minérale peut être réalisée par les trois techniques suivantes (Chen, 1975) :

- Méthode de diffraction des rayons-X.
- L'analyse thermique différentielle.
- La résolution du microscope électronique.

Casagrande (1948) a suggéré une démarche simplifiée, basé sur les limites d'Atterberg (Figure 1.7). Il s'agit de placer sur le graphique  $W_L - I_p$  les points correspondants à l'échantillon du sol et de comparer sa position avec celles des minéraux connus. Si les points de l'échantillon sont situés bien au-dessus de la ligne A et près de la ligne U, il est très probable que cet échantillon contienne une grande quantité de minéraux argileux actifs, comme la Montmorillonite. L'illite et leurs points se situent juste au-dessus de la ligne A. Les kaolinites qui sont des minéraux relativement inactifs, se trouvent exactement sous la ligne A (Holtz et Kovacs, 1981).

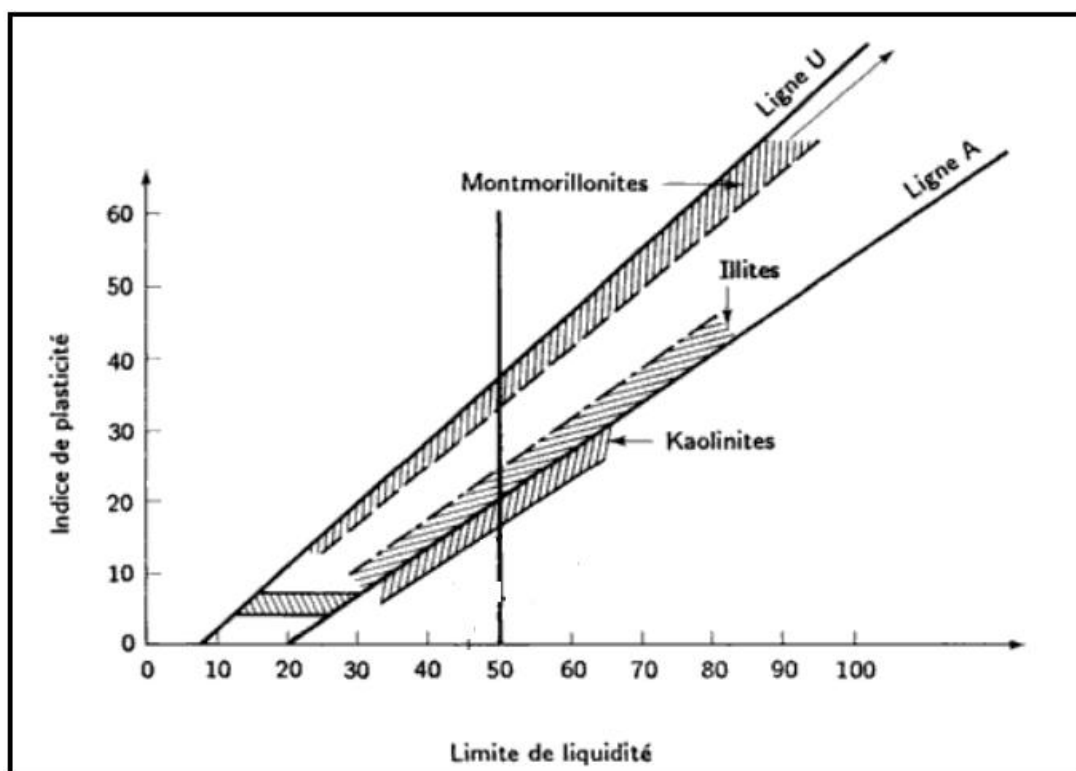


Figure 1.7 Positions des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande (Holtz et Kovacs, 1981).

### 1.2.2. Interaction entre l'eau et les minéraux argileux

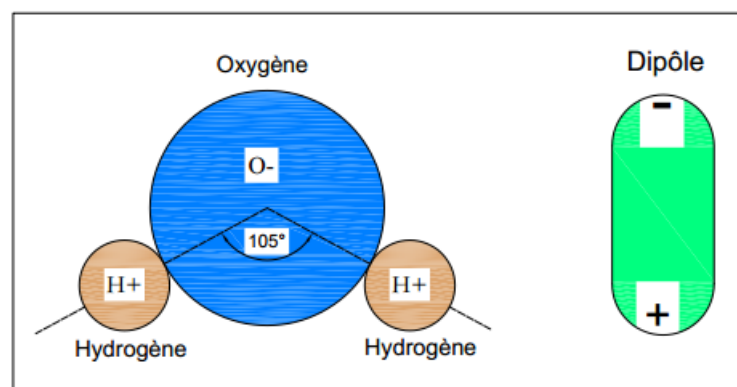
L'eau influence considérablement les sols à grains fins et en particulier les argiles. La variation de la teneur en eau se traduit par une augmentation de la plasticité et les limites d'Atterberg

constituent les bornes de cette influence. Dans la nature, il semble que les particules argileuses soient à peu près toujours hydratées ; autrement dit, on trouve des couches d'eau autour de chaque cristal d'argile. On appelle cette eau adsorbée. La structure des sols argileux et leurs propriétés géotechniques dépendent en définitive de la nature de cette couche d'eau adsorbée (Holtz et Kovacs, 1981).

Le film d'eau adsorbée maintenu à la surface des minéraux argileux par des forces d'attraction qui agissent entre les molécules d'eau et les particules d'argiles. Ces forces dépendent principalement des quatre facteurs suivants (Robitaille et Tremblay, 1997) :

- L'activité électrochimique à la surface des minéraux argileux ;
- La polarité de l'eau ;
- Les liens d'hydrogène de l'eau ;
- Les cations présentés dans l'eau.

L'activité électrochimique de toute surface se manifeste par l'attraction qu'elle exerce sur d'autres particules chargées négativement ou positivement. La charge négative à la surface du cristal d'argile provient à la fois de la substitution isomorphe et de certaines imperfections dans le treillis du cristal, notamment près de la surface. Ainsi chargées, les surfaces recherchent une stabilité électrique ; elles attirent donc fortement les molécules dipolaires comme l'eau et les cations, contenus dans l'eau des sols (Holtz et Kovacs, 1981). La polarité de l'eau est engendrée par les dispositions des deux atomes d'hydrogène et de l'atome d'oxygène formant la molécule d'eau (Figure 1.8). Bien qu'électriquement neutre, cette disposition crée deux pôles, un positif et un négatif (Ejjaaouani, 2008).

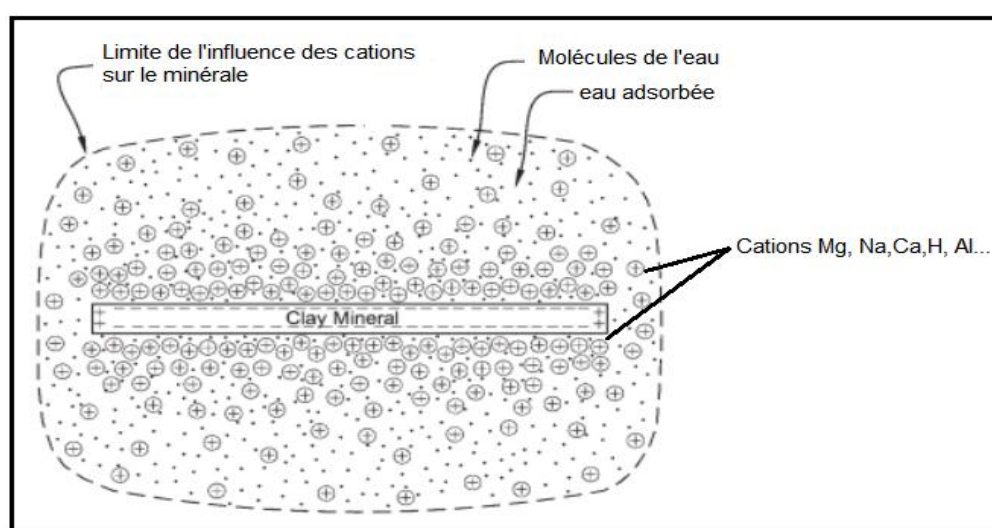
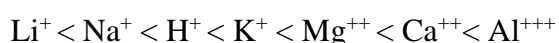


**Figure 1.8** Schéma d'une molécule d'eau.

Les liens hydrogène sont assurés par la division des molécules d'eau en cations d'hydrogène  $H^+$  et en anions d'hydroxyle  $OH^-$ . Les cations d'hydrogène sont attirés à la fois par la surface des minéraux argileux et par les hydroxyles des molécules d'eau. La présence des liens hydrogène est

probablement le plus important des facteurs d'adsorption.

Les cations de l'eau peuvent facilement être attirés par l'argile, selon l'intensité des charges négatives en présence (Figure 1.9). On dit de ces cations qu'ils sont échangeables, car un cation peut être facilement échangé contre un autre de valence égale ou contre deux autres ayant la moitié de la valence du cation d'origine. La plupart des cations sont métalliques, le calcium  $\text{Ca}^{++}$  et le magnésium  $\text{Mg}^{++}$  sont les cations échangeables les plus fréquents dans les sols ; on y trouve aussi de potassium  $\text{K}^+$  et le sodium  $\text{Na}^+$ , mais à un degré moindre. L'aluminium  $\text{Al}^+$  et l'hydrogène  $\text{H}^+$  sont typiques des sols acides. Par ordre de capacité de remplacement croissant, les ions se classent comme suit (Nelson et al. 2015) :



**Figure 1.9** Structure du grain minéral (Nelson et al. 2015).

### 1.2.3. Liaisons structurelles et arrangement des particules

Dans la pratique de la géotechnique, on désigne par le mot structure aussi bien l'arrangement géométrique des grains minéraux d'un sol que la force qui agit entre ces particules. L'arrangement des particules d'un sol ne se rapporte qu'à leur géométrie.

Des études récentes dans la littérature sur les sols argileux, faites à l'aide d'un microscope à balayage électronique, révèlent que les particules d'argile ont tendance à flocculer à disperser (Figure 1.10) sous forme d'unités submicroscopiques appelées domaines. Les domaines tendent à leur tour à former des grappes qui peuvent être assez grosses pour qu'on puisse les observer à l'aide d'un microscope ordinateur. Les grappes se regroupent pour former des groupements des peds. Les peds sont visibles à l'œil nu ; ces éléments, ajoutés à d'autres caractéristiques macrostructurales comme les joints et les fissures, constituent l'arrangement macroscopique des particules. La figure 1.11 présente le schéma de ce système proposé par Yong et Shereen (1973)

ainsi que la représentation microscopique d'une argile marine (Holtz et Kovacs, 1981).

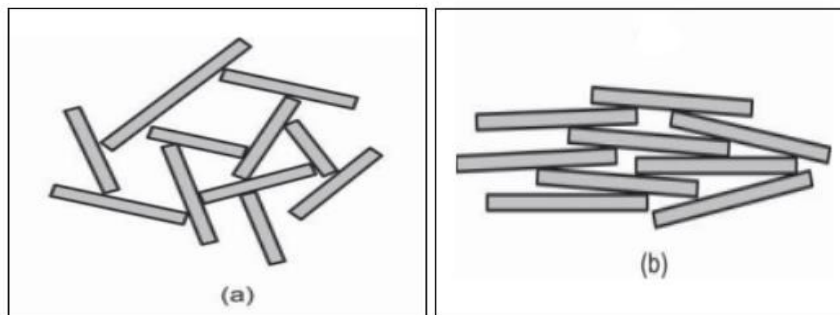


Figure 1.10 Les structures sédimentaires : (a) flocculés, (b) dispersés (Nelson et al. 2015).

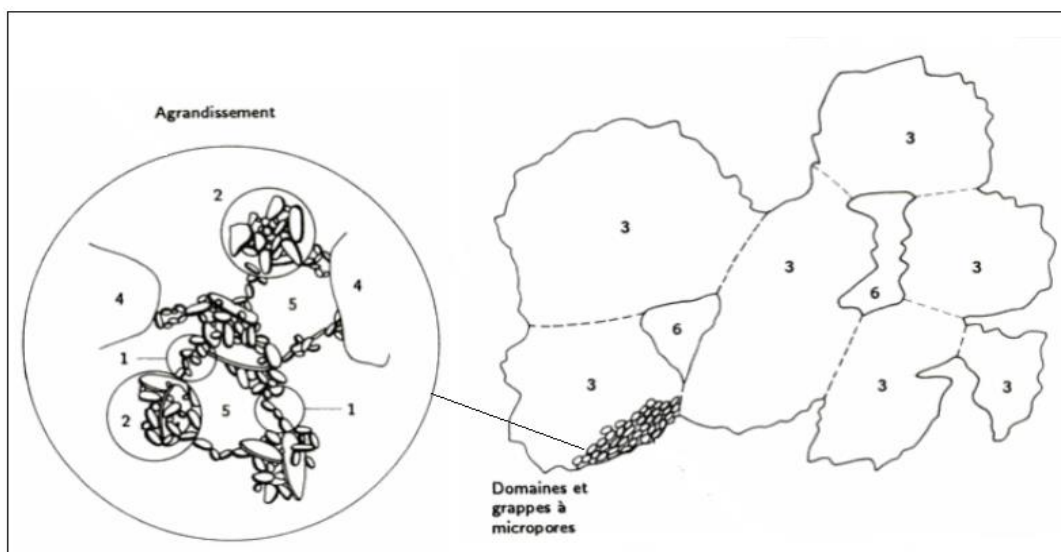


Figure 1.11 Schéma de la microstructure et du système macroscopique du sol, proposé par Yong et Shereen (1973) et Pusch (1973) : 1 domaine, 2 grappe, 3 ped, 4 grain de silt, 5 micropore, 6 macropore (Holtz et Kovacs, 1981).

Gens et Alonso (1992) ont montré que deux niveaux structuraux peuvent alors être distingués : la microstructure qui correspond aux agrégats et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et les macropores sont situés entre les agrégats (Figure 1.12) (Nowamooz, 2007).

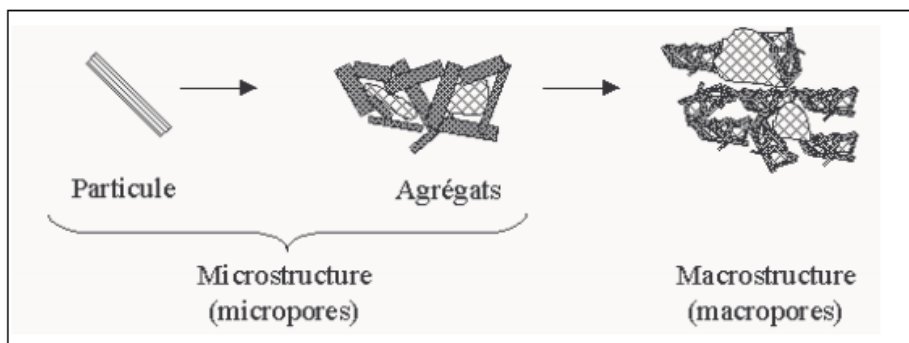


Figure 1.12 Différents niveaux structuraux des sols gonflants d'après Gens et Alonso (1992) (Masrouri, 2007).

### 1.2.3.1. Les forces d'attraction

Les forces d'attraction, ou force de cohésion, sont produits par les surfaces chargées des minéraux et par les cations des films d'eau adsorbée et de l'eau libre. Ces forces généralement causées par les forces de Van Der Waals entre les feuillets voisins (Robitaille et Tremblay, 1997).

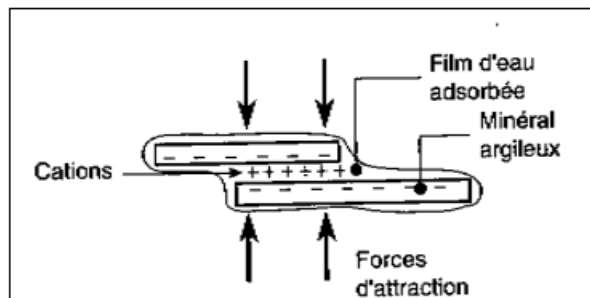


Figure 1.13 Force d'attraction s'exerçant entre les minéraux argileux.

### 1.2.3.2. Les forces de répulsion

Les forces de répulsion s'exerçant d'abord entre les minéraux argileux eux-mêmes : ceux dont les surfaces portent le même type de charge se repoussent tout simplement. Ces forces peuvent aussi dépendre de la différence entre les concentrations de cations des films d'eau adsorbée et de l'eau libre. Par un phénomène osmotique, les molécules d'eau provenant de l'eau libre, où l'on observe une faible concentration des cations, cherchant à s'infiltrer entre les minéraux. Cette infiltration augmente évidemment l'épaisseur de films d'eau et force les minéraux argileux à s'éloigner les uns par des autres (Figure 1.14) (Nelson et Miller, 1992).

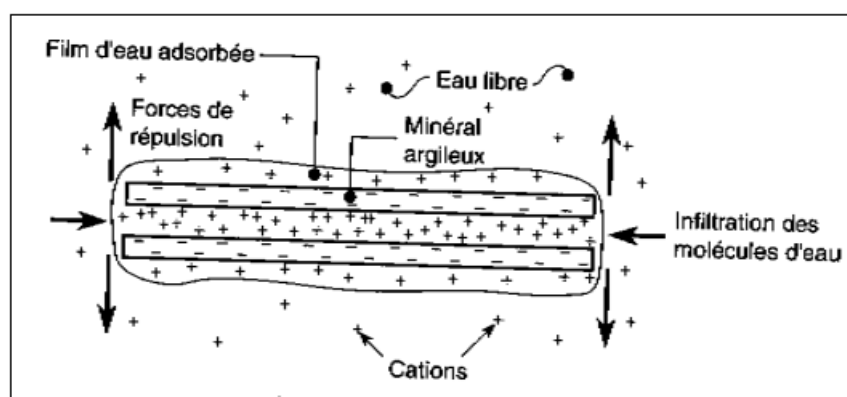


Figure 1.14 Force de répulsion s'exerçant entre les minéraux argileux.

## 1.3. Gonflement des particules argileuses

Le gonflement des particules argileuses est une conséquence de leurs propriétés électrochimiques et varie donc énormément d'une famille à l'autre. Les argiles les plus gonflantes étant les

montmorillonites, puis viennent les illites et enfin les kaolinites qui gonflent très peu (Cuisinier, 2002). L'espace entre deux feuillets s'appelle espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Lorsque l'on observe une particule argileuse, on peut différencier deux types de porosités (Figure 1.15) :

- La porosité interfoliaire : définie entre deux surfaces internes de feuillets d'une même particule
- La porosité interparticulaire : définie entre deux surfaces externes de deux particules.

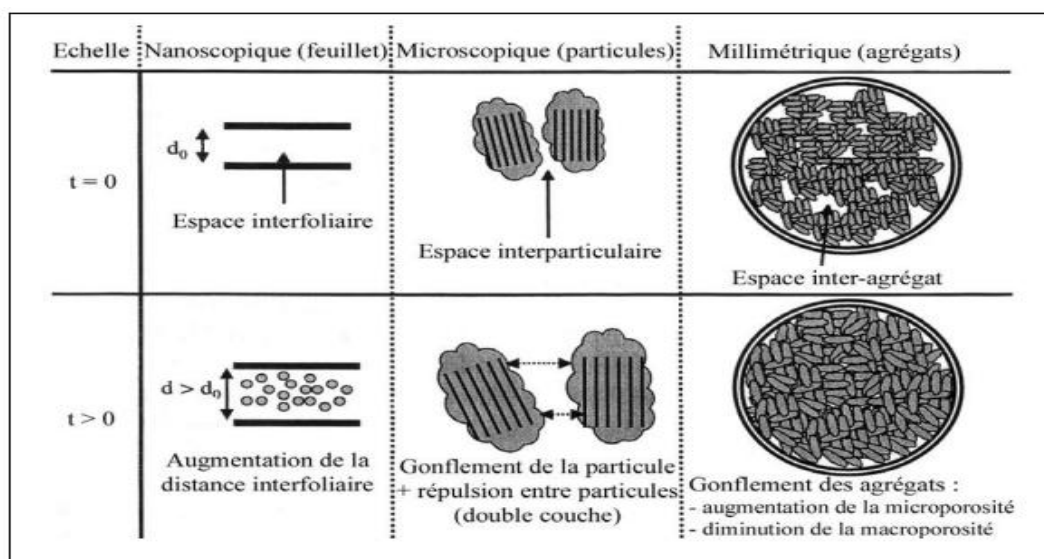


Figure 1.15 Mécanismes de gonflement des particules argileuses (Gens et Alonso, 1992).

### 1.3.1. Gonflement interfoliaire et interparticulaire

L'analyse minéralogique précédente montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuilles sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de la montmorillonite). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement interparticulaire ou interfoliaire (Bultel, 2001).

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites « gonflantes », le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

### 1.3.2. Mécanisme de gonflement au sens physico-chimique

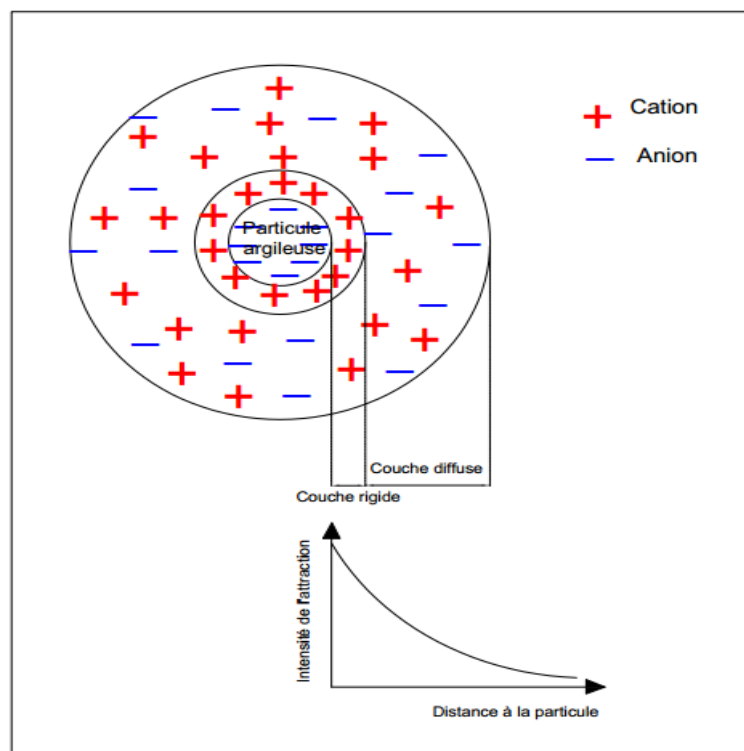
Compte tenu de la structure ionique présentée précédemment, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par



le modèle de la double couche diffuse (Double Diffused Layer).

La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan. Mais il faut rester prudent pour appliquer quantitativement cette théorie à une masse de matériau argileux, car les hypothèses utilisées ne caractérisent pas toujours la texture d'un terrain naturel (Bultel, 2001). La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Les bords de minéral peuvent avoir soit des charges positives ou négatives. Les argiles en charge minérale sont dues à des groupements moléculaires et l'arrangement des ions. La charge électrique dans le secteur des minéraux sont responsables de leur comportement lorsqu'ils entrent en contact avec d'autres particules et avec de l'eau présente dans le sol (Arora, 1992).

En présence d'eau, qui contient toujours des ions chargés positivement, un déséquilibre de charge se produit entre le fluide et les surfaces des particules argileuses. Avec l'effet net de la force due à l'attraction et qu'en raison de la répulsion, c'est que les forces d'attraction diminuent exponentiellement avec l'augmentation de la distance de la surface des particules d'argile. Il s'en suit alors un mouvement des cations dans les deux sens, appelé échange cationique. Le résultat de ce phénomène se manifeste par la création d'une atmosphère de cations échangeables dans une zone voisine de la surface de la particule qui prend le nom de double couche diffuse (ou électrique) DDL (Diffuse Double Layer) (Gouy, 1910 ; Chapman, 1913) (Figure 1.16) (Mrad, 2005).



**Figure 1.16** Représentations schématique de la double couche diffuse.

Compte tenu de la taille limitée des espaces interfoliaires, Tessier (1984) précise bien que les doubles couches ne peuvent pas s'y développer. Elles ne peuvent donc apparaître qu'au voisinage des surfaces externes des particules argileuses, donc dans l'espace interparticulaire dont l'épaisseur est au moins  $30 \text{ \AA}$  (Mrad, 2005).

La théorie de la double couche reste évidemment limitée, à cause des hypothèses faites sur le milieu (pas d'interaction entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles...). On peut, en première approximation, dire que la théorie de la double couche est applicable quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique. C'est-à-dire quand on étudie les sols sursaturés en cations en présence d'une eau de circulation à faible concentration ionique. Sposito (1973) indique que la théorie de la double couche ne prédit pas de manière satisfaisante le gonflement lorsque la solution contient des cations bivalents. Low (1980), à partir d'une série d'expérience menées sur 35 montmorillonites sodiques, montre que la théorie de la double couche est, soit fausse, soit inapplicable pour prédire le gonflement des montmorillonites, car leurs doubles couches ne sont que faiblement développées. Le gonflement est alors expliqué par l'interaction entre les feuillets argileux et l'eau c'est-à-dire le gonflement interparticulaire (Nowamooz, 2007).

### **1.3.3. Mécanisme de gonflements au sens mécanique**

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Il est donc important de rappeler les bases de la mécanique des sols appliquée à l'état de contraintes dans un sol.

#### ***1.3.3.1. Contraintes dans un sol***

##### **a) Sol saturé**

Les sols sont constitués de trois phases : solide, liquide et gazeuse. Les sols saturés ne contiennent pas de gaz et sont répartis en deux phases, la phase solide est constituée d'un minéral et de la phase liquide se compose de l'eau. Lorsqu'une charge est appliquée à un sol saturé, une partie de la contrainte est portée par le minéral et certains sont portés par l'eau. La somme de ces deux contraintes est la contrainte totale à ce point (théorie de Terzaghi).

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (1.1)$$

Où :

$u_w$  est désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et  $\sigma'$  la contrainte

effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide. Si le sol est sec, la pression interstitielle  $u_w$  est nulle et  $\sigma = \sigma'$ . Si l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une cote  $z$ , la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente soit  $u_w = \gamma_w \cdot z$

### b) Sol non saturé

Dans un sol non saturé, il y a trois phases : solide, liquide et gaz (c.-à-d. minéral, l'eau et l'air). Cela donne lieu à la nécessité d'une autre variable d'état de contrainte afin de tenir compte de la contribution de chaque phase dans l'exécution la contrainte appliquée. Il y a trois variables d'état de contrainte qui peut être définie par ces paramètres. Ceux qui sont indiqués dans les équations 1.2 (a), (b) et (c) (Nelson et al. 2015) :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (1.2-a)$$

$$\sigma'' = \sigma - u_a \quad (1.2-b)$$

$$s = u_a - u_w \quad (1.2-c)$$

Où :  $\sigma'$  est la contrainte effective,  $\sigma''$  est la contrainte normale net,  $s$  est la succion et  $u_a$  est la pression de l'aire.

Une équation proposée par Bishop (1959) ayant la forme :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (1.3)$$

Où :  $\chi$  est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol :  $\chi$  varie entre 0 et 1, et est égal à 1 pour un sol saturé (Abed, 2008). Fredlund et Rahardjo (1993) et Fredlund et al. (2012) ont fournir une explication complète et détaillée de l'état de contrainte en sol non saturé.

#### 1.3.3.2. Gonflement dû à une modification de l'état de contraintes

Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure  $\sigma_c$  est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte  $\sigma_c$  est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial  $t = 0$  on a :  $\begin{cases} u_w = \sigma_c \\ \sigma' = 0 \end{cases}$

- Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouveau équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :  $\begin{cases} u_w = 0 \\ \sigma' = \sigma_c \end{cases}$
- Si la contrainte  $\sigma_c$  est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse et

$$\text{immédiatement : } \begin{cases} u_w = -\sigma_c \\ \sigma' = \sigma_c \end{cases}$$

- La pression interstitielle devient négative (dans le domaine des succions) et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de circulation libre de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :

$$\begin{cases} u_w = 0 \\ \sigma' = 0 \end{cases}$$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ( $-u_w$ ) jusqu'à son annulation (Mrad, 2005).

#### 1.4. Comportement des sols gonflants lors de l'humidification

La méthode la plus commune de transfert d'humidité est par gravité (Chen, 1975). L'infiltration des eaux de surface, les précipitations et la fonte de neige dans le sol sont des exemples courants. La migration de l'humidité peut se produire dans toutes les directions. En vertu des conditions artésiennes, le débit peut être vers le haut. Dans les argiles raides et en formation schisteuse, l'écoulement se produit généralement dans les plans de litage ou suit les fractures et fissures continues. Les fissures de retrait qui se développent en raison d'offrir un accès facile à la dessiccation de la surface de l'eau dans le sol profond.

La teneur en eau dans un massif de sol peut aussi varier à cause de l'évaporation, de modifications du régime thermique, de l'évolution de la végétation, des précipitations atmosphériques, de crues de rivières, etc. (Ejjaaouani, 2008). Dans les régions du sud, les couches supérieures du sol ont en général un déficit d'humidité, qui provient du fait que la quantité d'eau qui s'évapore est supérieure à la quantité d'eau de pluie qui pénètre dans le sol. Les couches supérieures du sol sont soumises aux variations journalières, annuelles et pluriannuelles de la température. En l'absence d'équilibre thermique, il s'y établit un gradient thermique qui provoque des transferts d'humidité. La végétation est un facteur important de l'extraction de l'eau du sol. Le gradient thermique atteint une efficacité maximale lorsque la teneur en humidité dans le sol est près de la limite de plasticité (Nelson et Miller, 1992).

##### 1.4.1. L'équilibre de l'humidité

En terrain naturel, le taux d'humidité des sols partiellement saturés est en général l'équilibre avec la contrainte appliquée, les forces dues à l'évaporation et la transpiration à la surface du sol et les forces capillaires. Lorsque la zone est couverte par un bâtiment ou un trottoir, les forces de

l'évaporation et la transpiration sont éliminés et un nouvel ensemble d'équilibre doit être établi.

Le nouvel équilibre nécessite le débit d'humidité compatible avec la nouvelle condition. La force causant la modification du taux d'humidité ou le débit s'appelle succion du sol. La succion du sol est considérée comme un paramètre fondamental pour l'équilibre sol-eau et le mouvement de l'eau dans le sol.

Aichison et Richards (1969) affirment que dans les sols non saturés, les pressions interstitielles sont négatives et que la perméabilité  $k$  n'est plus considérée comme une constante. Par conséquent, le classique de la loi de Darcy devrait être modifié pour tenir compte de l'écoulement de l'eau dans les sols non saturés. Ils ont présenté les méthodes empiriques d'équilibre prédire la succion du sol en utilisant des structures sous les résultats d'une vaste enquête sur le terrain à grande échelle sous la chaussée scellée dans toute l'Australie. L'étude a montré que les sols sous un espace couvert sont isolés de l'évolution rapide et tendent vers un équilibre stable de répartition de l'humidité (Chen, 1975).

#### 1.4.2. Zone active

La zone active est la profondeur sur laquelle un sol réactif peut supporter une variation d'humidité. C'est un paramètre fondamental utilisé pour estimer la quantité maximale de mouvement différentiel de la butte de sol qui s'ensuit. La zone active peut être aussi définie comme la profondeur à laquelle l'eau de surface peut pénétrer, ou l'épaisseur de la zone de sol considérée dans l'estimation du soulèvement de la surface dû à l'expansion du sol à un moment particulier (Shams, 2019). Nelson et al. (2001) ont résumé les définitions alternatives pour la zone active comme suit :

- Profondeur de la fluctuation saisonnière de l'humidité (ou profondeur de la succion)  $H_s$  : La profondeur maximale du sol affectée par la fluctuation de l'humidité due au changement climatique.
- Profondeur de mouillage  $H_w$  : La profondeur maximale du sol dans lequel l'eau de surface pénètre.
- Profondeur du soulèvement potentiel  $H_p$  : La profondeur à laquelle la contrainte verticale du poids de terrain est égale ou supérieure à la pression de gonflement du sol, qui représente la profondeur maximale de la zone active qui peut se produire.

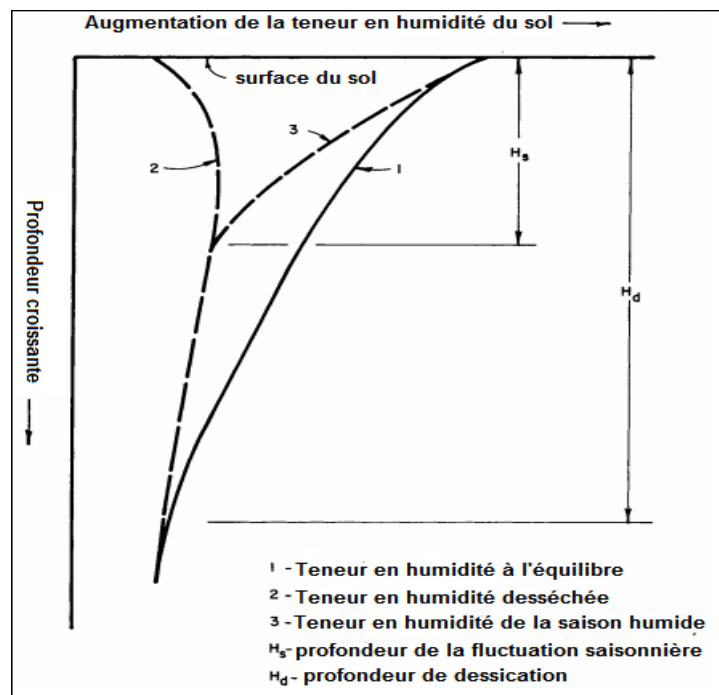
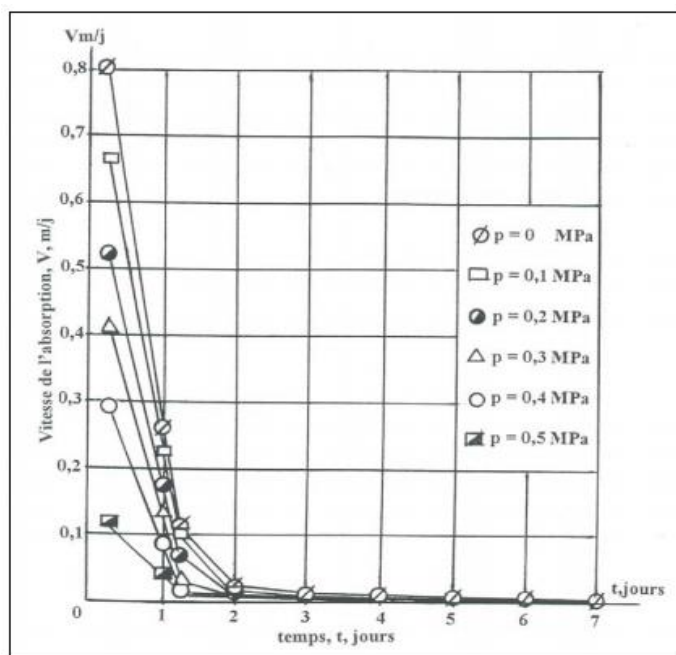


Figure 1.17 Variation d'humidité avec la profondeur sous la surface du sol (Chen, 1975).

Chen (1975) explique la variation d'humidité avec la profondeur dans un sol homogène (Figure 1.17). Dans une zone couverte, le profil d'humidité est illustré par la courbe 1. Il a indiqué que la profondeur de la fluctuation saisonnière de l'humidité  $H_s$  dépend de la variation de l'humidité de surface, la perméabilité des sols et les conditions climatiques (Chen, 1975). Sous une zone couverte  $H_s$  peut augmenter au cours de plusieurs années pour atteindre la profondeur de dessiccation  $H_d$ , qui est définie comme la profondeur à laquelle la teneur en humidité sous les fondations est égale à celle sous la zone non couverte. Chen (1975) a mentionné que la valeur exacte de  $H_d$  ne peut être déterminée, mais qu'elle a des limites inférieure et supérieure entre  $H_s$  et la profondeur de la nappe phréatique.

### 1.4.3. Vitesse d'absorption de l'eau

Mustafaev (1989) présente des courbes de variation de la vitesse de pénétration de l'eau dans le sol argileux pour différentes valeurs de la pression de compression lors de son gonflement pour le premier cycle d'humidification et de séchage. Comme on le voit sur la figure 1.18, la vitesse de pénétration de l'eau dans l'éprouvette de sol argileux atteint sa valeur maximale au cours des premières heures de gonflement. Ensuite, au bout d'un certain temps, la vitesse de pénétration de l'eau diminue sensiblement et tend asymptotiquement vers zéro au bout de quelques jours. Il a été établi que la vitesse de pénétration de l'eau dépend de la teneur en eau initiale, de la composition granulométrique et minéralogique du sol et aussi de la pression de compression du sol (Ejjaaouani, 2008).



**Figure 1.18** Vitesse d'absorption de l'eau dans les sols argileux d'après Mustafaev (1989) (Ejjaaouani, 2008).

## 1.5. Facteurs influençant le gonflement

Le phénomène de gonflement est influencé par de nombreux facteurs, dont certains ont été étudiés par plusieurs auteurs. Dans cette section, les principaux facteurs affectant le gonflement de l'argile sont résumés comme suit :

### 1.5.1. Propriétés des sols

- Minéralogie de l'argile

Les minéraux argileux qui entraînent généralement des changements de volume du sol sont les montmorillonites, vermiculites et certains minéraux de la couche de mélange. Illites et les kaolinites sont rarement expansives, mais peuvent causer des variations de volume lorsque la taille des particules est extrêmement fine (moins de quelques dixièmes de microns) (Kai, 2015).

- La chimie de l'eau du sol

Le gonflement est réprimé par l'augmentation de la concentration des cations et l'augmentation de la valence du cation. Par exemple, les cations  $Mg^{2+}$  dans l'eau du sol se traduiraient par moins de gonflement de cations  $Na^+$  (Nelson et Miller, 1992).

- La succion du sol

La succion du sol est une variable indépendante de la contrainte effective, représentée par l'effet négatif de la pression interstitielle dans les sols non saturés. La succion du sol est reliée à

saturation, la gravité, la taille et la forme des pores, tension de surface, les caractéristiques électriques et chimiques des particules du sol et l'eau (Fredlund et Rahardjo, 1993).

- Plasticité

En général, les sols qui présentent un comportement plastique sur une vaste gamme de teneur en humidité et qu'ils ont des limites liquides ont un plus grand potentiel pour le gonflement et le retrait. La plasticité est un indicateur du potentiel de gonflement (Chen, 1975 ; Nelson et Miller, 1992).

- La structure et les tissus du sol

Les argiles flocculentes ont tendance à être plus largement gonflées que les argiles dispersées. Les particules cimentées réduisent le gonflement. Le tissu et la structure sont modifiés par compactage à haute teneur en eau ou remaniement. Compactage par pétrissage a été montré pour créer des structures dispersées à faible potentiel de gonflement que les sols compactés statiquement à moindre teneur en eau (Seed et al. 1962 ; Johnson et Snethen, 1978).

- Densité sèche

Des densités plus élevées indiquent généralement des espacements de particules plus proches, ce qui peut signifier plus grandes forces de répulsion entre les particules et plus grand potentiel de gonflement (Chen, 1975 ; Nelson et al. 2015).

### **1.5.2. Conditions environnementales**

- Condition d'humidité initiale

Un sol gonflant desséché aura une plus grande affinité pour l'eau, ou une plus grande succion, que le même sol à plus haute teneur en eau, plus faible succion. Inversement, un profil de sol humide va perdre de l'eau plus facilement sur l'exposition aux influences de séchage et plus qu'un profil initial relativement sec. La succion initiale du sol doit être considérée conjointement avec l'intervalle prévu de conditions de la succion finale (Nelson et Miller, 1992).

- Les variations d'humidité

Les changements dans l'humidité dans la zone active près de la partie supérieure du profil définissent principalement par le gel. C'est dans ces couches que la plus grande variation de l'humidité et de changement de volume se produit.

- Le climat

La quantité et la variation des précipitations et de l'évapotranspiration influencent grandement la



disponibilité de l'humidité et la profondeur de l'humidité saisonnière fluctuation. Le plus grand gonflement saisonnier se produit dans les climats semi-arides qui ont prononcé, de courtes périodes humides (Chen, 1975).

- Eaux souterraines

Les nappes phréatiques peu profondes constituent une source d'humidité et d'eau fluctuante (Nelson et Miller, 1992).

- Drainage et sources d'eau artificielle

Les caractéristiques de drainage de surface, telle que l'accumulation autour d'une maison mal classée, fournir des sources d'eau à la surface. La canalisation de plomberie qui fuit donner au sol l'accès à l'eau à plus grande profondeur.

- Végétation

Les arbres, les arbustes et les graminées épuisent l'humidité du sol et faire mouiller différemment le sol dans les zones de végétation variable.

- La perméabilité

Les sols avec des perméabilités plus élevées, notamment en raison de fissures et fissures dans le domaine de la masse du sol, accélérer la migration de l'eau et encourager l'accélération de gonflement (Chen, 1975).

### **1.5.3. Conditions des contraintes**

- L'histoire des contraintes

Un sol surconsolidé est plus gonflant que le même sol au même taux de vide, mais normalement consolidé. Les pressions de gonflement peuvent augmenter vieillissement des argiles compactées. De Mouillage et de séchage répétés tendance à réduire le gonflement dans les échantillons de laboratoire, mais après un certain nombre de cycles humidification-séchage, le gonflement n'est pas affecté (Mitchell, 1976).

- Conditions in situ

L'état de contrainte initial dans un sol doit être estimé afin d'évaluer la conséquence probable du chargement de la masse du sol et/ou de l'environnement d'humidité à l'intérieur. Les contraintes effectives initiales peuvent être approximativement déterminées par échantillonnage et essai dans un laboratoire, ou par faire des mesures in situ et des observations (Lambe et Whitman, 1959).

- **Chargement**

L'ampleur de la charge supplémentaire détermine la quantité de changement de volume cela se produira pour une teneur en humidité et une densité donnée. Une charge externe, agit pour équilibrer les forces répulsives interparticulaires et réduit se gonfler (Holtz et Gibbs, 1956).

- **Profil du sol**

L'épaisseur et l'emplacement des couches potentiellement expansives dans le profil influencer considérablement le mouvement potentiel. Le mouvement de soulèvement se produire dans les profils qui ont des argiles expansives s'étendant de la surface à des profondeurs inférieures à la zone active.

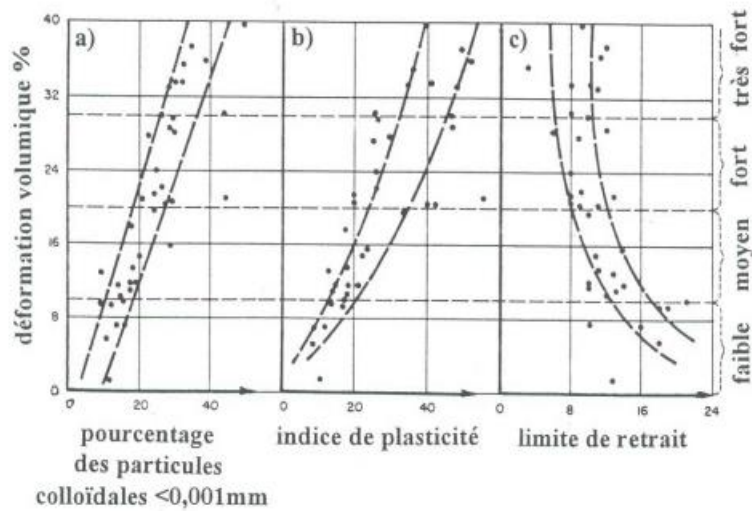
## **1.6. Classification des sols gonflants**

Les méthodes de classification des sols gonflants sont souvent les méthodes indirectes, car elles recourent rarement à l'analyse minéralogique ou à des essais mécaniques. Elle consiste à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques comme les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau et la densité sèche, qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol. L'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydrique et (ou) mécanique. Certaines des méthodes sont discutées dans les sections suivantes, pour servir d'exemples des procédures de classification.

### **1.6.1. Classification basée sur les propriétés du sol (Méthode indirecte)**

- **Classification de Holtz et Gibbs**

Holtz et Gibbs (1956) ont proposé d'utiliser des caractéristiques telles que la quantité de particules colloïdales dispersées, l'indice de plasticité et l'indice de retrait. La figure 1. 19 présente les résultats d'essais réalisés sur 38 échantillons d'argiles californiennes à l'état naturel, qui montrent la relation entre la déformation volumique des argiles gonflantes et les paramètres cités ci-dessus, pour une valeur de la pression appliquée de  $\sigma_a = 7$  kPa (Sridharan et Prakash, 2000). La classification des argiles d'après leur aptitude au gonflement établie par Holtz et Gibbs (1956) est donnée dans le tableau 1.2.



**Figure 1.19** Relation entre la déformation volumique de gonflement d'une argile de Californie remaniée.

**Tableau 1.2** Classification des argiles d'après leur potentiel de gonflement (Holtz et Gibbs, 1956)

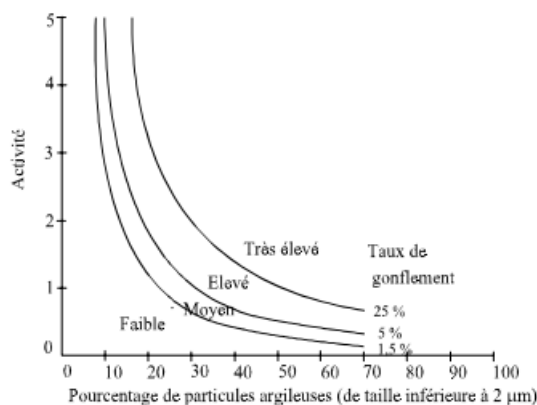
Particules inférieures à 1 $\mu$ m (Argile colloïdale) %	Indice de plasticité IP %	Limite de retrait Ws %	Augmentation totale du volume du sol %	Potentiel de gonflement
> 28	> 35	< 11	> 30	Très élevé
20-31	25-41	7-12	20-30	Élevé
13-23	15-28	10-16	10-20	Moyen
< 15	< 18	> 15	< 10	Faible

- Classification de Seed

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et plus exactement à l'activité du matériau (Figure 1.20) (Kormi, 2003).

- Classification de Chen

Chen (1975) a établi, sur la base de plus de 300 essais sur des sols argileux, la courbe de variation du gonflement potentiel du sol en fonction de l'indice de plasticité et l'a comparée aux résultats obtenus par Holtz et Gibbs (1956) et Seed et al. (1962). Toutes les éprouvettes étudiées ont été testées sous une pression  $\sigma_a = 7$  kPa et avaient une teneur en eau de 15 à 20 % et un poids volumique compris entre 16 et 17.6 KN/m<sup>3</sup>.



**Figure 1.20** Diagramme de classification du taux de gonflement en fonction de l'activité et de la teneur en particules argileuses (Seed et al. 1962).

De plus, Chen (1975) a réalisé une série d'essais sous une charge appliquée de  $\sigma_a = 48.58$  kPa (Ejjaouani, 2008). La classification des argiles d'après leur aptitude au gonflement établie par Chen (1975) est donnée dans le tableau 1.3.

Chen (1975) note que, d'après ses données, l'amplitude du potentiel de gonflement du sol dépend moins de l'indice de plasticité que dans les essais de Holtz et Gibbs (1956) et de Seed et al. (1962) (Figure 1.21).

**Tableau 1.3** Classification des argiles d'après leur potentiel de gonflement (Chen, 1975).

Particules fins inférieures à 76µm %	Limite de liquidité $W_L$ %	N (SPT)	Augmentation totale du volume du sol %	Pression de gonflement (kPa)	Potentiel de gonflement
< 95	> 60	> 30	> 10	> 1000	Très élevé
60-95	40-60	20-30	3-10	250-1000	Élevé
30-60	30-40	10-20	1-3	150-250	Moyen
< 30	< 30	< 10	< 1	< 50	Faible

- Classification de Daksanamurthy et Raman

Daksanamurthy et Raman (1973) se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposée par Casagrande (1948) pour fournir une classification du potentiel de gonflement (Figure 1.22). Le diagramme, qui comprend la ligne A de séparation des sols gonflants, est divisé en six zones le long de l'axe des abscisses comme indiqué dans le tableau 1.4.

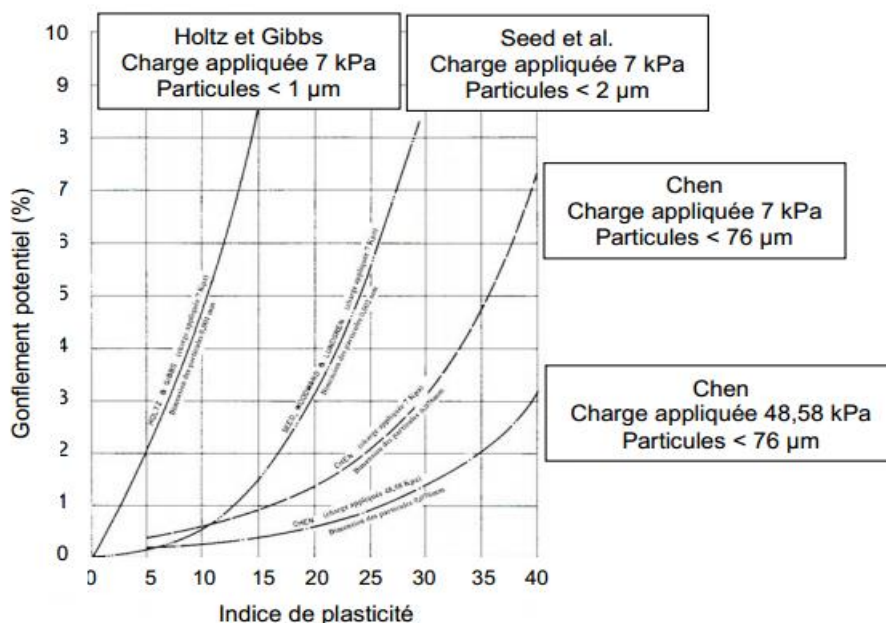


Figure 1.21 Comparaison de quatre procédures d'identification par Chen (1975) (Ejjaouani, 2008).

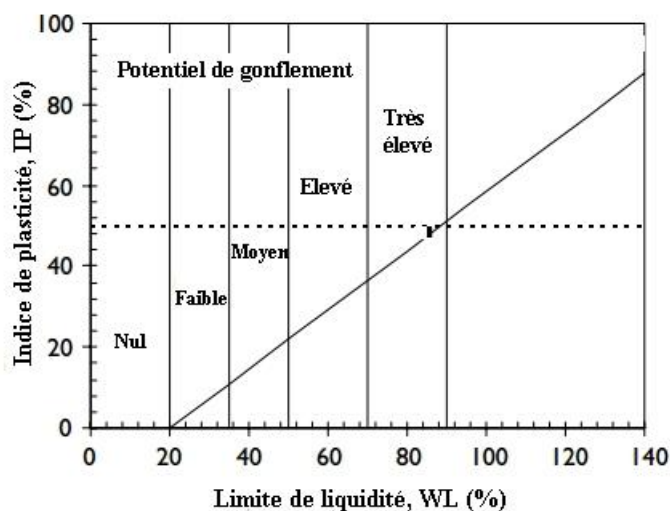


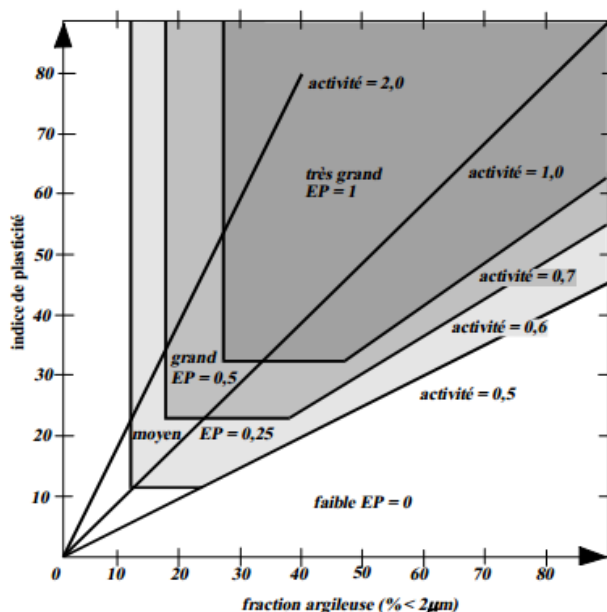
Figure 1.22 Classification de potentiel de gonflement d'après Daksanamurthy et Raman (1973).

Tableau 1.4 Classification proposée par Daksanamurthy et Raman (1973).

Limite de liquidité $W_L$	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
> 90	Gonflement critique

- Classification de Williams et Donaldson

Williams et Donaldson (1980) ont développé un abaque à partir des travaux de Van der Merwe (1964) sur des sols sud-africains (Figure 1.23).



**Figure 1.23** Abaque de Williams et Donaldson (1980) avec estimation du potentiel de gonflement (EP) (Kormi, 2003).

### 1.6.2. Formules empiriques

Plusieurs relations empiriques ont été proposées pour calculer l’amplitude et la pression de gonflement. Le tableau 1.5 rassemble les principales équations proposées dans la littérature.

**Tableau 1.5** Modèles empiriques de calcul de l’amplitude de gonflement  $\epsilon_g$  et de la pression de gonflement  $\sigma_g$ .

Auteurs	Equations mathématique	Paramètres
Seed et al. (1962)	$\epsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (Ip)^{2,44}$	$\epsilon_g$ et $Ip$ sans unités
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\epsilon_g = 41,13 \cdot 10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	$\epsilon_g$ , $w_L$ et $w_s$ sans unités
Komornik et	$\epsilon_g = 6,7 + 2,4 Ip$ Marnes	$\epsilon_g$ (%), $\sigma_g$ (kPa)
David (1969)	$\epsilon_g = 0,9 + 2,1 Ip$ Argiles	$w_i$ (%), $w_L$ (%) $\gamma_{d0}$ (kg/m <sup>3</sup> )
	$\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208w_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269w_i$	

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033w_L - 0,083w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033w_L - 0,083w_i - 1,967$	$\varepsilon_g$ (%), $\sigma_g$ (kPa) $w_L$ (%), $w_i$ (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033w_L + 0,0032\gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033w_L + 0,0032\gamma_{d0} - 5,154$	$\varepsilon_g$ (%), $\sigma_g$ (kPa) $w_L$ (%) $\gamma_{d0}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	$\varepsilon_g$ (%), $\sigma_g$ (kPa) $e$ sans unité $P$ : surcharge (kPa) $w_i$ (%), $I_p$ (%)
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \cdot w_i$	$\varepsilon_g$ (%), $w_i$ (%)

### 1.7. Méthode de mesure de gonflement (Méthode directe)

L'œdomètre étant l'appareil le plus couramment utilisé par de nombreux chercheurs pour étudier les sols gonflants (Holtz et Gibbs, 1956; Jennings et Knight, 1957; Lambe et Whitman, 1959; Gizienski et Lee, 1965; Chen, 1975; Porter et Nelson, 1980; Shankar et al. 1982; Fredlund, 1995). L'essai de gonflement à l'œdomètre peut être utilisé pour déterminer certaines propriétés de gonflement pour des sols gonflants, tels que le potentiel de gonflement, la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Ces paramètres peuvent être utilisés pour identifier le potentiel de gonflement des sols et également fonder l'application de méthodes basées sur des essais œdométriques pour prédire le soulèvement du sol (Hongyu, 2015).

Une brève définition de ces propriétés est résumée ci-dessous :

- Le potentiel de gonflement  $\varepsilon_g$  ( $\Delta h/h$  %) : est la déformation maximale qui provoque l'humidification jusqu'à sa saturation complète d'un échantillon du sol soumis à une surcharge nulle ou très faible (poids de piston).
- La pression de gonflement  $\sigma_g$  : est la pression qui peut exercer un sol lors de son humidification, elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à sa hauteur initiale.
- L'indice de gonflement  $C_g$  : est la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma)$  obtenu en déchargement.

Il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement en laboratoire en se fondant

sur les normes ASTM D4546 (ASTM, 2003) et les méthodes fréquemment utilisées sont :

### 1.7.1. Méthode de gonflement libre

Les procédures de l'essai de gonflement libre ont été résumées dans la méthode A de la norme ASTM D4546 (1996, 2003). L'essai suggère d'humidifier l'échantillon de sol et de le laisser gonfler librement dans le sens vertical sous une charge symbolique d'au moins 1 kPa (poids de piston). Après l'échantillon de sol s'arrête de gonfler, le potentiel (taux) de gonflement peut être mesuré. La contrainte verticale est ensuite appliquée par incréments pour consolider progressivement l'échantillon de sol. La contrainte requise pour consolider l'échantillon de sol à son volume initial (ou indice de vide) est définie comme une pression de gonflement (Figure 1.24).

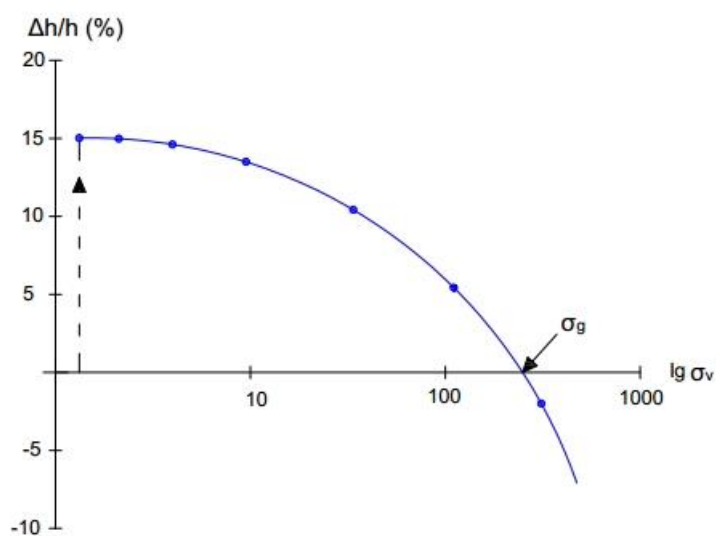


Figure 1.24 Méthode de gonflement libre.

### 1.7.2. Méthode de gonflement sous charges constantes

Dite aussi méthode de gonflement en parallèle, cette méthode est d'écriture pour la première fois par Holtz et Gibbs (1956) puis modifiée par de nombreux chercheurs. Elle nécessite de préparer au moins quatre échantillons de sol identiques, chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante différente. La courbe  $\Delta h/h$  en fonction de la pression appliquée ( $\log \sigma$ ) lors de l'humidification est tracée. Une interpolation linéaire est réalisée entre les quatre points pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul. Cette pression correspond à la pression de gonflement (Figure 1.25). L'avantage de cette méthode est que la procédure de chargement et d'humidification est très probablement rencontrée dans les conditions in situ. En revanche, l'inconvénient est qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques, ainsi des échantillons de sol compactés identiques sont difficiles à préparer. C'est pour cela qu'elle est plutôt utilisée pour des matériaux remaniés (non intact).



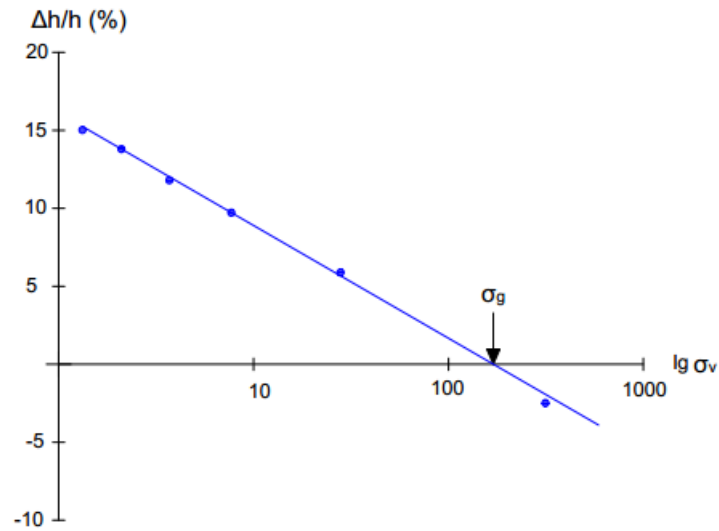


Figure 1.25 Méthode de gonflement sous charges constantes.

### 1.7.3. Méthode de gonflement à volume constant

La méthode de gonflement à volume constant a été suggérée par plusieurs chercheurs (Frydman et Calabresi, 1987; ASTM D4546, 2003; Thompson et al. 2006; Singhal et al. 2011). Dans cet essai, l'échantillon du sol est soumis à une pression verticale symbolique voisine des conditions in situ et ensuite humidifié. Le volume de l'échantillon de sol est maintenu constant en variant la charge sur l'échantillon. La contrainte appliquée est supposée augmenter jusqu'à ce que le sol n'ait plus tendance à gonfler. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement (Figure 1.26).

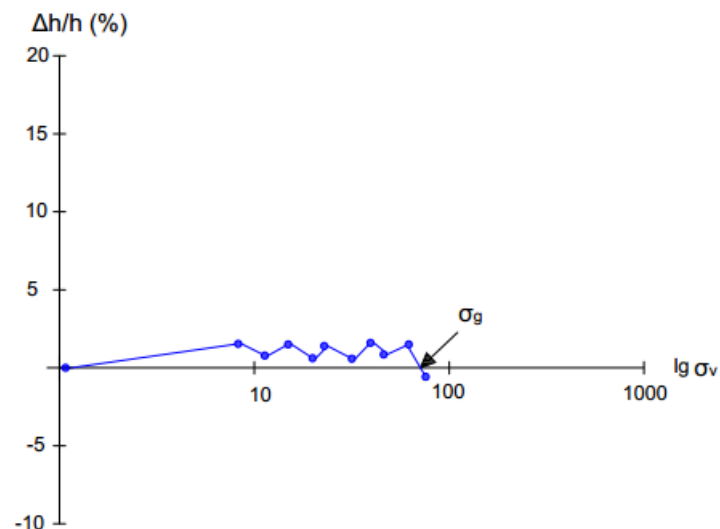


Figure 1.26 Méthode de gonflement à volume constant.

#### 1.7.4. Autres méthodes

Il existe une multitude de méthodes pour mesurer les deux paramètres caractérisant le gonflement, la plupart de ces méthodes se sont basées sur les méthodes déjà citées pour définir leur protocole d'essai. Parmi ces méthodes on peut citer : Méthode du double œdomètre (Jennings et Knight, 1957), Chen (1975), la méthode d'Huder et Amberg (Huder et Amberg, 1970), AFNOR (AFNOR XP P 94-091, 1995), la méthode chinoise (Shuai, 1996) .....etc.

#### 1.8. Conséquences de gonflement sur les constructions

L'humidification des sols argileux non saturés gonflants provoque l'apparition de déformations dangereuses des constructions. Le gonflement se produira donc un soulèvement différentiel des fondations, qui peuvent se transmettre sous forme de moments et efforts tranchants supplémentaires dans les structures porteuses du bâtiment. Ces efforts supplémentaires capables de fissurer les murs et les dalles ainsi de disloquer la structure de la maison (Ejjaaouani, 2008).

Les études menées dans la littérature montrent que les structures légères de type R0, R+1 et R+2 reposent le plus souvent sur des fondations superficielles sont les plus touchés et vulnérable aux risques du gonflement du sol argileux (Jacquard, 2007), ceci pour trois raisons :

- La rigidité des structures à petits niveaux est généralement plus faible ;
- La distribution des charges au sol est faible et la dispersion des contraintes sont très rapides en profondeur ;
- La plupart de ces constructions sont réalisées sans études géotechniques préalables qui permettraient notamment d'identifier la présence éventuelle d'argile gonflante.

##### 1.8.1. Descriptions des dommages

La majorité des dommages apparaître dans les constructions sont des fissures verticales et horizontales. L'effet de soulèvement d'une fondation superficielle sur un mur porteur peut prendre les formes suivants (Figure 1.27) (Magnan, 2013; Khennouf et Baheddi, 2017; Khennouf et Baheddi, 2018) :

- Fissure oblique dans un mur sans ouverture.
- Fissures traversant les ouvertures.

Les deux fissures principales apparaîtrai sont des déformations de flexion et de cisaillement (Figure 1.28). Boscardin et Cording (1989) illustrent l'orientation et la localisation de ces fissures. Ils ont modélisé la structure comme une poutre sur appuis simples subissant une courbure de terrain convexe (Jahangir, 2011).

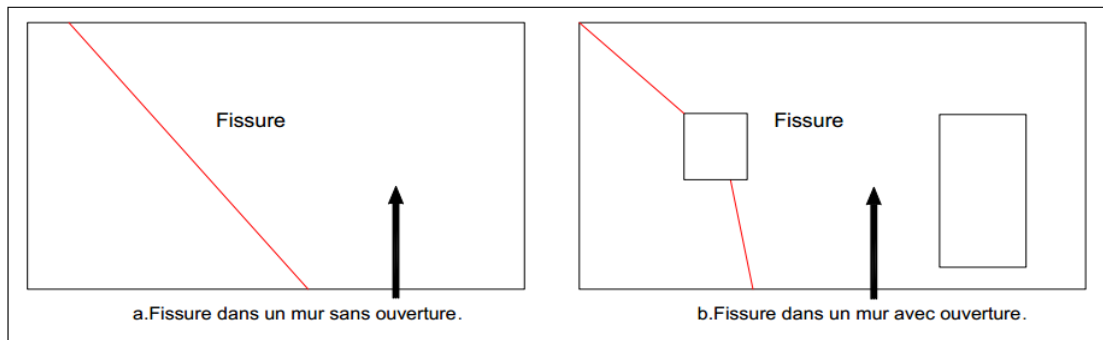


Figure 1.27 Évolution des fissures provoquées par le gonflement du sol (Magnan, 2013).

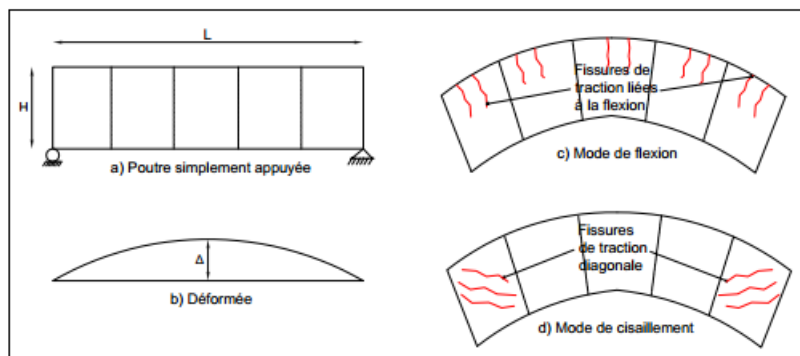


Figure 1.28 Localisation des fissures, selon le mode de sollicitation fléchissant et de cisaillement (Boscardin et Cording, 1989).

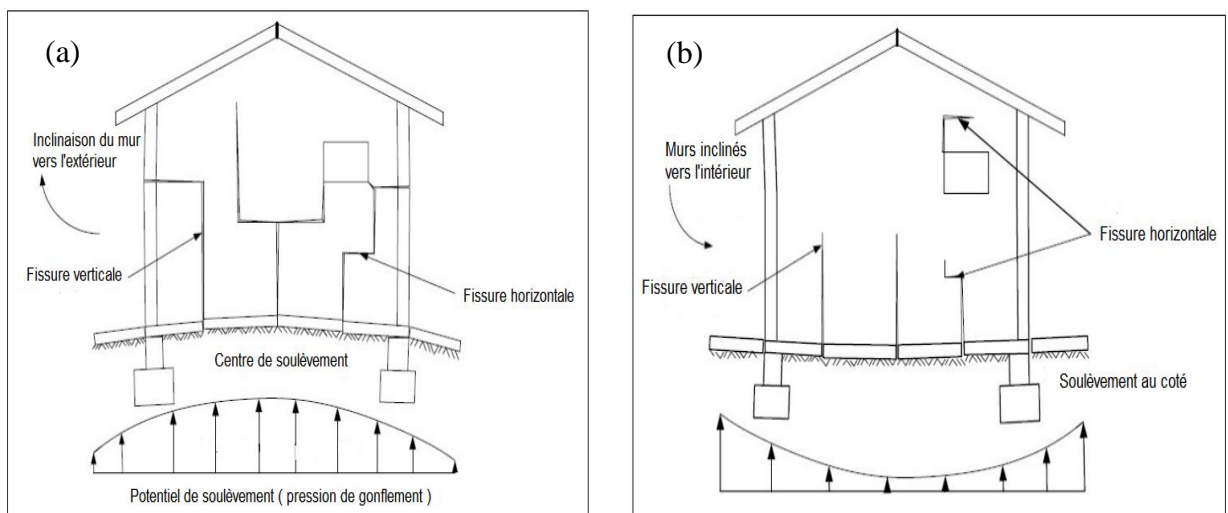


Figure 1.29 Forme de fissure typique sur une construction en raison de soulèvement (a) au centre, (b) au côté.

Dans la plupart des cas, les fissures dues au comportement de gonflement-retrait des sols gonflants généralement exécuté d'un coin à l'ouverture et de proximité sont uniformes en largeur. Ce modèle de fissures se produit lorsque l'humidité est à partir de la périphérie vers le centre de la chambre. Au contraire, les fissures sont plus larges dans certains cas au pas le haut en raison de

l'effet de cuvette de centre de la structure. Cela se produit lorsque l'humidité se déplace du centre vers la périphérie (Kai, 2015) (Figure 1.29).

### **1.9. Conclusion**

Ce chapitre a été consacré à la description de phénomène de gonflement des argiles aux différentes échelles microscopique et macroscopique. La complexité du système d'interaction entre eaux et les minéraux argileux vu que diverses interactions physico-chimiques, prenant place au niveau microscopique, s'établissent entre la phase solide et la phase liquide ont été largement discutés. Divers facteurs liés au comportement des sols gonflants, qui comprend la minéralogie des argiles, le mécanisme de gonflement, la succion du sol et ses composantes, la profondeur de la zone active et les méthodes d'essai aux laboratoires sont abordés. En outre, les méthodes de classification directe et indirecte du sol gonflant ont été également mises en évidence. La fin de ce chapitre examine une compréhension globale des impacts des gonflements du sol sur les constructions légères.

## *CHAPITRE 02*

METHODES DE PREDICTION DE SOULEVEMENT  
DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

## Chapitre 02

# METHODES DE PREDICTION DE SOULEVEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

---

### 2.1. Introduction

La conception des fondations superficielles isolées et continue dans un sol gonflant est un défi majeur pour les ingénieurs géotechniciens. L'augmentation importante de volume de sol comporte des minéraux actifs lorsque la teneur en eau augmente, nécessite une étude approfondie pour évaluer l'effet de gonflement sur le soulèvement final de la fondation. Le soulèvement uniforme ne pose pas de problème sur les constructions, par contre le soulèvement non uniforme (différentielle) des fondations induit des dommages notamment sur les constructions légères de faible rigidité. Dans la littérature, le gonflement induit des désordres très coûteux surtout dans les pays développés comme les États-Unis, Australie, Canada, Indien, France, China ...etc. Pour cette raison, plusieurs études ont été menées dans ces pays par des chercheurs dans ce domaine (Chen, Fredlund, Nelson...etc.) pour proposer des méthodes de calcul analytique de soulèvement et des modèles numériques sur la base des recherches expérimentales. Ce chapitre présente les méthodes de prévision analytique et quelques modèles numériques développés pour prédire le soulèvement des fondations superficielles assises sur un massif du sol gonflant.

### 2.2. Type des fondations superficielles

Les fondations superficielles sont la partie la plus basse d'une structure qui transmet les charges vers le sol support (Das, 2009). Terzaghi (1943) a défini une fondation superficielle en tant que celui dans lequel l'encastrement  $D_f$  est inférieure ou égale à la largeur  $B$  ( $D_f/B \leq 1$ ). Cependant, les études de recherche menées depuis lors ont montré que  $D_f/B$  peut aller de 3 à 4 pour les fondations superficielles.

On distingue trois types de fondations superficielles :

- Les semelles isolées, de plan carré ( $B/L = 1$ ), circulaire ( $D = B$ ) ou rectangulaire ( $B/L < 1$ ), supportant des poteaux.
- Les semelles filantes, qui supportent les murs ( $B/L = 0$  c'est-à-dire que  $L \rightarrow \infty$ )

- Les radiers, de dimensions  $B$  et  $L$  importantes ; sont des dalles en béton armé de grande rigidité structurelle qui supporte un certain nombre de poteaux et de charges murales.

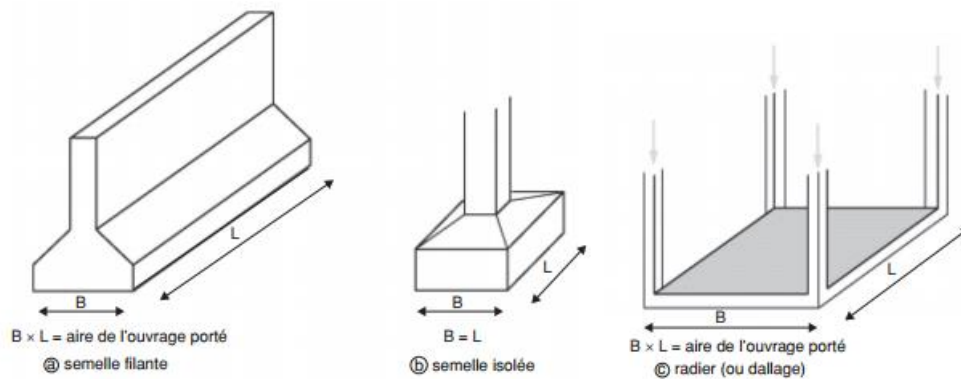


Figure 2.1 Type de fondations superficielles (Das, 2009).

### 2.3. Distribution des contraintes sous une fondation superficielle

Dans la mécanique de sols, lors de la détermination des contraintes dans un massif du sol, le sol de fondation est considéré comme des milieux continus abstraits. Donc, le caractère de répartition des contraintes dans un semi-espace élastique ne dépend pas de l'état du sol et de ces propriétés physiques et mécaniques (Ejjaouani et Shakhirev, 2007).

Holtz et Kovacs (1981), qui donnent une des méthodes le plus simple pour calculer la distribution des contraintes avec la profondeur pour une sollicitation uniforme s'appelle *la méthode 2 pour 1* comme l'indique la figure 2.2. Il s'agit d'une méthode empirique basé sur l'hypothèse que la surface sur laquelle agit la sollicitation augmente de façon systématique avec la profondeur en fonction d'un angle de diffusion  $\beta = 26.56^\circ$ . La valeur de  $\beta$  est souvent supposée constante pour les semelles filantes et isolées, quels que soient le type de sol, son état et ses caractéristiques physiques et mécaniques.

Les expressions des incréments moyens des contraintes verticales à la profondeur  $z$  sont respectivement :

- Cas d'une semelle filante de largeur  $B$  :

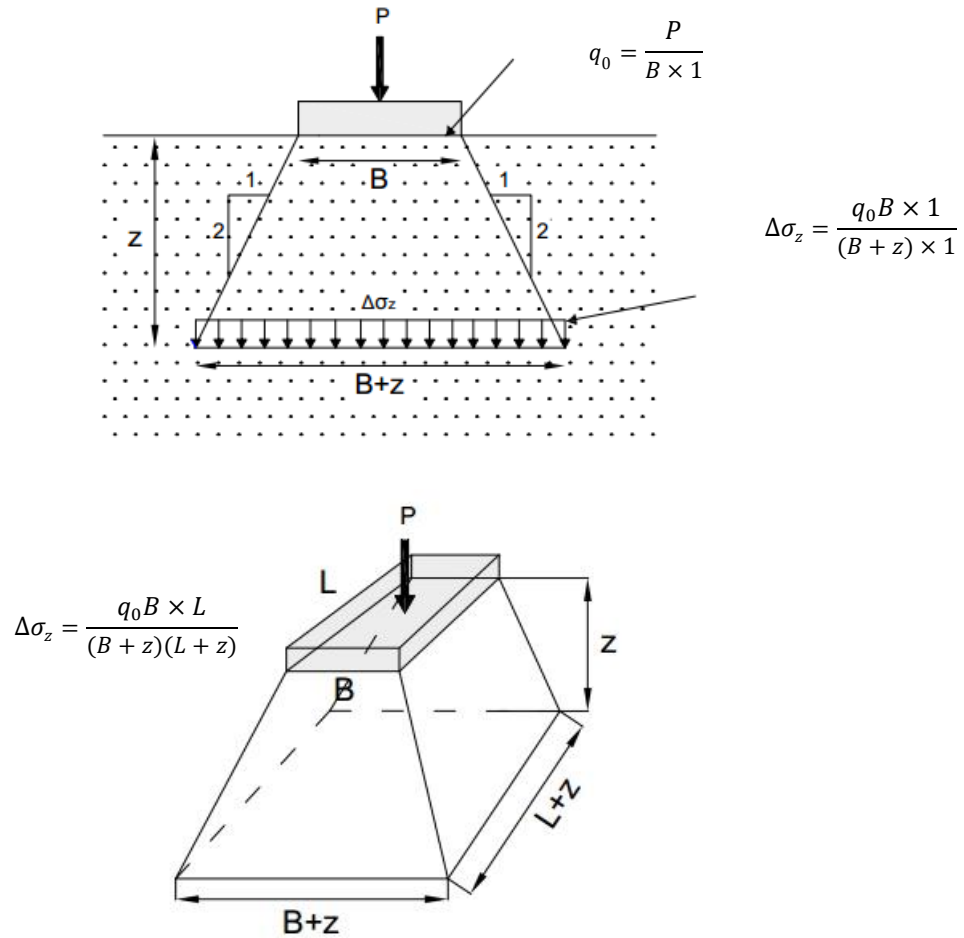
$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0 B}{B + z} \quad (2.1)$$

- Cas d'une semelle rectangulaire de côté  $B$  et  $L$  :

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0 BL}{(B+z)(L+z)} \quad (2.2)$$

- Cas d'une semelle circulaire de diamètre  $D$  :

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0 D^2}{(D+z)^2} \quad (2.3)$$



**Figure 2.2** Approximation 2 :1 pour la distribution des contraintes verticale avec la profondeur.

Boussinesq (1885) développé des équations qui permettent de déterminer l'état des contraintes imposées par une charge extérieure à l'intérieur d'un demi-espace homogène, isotrope et présentant une élasticité linéaire. L'expression générale simplifiée de ce problème est donnée sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_z = q_0 \times I \quad (2.4)$$

Où :  $\Delta\sigma_z$  est la contrainte verticale induite,  $q_0$  est le chargement réparti unitaire et  $I$  est le



coefficient d'influence.

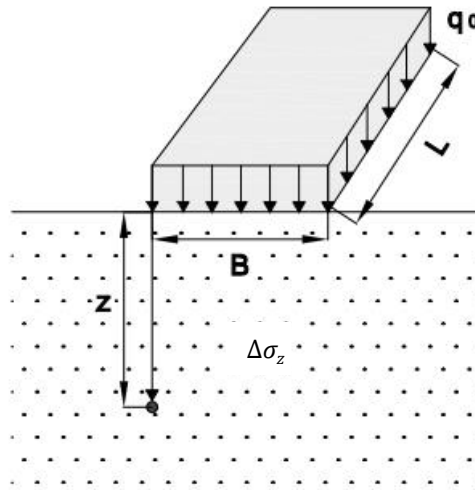
➤ **Semelle rectangulaire de côté  $B$  et  $L$**

L'équation pour calculer l'accroissement de la contrainte verticale sous le coin d'une surface rectangulaire chargé uniformément est :

$$\Delta\sigma_z = q_0 \times I_1 \quad (2.5)$$

Où :  $I_1 = f(m, n)$

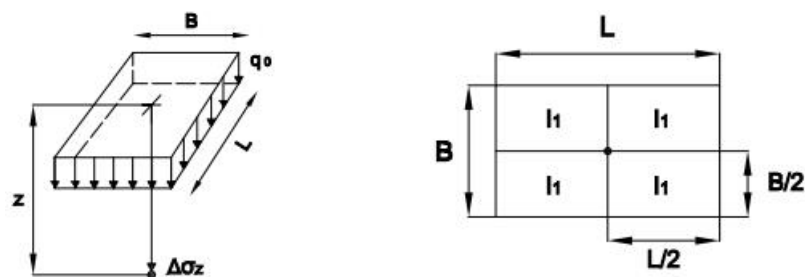
$$m = \frac{B}{z} \text{ et } n = \frac{L}{z}$$



**Figure 2.3** Contrainte verticale sous le coin d'une semelle rectangulaire chargé uniformément (Ishibashi et Hazarika, 2015).

Les contraintes verticales induites par la surcharge sont plus élevées sous le centre des semelles. Pour calculer ces contraintes sous le centre, on subdivise la surface de la semelle en quatre rectangles égaux (Figure 2.4) (Robitaille et Tremblay, 1997), chacun ayant ainsi un coin situé au-dessus de point visé. En adoptant alors les mesures au découpage de la semelle  $\frac{B}{2}$  et  $\frac{L}{2}$  pour trouver le coefficient d'influence et calculer la contrainte sous le coin comme suit :

$$\Delta\sigma_z = q_0 \times 4 \times I_1 \quad (2.6)$$



**Figure 2.4** Contrainte sous le centre d'une semelle rectangulaire.

➤ **Semelle circulaire de rayon  $r$**

Le calcul de la contrainte verticale avec la profondeur sous le centre d'une semelle circulaire est donné par l'équation suivante développée par Boussinesq (1885) :

$$\Delta\sigma_z = q_0 \left[ 1 - \frac{1}{\left[ \left( \frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{3/2}} \right] = q_0 I_2 \quad (2.7)$$

Où :  $I_2 = f(z/r)$

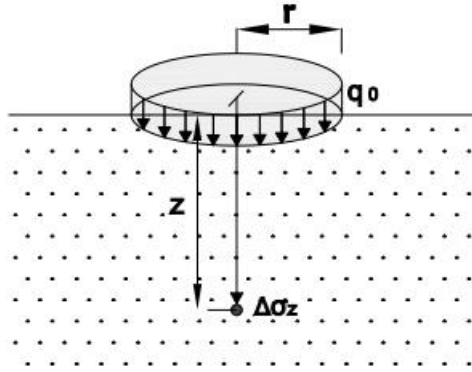


Figure 2.5 Contrainte sous le centre d'une semelle circulaire.

## 2.4. Méthodes de calcul analytique de soulèvement

De nombreux chercheurs ont développé des expressions pour calculer le soulèvement total d'un sol non saturé en tenant compte de la succion du sol, par exemple, (Aitchison, 1973; Johnson et Snethen, 1978; Snethen, 1980; Mitchell et Avasle, 1984; Hamberg et Nelson, 1984; Dhowian, 1990; Mckeen, 1992; Fityus et Smith, 1998; Briaud et al. 2003; Vanapalli et al. 2010). De plus, des expressions pour un sol gonflement saturé basées sur des essais de consolidation unidimensionnelle œdométriques ont été rapportées dans la littérature, par exemple, (Chen, 1975; Fredlund, 1983; US Department of the Army, 1983; Nelson et Miller, 1992; Dhowian, 1990; Nelson et al. 2006; Ejjaouani et Shakhirev, 2007; Baheddi et al. 2016). Où chaque chercheur propose une expression basée sur le type de tests de gonflement qui ont été effectués sur l'œdomètre.

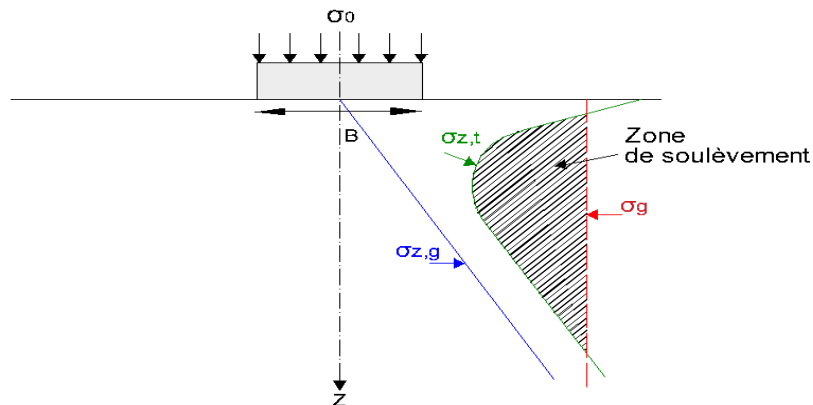
Dans le calcul du soulèvement total des fondations superficielles après le gonflement du sol, il est nécessaire de prendre en compte l'état de contrainte du sol sous la fondation ainsi que la pression de gonflement. L'état de contrainte du sol est déterminé par le calcul de la somme des contraintes géostatiques et de la contrainte due à la surcharge (Figure 2.6). La contrainte géostatique  $\sigma_{z,g}$  est due au poids du sol et augmente linéairement avec la profondeur (Equation 2.8). La contrainte de chargement  $\sigma_{z,load}$  est due à la surcharge de la construction et diminue avec la profondeur par une vitesse rapide, à cause de la diffusion de contraintes (Jahangir et al. 2012) et peut-être calculé à l'aide de l'équation (2.2).

$$\sigma_{z,g} = \gamma \times z \quad (2.8)$$

Où :  $\gamma$  est le poids volumique du sol et  $z$  est la profondeur considérée sous le niveau de fondation.

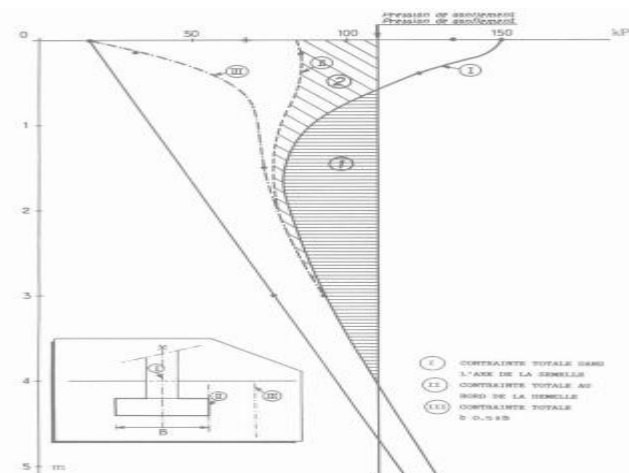
En conséquence, la déformation de gonflement se produit lorsque la contrainte totale est inférieure à la pression de gonflement  $\sigma_g$  comme indiqué par l'équation (2.9).

$$\sigma_{z,t} = \sigma_{z,g} + \sigma_{z,load} < \sigma_g \quad (2.9)$$



**Figure 2.6** Distribution des contraintes dans le sol sous la fondation.

En réalité, la pression de gonflement n'est pas constante le long de la profondeur du sol, mais il semble malgré tout optimiste de considérer que le soulèvement est dû à la seule zone hachurée. Philipponnat (1991) a justifié cette hypothèse est donnée la répartition des contraintes sous une fondation filante de largeur  $B = 0.6 \text{ m}$  et encastrement  $D = 0.8 \text{ m}$  au centre, bord et à l'extérieur (Figure 2.7). Fredlund et al. (2012) ont considéré une pression de gonflement constante avec la profondeur pour calculer le soulèvement total de la couche du sol gonflant de  $2 \text{ m}$  (Figure 2.8).



**Figure 2.7** Distribution des contraintes sous une semelle filante et localisation de zone de soulèvement (Philipponnat, 1991).

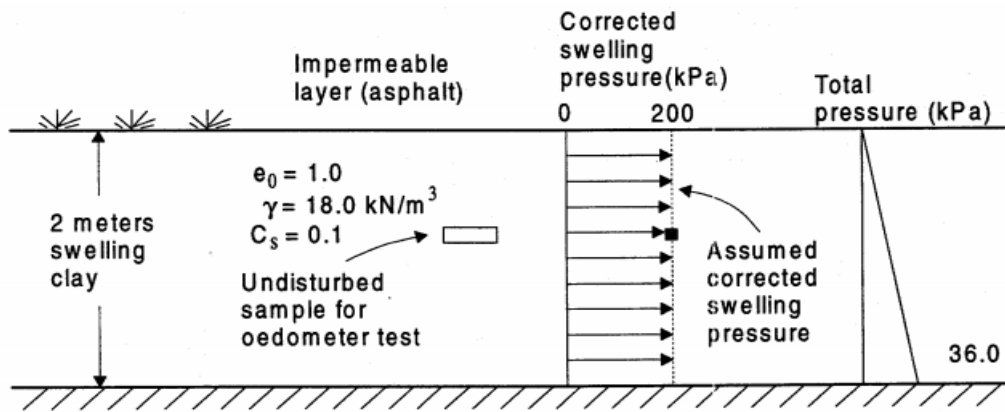


Figure 2.8 Répartition de la pression de gonflement avec la profondeur (Fredlund et al. 2012).

Ejjaaouani (2008) a donné les trois cas possibles de l'évolution de soulèvement avec la profondeur pour une fondation superficielle chargée uniformément (Figure 2.9) :

- charge inférieure à la pression de gonflement et contrainte verticale totale partout inférieure à la pression de gonflement ;
- charge supérieure à la pression de gonflement, mais contrainte verticale totale inférieure à la pression de gonflement à partir d'une certaine profondeur ;
- charge supérieure à la pression de gonflement et contrainte verticale totale partout supérieure à la pression de gonflement.

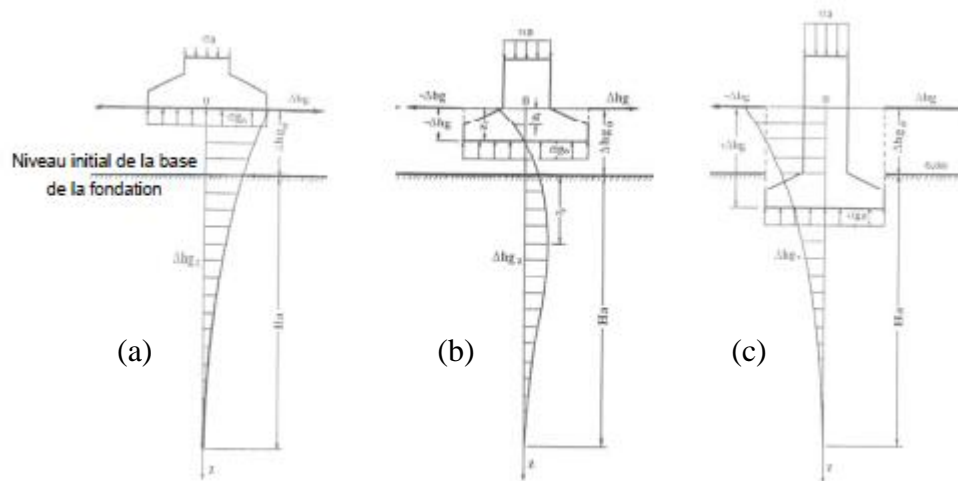


Figure 2.9 Trois comportements de fondation superficielle dans un massif du sol gonflant (Ejjaaouani, 2008).

Le calcul de soulèvement total  $S_g$  à la surface du sol est basée sur la somme des incréments de soulèvement  $\Delta h_i$  pour chaque couche élémentaire d'épaisseur  $h_i$  (Figure 2.10). Le calcul effectué au milieu de chaque couche avec prendre en compte la variation de contrainte totale  $\sigma_{z,t}$  avec la profondeur  $z$  et les paramètres de gonflement du sol tel que l'amplitude de gonflement  $\varepsilon_g$ , la pression de gonflement  $\sigma_g$  et l'indice de gonflement  $C_s$ . L'équation pour prédire le soulèvement

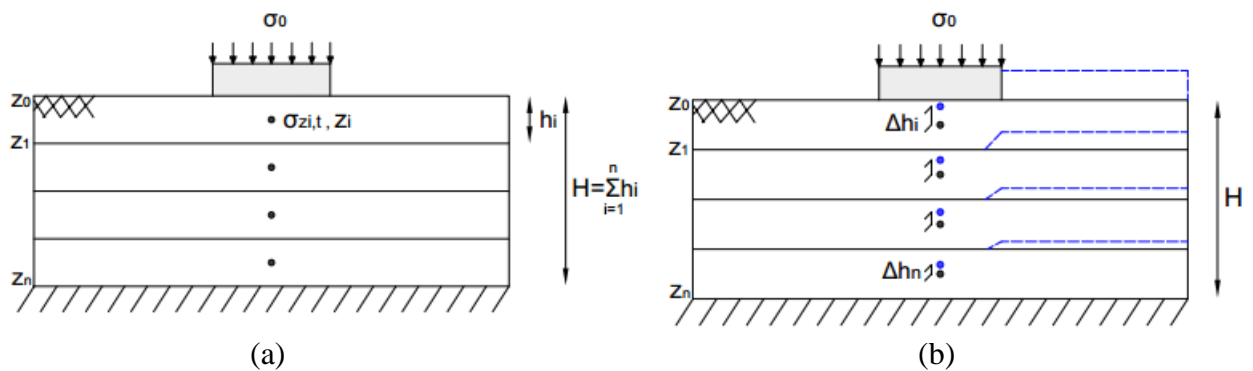
est basé sur la définition fondamentale de la déformation (Nelson et Miller, 1992; Hung, 2000) :

$$\varepsilon_g = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (2.10)$$

Où :  $\varepsilon_g$  est la déformation de gonflement dans la couche du sol,  $h$  est l'épaisseur de la couche de sol,  $\Delta h$  est le changement d'épaisseur de la couche du sol dû au soulèvement,  $e_0$  est l'indice de vides initial,  $\Delta e$  est la variation de l'indice de vide dû au soulèvement ( $\Delta e = e_f - e_0$ ).

Le soulèvement total du massif de sol est donné par l'équation suivant :

$$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n h_i \frac{\Delta e_i}{1 + e_{0i}} \quad (2.11)$$



**Figure 2.10** Profil de sol considéré pour le calcul de soulèvement total, (a) états initiaux des couches, (b) états finals après le soulèvement total.

#### 2.4.1. Calcul basé sur les essais œdométriques

À la fin des années 1950, les méthodes de prédiction du soulèvement ont d'abord été développées comme extensions des méthodes utilisées pour estimer les changements de volume dus à la consolidation dans les sols saturés en utilisant les résultats d'essais œdométriques unidimensionnels (consolidation) (Adem et Vanapalli, 2015). En revanche, il existe plusieurs méthodes pour mesurer le potentiel et la pression de gonflement par des essais œdométriques pour les sols gonflants, parmi lesquelles la méthode du volume constant (CV), la méthode de gonflement libre (CS), la méthode de gonflement à charge constante (LS) (Noorany, 2017). Les méthodes expérimentales pour ces essais sont bien détaillées dans le chapitre 1.

L'évolution des méthodologies de prédiction du soulèvement à l'aide des tests œdométriques a été en grande partie liée à la détermination de l'indice de gonflement  $C_s$  et l'indice de soulèvement  $C_H$ . Burland (1962) a proposé pour la première fois d'utiliser la pente de la courbe de gonflement libre pour l'estimation de soulèvement (Figure 2.11).

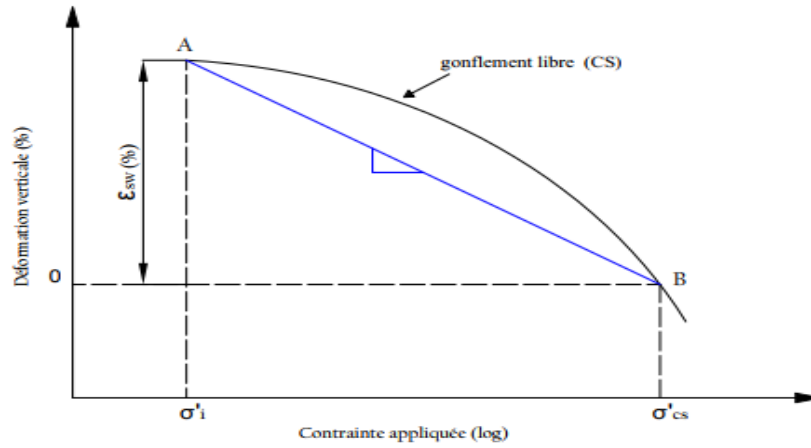


Figure 2.11 La pente de la courbe de gonflement libre (Burland, 1962).

Les méthodes proposées de prédiction du soulèvement total à l'aide de l'essai de gonflement libre et à charge constante dans la littérature sont résumées comme suit :

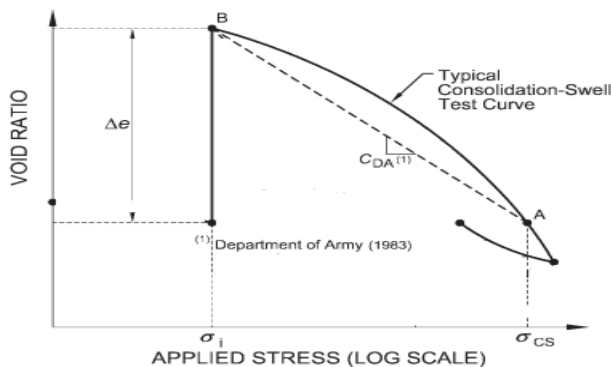
**2.4.1.1. Département de l'armée**

Le manuel technique TM 5-818-7 du Département américain de l'armée (1983) présente le guide nécessaire au choix et à la conception des fondations des bâtiments lourds et légers de type militaire construits sur un terrain argileux gonflant. L'équation proposée pour calculer le soulèvement total est donnée comme suit :

$$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n \left\{ C_{DA} h \log \left[ \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_f} \right] \right\}_i \tag{2.12}$$

Où :  $S_g$  est le soulèvement total,  $\Delta h_i$  est le soulèvement de la couche  $i$ ,  $h$  est l'épaisseur initiale de la couche  $i$ ,  $C_{DA}$  est l'indice de soulèvement de Département de l'armée, tel que :  $C_{DA} = \frac{\epsilon_g}{\log\left(\frac{\sigma_{cs}}{\sigma_i}\right)}$

$\sigma_i$  est la contrainte verticale initiale,  $\epsilon_g$  est la déformation de gonflement initiale sans chargement,  $\sigma_{cs}$  est la pression de gonflement pour l'essai CS de la couche  $i$ ,  $\sigma_f$  est la contrainte vertical finale de la couche  $i$ ,  $\sigma_f = \sigma_{z,t} = \sigma_{z,g} + \sigma_{z,load}$ .

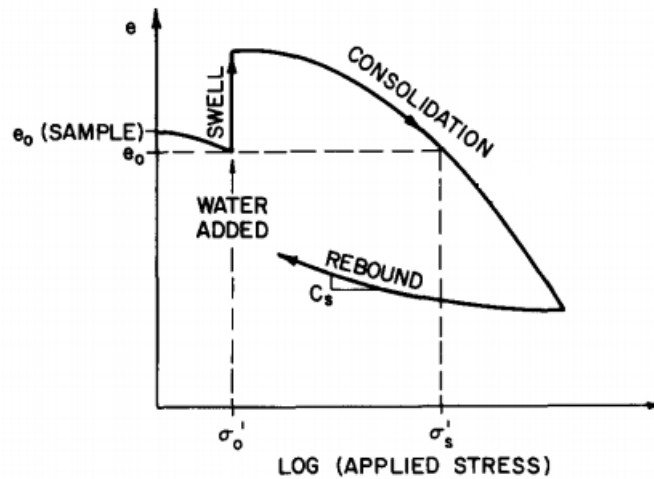


**Figure 2.12** Indice de soulèvement  $C_{DA}$  pour l'essai CS selon le manuel technique du Département américain de l'armée (1983).

#### 2.4.1.2. Nelson et Miller

Nelson et Miller (1992) ont proposé une méthode de calcul du soulèvement total similaire la méthode proposée par Département de l'armée (1983). Ils suggéré que l'indice de gonflement,  $C_s$ , montré dans l'équation (2.13) peut être déterminée à partir de la pente de la courbe d'essai CS (Figure 2.13).

$$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{C_s}{1+e} h \log \left[ \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_f} \right] \right\}_i \quad (2.13)$$



**Figure 2.13** Indice de gonflement déterminé à partir de l'essai CS selon Nelson et Miller (1992).

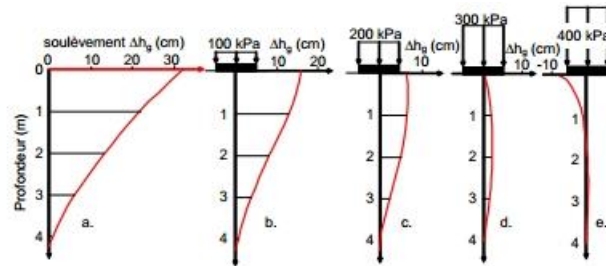
#### 2.4.1.3. Ejjaouani et Shakhirev

Ejjaouani et Shakhirev (2007) basé sur leurs recherches réalisés à Ouarzazate-Maroc. Ils ont proposé l'équation (2.14) pour calculer le soulèvement total d'un sol gonflant saturé.

$$S_g = \varepsilon_g^0 \sum_{i=1}^n \left( 1 - \frac{\sigma_{zi,t}}{\sigma_{gi}} \right)^{ni} \left( 1 - \frac{z_i}{H} \right)^{mi} \cdot h_i k_{gi} \quad (2.14)$$

Où :  $\varepsilon_g^0$  est la déformation relative de gonflement sans chargement,  $\sigma_{zi,t}$  est la contrainte totale sur le sol à la profondeur  $z_i$ ,  $\sigma_{gi}$  est la pression de gonflement de la couche  $i$ ,  $n_i$  est un coefficient empirique caractérisant la pente de la courbe  $\varepsilon_{gi} = f(\sigma_i/\sigma_g)$ ,  $m_i$  est un paramètre décrivant l'influence du temps,  $k_{gi}$  est un coefficient empirique de passage des résultats des essais de laboratoire aux conditions réelles sur le terrain.

Sur même étude, ils ont donné un exemple de l'évolution de soulèvement pour une semelle carrée de largeur  $B = 1m$  assise à la surface du sol, soumis à des charges variées entre 100 et 400 kPa (Figure 2.14). La déformation et la pression de gonflement sont  $\varepsilon_g^0 = 14\%$  et  $\sigma_g = 200$  kPa, respectivement. Ejjaouani et Shakhirev (2007) ont montré que l'évolution de soulèvement avec la profondeur a un caractère non linéaire et elle dépend de la hauteur de la couche gonflant essentiellement (zone active).



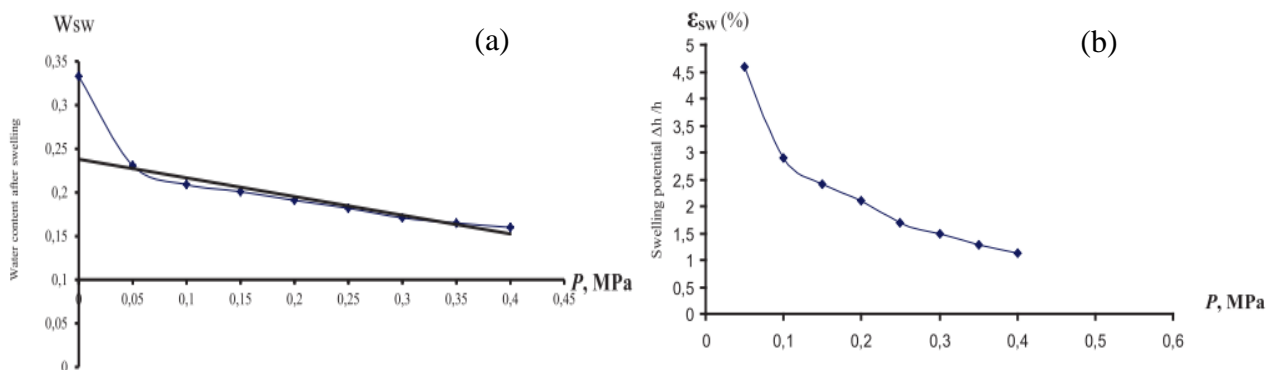
**Figure 2.14** Soulèvement de la fondation dû au chargement mécanique lors de l'humidification d'un sol gonflant (Ejjaouani et Shakhirev, 2007).

#### 2.4.1.4. Baheddi et al

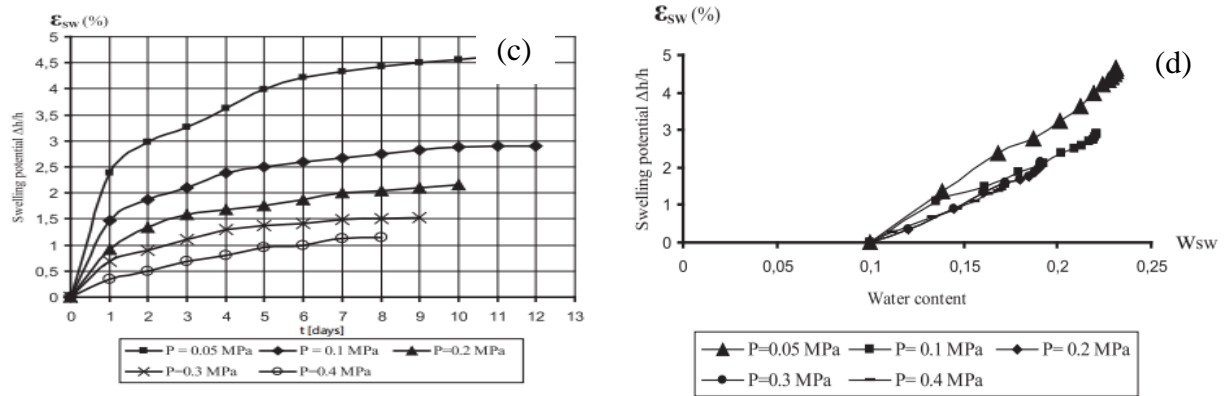
Baheddi et al. (2016) sur la base des résultats de recherches expérimentales, proposent un modèle pour prédire le soulèvement total d'un sol gonflant, dépendant des valeurs des charges appliquées et des variations des teneurs en eau dans le processus de son gonflement. L'équation est donnée comme suit :

$$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = \sum_{i=1}^n \varepsilon_g^0 \left( 1 - \frac{\sigma_{zi,t}}{\sigma_{gi}} \right) [(\bar{w}_{sw} - w_n) - \chi \sigma_{zi,t}] \cdot h_i \quad (2.15)$$

Où :  $\varepsilon_g^0$  est la déformation relative de gonflement sans chargement,  $\bar{w}_{sw}$  est la teneur en eau initiale du sol après gonflement,  $w_n$  est la teneur en eau naturelle du sol et  $\chi$  est la pente de la courbe de la figure 2.15 (a).







**Figure 2.15** Résultats expérimentales utilisée pour prédire le soulèvement total (Baheddi et al. 2016).

Les études expérimentales menées dans la littérature indiquent que la pression de gonflement déterminer à l'aide de l'essai de gonflement à volume constant (CV) est inférieure par rapport l'essai de gonflement libre (CS) et à charge constante (LS) pour même échantillon de sol (Chen, 1975). Cependant, il y a des chercheurs proposent des équations pour prédire le soulèvement à l'aide des résultats de l'essai de gonflement à volume constant (Tableau 2.1).

**Tableau 2.1** Résumé des méthodes de prédiction de soulèvement à l'aide de l'essai CV.

Auteurs	Equation	Description
Fredlund (1983)	$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i$ $= \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{C_s}{1 + e_0} h \log \left[ \frac{\sigma'_{cv}}{\sigma_f} \right] \right\}_i$	$h$ Epaisseur initiale de la couche $i$ $C_s$ Indice de gonflement $e_0$ Indice des vides initiale de la couche $i$ $\sigma_f$ Contrainte vertical finale ( $\sigma_f = \sigma_{z,g} + \sigma_{z,load}$ ) $\sigma'_{cv}$ Pression de gonflement corrigé (essai CV)
Dhowain (1990)	$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i$ $= \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{C_s}{1 + e_0} h \log \left[ \frac{\sigma_{cv}}{\sigma_f} \right] \right\}_i$	$\sigma_{cv}$ Pression de gonflement (essai CV) $\sigma_f$ Contrainte vertical finale ( $\sigma_f = \sigma_{z,g} + \sigma_{z,load}$ )
Nelson et al. (2006)	$S_g = \sum_{i=1}^n \Delta h_i$ $= \sum_{i=1}^n \left\{ C_H h \log \left[ \frac{\sigma_{cv}}{\sigma_f} \right] \right\}_i$	$C_H = \frac{\varepsilon_g}{\log \left( \frac{\sigma_{cv}}{\sigma_i} \right)}$ $C_H$ Indice de soulèvement $\sigma_{cv}$ Pression de gonflement (essai CV) $\sigma_f$ Contrainte vertical finale ( $\sigma_f = \sigma_{z,g} + \sigma_{z,load}$ )

### 2.4.2. Calcul basée sur la succion du sol

Le soulèvement unidimensionnel dans les sols gonflants peut être mesuré ou calculé de façon plus fiable à l'aide de méthodes de la succion du sol, car elles sont basées sur les informations fournies par l'état de contrainte (suction). Dans ces méthodes, l'influence de la succion est prise en compte grâce à l'utilisation de différents paramètres. Plusieurs formulations de prédiction du soulèvement basées sur les méthodes de la succion du sol proposées par divers chercheurs sont les suivantes résumées dans le tableau 2.2 (Vanapalli et Lu, 2012).

**Tableau 2.2** Résumé des méthodes de prédiction de soulèvement basé sur la succion du sol.

Auteurs	Equation	Description
Aitchison (1973)	$\Delta H = \frac{1}{100} \int_0^{H_s} I_{pt} \Delta u \Delta h$	$\Delta H$ Soulèvement de la couche du sol, $H_s$ Profondeur de changement de la succion, $I_{pt}$ Indice d'instabilité du sol, $\Delta u$ Changement de la succion à la profondeur $z$ , $\Delta h$ Epaisseur de la couche du sol.
Johnson et Snethen (1978)	$\Delta H = \frac{C_\tau}{1 + e_0} H \log \frac{h_0}{h_f + \alpha \sigma_f}$ $C_\tau = \frac{\alpha G_s}{100 B}$ $\log h_0 = A - B w_0$	$C_\tau$ Indice de succion, $\alpha$ Facteur de compressibilité, $h_0$ Suction matricielle sans surpression, $h_f$ Suction matricielle finale, $\sigma_f$ Contrainte vertical final $\sigma_f = \sigma_{z,g} + \sigma_{z,load}$ $w_0$ Teneur en eau initial, $A$ Suction du sol sans teneur en eau, $B$ La pente de la courbe suction = $f(w)$
McKeen (1992)	$\Delta H = C_H \times \Delta \psi_m \times H \times f \times s$ $C_H = -10 \left( \frac{\Delta \psi_m}{\Delta w} \right)^{-2}$ $f = \frac{1 + 2k_0}{3}$ $s = 1.0 - 0.01(\%SP)$	$C_H$ Indice de compression de la succion ; $\Delta \psi_m$ Changement de ma suction matricielle ; $f$ facteur de contrainte latérale ; $k_0$ Coefficient de pression des terres au repos ; $s$ Coefficient d'effet de la charge sur le soulèvement. %SP % de la pression de gonflement appliqué.
Department of the Army (1983)	$\Delta H = \frac{C_m}{1 + e_0} H \log \frac{(u_a - u_w)_0}{(u_a - u_w)_f}$ $C_m = \frac{\alpha G_s}{100 B}$	$C_m$ Indice de succion, $\alpha$ Facteur de compressibilité, $G_s$ densité des grains solide, $B$ pente de la courbe suction matricielle en fonction de la teneur en eau, $u_a$ Pression de l'air, $u_w$ Pression intersticielle.

Hamberg et Nelson (1984)	$\Delta H = \frac{C_w}{1 + e_0} H \Delta w$ $C_w = \frac{\Delta e}{\Delta w}$	$C_w$ Indice de succion caractérisant la pente de la courbe $e = f(w)$ . $\Delta w$ Changement de la teneur en eau.
Lytton (1994)	$\Delta H = -\gamma_{\psi m} H \log\left(\frac{\psi_{mf}}{\psi_{mi}}\right) - \gamma_{\sigma} H \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i}\right) - \gamma_{\psi 0} H \log\left(\frac{\psi_{of}}{\psi_{oi}}\right)$	$\psi_{mf}, \psi_{mi}$ Finale et initial succion matricielle, $\psi_{of}, \psi_{oi}$ Finale et initial succion osmotique, $\sigma_f, \sigma_i$ Contrainte principale moyenne, $\gamma_{\psi m}$ Indice de compression de la succion matricielle, $\gamma_{\psi 0}$ Indice de compression de la succion osmotique, $\gamma_{\sigma}$ Indice de compression correspond à la contrainte principale moyenne.
Mitchell et Avasle (1984)	$\Delta H = I_{pt} \times \Delta u \times H$ $I_{pt} = \left(\frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta w}\right) \cdot \left(\frac{\Delta w}{\Delta u}\right)$ $\varepsilon_v = \frac{\Delta L}{L}$	$I_{pt}$ Indice d'instabilité du sol. $\Delta u$ Changement de la succion. $\varepsilon_v$ Déformation volumique $\Delta w$ Changement de la teneur en eau.
Dhowain (1990)	$\Delta H = \frac{C_{\psi}}{1 + e_0} H \log \frac{\psi_i}{\psi_f}$ $C_{\psi} = \frac{\alpha G_s}{100 B}$	$C_{\psi}$ Indice de succion, $\alpha$ Facteur de compressibilité, $G_s$ Densité des grains solide, $B$ Pente de la courbe succion matricielle en fonction de la teneur en eau, $\psi_i$ Succion initiale, $\psi_f$ Succion finale.
Fityus et Smith (1998)	$\Delta H = I_v \times \alpha (w_{oi} - w_{of}) \times H$	$I_v$ Indice de changement de volume. $\alpha$ Facteur empirique prenant en compte les différences de contrainte en laboratoire et sur le terrain, $w_{oi}, w_{of}$ Initiale et finale teneur en eau moyenne.
Briaud et al. (2003)	$\Delta H = H \times f \times (\Delta w - E_w)$ $E_w = \Delta w (\Delta V / V_0)$ $f = (\Delta H / H_0) (\Delta V / V_0)$	$E_w$ Module retrait-gonflement, caractérisant la pente de la variation de la teneur en eau en fonction de la déformation volumétrique. $f$ Taux de retrait du sol.
Adem et Vanapalli (2016)	$\Delta H = \frac{1 + \mu}{H(1 - \mu)} h_i \Delta(u_a - u_w)$ $H = \frac{E}{(1 - 2\mu)}$	$H$ Module d'élasticité pour le sol par respect la succion matricielle, $E$ Module d'élasticité de du sol par rapport à la contrainte normale nette, $\mu$ Coefficient de poisson, $\Delta(u_a - u_w)$ Changement de succion matricielle pour chaque incrément de temps.

## 2.5. Modèles numériques des sols gonflants

La modélisation réaliste du comportement du sol non saturé est actuellement l'un des points importants de la recherche dans le domaine de la mécanique des sols. Ce comportement devient encore plus complexe quand le sol est gonflant et ceci se traduit par l'introduction de paramètres supplémentaires pour appréhender le comportement réel de ces milieux (Jahangir, 2011). Les modèles de sols gonflants s'inspirent généralement des modèles de sols non saturés non gonflants. Cependant, ces modèles peuvent être classés selon deux critères :

- La loi de comportement du sol, avec prise en compte ou non de la plasticité (comportement irréversible). Il existe deux grandes catégories : les modèles élastoplastiques (BBM, BExM) (Gens et Alonso, 1992; Alonso et al. 1999) et les modèles élastiques non-linéaires (Lytton, 1994; Hung et Fredlund, 2006; Fredlund et al. 2012).
- Approche en contrainte effective  $\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)$  ou en contrainte nette  $(\sigma - u_a)$ .

### 2.5.1. Modèle élastoplastique

Gens et Alonso (1992) sont parmi les premiers chercheurs à proposer un modèle élastoplastique, appelé le modèle BBM (Barcelona Basic Model) intégré pour le comportement volumique et le cisaillement des sols non saturés à la base des deux variables de contrainte indépendantes : la succion et la contrainte nette. Alonso et al. (1999) ont proposé un modèle dérivé de BBM et destiné aux sols gonflants, il s'agit du BExM (Barcelone Expansive Model). C'est un modèle élastoplastique prenant en compte le couplage hydromécanique. L'originalité du modèle BExM est l'apparition de deux fonctions SI et SD dans le plan succion-contrainte nette (Figure 2.16), qui délimitent deux niveaux structuraux : microstructure et macrostructure. La ligne SI (Suction Increase) explique le phénomène de retrait associé à une augmentation de la succion. La ligne SD (Suction Decrease) explique le phénomène de gonflement associé à une diminution la succion. L'évolution de ces deux lignes peut modifier la surface de charge (LC). La figure 2.16 illustre la surface de charge du modèle de BExM.

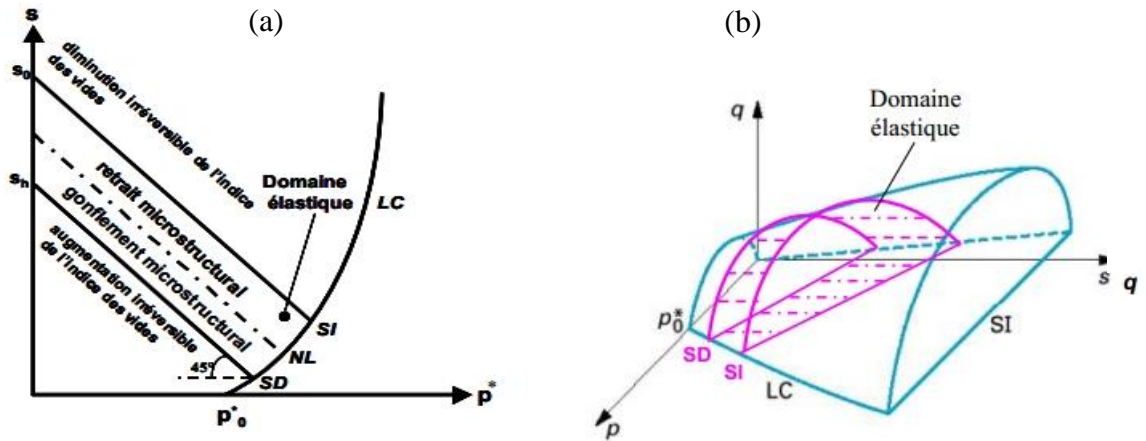


Figure 2.16 Surfaces de la charge de modèle BExM, (a) dans le plan  $p$ - $s$ , (b) dans l'espace  $p$ - $q$ - $s$  (Alonso et al. 1999).

### 2.5.2. Modèle élastique non linéaire

Fredlund et Rahardjo (1993) ont utilisé la contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion ( $u_a - u_w$ ) pour décrire le comportement du sol non saturé. Ils ont développé un modèle élastique non linéaire, basé sur le concept de surface d'état, pour modéliser le comportement hydromécanique des sols non saturés.

Le concept de surface d'état utilisé dans ce modèle estime la variation volumique du sol à partir de son état initial (les points  $a$ ,  $b$  et  $c$  sur la figure 2.17 (b)) et son état final (points  $a'$ ,  $b'$  et  $c'$  sur la figure 2.17 (b)). Par ailleurs, ce modèle ne prend pas en compte le chemin de contrainte, autrement dit la surface d'état est unique, quel que soit le chemin de contrainte. Ils indiquent que le phénomène de gonflement peut être décrit comme un phénomène élastique non linéaire dans le cadre de la théorie de la consolidation des sols non saturés. Ils supposent que le sol est isotrope, que la phase air est continue, et que les particules du sol ainsi que l'eau dans les pores sont incompressibles.

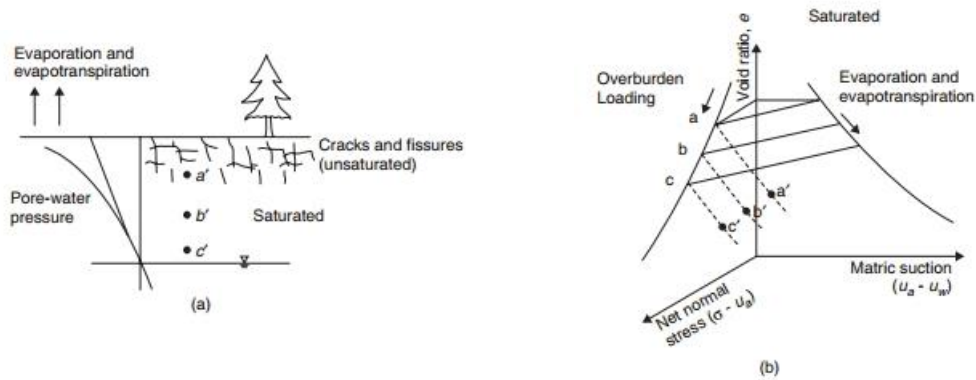


Figure 2.17 (a) l'état du sol in situ, (b) la surface d'état approprié (Fredlund et Rahardjo, 1993).

### 2.5.3. Méthode du l'indice de vide-teneur en eau

Selon les recherches connexes, le changement gravimétrique de la teneur en eau est considéré comme la déformation de gonflement du sol dans la modélisation du comportement de gonflement. Le comportement de gonflement est supposé être linéaire, la déformation potentielle du gonflement linéaire  $\Delta\varepsilon_g$  est liée au changement dans la teneur en humidité gravimétrique  $\Delta w$  par un coefficient de dilatation linéaire  $\alpha$  comme indiqué ci-dessous.

$$\Delta\varepsilon_g = \alpha\Delta w \quad (2.16)$$

Rajeev et Kodikara (2011) ont fourni une approche disponible pour calculer le coefficient de dilatation linéaire, qui est donné comme suit :

$$\alpha = \frac{\alpha^* G_s}{3(1 + e)} \quad (2.17)$$

Où  $\alpha$  est le coefficient de dilatation linéaire unidimensionnel,  $e$  est l'indice de vides de vide,  $G_s$  est la densité des particules du sol et  $\alpha^*$  peut être calculé à l'aide de l'équation (2.18) selon le diagramme de l'indice de vide et de la teneur en eau, comme le montre la figure 2.18.

$$\alpha^* = \frac{\Delta e}{\Delta w G_s} \quad (2.18)$$

Les changements de contrainte  $\Delta\sigma_g$  pertinents pour chaque élément du sol, causés par le changement correspondant de la teneur en humidité  $\Delta w$  ont été calculés selon Rajeev et Kodikara (2011).

$$\Delta\sigma_g = 3k\Delta\varepsilon_g \quad (2.19)$$

Où  $k$  est le module volumique du sol, donné par  $k = \frac{E}{3(1-2\mu)}$

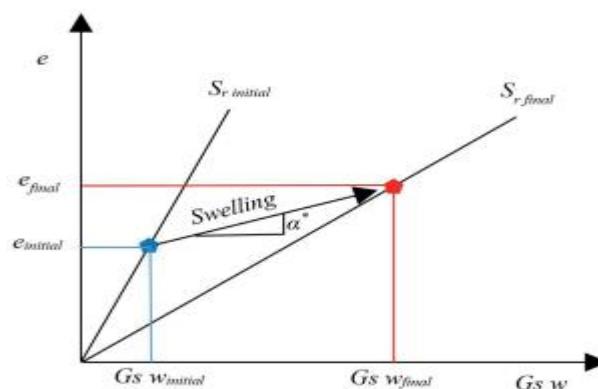


Figure 2.18 Diagramme de l'indice de vide-teneur en eau (Yan et al. 2019).

## 2.6. Modélisation numérique des fondations superficielles

Dans la littérature, plusieurs chercheurs ont étudié numériquement le problème des fondations superficielles sur des sols gonflants non saturés en utilisant l'analyse par éléments finis en 2D, par exemple, (Hung et Fredlund, 2004; Hung et Fredlund, 2006; Abed et Vermeer, 2006; Abed, 2008; Mrad et al. 2008; Nowamooz et al. 2009). Ils ont donc mené une étude hydro-mécanique pour estimer l'effet de chemin séchage-humidification sur le retrait et le soulèvement des fondations superficielles. Néanmoins, des études limites fournissant les détails sur le comportement des fondations superficielles sur des sols gonflants en utilisant la modélisation numérique en 3D. (Masia et al. 2004; Dafalla et al. 2011; Zhang et Briaud, 2015; Shams et al. 2018) ont simulé le comportement complexe des fondations de dalles rigides sur des sols gonflants, en faisant intervenir une analyse couplée débit-déformation sur la base d'une évolution réaliste de l'écoulement d'humidité et de la succion.

Mrad (2005) a implémenté le modèle BExM au premier fois dans le code de calcul aux éléments finis Code\_Bright et il fait plusieurs tests numériques pour valider ce modèle. Mrad et al. (2008) ont étudié l'influence des sollicitations hydriques dues à la variation des conditions climatiques (alternance de périodes de pluie et de sécheresse) sur les déplacements d'une semelle filante soumise à charge mécanique répartie constante  $\sigma_0 = 300$  kPa, en tant que l'analyse a été faite, en condition de déformation plane. La fondation superficielle repose sur une couche limitée à 1.6 m d'épaisseur d'argile gonflante homogène (Figure 2.19) et un sol non gonflant qui a un comportement de type élastique linéaire. Une géomembrane imperméable mise en place en périphérie de la fondation pour limiter l'évaporation et pour voir son effet sur le déplacement vertical.

Les résultats des déplacements verticaux prédits à différentes positions au niveau de la base de la fondation sont montrés sur la figure 2.20. Mrad et al. (2008) ont indiqué que pendant la phase d'humidification, le sol gonfle progressivement avec le temps et à la fin de cette phase, il est diminué ensuite constant dans la période de séchage. En revanche, la mise en place de la géomembrane réduit les gonflements du sol. Le déplacement est élevé au point D le plus lointain à la fondation ensuite il est diminué quand les points sont proches vers la fondation à cause de la charge mécanique diffusée par la fondation.



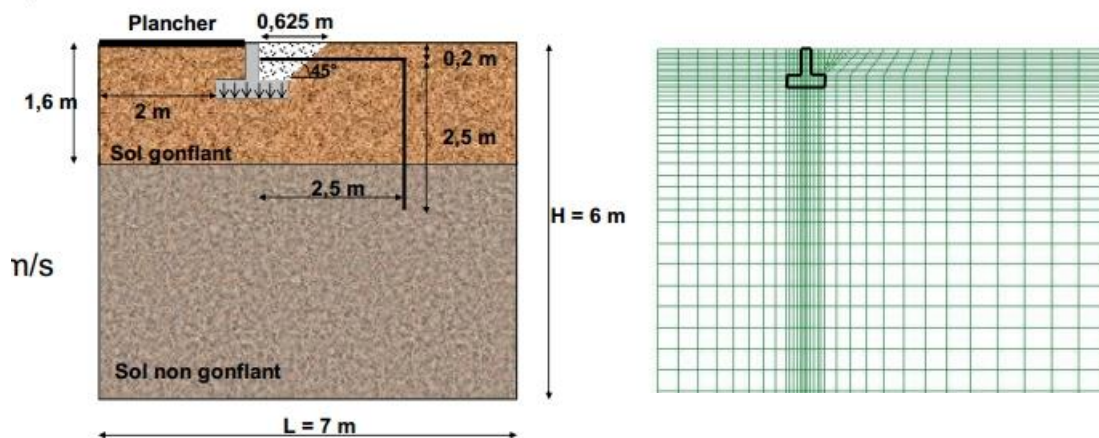


Figure 2.19 Géométrie et maillage du modèle utilisé par Mrad et al. (2008).

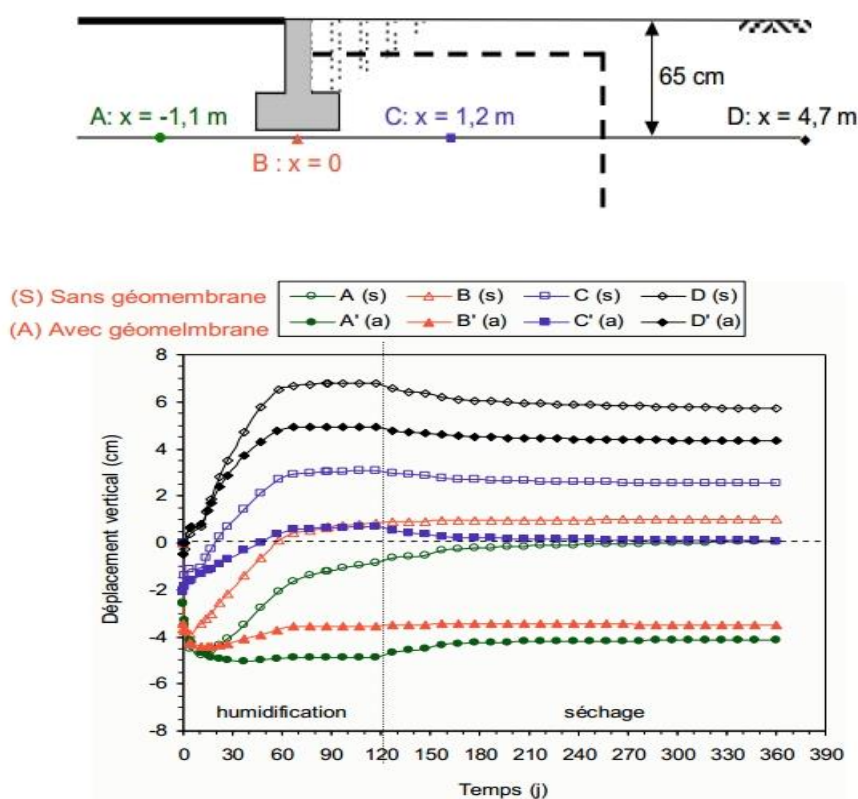


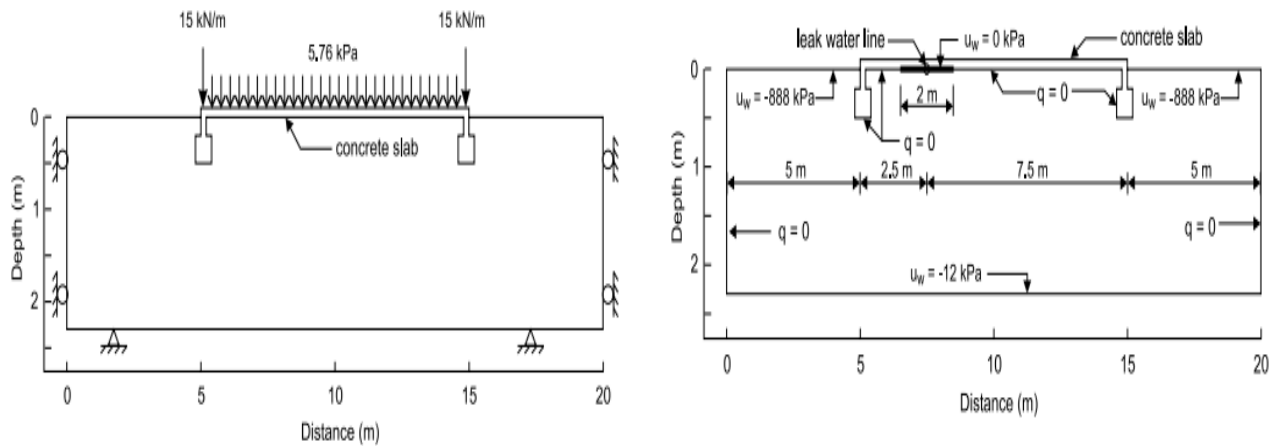
Figure 2.20 Évolution temporelle du déplacement vertical pour différents points situés au niveau de la base de la fondation (Mrad et al. 2008).

Hung et Fredlund (2004) ont réalisé une étude numérique par le code aux élément finis FlexPDE le comportement d’une dalle en béton limité par deux semelles filantes aux extrémités basées sur l’argile gonflante de Regina (Canada) (Figure 2.21). Le modèle élastique non linéaire développée par Fredlund et Rahardjo (1993) est implanté dans ce programme pour simuler le comportement du sol gonflant. Les résultats montrent que le contour de déplacement vertical est maximal sous la dalle et au voisinage des fondations, aussi diminue avec la profondeur comme il est illustré dans la figure 2.22. Ainsi que, ils ont montré que l’évolution de soulèvement avec la profondeur est

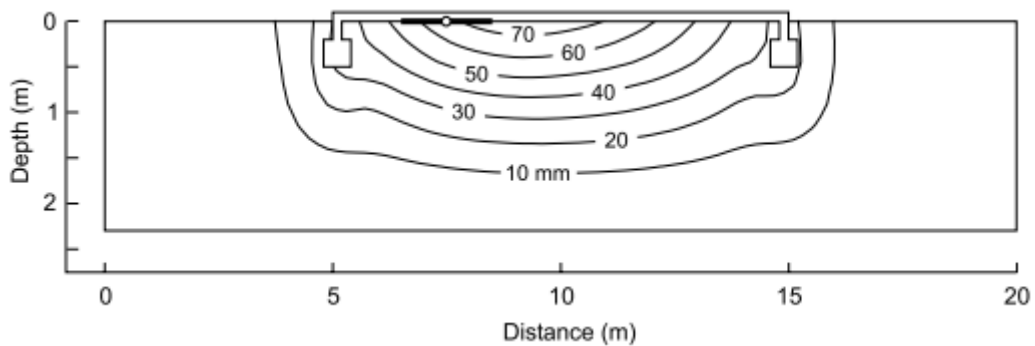


non linéaire et a une bonne concordance à l'état d'équilibre dans le modèle numérique avec le soulèvement mesuré in situ (Figure 2.23).

Sur même étude, plusieurs analyses de contrainte-déformation ont été effectuées pour étudier l'effet de plusieurs paramètres sur le soulèvement. Ces paramètres sont le coefficient de poisson du sol  $\mu$ , l'indice de gonflement  $C_s$ , l'indice de vides  $e_0$  et le coefficient de pression de terre au repos  $K_0$ .



**Figure 2.21** Géométrie et conditions au limites, (a) analyse contrainte-déformation, (b) analyse des écoulements (Huang et Fredlund, 2004).



**Figure 2.22** Répartition des déplacements verticaux à l'état d'équilibre (Huang et Fredlund, 2004).

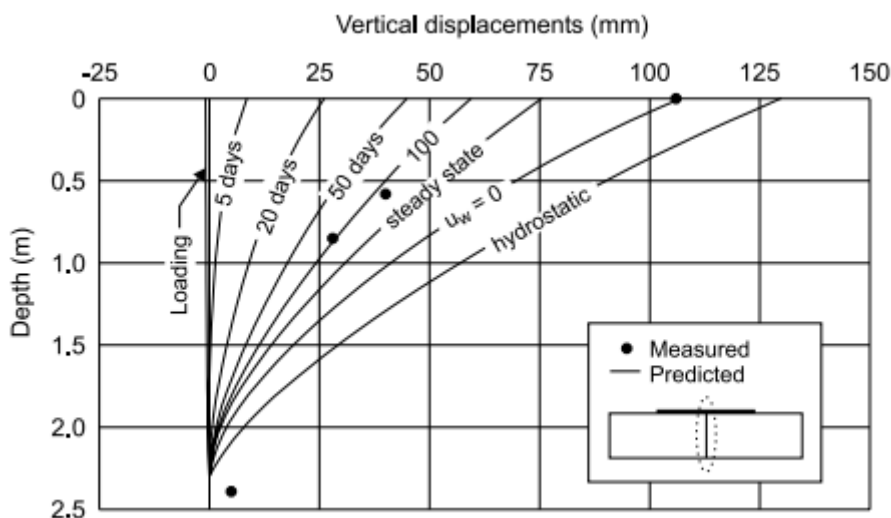


Figure 2.23 Mesure et prédiction des soulèvements avec la profondeur proche du centre de la dalle en fonction du temps.

Les résultats de l'analyse des contraintes-déformations sont influencés par des fonctions des paramètres d'élasticité et l'état des contraintes initiales. De sorte que le soulèvement total augmente avec l'augmentation de coefficient de poisson  $\mu$  et l'indice de gonflement  $C_s$  et diminue avec l'augmentation de l'indice de vides  $e_0$  et le coefficient au repos des terres  $K_0$ .

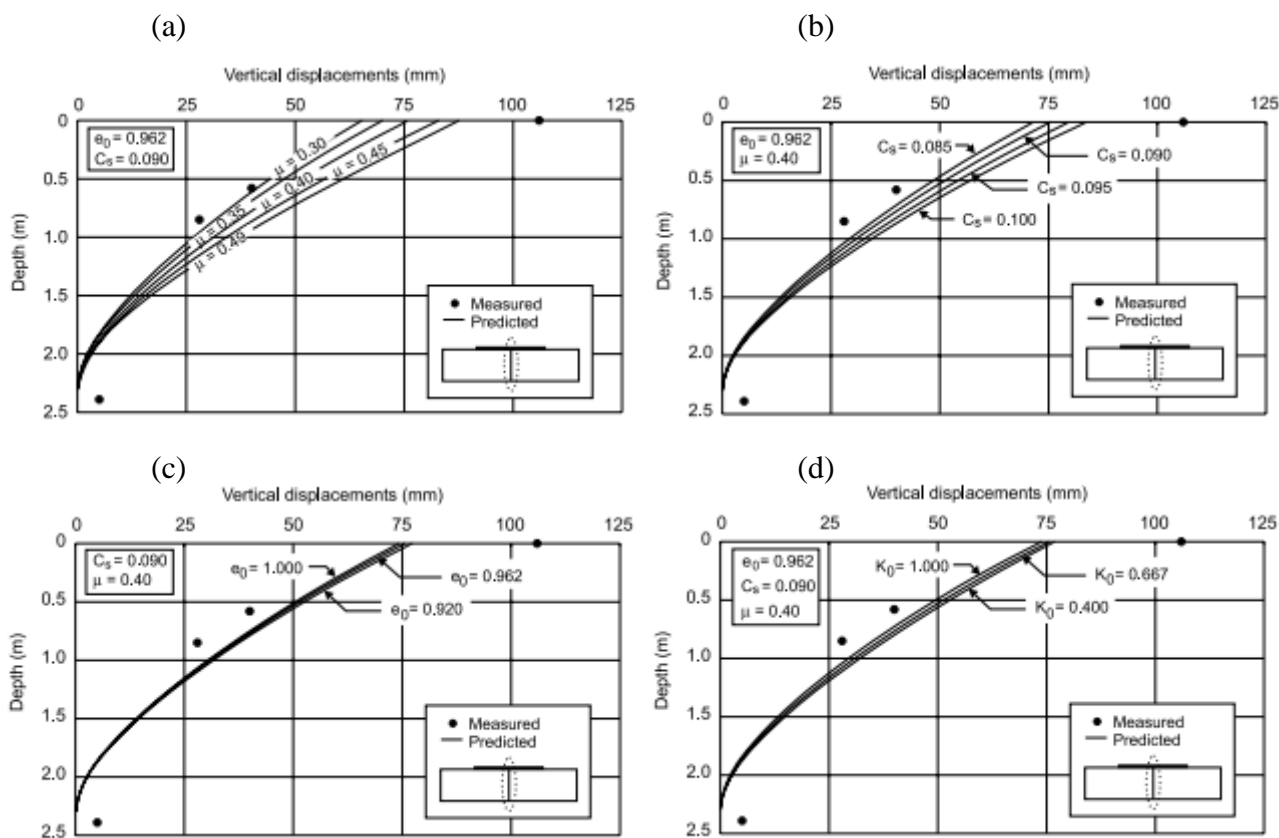
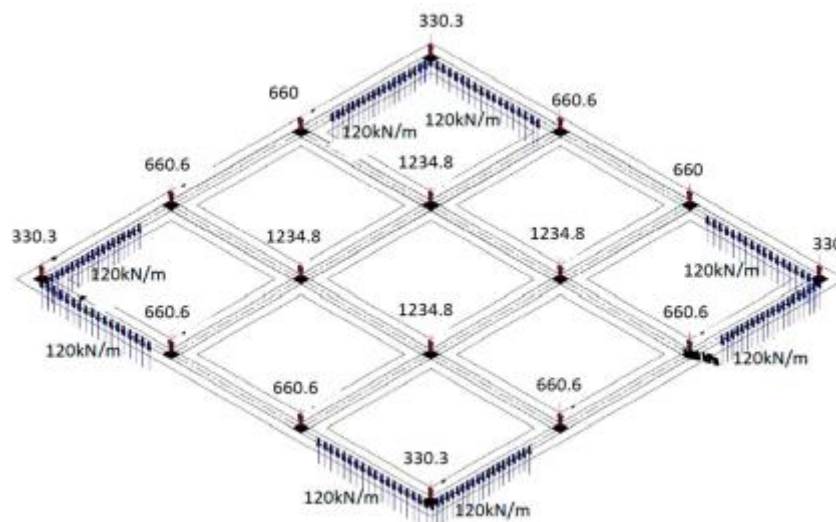


Figure 2.24 Evolutions de soulèvement avec la profondeur, (a) Variation de  $\mu$ , (b) Variation de  $C_s$ , (c) Variation de  $e_0$ , (d) Variation de  $K_0$ .

Dafalla et al. (2011) ont proposé un modèle de conception simplifié pour une fondation rigide en forme de T inversé d'une structure à ossature de béton de deux étages sur des sols gonflants. L'approche de conception rigide a été suggérée pour la région d'Alghatt en Arabie Saoudite en utilisant un programme d'éléments finis (STAAD). Ce modèle suppose une force de soulèvement équivalente qui représente la pression de gonflement maximale du site a été déterminée par un essai d'odomètre unidimensionnel. Ces forces ont été appliquées sur les cornières des grilles de fondation afin d'induire le soulèvement des bords comme le montre la figure 2.25. Le cas du soulèvement central a été éliminé de l'analyse, puisque le concept a été élaboré pour un immeuble de deux étages et que les auteurs ont estimé que la charge morte des colonnes centrales peut surmonter les forces de gonflement. Cette méthodologie de conception rigide a certaines limites. Elle a été recommandée uniquement pour les sites indiquant une pression de gonflement inférieure à 300 kPa.

Shams et al. (2018) en utilisant la modélisation hydromécanique par éléments finis incorporant la succion du sol et les changements d'humidité en utilisant un programme d'éléments finis (ABAQUS 6.14). Pour tenir compte de l'effet de la succion et de la minéralogie sur le changement de volume des sols gonflants, des modèles de sorption et d'humidité-gonflement sont introduits dans les analyses effectuées pour mettre en relation la contrainte volumétrique avec le degré de saturation.



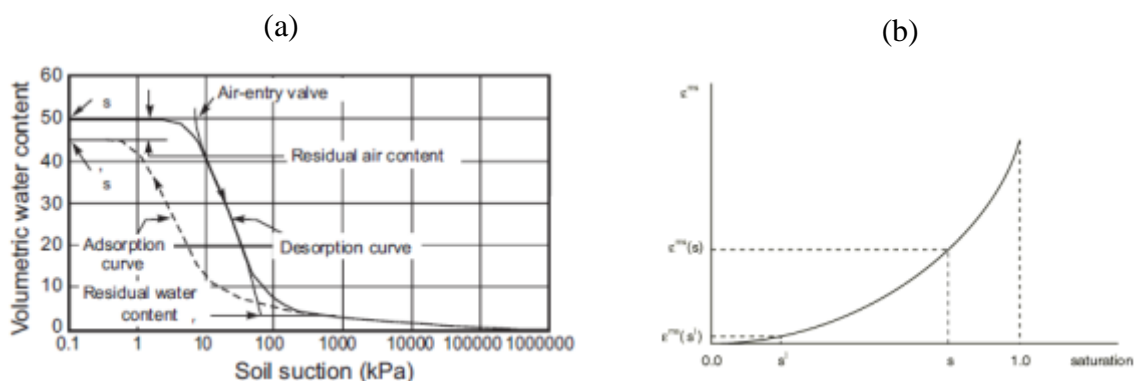
**Figure 2.25** Distribution de la pression de gonflement sur les coins d'une grille de fondation telle que développée par Dafalla et al. (2011).

Le modèle de sorption est représenté par la courbe caractéristique sol-eau (SWCC), qui simule les changements de succion dans la matrice du sol par rapport au changement du degré de saturation (Figure 2.26 (a)). Le modèle d'humidité- gonflement, par contre, définit la dépendance

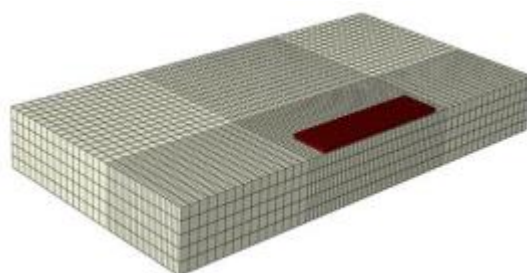
volumétrique du gonflement et de la saturation du sol dans des conditions d'écoulement partiellement saturé. De plus, il nécessite des données de déformation volumétrique en ce qui concerne les changements du degré de saturation, dans lequel la déformation d'humidité-gonflement ( $\epsilon_{ii}^{SW}$ ) dans une seule direction peut être calculée en référence à la saturation initiale, comme suit (ABAQUS User's Manual, 2014) :

$$\epsilon_{ii}^{SW} = r_{ii} \frac{1}{3} (\epsilon^{SW}(s) - \epsilon^{SW}(s)^I) \tag{2.20}$$

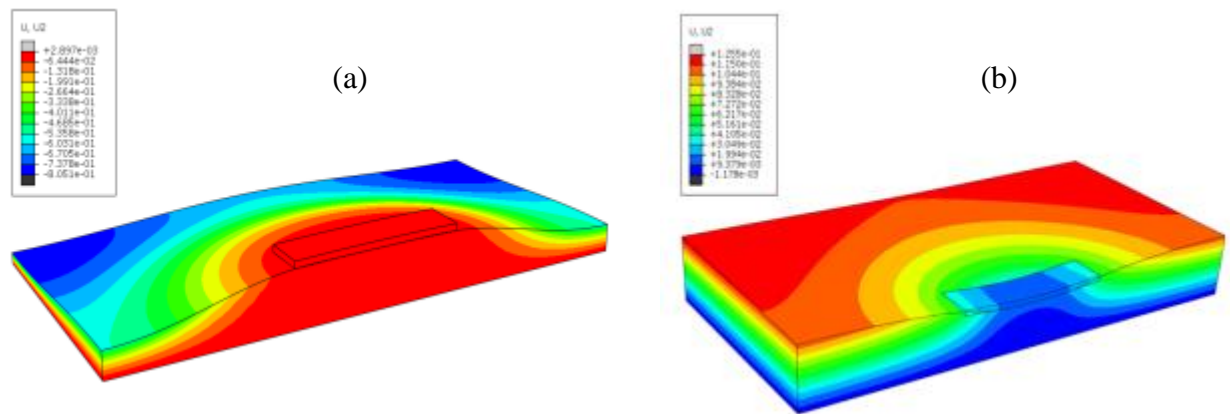
Où :  $\epsilon^{SW}(s)$  est la déformation de gonflement volumétrique à l'état de saturation actuelle,  $\epsilon^{SW}(s)^I$  est la déformation de gonflement volumétrique à l'état de saturation initiale,  $r_{ii}$  représente les rapports ( $r_{11}$ ), ( $r_{22}$ ) et ( $r_{33}$ ), qui tiennent compte du gonflement anisotrope.



**Figure 2.26** (a) Exemple typique d'une courbe caractéristique sol-eau pour un sol limoneux (Shams et al. 2018), (b) Exemple typique du modèle humidité-gonflement mis en application dans le manuel de software ABAQUS (2014).



**Figure 2.27** Maillage du modèle FE 3D utilisé par Shams et al. (2018).



**Figure 2.28** Mouvements du sol et de la semelle à long terme, (a) cas de chute de la périphérie, (b) cas de soulèvement de la périphérie (Shams et al. 2018).

## 2.7. Conclusion

Le présent chapitre fournit une revue complète de la littérature, en mettant l'accent sur les connaissances de base liées à l'estimation du soulèvement du sol, ainsi discuté des méthodes traditionnelles existantes de conception des fondations superficielles sur des sols gonflants. De plus, les recherches récentes et le développement de la conception à l'aide de la modélisation numérique ont également été mis en évidence.

Les méthodes analytiques proposées pour prédire le soulèvement dû aux gonflements, telles que les méthodes œdométriques, les méthodes basées sur la succion du sol et les formules empiriques ont été résumées. Chacune de ces méthodes nécessite des paramètres spéciaux dans le calcul qui sont extraits par les essais expérimentaux aux laboratoires. La modélisation numérique dans ce domaine n'est pas très répandue en raison de la complexité de simulation de gonflement du sol. Néanmoins, les hypothèses utilisées dans les méthodes numériques en 2D et 3D existantes ont été résumées et leurs limites ont été critiques discutés.

## *CHAPITRE 03*

LES SOLS ARGILEUX GONFLANTS DE LA REGION  
DE SEFIANE : IDENTIFICATION, CLASSIFICATION  
ET COMPORTEMENT MECANIQUE LORS DE  
L'HUMIDIFICATION

## *Chapitre 03*

# LES SOLS ARGILEUX GONFLANTS DE LA REGION DE SEFIANE : IDENTIFICATION, CLASSIFICATION ET COMPORTEMENT MECANIQUE LORS DE L'HUMIDIFICATION

---

### **3.1. Introduction**

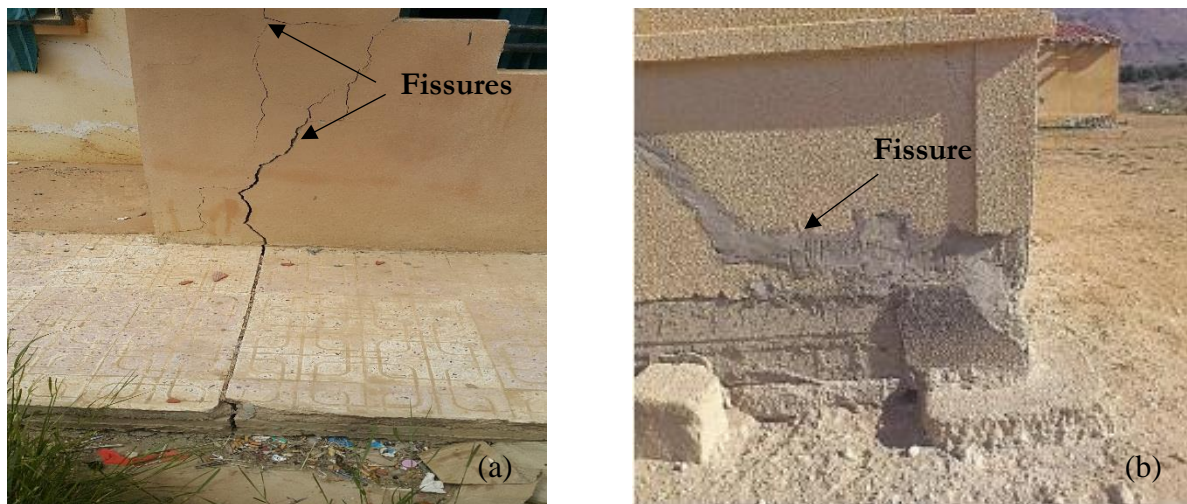
L'Algérie parmi les pays à climat sec, souffre du problème de gonflement des sols non saturé. Des cas de désordres se sont déclarés ces dernières années dans plusieurs régions du pays (Msila, Illizi, Batna, Médéa, Mila, Tlemcen, Oran, Saïda) (Derriche et al. 1989; Hachichi et Fleureau, 1999; Djedid et al. 2001; Khemissa et Mekki, 2015; Athmania et al. 2010; Medjnoun et al. 2014). La wilaya de Batna à climat semi-aride caractérisée par de forts taux de précipitations en hiver, ainsi un fort taux de sécheresse en été. En outre, majeure partie d'ouest et sud-ouest de cette wilaya est recouvert de couches de sols gonflants et par les dégâts liées à des structures légères (Figure 3.1). En particulier, les régions de Sefiane, Boumagueur et N'Gaous.

Ce chapitre a pour but d'étudier le comportement du sol intact situé dans la région de Sefiane et de discuter les propriétés physiques, chimiques et mécaniques. Ensuite, le sol a été classé selon leur potentiel de gonflement à partir des paramètres d'identification simple (classification indirecte). Les paramètres directs de gonflement tels que l'amplitude et la pression de gonflement ont été présentés et discutés. Dans la dernière partie une estimation indirecte à partir des corrélations empiriques a été réalisée et de choisir les bons modèles qui peuvent être appliqués au sol de Sefiane.

### **3.2. Contexte géographique**

La wilaya de Batna est située sur la côte Est de l'Algérie entre les " 4° et 7° " de longitude Est et " 35° et 36° " de latitude Nord (Figure 3.2). La région de Sefiane est une commune près de la daïra de N'Gaous se trouve à 77 km environ à l'ouest de Batna (35° 34' 04.8" N, 5° 36' 60.0" E), se situe dans une région montagneuse, à 730 m d'altitude moyenne. Le choix est porté de ce site est justifié par l'apparence des plusieurs pathologies en constructions dans les dernières années à cette région.





**Figure 3.1** Exemple des dommages dus au gonflement dans la région de N'Gaous (a) et Sefiane (b) (Mebarki, 2020).



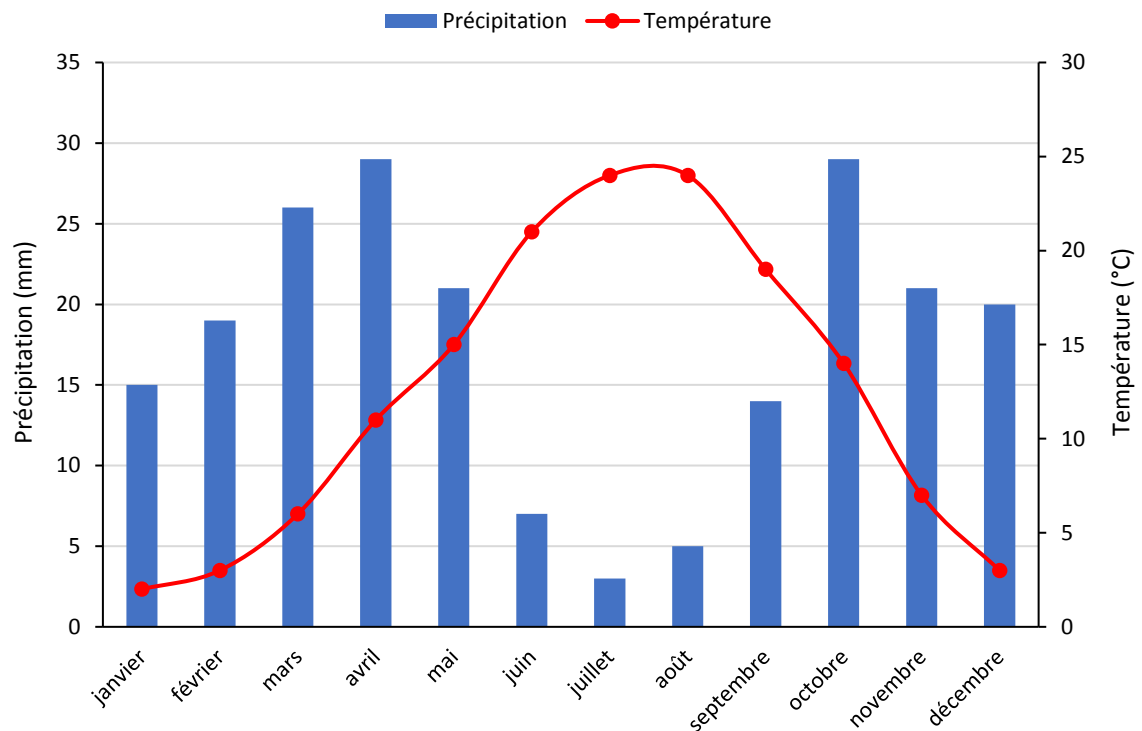
**Figure 3.2** Localisation géographique du site de Sefiane (image Google map, 2020).

### 3.3. Données climatiques

La région de Sefiane est caractérisée par un climat semi-aride à froid. Sur l'année, la température moyenne est de 15.4°C. Durant l'hiver la température moyenne est de 5.7°C, elle descend en dessous de zéro la nuit avec souvent des gelées. Néanmoins, durant l'été la température moyenne est de 27°C et elle peut atteindre les 45°C à l'ombre.

La région de Sefiane possède des précipitations annuelles de l'ordre de 300 mm, répartis sur une période sèche durant l'été entre les mois de juin et août et une courte période pluvieuse durant les mois restants. La figure 3.3 présente les moyennes calculées de la précipitation et la température dans la région de Sefiane donnée par la station météo Barika.





**Figure 3.3** Précipitation et température dans la région de Sefiane tout au long de l'année.

### 3.4. Essais d'identification du sol

Pour décider l'existence et de la pertinence de gonflement de sol, il faut le reconnaître et en prélever des échantillons représentatifs. L'étude préalable de ces échantillons en laboratoire portera sur l'état et les caractéristiques des sols. Dans ce contexte, l'étude expérimentale comporte les essais d'identification physique, chimique et minéralogique. Le but principal de cette partie est de présenter les caractérisations physiques et chimiques du sol étudié par Ferrah (2006). Celui-ci a été prélevé à une profondeur de 2.3 m à 2.5 m sur la ligne de la route nationale, reliant N'Gaous à willaya de Sétif à proximité de l'hôpital.

#### 3.4.1. Procédures d'essais

##### 3.4.1.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution relative des diamètres des grains dans un sol. Elle comprend deux opérations :

- Tamisage (éléments de dimension  $\geq 63 \mu\text{m}$ ) conformément à la norme Française NF P94-56.
- Sédimentométrie (éléments de dimension  $< 63 \mu\text{m}$ ) conformément à la norme Française NF P94-57.

#### **3.4.1.2. La teneur en eau et le poids volumique**

La teneur en eau ( $w$ ) d'un sol représente la masse d'eau contenue dans ce sol. Elle définit par le rapport entre la masse d'eau du sol et la masse du sol sec (NF P94-050). En revanche, les poids volumiques humide  $\gamma_h$  et sec  $\gamma_d$  définies par le rapport entre le poids humide et sec d'un sol sur le volume totale respectivement (NF P94-053).

#### **3.4.1.3. Limites d'Atterberg**

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau caractéristiques des sols fins (fraction granulométrique 0/400  $\mu\text{m}$ ) permettant entre autres d'établir leur classification et d'évaluer leur consistance (NF P94-051). L'activité d'un sol ( $A_c$ ) est donnée par le rapport de l'indice de plasticité sur la fraction argileuse (2  $\mu\text{m}$ ).

#### **3.4.1.4. Valeur au bleu de méthylène**

La valeur de bleu de méthylène ( $V_{BS}$ ) représente la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de sol dans l'eau. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol et donne une estimation globale de la quantité et de l'activité des argiles contenues dans le sol (NF P94-068).

#### **3.4.1.5. Analyse chimique**

L'analyse chimique a pour but de déterminer la composition chimique du sol, réalisée par fluorescence X.

### **3.4.2. Résultats et discussions**

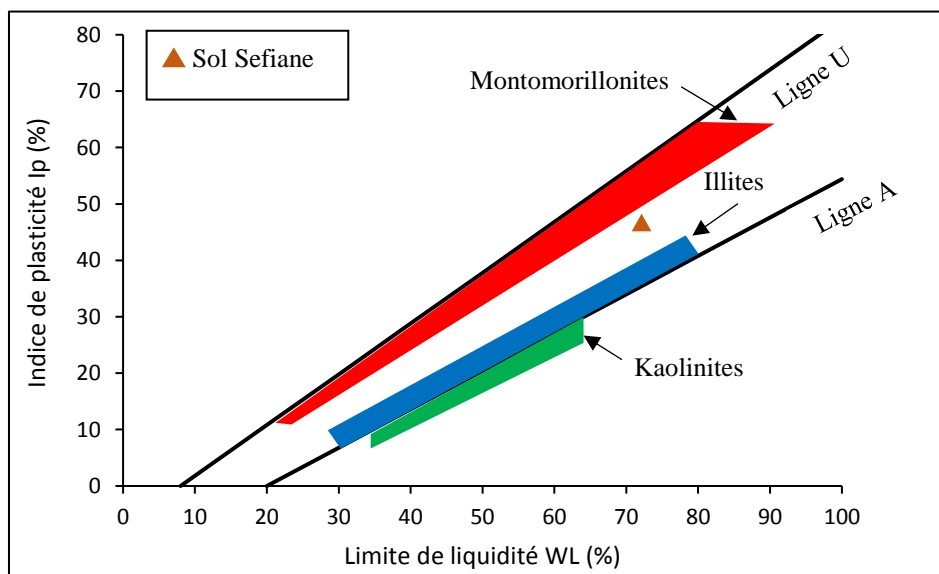
Les propriétés physiques d'échantillons du sol sont rassemblées dans le tableau 3.1 (Ferrah, 2006). La distribution granulométrique d'échantillon du sol indique qu'il se compose de 4.5% de sable fin, de 24.5% de limon et de 71% d'argile. Le pourcentage de passants à 80  $\mu\text{m}$  est de 98.90% (plus de 50% d'éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ ), cela indique que le sol présente une granulométrie très fine. La valeur de limite de liquidité  $W_L$  est de 72.28% et l'indice de plasticité  $I_p$  est égale 43.08%. Selon la classification LPC compatible à la classification USCS, il s'agit d'un sol argileux très plastique et donc sensible à la variation de la teneur en eau.

La valeur de bleu de méthylène  $V_{bs}$  est de 9.27 supérieures à 8, il s'agit d'un sol très argileux d'après la norme Française NF-P11-300. La valeur de la surface spécifique totale SST est égale 194.733  $\text{m}^2/\text{g}$  rentre dans l'intervalle de 50 à 840  $\text{m}^2/\text{g}$  (Chen, 1975), ce qui implique la présence de minéraux de type montmorillonite.

**Tableau 3.1** Caractéristiques physiques de l'argile de la région de Sefiane (Ferrah, 2006).

Paramètres	Valeur
Profondeur	2.3-2.5 m
Poids volumique sec, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.5
Poids volumique humide, $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.0
Densité spécifique, $G_s$	2.74
Teneur en eau naturelle, $W_n$ (%)	14.1
Degré de saturation, $S_r$ (%)	80.82
Indice de vides initial, $e$	0.478
Limite de liquidité, $W_L$ (%)	72.28
Limite de plasticité, $W_P$ (%)	29.20
Indice de plasticité, $I_P$ (%)	43.08
Indice de consistance, $I_c$ (%)	1.35
Bleu de méthylène, $V_{bs}$	9.27 g/100g
Activité, $A_c$	0.6
Surface spécifique totale, $SST$ (m <sup>2</sup> /g)	194.733
Analyse granulométrique	
Argile (%)	71
Limon (%)	24.5
Sable fin (%)	4.5
C80 $\mu$ m (%)	98.90
C2 $\mu$ m (%)	71

Basé sur les résultats des limites d'Atterberg ( $I_p$ ,  $W_L$ ) le sol étudié a été positionné dans le diagramme de plasticité de Casagrande (Figure 3.4). Le point représentatif du sol de la région de Sefiane est très proche de la zone de la famille des montmorillonites.



**Figure 3.4** Positions de sol de Sefiane sur l'abaque de plasticité de Casagrande.

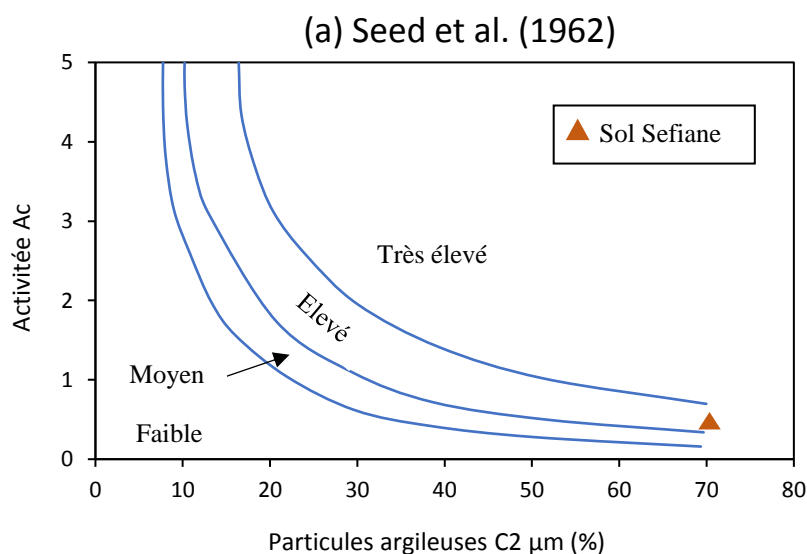
**Tableau 3.2** Compositions chimiques de l'argile de Sefiane (Ferrah, 2006).

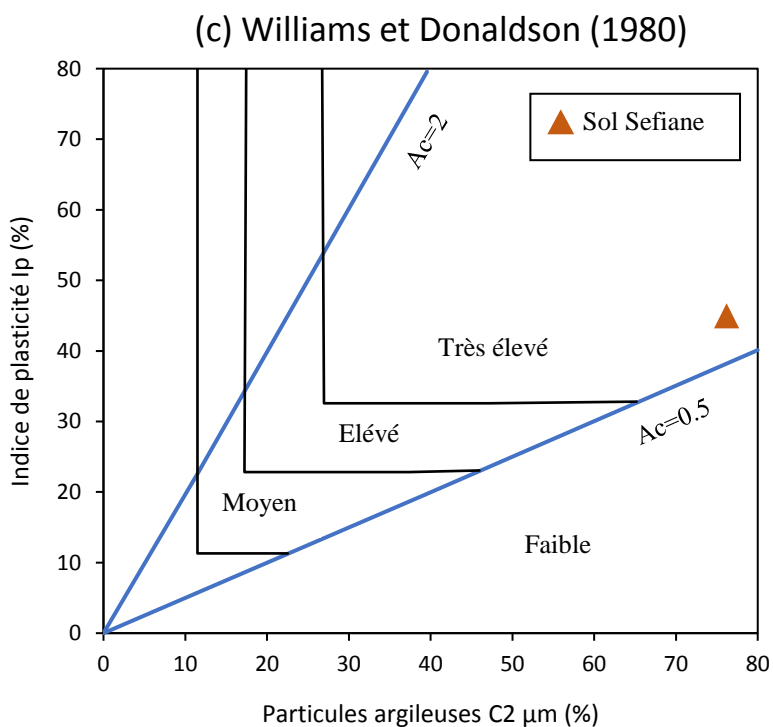
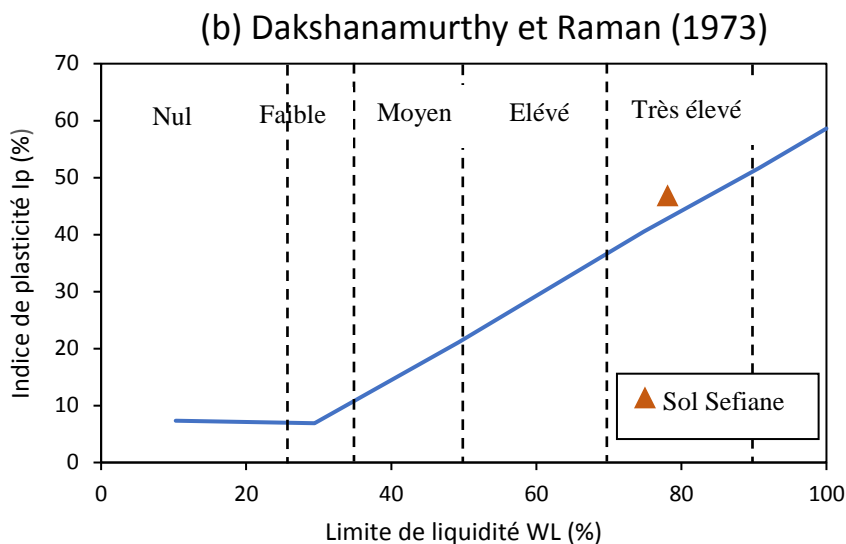
Constituents	Quantities (%)
Silice (SiO <sub>2</sub> )	41.78
Alumine (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	17.43
Oxyde de fer (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	7.43
Carbonate de calcium (CaCO <sub>3</sub> )	7.92
Chaux (CaO)	7.32
Magnésie (MgO)	2.72
Anhydride sulfurique (SO <sub>3</sub> )	0.02
K <sub>2</sub> O	2.03
Na <sub>2</sub> O	0.37
CL	0.02

L'analyse chimique réalisée montre que les constituants dominants sont la silice (41.78%) et l'alumine (17.43%). La quantité de carbonate de calcium (CaCO<sub>3</sub>) est de 7.92%, ce qui fait que le sol à étudier est en réalité argileuse. Les résultats d'analyse chimique sont résumés dans le tableau 3.2 (Ferrah, 2006).

### 3.5. Classification du sol de la région de Sefiane

La littérature contient un nombre considérable des méthodes de classifications qui permettent d'apprécier le potentiel de gonflement des sols à partir des résultats d'essais simples. Certains auteurs pensent pouvoir relier ce potentiel à un seul paramètre et d'autres sur la combinaison de deux ou trois paramètres, par exemple, (Holtz et Gibbs, 1956; Seed et al. 1962; Daksanamurthy et Raman, 1973; Chen, 1975; Williams et Donaldson, 1980). La figure 3.5 présente les abaques de classifications des différents auteurs et les points correspondant à l'échantillon de sol provenant de la région de Sefiane.





**Figure 3.5** Classification du sol de la région de Sefiane, (a) Seed et al. (1962), (b) Dakshanamurthy et Raman (1973), (c) Williams et Donaldson (1980).

Le tableau 3.3 présente une comparaison des résultats obtenus à partir de ces classifications. Les résultats de classification montrent que le sol de la région de Sefiane caractérisée par un potentiel de gonflement élevé à très élevé.

**Tableau 3.3** Comparaison des potentiels de gonflement par différentes classifications.

Classification	Paramètres d'identification	Potentiel de gonflement
Seed et al. (1962)	$A_c, C2 \mu\text{m}$	Elevé
Dakshanamurthy et Raman (1973)	$I_p, W_L$	Très élevé
Chen (1975)	$W_L$	Très élevé
Williams et Donaldson (1980)	$I_p, C2 \mu\text{m}$	Très élevé

### 3.6. Les essais mécaniques

Le but principal de cette partie est de présenter les caractéristiques mécaniques de compressibilité et les résultats des essais de gonflement tel que l'amplitude et la pression de gonflement.

#### 3.6.1. Procédures d'essais

##### 3.6.1.1. Essai de compressibilité

L'essai œdométrique permet de donner les caractéristiques de compressibilités d'un échantillon de sol soumis à des charges verticales croissantes et sa réponse en déformation (NF P94-090-1). L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol intact placée dans une enceinte cylindrique rigide afin de tracer la courbe de compressibilité  $e = f(\log \sigma'_v)$ .

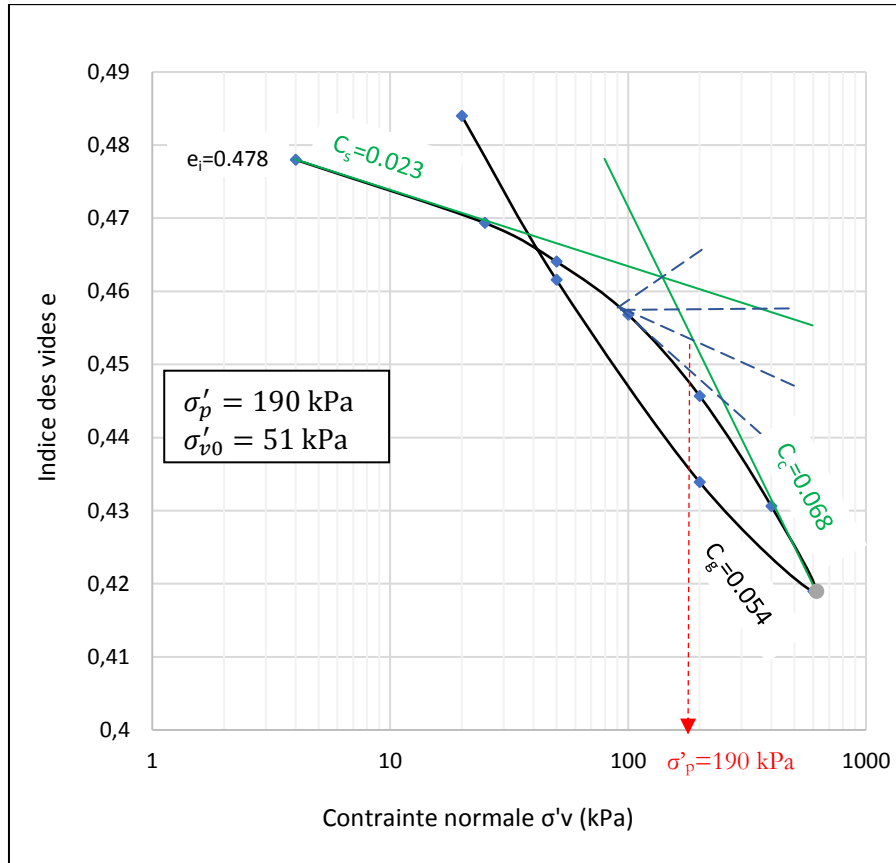
##### 3.6.1.2. Essai de gonflement

L'essai de gonflement vise à déterminer les paramètres de gonflement du sol tel que la pression de gonflement  $\sigma_g$  et l'amplitude du gonflement libre  $\varepsilon_g$ . Cet essai a été réalisé selon la norme ASTM D4549 (ASTM, 2003) (méthode A). Suivant cette méthode, la première étape consiste à charger un seul échantillon intact à un niveau de contrainte très faible  $\sigma_i = 1 \text{ kPa}$ , à humidifier le sol et à le laisser gonfler, jusqu'à ce que le gonflement arrête. Ce gonflement vertical a été enregistré comme l'amplitude de gonflement libre. Par la suite, la pression verticale est appliquée par incréments pour consolider graduellement l'échantillon de sol.

#### 3.6.2. Résultats et discussions

La figure 3.6 représente la courbe de compressibilité de l'argile de Sefiane obtenues sur un échantillon de sol intact (Ferrah, 2006). En raison que l'indice des vides finale  $e_f = 0.560$  en déchargement supérieur l'indice des vides initiale  $e_i = 0.478$  pour une même valeur de chargement initiale, on peut le dire que la courbe présente une allure caractéristique un sol

gonflant. En outre, l'indice de gonflement  $C_g$  obtenu en déchargement ayant une valeur de 0.054 ( $C_g \geq 0.04$ ) cela indique que le sol est très gonflant. Le degré de sur-consolidation qui définit par le rapport entre la contrainte de pré-consolidation et la contrainte initiale effective du au poids des terres  $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$  ayant une valeur de 3.7 ( $1 < OCR < 5$ ) cela signifie que l'argile est faiblement sur-consolidé.



**Figure 3.6** Courbe de compressibilité obtenues sur un échantillon de sol intact de la région de Sefiane (Ferrah, 2006).

La figure 3.7 présente la variation de la déformation de gonflement libre en fonction du temps ( $\epsilon_g, \log t$ ). Ce graphe clarifier bien la cinétique de gonflement. Elle manifeste deux phases de gonflement successive : une phase de gonflement primaire caractérisée par un taux de déformation croissant et une phase de gonflement secondaire avec un taux de déformation sensiblement constant. Le temps correspondant à 100% de gonflement primaire obtenu est  $t_{100} = 300$  min et l'amplitude de gonflement libre est égale  $\epsilon_g = 8.86\%$ .

La figure 3.8 présente la courbe de gonflement. Elle caractérise la variation de la déformation de gonflement en fonction de la charge appliquée ( $\epsilon_g, \log \sigma_v$ ). La pression de gonflement qui correspond à la valeur nulle de la déformation obtenue graphiquement est égale  $\sigma_g = 218$  kPa.

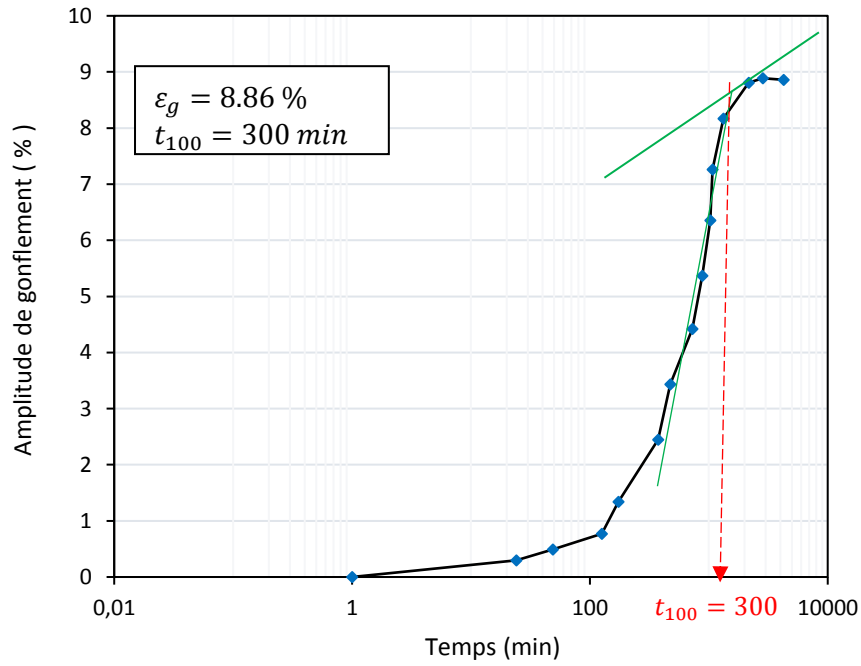


Figure 3.7 Variation de l'amplitude de gonflement libre avec le temps (cinétique de gonflement).

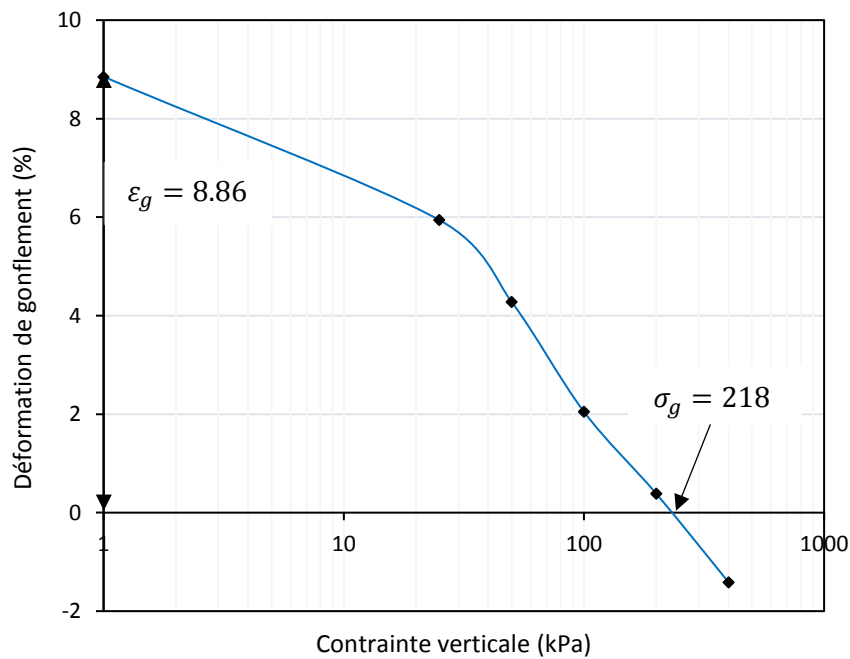


Figure 3.8 Estimation de la pression de gonflement du sol étudié (Ferrah, 2006).

### 3.7. Estimation indirecte des paramètres de gonflement du sol étudié

Dans la phase de reconnaissance préliminaire, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement à partir de nombreuses corrélations proposées dans la littérature. Ces expressions empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais d'identification. Cette partie a pour but d'estimer



l'amplitude et la pression de gonflement à partir des corrélations empiriques. Ensuite, les modèles qui donnent les bons résultats pour le sol de Sefiane ont été proposées, notamment pour utiliser par les ingénieurs. Les résultats sont rassemblés dans le tableau 3.4.

Compte tenu de l'écart constaté entre les valeurs des paramètres de gonflement directement mesurées et celles fournies par les modèles précédents dans le tableau 3.4. Bekkouche et al. (2000) ont proposé d'ajuster ces modèles par une analyse statistique. L'examen des résultats de cet ajustement aux argiles de la région de Tlemcen, regroupés dans le tableau 3.5.

**Tableau 3.4** Résultats des modèles de gonflement appliquées au sol de Sefiane.

Amplitude de gonflement $\varepsilon_g$ (%)		
Modèle	Expression mathématique	Valeur
Seed et al	$\varepsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (Ip)^{2,44}$	20.99
O'Neil et Ghazzaly	$\varepsilon_g = 2,77 + 0,131W_L - 0,27W_n$	8.43
Vijayvergiya et Ghazzaly-1	$\log \varepsilon_g = \frac{1}{19,5} (0,65W_L + 6,242\gamma_d - 130,5)$	21.14
Vijayvergiya et Ghazzaly-2	$\log \varepsilon_g = \frac{1}{12} (0,4W_L - W_n + 5,5)$	49.27
Johnson et Snethen	$\log \varepsilon_g = 0,036W_L - 0,0833W_n + 0,458$	76.83
Nayak and Christensen	$\varepsilon_g = 2,29 \cdot 10^{-2} (Ip)^{1,45} \frac{C}{W_n} + 6,38$	33.39
Pression de gonflement $\sigma_g$ (kPa)		
Komornik et David	$\log \sigma_g = 0,0208W_L + 6,66 \cdot 10^{-4}\gamma_d - 0,0269W_n + 0,132$	1808.42
Brackley	$\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{Ip}$	4665.96
Vijayvergiya et Ghazzaly-1	$\log \sigma_g = \frac{1}{19,5} (0,65W_L + 6,242\gamma_d - 100)$	775.04
Vijayvergiya et Ghazzaly-2	$\log \sigma_g = \frac{1}{12} (0,4W_L - W_n + 23,6)$	1588.54

**Tableau 3.5** Résultats d'ajustement des modèles de gonflement (Bekkouche et al. 2000).

Amplitude de gonflement $\varepsilon_g$ (%)		
Modèle	Expression mathématique	Valeur
Seed et al-1	$\varepsilon_g = 0,1670877 \cdot A \cdot C + 0,8221577$	7.94
Seed et al-2	$\varepsilon_g = 0,1823723Ip + 0,4559623$	8.31

Vijayvergiya et Ghazzaly-1	$\log \varepsilon_g = \frac{1}{19,5} (0,22238775W_L + 28,742805\gamma_d$	8.28
Vijayvergiya et Ghazzaly-2	$- 48,47046)$	5.52
	$\log \varepsilon_g = \frac{1}{12} (0,0964896W_L - 0,08028W_n + 3,0697752)$	
Johnson et Snethen	$\varepsilon_g = -0,0215153I_p - 2,671464.Z - 0,8565674.W_n +$ $0,0023009.W_n.I_p + 0,056402.Z.I_p + 28,49721$	16.33
Nayak and Christensen	$\varepsilon_g = 0,0761548.I_p \cdot \frac{C}{W_n} - 0,222854$	16.29
Pression de gonflement $\sigma_g$ (kPa)		
Komornik et David	$\log \sigma_g = 0,0079182.W_L + 0,6342451.\gamma_d -$ $0,00161536W_n + 1,1328183$	619.86
Vijayvergiya et Ghazzaly-1	$\log \sigma_g = \frac{1}{19,5} (0,1572264.W_L + 23,28378.\gamma_d$ $- 3,5600565)$	308.56
Vijayvergiya et Ghazzaly-2	$\log \sigma_g = \frac{1}{12} (0,0651096.W_L - 0,1512264.W_n$ $+ 26,870469)$	284.24

Les résultats primaires sans ajustement montrent que, pour l'argile étudiée, seul le modèle de O'Neil et Ghazzaly semble être applicable pour estimer l'amplitude de gonflement, car il donne une valeur de 8.43% qui est proche de la valeur expérimentale  $\varepsilon_g = 8.86\%$ . Néanmoins, les résultats d'ajustement de ces modèles par Bekkouche et al. (2000) et Djedid et al. (2001) montrent que, les modèles de Seed et al-2 et Vijayvergiya et Ghazzaly-1 semblent être aussi applicables pour estimer l'amplitude de gonflement. En outre, le modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly-2 ajustée peut être appliquée pour estimer la pression de gonflement, car il donne une valeur de 284.24 kPa qui est proche de résultat expérimentale  $\sigma_g = 218$  kPa.

D'après une étude statistique sur les données disponibles dans la région de Tlemcen, Bekkouche et al. (2000) et Djdid et al. (2001) ont proposé des modèles jugés performants pour l'amplitude de gonflement et la pression de gonflement adopté à ces sols. Le tableau 3.6 rassemble les résultats de ces modèles appliqués au sol de Sefiane.

**Tableau 3.6** Résultats des modèles de gonflement proposées par Bekkouche et al. (2000) et Djdid et al. (2001) appliqués au sol de Sefiane.

Amplitude de gonflement $\varepsilon_g$ (%)		
Modèle	Expression mathématique	Valeur
Bekkouche et al	$\log \varepsilon_g = 0,004.C + 0,378$	4.59
Djdid et al-1	$\log \varepsilon_g = -0,1.Z + 1,06.A + 0,22.\gamma_d - 0,04.W_n + 0,82$	11.14
Djdid et al-2	$\log \varepsilon_g = -0,008.Z + 0,27.A - 0,02.T_{Ca} + 0,016.S_r - 0,16$	13.13
Pression de gonflement $\sigma_g$ (kPa)		
Bekkouche et al	$\log \sigma_g = 0,082.W_L + 0,17.M - 0,002.W_n.I_p - 2,858$	231.26
Djdid et al-1	$\log \sigma_g = 0,01.I_p + 1,26.\gamma_d - 0,008.W_n - 0,1.M - 0,179$	110.66
Djdid et al-2	$\log \sigma_g = -0,001.W_n.I_p + 0,024.W_L + 0,1.M + 1,287$	517.95

Grâce aux résultats obtenus dans le tableau 3.6, seul le modèle de Bekkouche et al. (2000) semble être applicable pour estimer la pression de gonflement, car il donne une valeur de 231.26 kPa qui est proche de résultat expérimentale  $\sigma_g = 218$  kPa. Les résultats d'estimation indirecte des paramètres de gonflement (amplitude et pression de gonflement) par différentes auteures appliquées au sol étudié de la région de Sefiane sont résumés comme suit :

- Pour l'amplitude de gonflement  $\varepsilon_g$  : les modèles qui donnent à bon accord sont de O'Neil et Ghazzaly ainsi Seed et al.-2 et Vijayvergiya et Ghazzaly-1 ajustés.
- Pour la pression de gonflement  $\sigma_g$  : les modèles qui donnent à bon accord sont de Bekkouche et al. et Vijayvergiya et Ghazzaly-2 ajusté.

### 3.8. Conclusion

Le présent chapitre décrit la sélection du site de Sefiane et la caractérisation du sol de cette région. En conséquence, le sol a été argileux très plastique sensible à la variation de la teneur en eau, la présence de minéraux de type montmorillonite en fait le gonflement. La classification du sol par des résultats d'identification physiques et chimiques ont montré que le sol de la région caractérisée par un potentiel de gonflement élevé. Suivi de résultats mécaniques pour mesurer l'amplitude et la pression de gonflement, ce qui l'a justifié. À la dernière section, certaines corrélations empiriques ont été proposées par des chercheurs peuvent être appliquées au sol de la région de Sefiane.

## *CHAPITRE 04*

OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE ET LOIS DE  
COMPORTEMENT

## Chapitre 04

# OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE ET LOIS DE COMPORTEMENT

---

### 4.1. Introduction

Les simulations numériques ont été largement utilisées pour résoudre des problèmes liés à la géotechnique. Certaines méthodes numériques ont été utilisées, comme la méthode des éléments finis (MEF), la méthode des différences finies (MDF), la méthode des éléments discrets (MED) et la méthode des éléments de frontières (MEB) à l'aide des programmes commerciaux bien élaborés et développés, tel que FLAC, PLAXIS, ABAQUS, ANSYS, BRIGHT.etc. De nos jours, les simulations numériques sont de plus en plus utilisées en raison de certains avantages par rapport aux méthodes analytiques et aux travaux expérimentaux. Les avantages incluent en général le coût-efficacité, la réduction du temps de calcul, la capacité à résoudre des problèmes complexes et une précision acceptable.

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'outil numérique FLAC<sup>3D</sup> qui a été basé sur la méthode des différences finies et pour la description des modèles de comportement élasto-plastique utilisé pour les calculs numériques. Néanmoins, la géométrie des fondations superficielles isolées est la raison de choisir la modélisation numérique tridimensionnelle 3D dans cette recherche.

### 4.2. Présentation de FLAC<sup>3D</sup>

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en 3 Dimensions. C'est un logiciel de modélisation numérique construit selon la méthode des différences finies, peut analyser le comportement de structures tridimensionnelles construites sur des sols ou des roches. La présence d'eau souterraine, la phase de construction et la discontinuité sont également prises en compte dans ses analyses. Les matériaux sont représentés par des éléments polyédriques dans une grille 3D. Un objet modélisé est construit sur les éléments ajustés par l'utilisateur pour s'adapter à sa forme. Le comportement de chaque élément suit une relation contrainte-déformation linéaire ou non linéaire qui répond aux forces appliquées ou aux contraintes aux limites. Le matériau peut céder et s'écouler et la grille peut se déformer (en mode grande contrainte) et se déplacer avec le matériau représenté (Itasca, 2016).

### 4.2.1. La résolution explicite

Le principe général de la résolution explicite de la méthode des différences finis est illustré en figure 4.1. Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Ensuite, les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces des taux de déformation. Chaque parcours de cette boucle représente un cycle de calcul dans un pas de temps  $\Delta t$  et toutes les variables traitées par la boîte dans la figure 4.1 sont remises à jour depuis les valeurs connues et doivent rester fixées durant le cycle du calcul (Billiaux et Cundall, 1993).

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. La force déséquilibrée maximale est l'amplitude de la somme vectorielle des forces nodales pour tous les nœuds du maillage. Lorsque la force déséquilibrée maximale est faible par rapport à la force totale appliquée associée aux changements de contrainte ou de déplacement des limites, le modèle est considéré comme étant en équilibre. Les phénomènes de rupture et d'écoulement plastique se produisent à l'intérieur du modèle lorsque la force déséquilibrée approche une valeur constante.

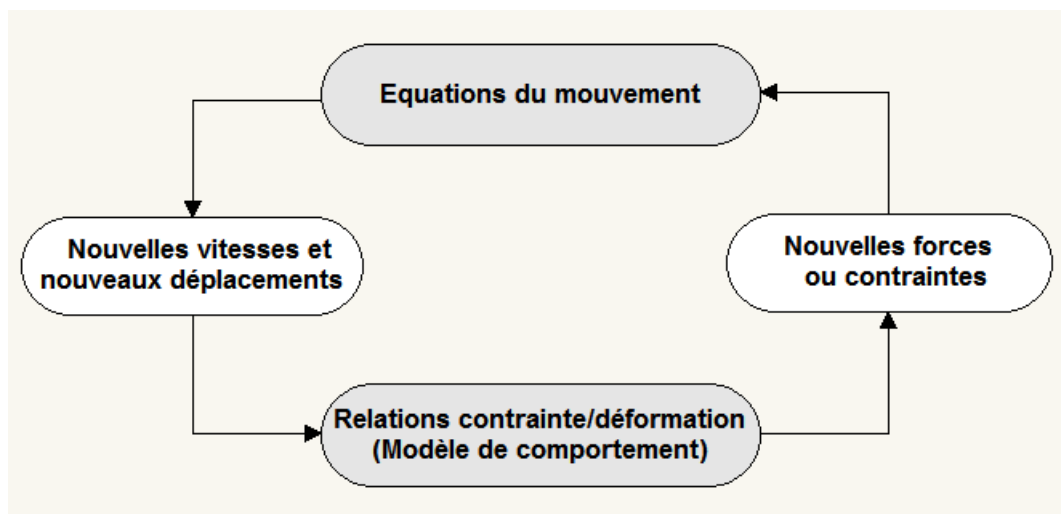


Figure 4.1 Cycle du calcul explicite par différences finis (Billiaux et Cundall, 1993).

### 4.2.2. Méthodologie de modélisation

Afin d'établir un modèle pour exécuter une simulation avec FLAC, trois composantes fondamentales d'un problème doivent être spécifiées :

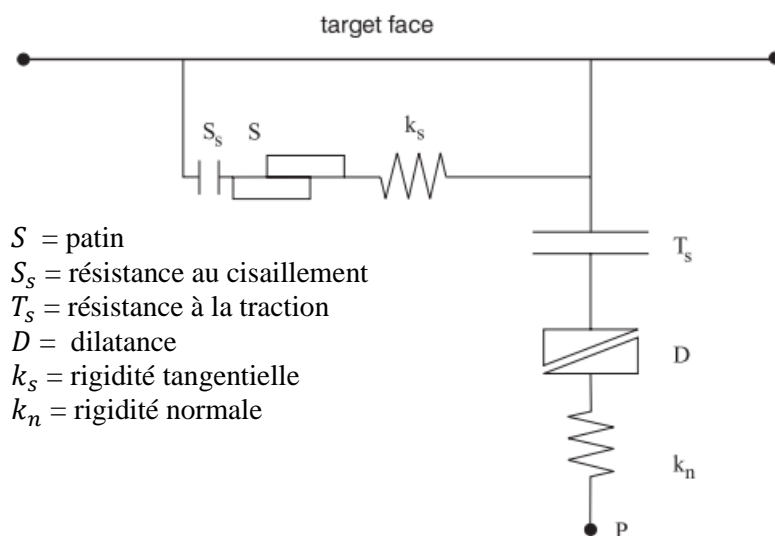
- 1- Génération du maillage ;
- 2- Modèle de comportement et propriétés des matériaux ;

### 3- Conditions aux limites et initiales.

Les grandes lignes de la stratégie générale utilisée pour la modélisation par FLAC est présenté dans l'organigramme ci-dessous (Figure 4.3).

#### 4.2.3. Eléments d'interface

Il y a plusieurs cas en géomécanique dans lesquels il est souhaitable de représenter des plans sur lesquels un glissement ou une séparation peut se produire, par exemple : un contact entre deux objets en collision, une interface entre une fondation et le sol. FLAC3D fournit des interfaces caractérisées par un glissement et/ou une liaison par traction et cisaillement régi par le critère de Coulomb. Les interfaces ont les propriétés de frottement  $\phi$ , de cohésion  $C$ , de dilatance  $\psi$ , de rigidité normale  $K_n$  et de rigidité tangentielle  $K_s$  et la résistance à la traction  $T_s$ . La figure 4.2 présente les composants des éléments d'interface de FLAC3D.



**Figure 4.2** Composants du modèle constitutif d'éléments d'interface (Itasca, 2016).

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Pour les rigidités normale et tangentielle, on prend des valeurs égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en (Pa/m) est :

$$\max \left[ \frac{K + \frac{4}{3} G}{\Delta z_{min}} \right] \quad (4.1)$$

Où :  $K$  et  $G$  sont le module volumique et de cisaillement respectivement,  $\Delta z_{min}$  est la plus petite largeur d'une zone adjacente dans la direction normale.

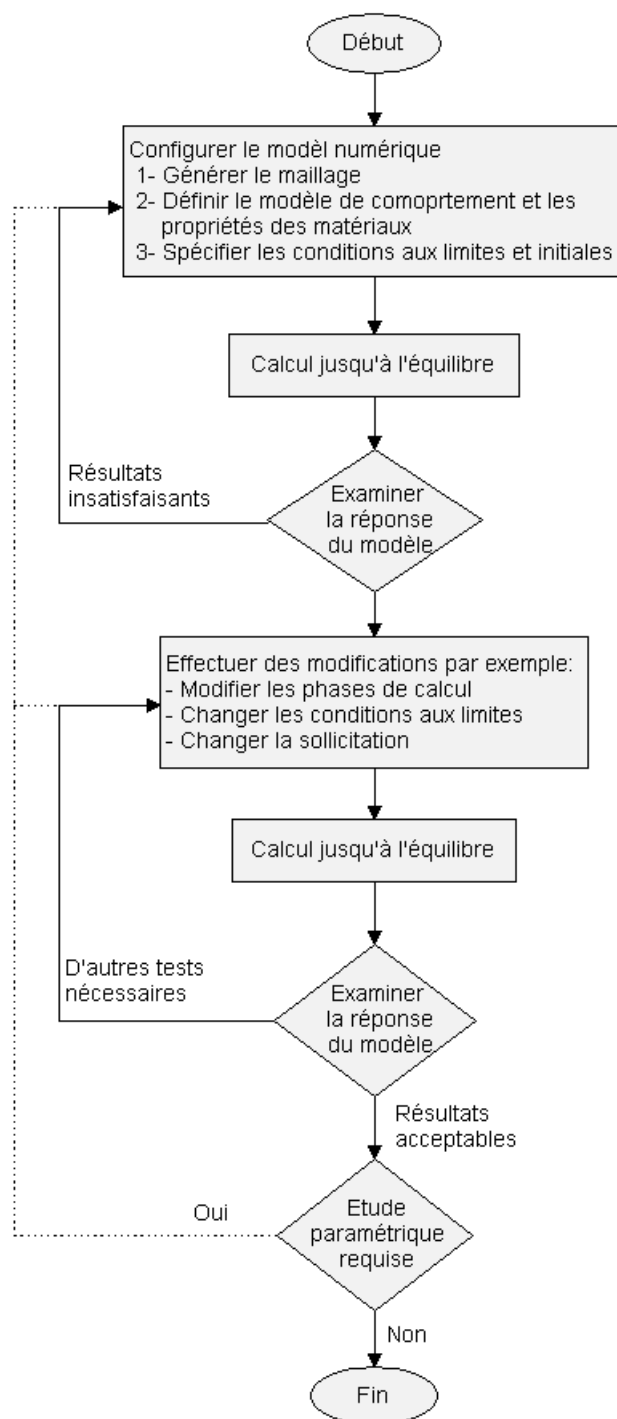


Figure 4.3 Méthodologie de modélisation numérique par FLAC.

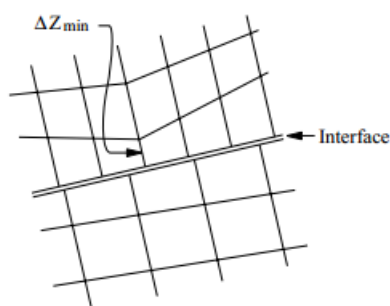


Figure 4.4 La plus petite dimension d'une zone adjacente utilisée pour calculer la rigidité.



### 4.3. Loi de comportement des sols

Toute relation liant le tenseur des contraintes au tenseur des déformations signifie que le milieu, avec sa cohésion propre ou sa capacité de déformation propre, s'oppose d'une certaine manière aux actions appliquées. Ces relations entre tenseur des contraintes et tenseur des déformations sont appelées loi de comportement. Elles peuvent être linéaires (linéarité mécanique) ou non linéaires. Au cours des quarante dernières années, la relation contrainte-déformation des sols a été représentée par divers modèles constitutifs. Ils sont largement utilisés dans les analyses par éléments finis et par différences finies pour résoudre des problèmes liés à la structure du sol et aux interactions sol-structure (Lade, 2005).

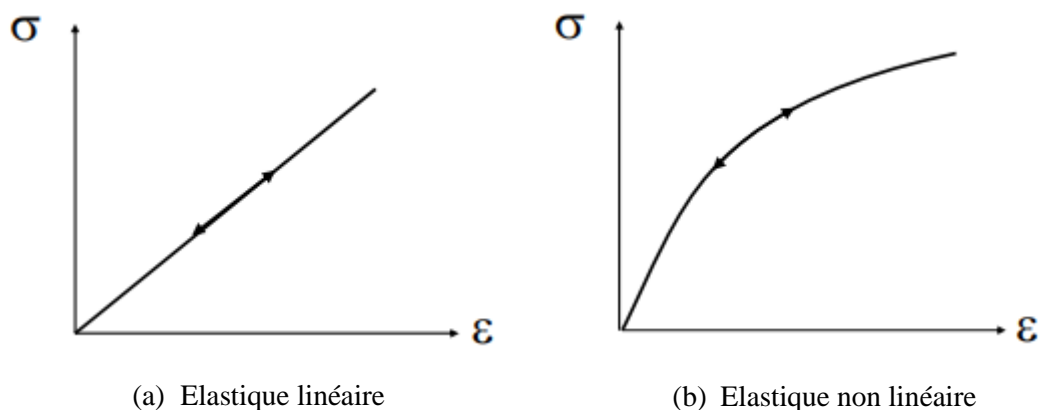
#### 4.3.1. Comportement élastique

Le sol aura un comportement élastique si ses déformations sont réversibles (Figure 4.5). S'il existe une relation linéaire entre les contraintes et les déformations on dira que le sol a un comportement élastique linéaire. Néanmoins, l'élasticité linéaire est largement utilisée pour modéliser le comportement du métal, du béton et de la roche. Dans le modèle isotrope élastique, l'équation constitutive est basée sur la loi linéaire et réversible de Hooke dans laquelle les incréments de contrainte sont régis par les incréments de déformation, comme suit :

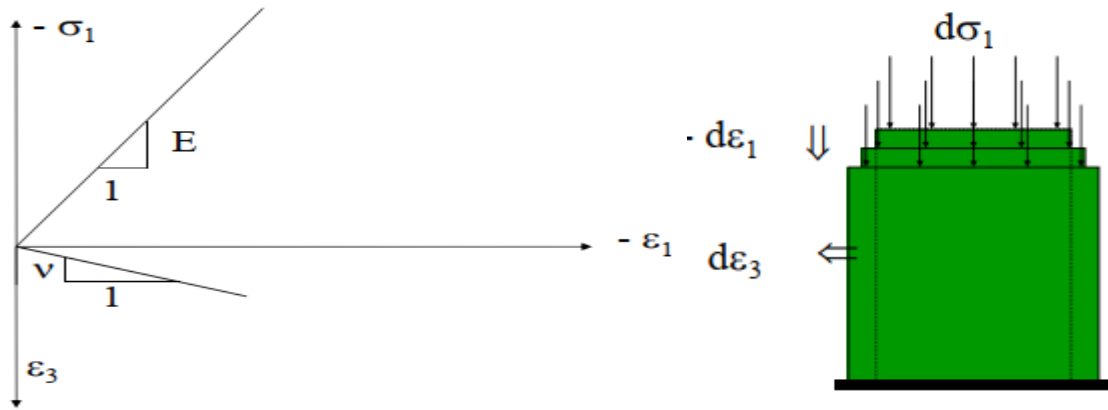
$$\Delta\sigma_{ij} = 2G\Delta\varepsilon_{ij} + \alpha_2\Delta\varepsilon_{kk}\delta_{ij} \quad (4.2)$$

Où :  $\delta_{ij}$  est le Symbole de Kronecker,  $\alpha_2$  est une constante de matériau corrélée au module volumique  $k$  et au module de cisaillement  $G$ , comme suit :  $\alpha_2 = k - \frac{2}{3}G$

Tel que :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  ;  $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$



**Figure 4.5** Relation contrainte déformation en comportement élastique.



**Figure 4.6** Détermination le module élastique et le coefficient de Poisson à l'aide de l'essai de compression axiale.

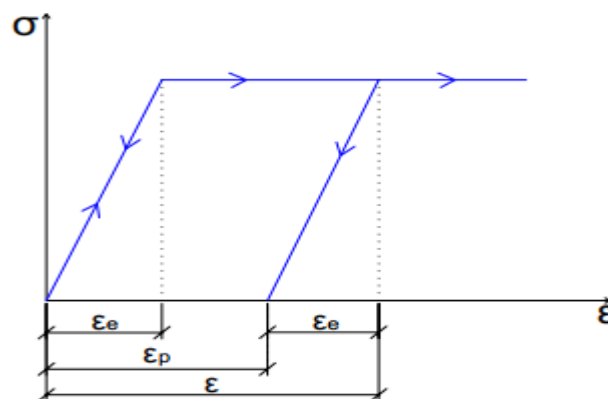
Les paramètres élastiques représentent par le module élastique  $E$  et le coefficient de poisson  $\nu$  sont déterminés à l'aide de l'essai de compression axiale (Figure 4.6) tel que :

$$E = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}; \nu = -\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$$

### 4.3.2. Comportement élasto-plastique

Les lois de comportement élastique parfaitement plastique sont couramment utilisées pour décrire les massifs de sols, composés d'une élasticité linéaire et d'un critère de plasticité. Le comportement plastique correspond à l'apparition de déformations irréversibles et s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants :

- Le critère de plasticité ou surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique ;
- La règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.



**Figure 4.7** Représentation d'un modèle élasto-plastique.

### 4.3.2.1. Surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique)  $\varepsilon_{ij}^e$  et d'une partie irréversible (plastique)  $\varepsilon_{ij}^p$ . On écrit alors :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (4.3)$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire  $f$  de la contrainte  $\sigma_{ij}$ , appelée surface de charge du matériau telle que :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$  correspond à l'intérieur du domaine, l'état de contrainte est élastique
- $f(\sigma_{ij}) = 0$  correspond à la frontière du domaine, l'état de contrainte est plastique
- $f(\sigma_{ij}) > 0$  correspond à l'extérieur du domaine, état de contrainte non admissible.

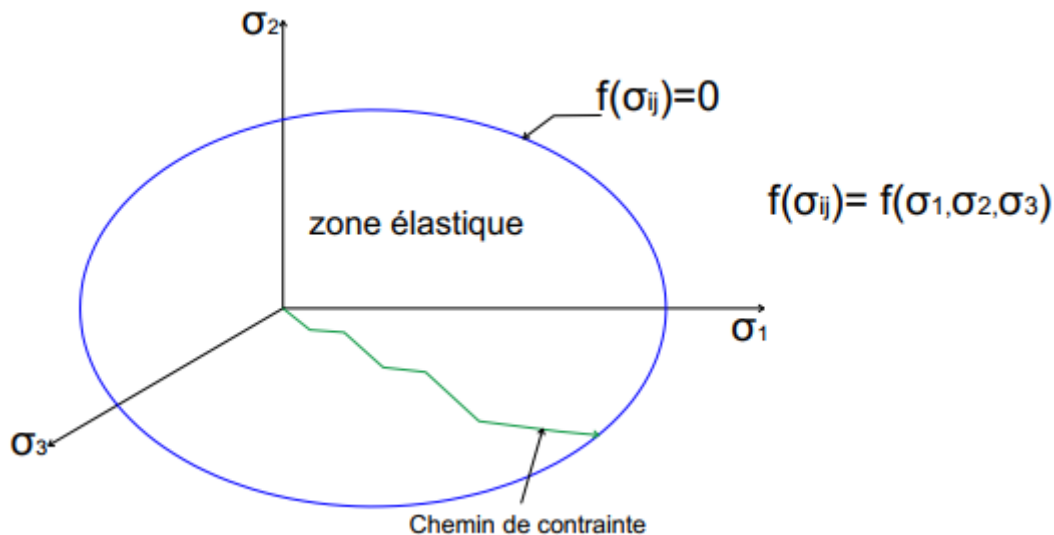


Figure 4.8 Surface de charge dans l'espace des contraintes.

### 4.3.2.2. Règle d'écoulement plastique

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer  $d\varepsilon_{ij}^p$  en fonction de  $\sigma_{ij}$  et  $d\sigma_{ij}$ . Le principe du travail plastique maximal de Hill (1950) permet de qualifier la règle d'écoulement. Ainsi, en un point régulier de la frontière d'élasticité (Figure 4.9), la déformation plastique est de la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.4)$$

Où :  $d\lambda$  est un scalaire appelé multiplicateur plastique (amplitude de  $\varepsilon_{ij}^p$  tel que  $\lambda \geq 0$ ).

L'incrément de déformation plastique  $d\varepsilon_{ij}^p$  est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de  $d\varepsilon_{ij}^p$  est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique  $f(\sigma_{ij}) = 0$ . Il apparaît si :

- 1) l'état de contrainte est situé sur la surface élastique ;
- 2) l'état de contrainte reste sur la surface élastique après un incrément de contrainte.

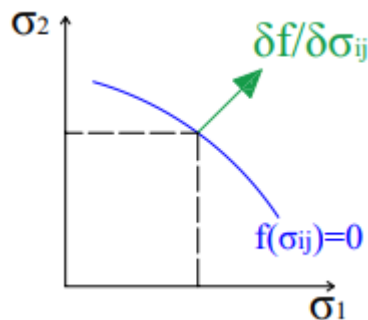


Figure 4.9 Représentation géométrique de la règle d'écoulement plastique.

#### 4.3.2.3. Critère de Mohr-Coulomb

Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr –Coulomb est le modèle le plus utilisé dans la pratique courante de la géotechnique, pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme ( $\varphi_u = 0$ ).

Dans le plan de Mohr ( $\tau, \sigma$ ), la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb (courbe intrinsèque) (Figure 4.10), d'équation :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (4.5)$$

Où :  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $c$  est la cohésion,  $\sigma$  est la contrainte normale et  $\varphi$  l'angle de frottement interne du sol.

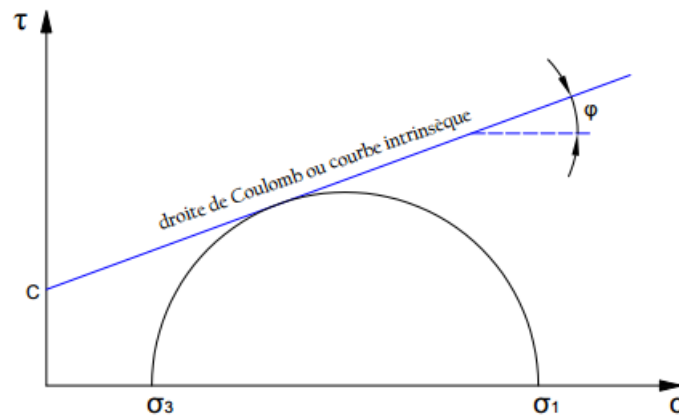


Figure 4.10 Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb.

Dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface définie par la fonction de charge  $f$  est une pyramide de section hexagonale irrégulière à sa base ayant pour axe la droite d'équation :  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (Figure 4.11). L'équation de la surface de charge est comme suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0 \quad (4.6)$$

Où :  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes principales extrêmes ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ).

Pour représenter le comportement du sol du modèle MC, la relation contrainte-déformation se comporte linéairement dans la plage élastique avec deux paramètres incluant le module de cisaillement  $G$  et le module volumique  $K$  (ou module de Young  $E$  et coefficient de Poisson  $\nu$ ). Deux paramètres gèrent les critères de rupture, à savoir l'angle de frottement  $\varphi$  et la cohésion  $C$ . La règle d'écoulement non associée est représentée par le paramètre  $\psi$ , connu sous le nom d'angle de dilatance, et elle est utilisée pour considérer un changement de volume irréversible et réaliste dû au cisaillement. En général, ces paramètres peuvent être déterminés à partir d'essais en laboratoire.

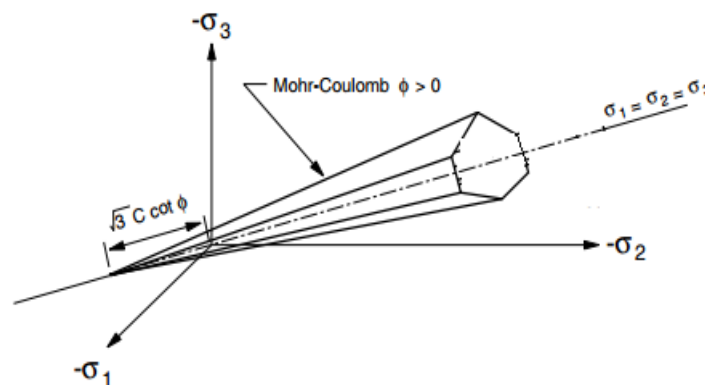


Figure 4.11 Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (Itasca, 2016).

**Tableau 4.1** Les possibilités et limites du modèle de Mohr-Coulomb (Gens, 2012).

Possibilités et avantages	Limites et inconvénients
- Modèle simple et clair	- Comportement isotrope et homogène
- Approche de premier ordre du comportement des sols en général.	- Jusqu'à la rupture, comportement élastique linéaire.
- Convient pour un bon nombre d'applications pratiques.	- Aucune contrainte / Chemin de contrainte / rigidité dépendante de la déformation.
- Nombre limité et paramètres clairs.	- Aucune distinction entre le chargement primaire et déchargement ou rechargement
- Bonne représentation des comportements de rupture (drainé)	- La dilatation continue pour toujours (pas d'état critique)
- La dilatation peut être incluse.	- Pas de dépendance temporelle (fluage)

#### 4.3.2.4. Critère de Drucker-Prager

Le critère élasto-plastique de Drucker-Prager (1952) (Resende et Martin, 1985) est utilisé pour les sols pulvérulents (sables) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons), prenant en compte le premier invariant du tenseur de contraintes  $I_1$  et le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques  $J_2$ . Le critère de Von Mises est un cas particulier du critère de Drucker-Prager, est utilisée pour l'étude des sols à court terme ( $\varphi_u = 0$ ). Dans le plan  $(I_1, \sqrt{J_2})$ , la forme de la surface de rupture de ce critère est une droite appelée droite de Drucker-Prager (Figure 4.12).

Le critère de rupture de Drucker-Prager est représenté dans l'espace des contraintes principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$  par un cône d'axe le long de  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (Figure 4.13). L'équation de la surface de charge est comme suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k = 0 \quad (4.7)$$

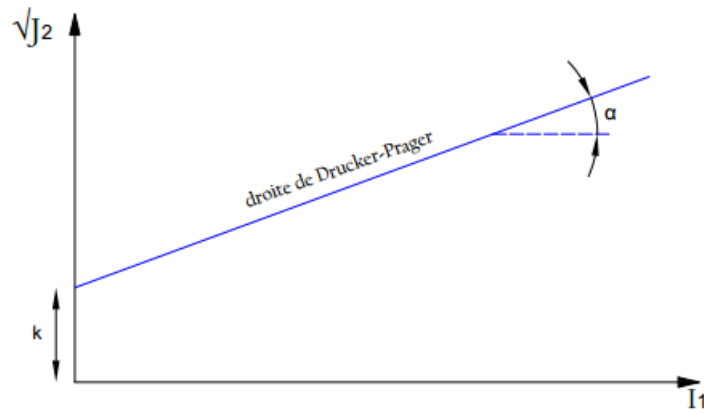


Figure 4.12 Surface de rupture de Drucker-Prager.

Où :  $J_2$  le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques défini comme :

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} \quad \text{Tel que : } s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} I_1 \delta_{ij}$$

$I_1$  est le premier invariant du tenseur de contraintes définie comme :

$$I_1 = \frac{1}{3} \sigma_{ii}$$

$\alpha$  et  $k$  sont deux paramètres liés au l'angle de frottement et la cohésion du sol, donnée comme suit :

$$\alpha = \frac{2}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \sin \varphi$$

$$k = \frac{6}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} c \cdot \cos \varphi$$

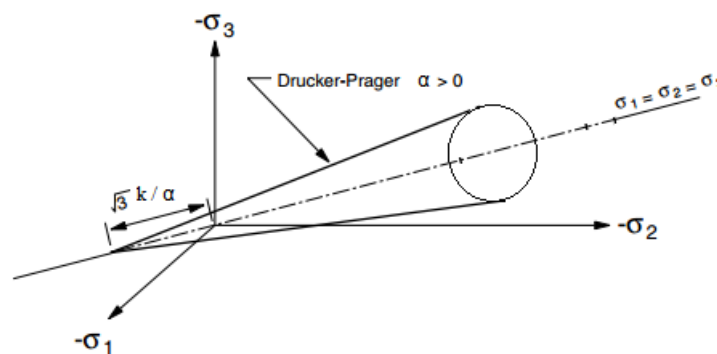


Figure 4.13 Surface de rupture de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales (Itasca, 2016).

Le critère de Drucker-Prager comprend cinq paramètres mécaniques : deux paramètres élastiques incluant le module de cisaillement  $G$  et le module volumique  $K$  (ou module de Young  $E$  et coefficient de Poisson  $\nu$ ), suite trois paramètres gèrent les critères de rupture, à savoir  $\alpha$  et  $k$  sont

liés à la cohésion et l'angle de frottement du sol, ainsi  $q_\psi$  lié à la dilatance du sol. Le tableau 4.2 présente le résumé des modèles constitutifs de base disponible dans le logiciel FLAC3D.

**Tableau 4.2** Résumé des lois mathématiques, de la représentation du comportement et des paramètres nécessaires des modèles constitutifs du sol.

Modèles de sol	Lois et critères de rupture	Représentation des comportements	Paramètres nécessaires	Essais d'étalonnage
Elastique	Loi élastique incrémentale	Reproduire une élasticité linéaire	$K$ et $G$ ( ou $E$ et $\nu$ )	Essais de compression isotrope
Mohr-Coulomb	Loi élastique incrémentale	Gérer l'élasticité linéaire	$K$ et $G$ ( ou $E$ et $\nu$ )	Essais de compression isotrope et essais triaxial
	Critère de rupture	Pour qualifier l'enveloppe de rupture	$C$ et $\varphi$	
	Règle d'écoulement	Pour contrôler le comportement plastique	$\psi$	
Drucker-Prager	Loi élastique incrémentale	Pour aborder une réponse élastique linéaire	$K$ et $G$ ( ou $E$ et $\nu$ )	Essais de compression isotrope et essais triaxial
	Critère de rupture	Définir l'enveloppe de rupture	$\alpha$ et $k$	
	Règle d'écoulement	Pour contrôler le comportement plastique	$q_\psi$	

#### 4.4. Conclusion

Ce chapitre fournit une description de l'outil de simulation numérique FLAC3D, qui est considéré comme un logiciel de simulation bien connu en raison de son affichage convivial, de sa large gamme d'applications, de la flexibilité de la génération de maillages et de l'analyse. Cependant, la méthodologie de modélisation numérique doit être prise en compte par l'ordre successif, au commencement par génération du maillage puis un modèle de comportement mieux adapté et propriété des matériaux et dernièrement les conditions aux limites et initiales. Un aperçu de plusieurs modèles constitutifs disponibles a été présenté en termes de lois constitutives, d'équations mathématiques, de paramètres requis et de procédure de calibrage.



## *CHAPITRE 05*

ANALYSE NUMERIQUE DU SOULEVEMENT DES  
FONDATIONS SUPERFICIELLES ISOLEES ASSISE  
DANS UN MASSIF DU SOL GONFLANT

## Chapitre 05

# ANALYSE NUMERIQUE DU SOULEVEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES ISOLEES ASSISE DANS UN MASSIF DU SOL GONFLANT

---

### 5.1. Introduction

Ce chapitre rapport un ensemble des analyses numériques effectuées sur des fondations superficielles isolées (semelle carrée, rectangulaire et circulaire) assises dans un massif du sol gonflant homogène de la région de Sefiane. L'objectif principal est de proposer un modèle numérique de gonflement du sol permet de prédire le soulèvement final de la fondation  $S_g$  soumis à des charges verticales réparties. Dans cette étude, un modèle numérique tridimensionnel utilisant le code de différence finie FLAC3D a été utilisé pour analyser le soulèvement total. De plus, les résultats numériques obtenus ont été comparés aux résultats analytiques proposés dans la littérature. En revanche, l'objectif est d'étudier l'influence de plusieurs paramètres tels que l'épaisseur de la couche gonflante, les caractéristiques géométriques des fondations, y compris les dimensions et l'encastrement, aussi que les propriétés du sol, y compris la rigidité représenté par le module élastique et le coefficient de Poisson.

### 5.2. Approche de modélisation numérique 3D

Au départ, il faut le dire que les modélisations tridimensionnelles de fondations superficielles reposant sur un massif de sol sont rares, car les maillages comportent un grand nombre d'éléments et de nœuds, qui conduisent fréquemment à des temps de calcul déraisonnables et des études paramétriques coûteuses.

#### 5.2.1. Géométrie et conditions aux limites du modèle

Une semelle carrée non encastrée, rigide et rugueuse de surface  $1m \times 1m$  et d'épaisseur  $0.2m$  a été considéré (Khennouf et Baheddi, 2020). Cette fondation est située à la surface du sol argileux gonflant et soumise à une charge verticale répartie  $\sigma_0$  variant de  $0$  à  $500$  kPa. En raison de la nature symétrique du problème et pour réduire le temps de calcul, seul un quart du modèle est modélisé et représenté sur la figure 5.1. Le modèle est étendu dans les deux directions horizontales  $L_x = 15m$ ,  $L_y = 15m$  et une hauteur totale  $H = 11m$ . La profondeur à laquelle la pression de

gonflement  $\sigma_g$  est égale à la contrainte totale due au poids du sol  $\sigma_{z,g}$  est définie comme la profondeur du soulèvement potentiel  $H$ , comme indiqué par l'équation (5.1) (Nelson et al. 2001), cette profondeur représente la profondeur maximale de la zone active.

$$\gamma \times H = \sigma_g \quad (5.1)$$

Dans cette étude, le sol argileux est supposé être homogène. La profondeur du soulèvement potentiel est égale à 11 m pour  $\sigma_g = 218$  kPa et  $\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup> qui ont été obtenus expérimentalement. Pour les conditions aux limites, la base du modèle est bloquée dans toutes les directions et le déplacement horizontal est nul dans la direction  $x$  pour les plans  $x = 0$  et  $x = 15$ . De même, aucun déplacement dans la direction  $y$  pour les plans  $y = 0$  et  $y = 15$ .

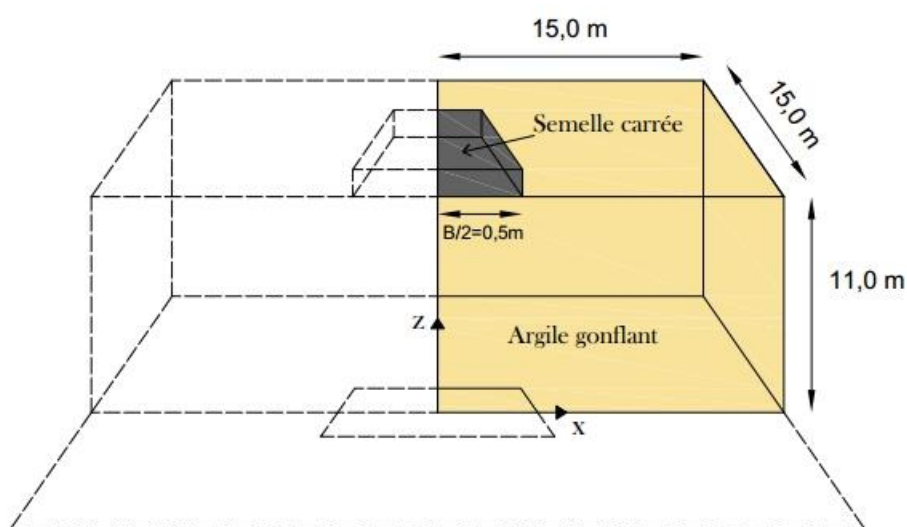


Figure 5.1 Géométrie du modèle.

### 5.2.2. Choix de maillage

La discrétisation du modèle a été faite par des éléments primitifs de forme brique avec un raffinement local de la zone la plus sollicitée et déformée, c'est-à-dire au voisinage et à la base de la semelle. De nombreux tests de sensibilité du maillage ont été effectués pour s'assurer que la taille du maillage n'a pas d'impact sur les résultats numériques et pour trouver la taille optimale du maillage. Le maillage optimal permet au modélisateur de passer moins de temps dans les calculs. Dans tous les cas, un maillage identique entre la semelle et le sol est bien défini pour assurer la connectivité des nœuds à l'interface sol-semelle. La taille du maillage a été limitée à  $0.05 B$  à la surface de la semelle et près du bord de la semelle. Par conséquent, le nombre d'éléments de la semelle était de 100 et le maillage se compose entièrement de 36850 éléments et de 40297 nœuds (Figure 5.2).

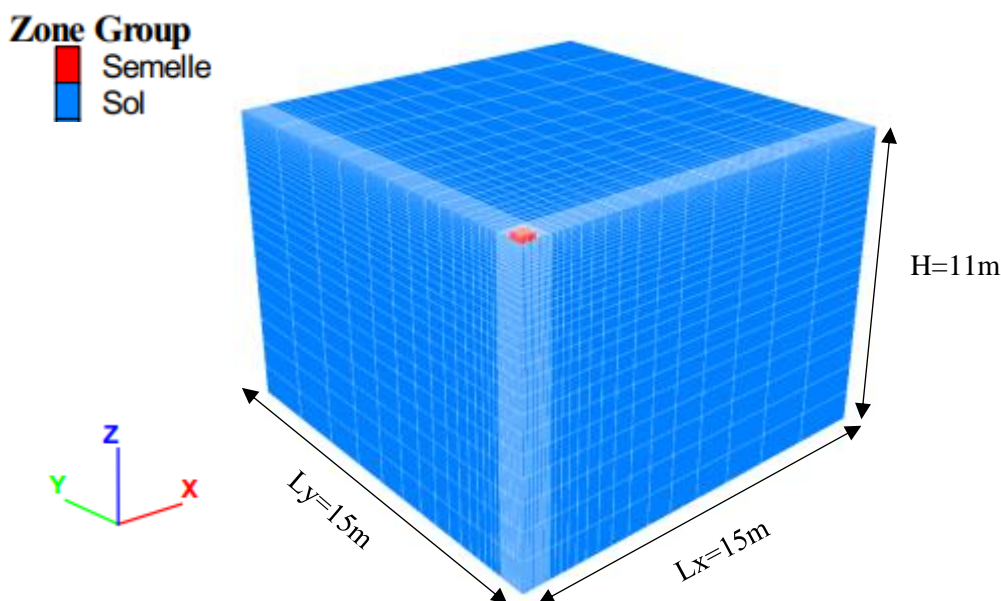


Figure 5.2 Maillage tridimensionnel du modèle étudié.

### 5.2.3. Modèle constitutif et paramètres utilisés

La semelle carrée rigide était en béton, modélisé par un groupe d'éléments en forme brique avec un modèle constitutif élastique linéaire. Les modules élastiques utilisés sont le module de cisaillement  $G = 12.5 \text{ GPa}$  et le module volumique  $K = 16.67 \text{ GPa}$  (équivalent au module de Young  $E = 30 \text{ GPa}$  et à un coefficient de Poisson  $\nu = 0.2$ ) pour s'assurer d'une rigidité suffisante et le poids volumique  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .

Le comportement de l'argile gonflant est régi par une loi linéaire élastique parfaitement plastique représentée par le critère de rupture Mohr-Coulomb (MC). Les paramètres de ce modèle ont été bien discutés dans le chapitre 4. Le module d'élasticité  $E$ , qui est utilisé dans la présente étude, a été conventionnellement estimé à partir du module œdométrique  $E_{oed}$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ . Selon la loi de Hook, la relation est donnée par l'équation (5.2) (Kaliakin, 2017). Cependant, le coefficient de Poisson  $\nu$  est constant et a été estimé à partir du coefficient de pression de la terre au repos  $K_0$  à l'aide de l'équation (5.3) (Hung et Fredlund, 2004). Les études ont été menées dans la littérature indiquent que les valeurs des paramètres élastiques ( $E, \nu$ ) affectent principalement l'évolution du soulèvement du sol (Hung et Fredlund, 2004). Le tableau 5.1 fournit les paramètres du modèle utilisé dans la simulation.

$$E = E_{oed} \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \quad (5.2)$$

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (5.3)$$

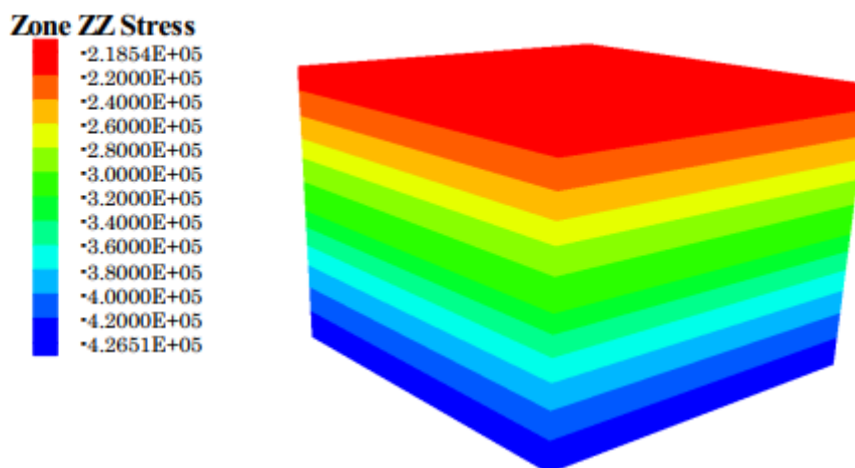
**Tableau 5.1** Paramètres du modèle Mohr-Coulomb utilisé dans la simulation.

Paramètres	Unités	Valeurs
Poids volumique, ( $\gamma$ )	KN/m <sup>3</sup>	20
Module élastique, ( $E$ )	MPa	10
Coefficient de Poisson, ( $\nu$ )	[-]	0.35
Cohésion, ( $C$ )	kPa	100
Angle de frottement, ( $\phi$ )	[°]	25
Angle de dilataance, ( $\psi$ )	[°]	0

La semelle rigide était en contact avec le sol à travers l'élément d'interface selon le critère de rupture Mohr-Coulomb. On a adopté une interface rugueuse le long de la base de la semelle qui avait une cohésion  $C'_{int} = 100$  kPa et un angle de frottement  $\phi'_{int} = 25^\circ$  également une rigidité normale  $K_n = 10^8$  pa/m et une rigidité tangentielle  $K_s = 10^8$  pa/m.

#### 5.2.4. L'état initial et le chargement

Avant le chargement mécanique, un état de contrainte initial a été défini. Au cours de cette phase, le modèle a été soumis à une charge gravitationnelle, puis une pression verticale égale à 218 kPa constante sur toute la profondeur a été appliquée pour simuler la pression de gonflement de la couche d'argile (Figure 5.3). Après ça, les contraintes horizontales initiales ont été générées en utilisant  $K_0$  égal à 0.57. Les étapes de simulation comprenaient la génération d'une condition de contrainte initiale, d'une interface et d'une activation de la semelle, suivies de plusieurs étapes de chargement de compression  $\sigma_0$  appliquées à la semelle. Cependant, au cours de la modélisation, le déplacement vertical (soulèvement) a été suivi et contrôlé jusqu'à ce que le modèle atteigne l'état d'équilibre.

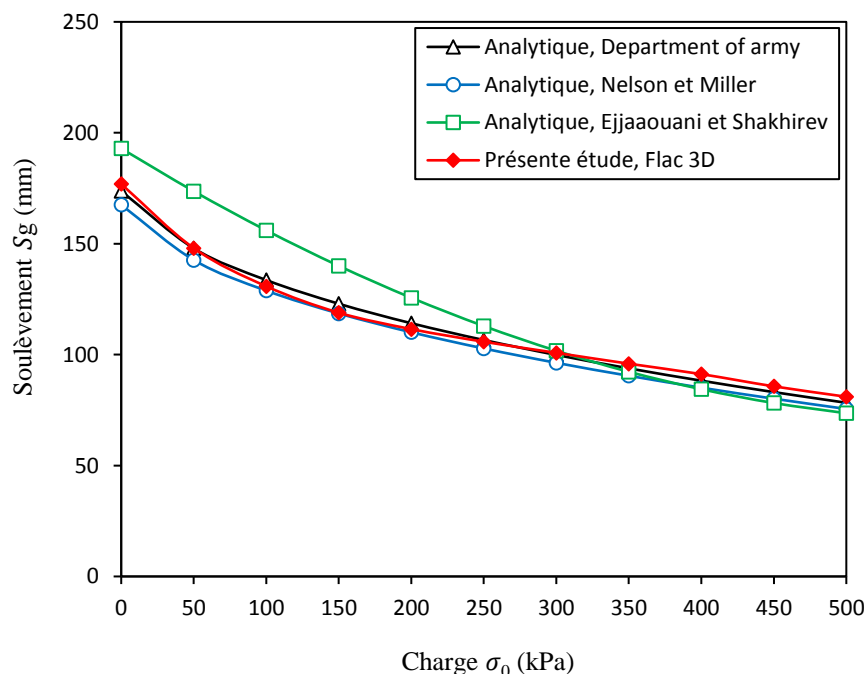
**Figure 5.3** Conditions initiales du modèle : contraintes verticales  $\sigma_{zz}$ .

### 5.3. Résultats et discussions

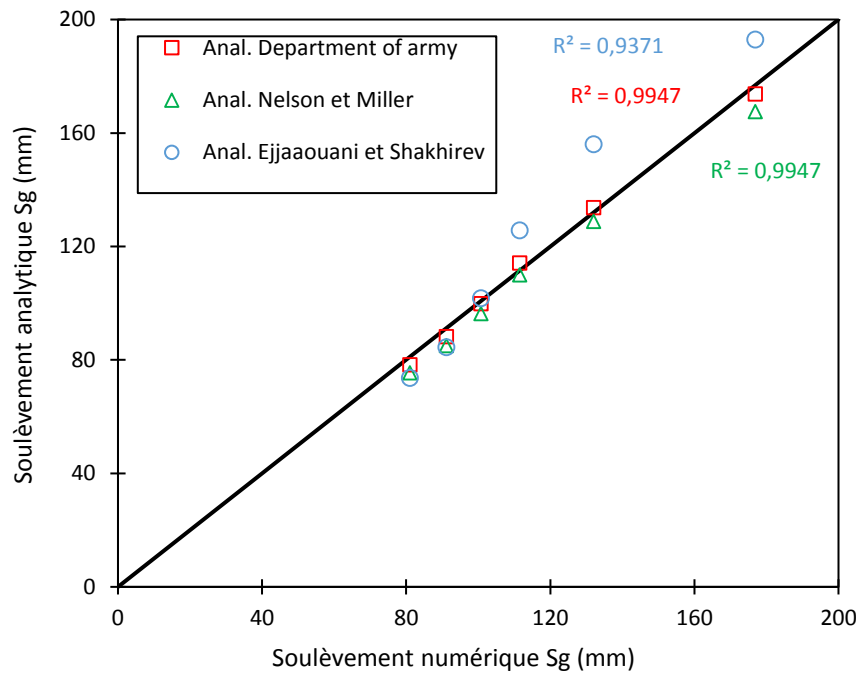
Les résultats seront présentés sous forme de courbes graphiques et tableaux et sont largement discutés.

#### 5.3.1. Évolutions de soulèvement en fonction de la charge

La figure 5.4 montre le soulèvement  $S_g$  obtenu par les approches analytique et numérique au centre de la fondation pour diverses charges verticales  $\sigma_0$ . Les résultats obtenus indiquent qu'il y a une diminution non linéaire du soulèvement avec l'augmentation de la charge sur la semelle. Cependant, en comparant les résultats analytiques avec les résultats numériques obtenus à l'aide du logiciel FLAC. Le soulèvement final prévu dans l'étude numérique montre un excellent accord avec les résultats analytiques du Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992) avec une différence de pourcentage d'environ 2 %. Par exemple, pour le soulèvement total lors du dernier chargement  $\sigma_0 = 500$  kPa sur la base des résultats analytiques du Département de l'armée et de Nelson et Miller,  $S_g = 78.28$  mm et  $S_g = 75.49$  mm ont été observés, respectivement, et l'analyse numérique a montré que  $S_g = 81$  mm. Néanmoins, les résultats analytiques de Ejjaouani et Shakhirev (2007) sont élevés pour des charges appliquées inférieures à 250 kPa. Par conséquent, les résultats montrent une capacité et une efficacité raisonnables du modèle numérique proposé pour prédire le soulèvement de la semelle sous une charge verticale.



**Figure 5.4** Évolutions de soulèvement d'une semelle carrée en fonction des charges appliquées obtenue à partir d'analyses numériques et analytiques.



**Figure 5.5** Comparaisons entre le soulèvement numérique et analytique de la semelle carrée.

Une implication importante de ces résultats est que la semelle continue à se soulever lorsque la charge dépasse la pression de gonflement de 218 kPa. Ce qui explique l'apparition d'un tassement localisé des couches supérieures du sol qui se trouve sous la fondation, où les contraintes totales  $\sigma_{z,t}$  étaient supérieures à la pression de gonflement. Cependant, au-delà d'une certaine profondeur, la diffusion des contraintes de charge peut faire que la contrainte totale soit inférieure à la pression de gonflement. Dans ce cas, les couches inférieures du sol vont gonfler et la fondation va se soulever globalement, ce qui correspond bien à l'approche analytique.

La figure 5.5 montre des comparaisons entre les valeurs du soulèvement total  $S_g$  dérivées du modèle numérique proposé et celles calculées analytiquement pour une fondation carrée et  $\sigma_0$  variait de 0 à 500 kPa par incréments de 100 kPa. Un bon accord a été observé entre les soulèvements obtenus à partir des résultats analytiques et du modèle numérique proposé. La corrélation était relativement élevée  $R^2 = 0,99$  pour Département de l'armée,  $R^2 = 0,99$  pour Nelson et Miller et  $R^2 = 0,93$  pour Ejjaouani et Shakhirev.

La figure 5.6 montre les contours de soulèvement de la semelle carrée dans la masse du sol après le gonflement et à la fin de chargement appliquée  $\sigma_0 = 300$  kPa. Une petite coupe 3D dans les résultats de sortie a été considérée pour montrer les contours du soulèvement ( $x = y = 5m$ ,  $z$  entre 8.5 et 11m). Cela en raison de l'importance de la zone près de la fondation. Le soulèvement a été maximal à la surface de la masse de sol, puis il diminue avec la profondeur. On peut voir aussi qu'un soulèvement faible sous la base de la semelle en raison de forte contrainte de charge dans cette zone.

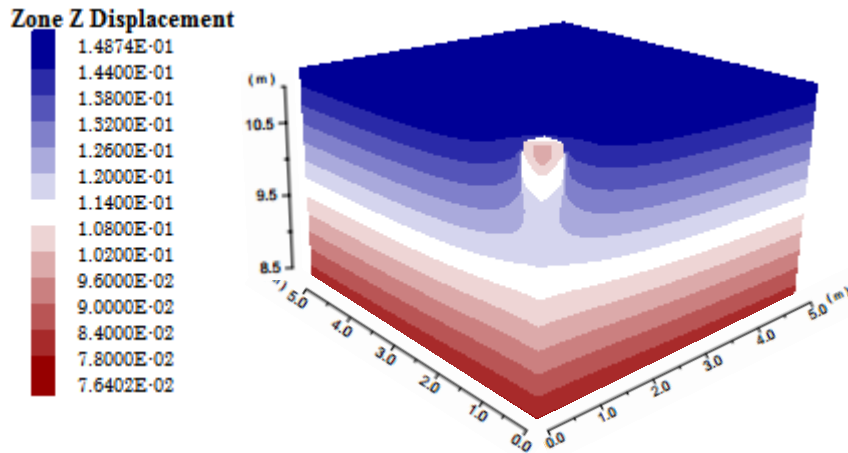
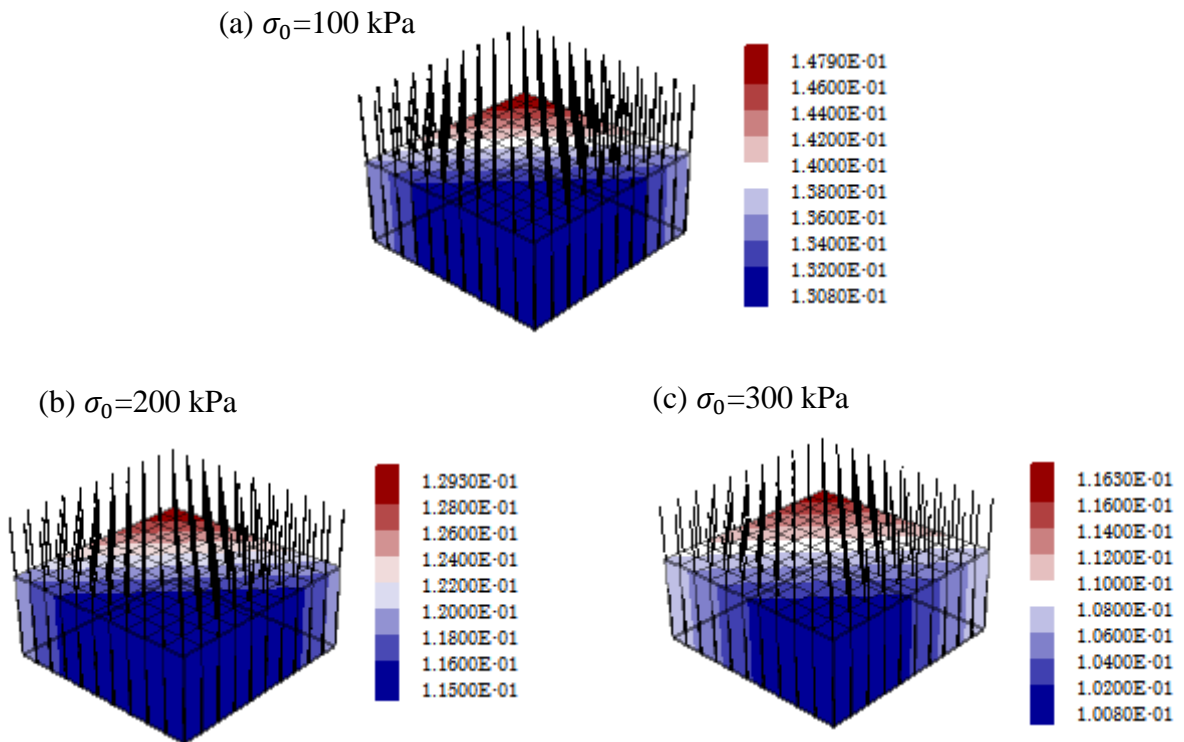


Figure 5.6 Contours du soulèvement de la masse du sol chargé par une semelle carrée  $\sigma_0 = 300$  kPa.

### 5.3.2. Vecteurs de soulèvement de la fondation

La figure 5.7 présente les vecteurs des déplacements verticaux (soulèvements) pour une semelle carrée soumise à des charges verticales réparties  $\sigma_0$  varie entre 100 kPa et 500 kPa. D’après ces résultats numériques, on observe que le soulèvement de la semelle est non uniforme. Il est minimal au centre et maximal au bord de la semelle pour tous les cas de chargement, ceci, car la contrainte de chargement distribue sa valeur maximale directement sous le centre de la semelle et diminue à partir du centre vers l’extérieur.





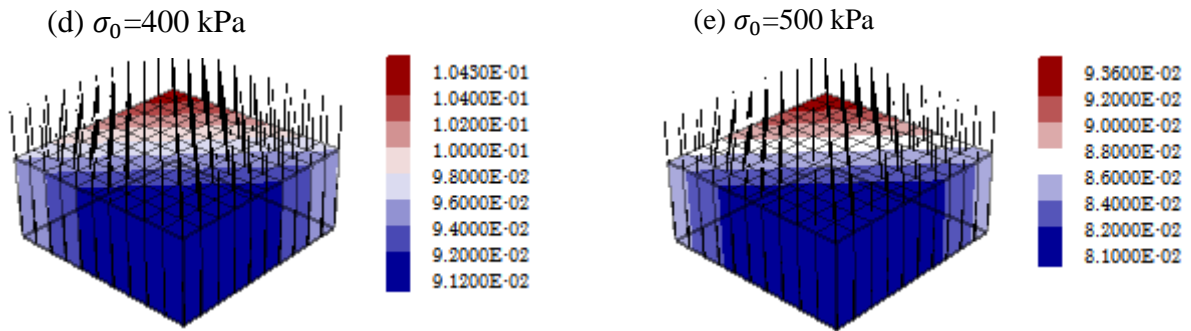
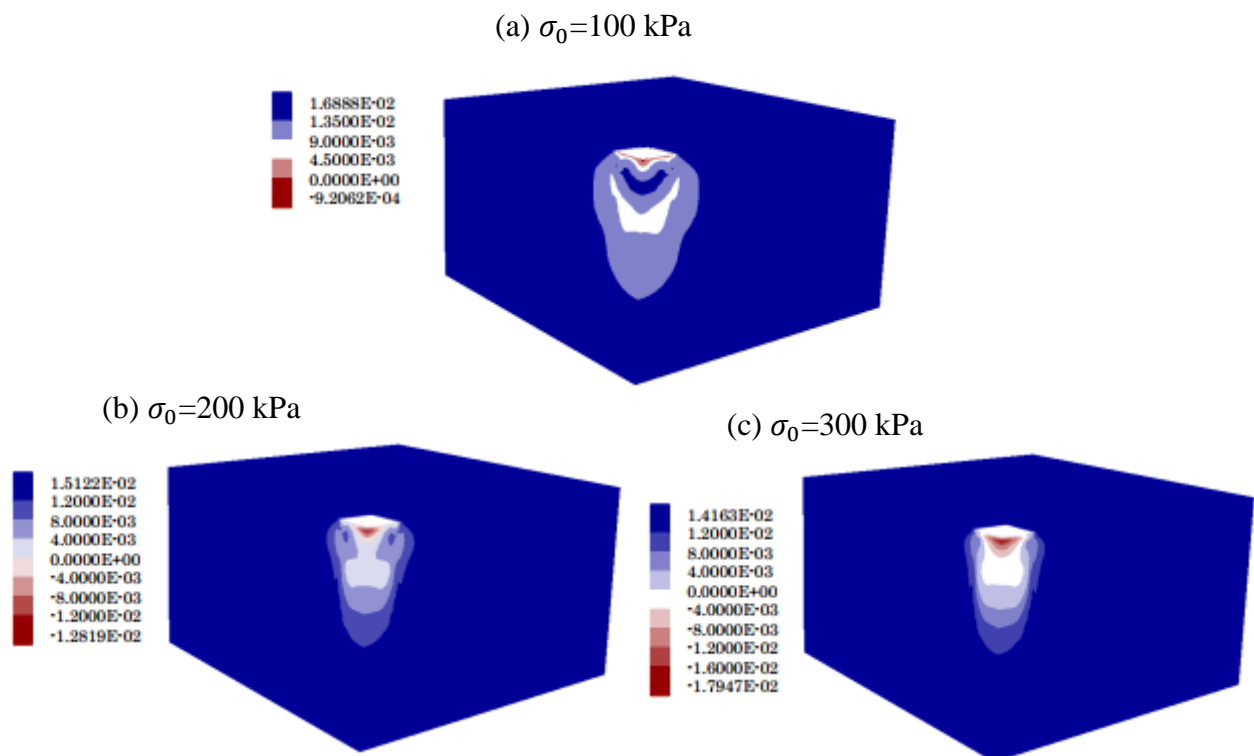


Figure 5.7 Vecteurs de soulèvement pour une semelle carrée soumise à différentes charges.

### 5.3.3. Incréments des déformations volumétriques

La figure 5.8 montre les distributions des incréments de déformations volumétriques dans la masse du sol avec la variation de charge appliquée dans la semelle carrée. Il convient d'indiquer que les valeurs positives et négatives représentent la dilatation et la compression respectivement. Dans tous les cas de chargement, des zones de compression sont formées à la base de la semelle. Ces zones de compression augmentent avec la profondeur et la charge. Alors qu'une valeur de compression maximale est indiquée dans la zone de contact sol-semelle. On peut également observer que la dilatation se forme en dehors des zones de compression avec une valeur presque constante le long de la masse du sol. Par conséquent, la majorité des incréments de déformations volumétriques dans la masse du sol sont des déformations de dilatation.



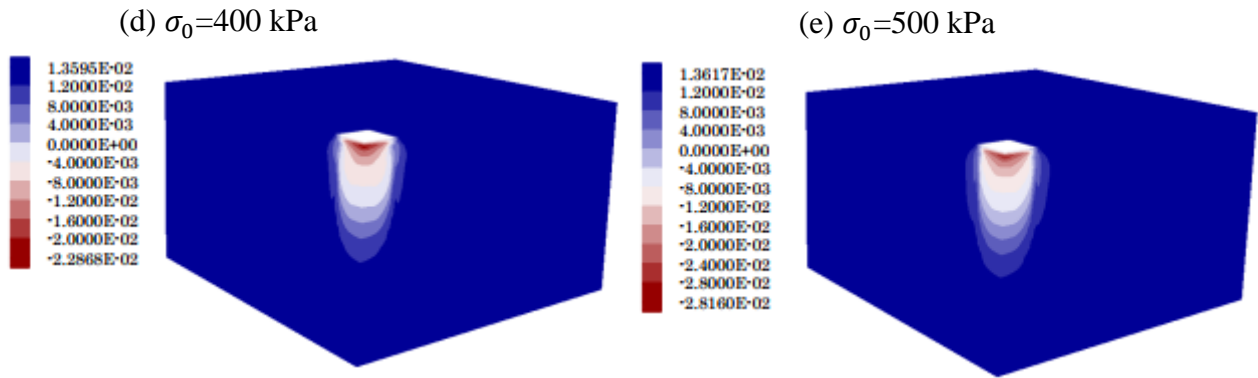
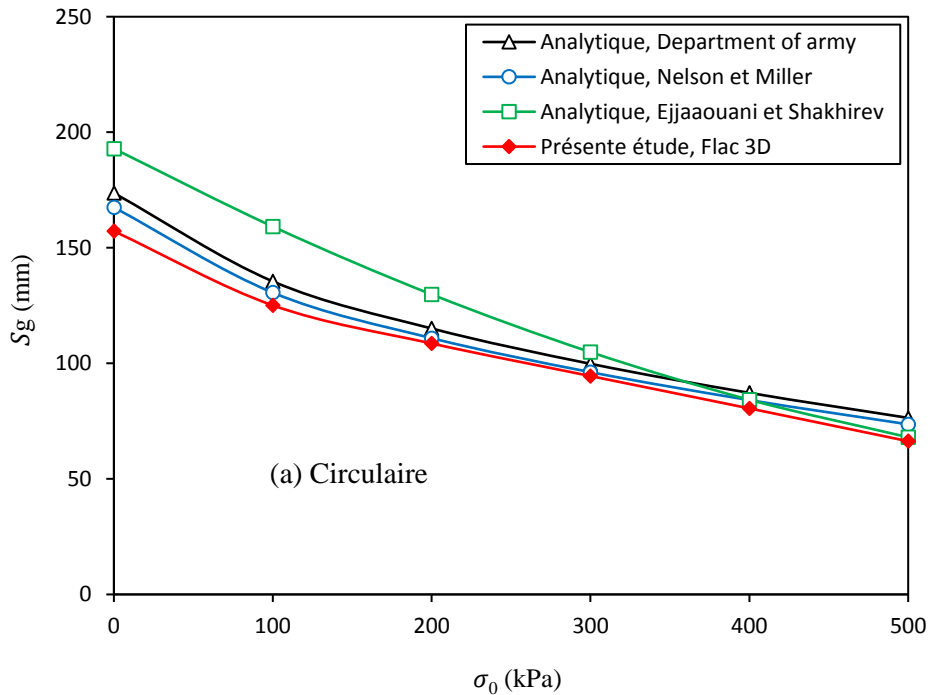
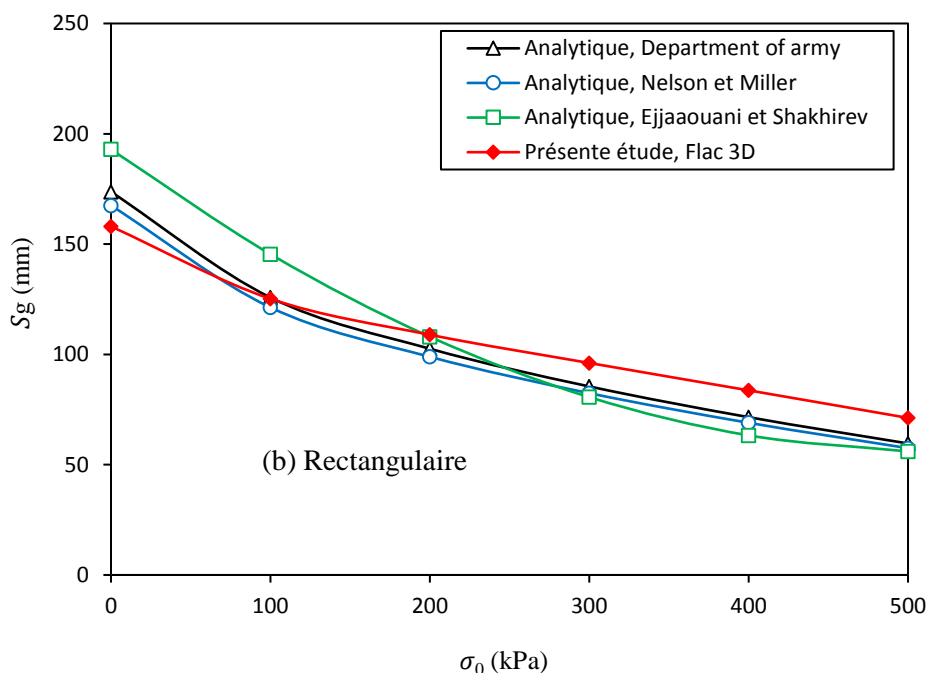


Figure 5.8 Distribution des incréments des déformations volumétriques dans le sol après le gonflement et à la fin du chargement.

### 5.3.4. Cas d'une semelle rectangulaire et circulaire

Le soulèvement d'une semelle rectangulaire de largeur  $B = 1m$  et longueur  $L = 2m$  et circulaire de diamètre  $D = 1.8m$  a été analysé. Dans le modèle numérique, on a conservé le même raffinement de maillage, l'état initial et les pas de chargement celui d'une semelle carrée. Le tableau 5.2 rassemble le soulèvement calculé analytiquement à partir les formules proposées par Département de l'armée (1983), Nelson et Miller (1992) et Ejjaouani et Shakhirev (2007) et celle obtenue numériquement.





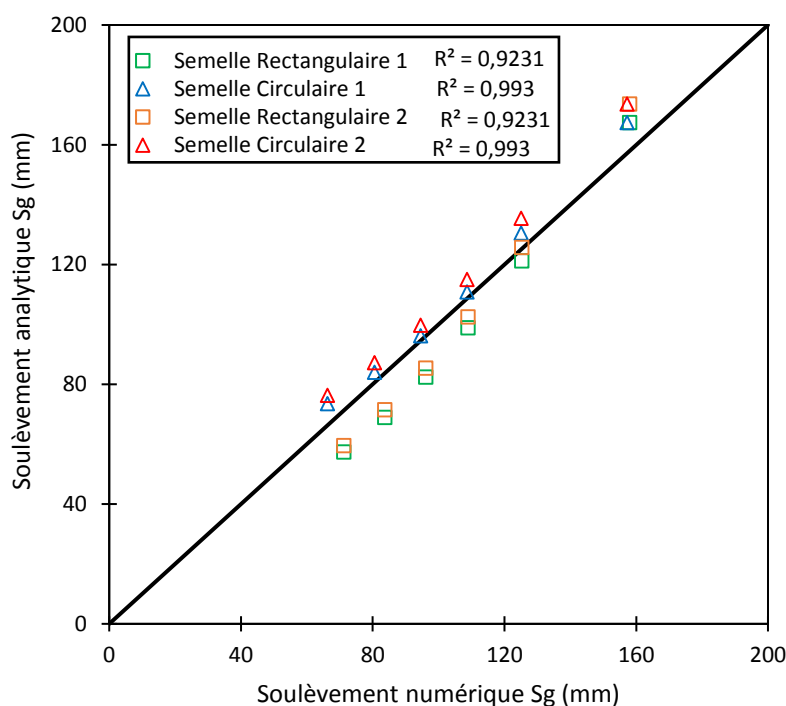
**Figure 5.9** Évolutions de soulèvement en fonction des charges appliquée obtenue à partir d'analyses numériques et analytiques, (a) semelle circulaire, (b) semelle rectangulaire.

La figure 5.9 montre le soulèvement  $S_g$  obtenu par les approches analytique et numérique au centre de la fondation pour diverses charges verticales  $\sigma_0$ . Les résultats obtenus indiquent qu'il y a une diminution non linéaire du soulèvement avec l'augmentation de la charge sur la semelle. Par comparaison entre les résultats, dans le cas d'une semelle circulaire, les résultats numériques de soulèvement sont très proches avec les résultats analytiques du Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992) avec une différence de pourcentage d'environ 2%. Néanmoins, pour la semelle rectangulaire, le soulèvement final prévu dans l'étude numérique est élevé par rapport aux solutions analytiques pour des charges  $\sigma_0 \geq 200$  kPa.

La figure 5.10 montre des comparaisons entre les valeurs du soulèvement total  $S_g$  dérivées du modèle numérique proposé et celles calculées analytiquement pour une semelle rectangulaire et circulaire soumises à des charges variant de 0 à 500 kPa par incréments de 100 kPa. Il convient de noter que les notations 1 et 2 représentent les solutions analytiques de Département de l'armée et Nelson et Miller, respectivement. Un bon accord a été observé entre les soulèvements obtenus à partir des résultats analytiques et du modèle numérique proposé. La corrélation était élevée pour la semelle circulaire ( $R^2 = 0.99$ ) et moins que pour la semelle rectangulaire ( $R^2 = 0.92$ ).

**Tableau 5.2** Résultats analytiques et numérique du soulèvement d'une semelle rectangulaire et circulaire pour différente charge appliquée.

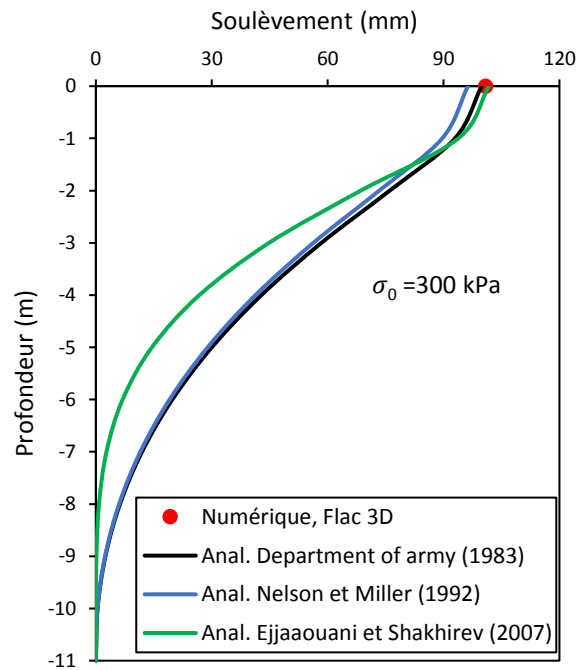
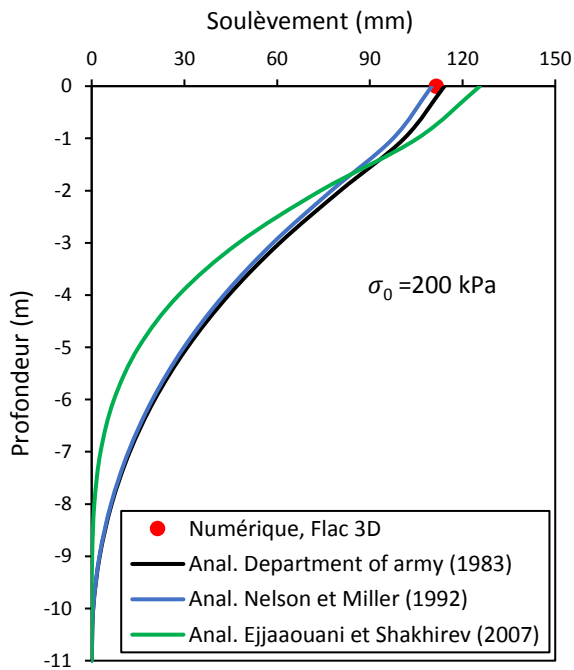
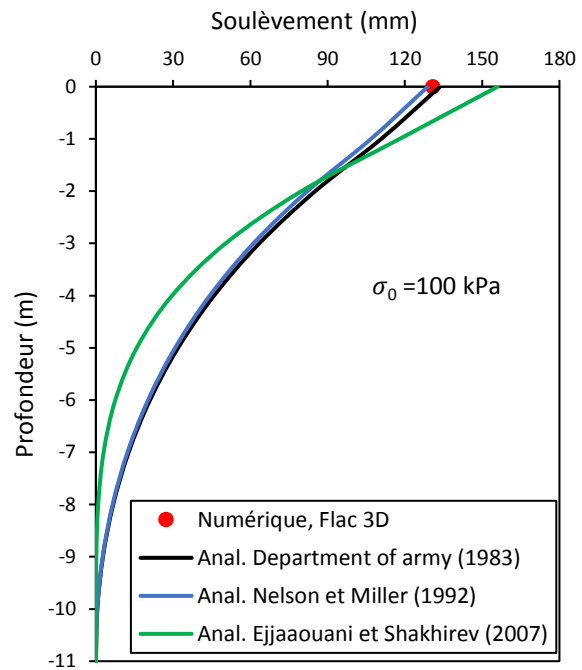
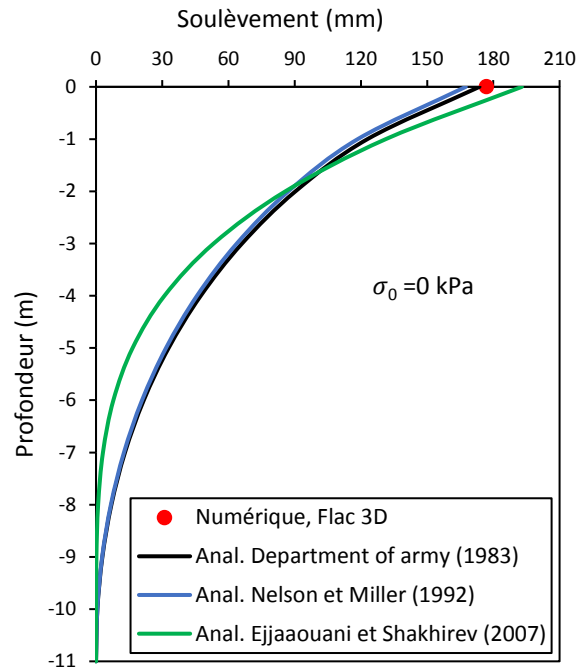
Type de fondation	Soulèvement total $S_g$ (mm)	Charge appliquée $\sigma_0$ (kPa)					
		0	100	200	300	400	500
Rectangulaire (B=1m, L=2m)	Calculée						
	Nelson et Miller	167.5	121.3	98.9	82.42	68.99	57.48
	Département de l'armée	173.7	125.79	102.56	85.47	71.54	59.61
	Ejjaaouani et Shakhirev	192.9	145.43	108	80.62	63.29	56.01
	Numérique Flac <sup>3D</sup>	158	125.2	108.9	96.1	83.7	71.2
Circulaire (D=1.8m)	Calculée						
	Nelson et Miller	167.5	130.6	110.9	96.2	84.1	73.6
	Département de l'armée	173.7	135.48	115.08	99.8	87.22	76.39
	Ejjaaouani et Shakhirev	192.9	159.19	129.84	104.86	84.24	68
	Numérique Flac <sup>3D</sup>	157.2	125.1	108.6	94.5	80.5	66.3

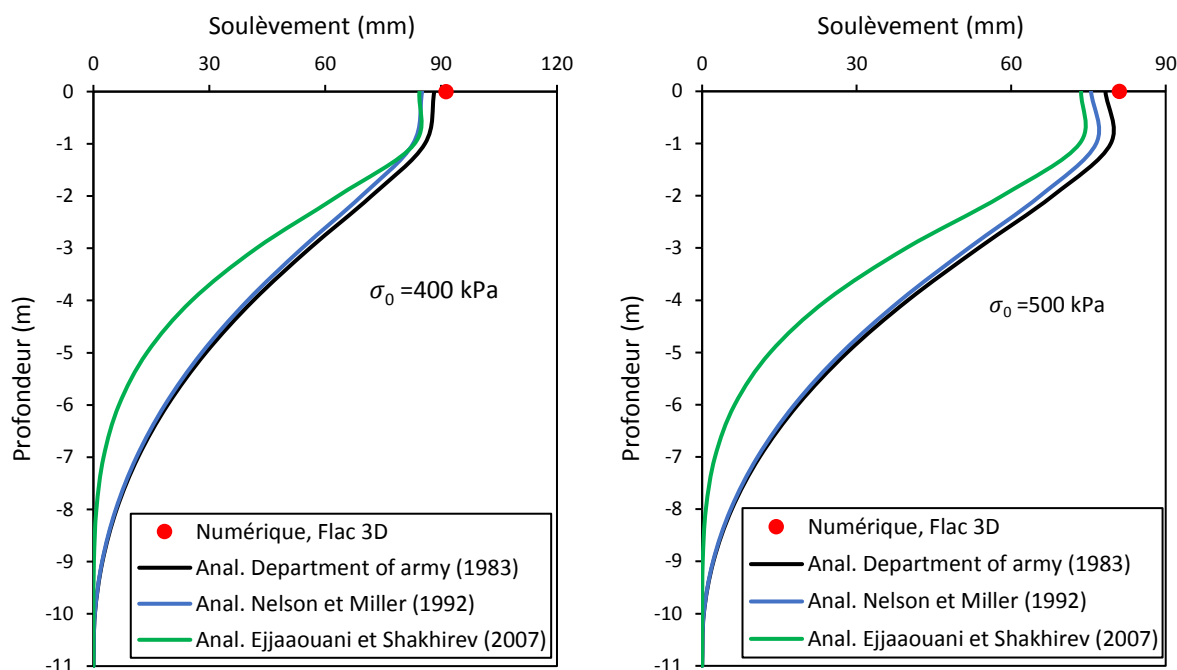
**Figure 5.10** Comparaisons entre les valeurs des soulèvements estimées à partir du modèle numérique proposé et du calcul analytique pour une semelle rectangulaire et circulaire.

### 5.3.5. Évolution du soulèvement dans la profondeur du sol

La figure 5.11 montre la variation du soulèvement  $S_g$  dans toute la profondeur du sol gonflant pour différents incréments de charge  $\sigma_0$  obtenus par les résultats analytiques du Département de l'armée (1983), Nelson et Miller (1992), Ejjaaouani et Shakhirev (2007) ainsi que l'analyse numérique. Six courbes peuvent être identifiées, chacune correspondant à une charge spécifique appliquée à la semelle. Le logiciel FLAC n'affiche pas les incréments de déplacement dans les résultats du modèle numérique. Pour cette raison, l'évolution du soulèvement cumulé le long de la profondeur ne peut pas être mesurée dans le présent modèle numérique et seule la valeur finale

du soulèvement est prise en compte à la surface du sol. Les courbes de calcul analytiques ont montré que le soulèvement le long de la profondeur du sol était non linéaire. Ejjaouani et Shakhirev (2007) ont indiqué cette évolution non linéaire du soulèvement à travers la profondeur du sol. De plus, les courbes montrent une augmentation du soulèvement à partir du point le plus profond jusqu'à la base de la semelle.





**Figure 5.11** Comparaison entre les résultats numériques et analytiques des évolutions du soulèvement dans toute la profondeur du sol gonflant. Cas d'une semelle carré avec  $\sigma_0 = 0$  à 500 kPa.

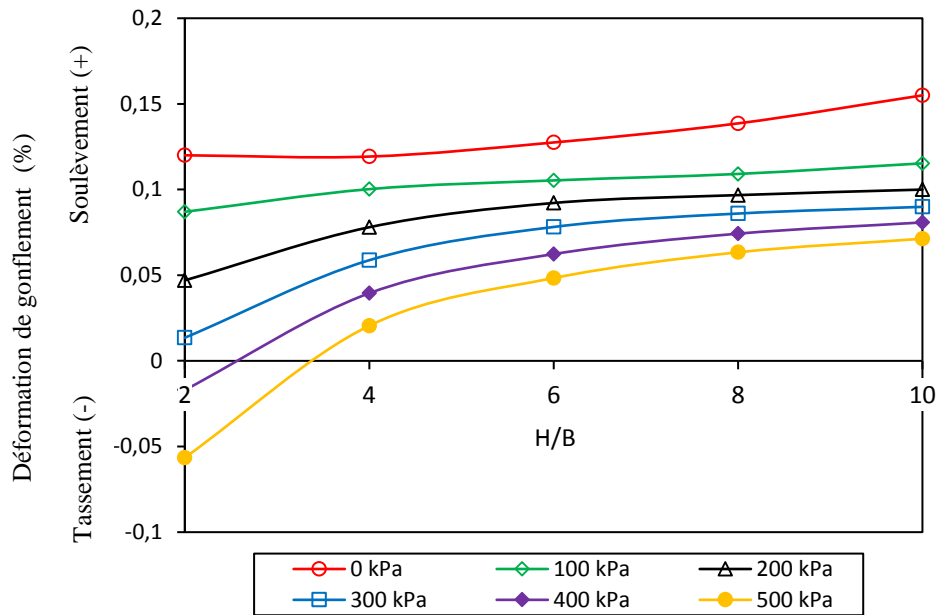
Cependant, pour des charges supérieures à 400 kPa, le soulèvement est réduit lorsqu'il atteint une profondeur d'un mètre sous la base de la semelle en raison des fortes contraintes de charge dans cette zone. Les résultats numériques obtenus à la surface du sol étaient compatibles avec les résultats analytiques du Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992). Néanmoins, les résultats analytiques de Ejjaouani et Shakhirev (2007) sont élevés pour des charges appliquées inférieures à 300 kPa.

### 5.3.6. Variation de la déformation de gonflement avec l'épaisseur du sol gonflant

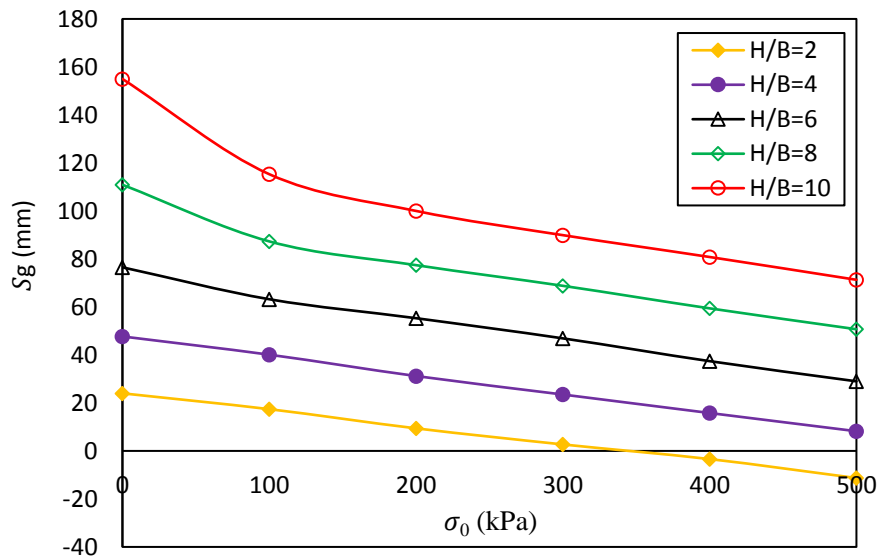
La figure 5.12 représente la variation de la déformation de gonflement vertical de la semelle carré  $\varepsilon_g$  en fonction de la hauteur de la couche du sol gonflant présentée par le rapport  $H/B$  pour différents incréments de charge  $\sigma_0$ . Un rapport variable  $H/B$  de 2 à 10 a été utilisée dans cette étude ( $H/B = 2; 4; 6; 8; 10$ ) avec une même pression de gonflement  $\sigma_g = 218$  kPa.

Les résultats numériques indiquent que la déformation verticale de gonflement de la semelle augmente avec le rapport  $H/B$  pour toutes les valeurs des charges  $\sigma_0$ . De plus, on observe qu'il y a une petite augmentation de  $\varepsilon_g$  pour un rapport  $H/B$  supérieur à 6. Cependant, une déformation de tassement a été constatée dans la semelle lorsque la charge appliquée est supérieure à 400 kPa avec un rapport  $H/B = 2$ . Grâce aux résultats obtenus, on peut le dire que l'épaisseur de la couche

gonflante a un effet considérable sur la déformation de gonflement finale de la fondation. Les résultats numériques de soulèvement total  $S_g$  en fonction des charges  $\sigma_0$  avec la variation de rapport  $H/B$  sont présentés dans la figure 5.13.



**Figure 5.12** Variation de la déformation verticale de gonflement  $\epsilon_g$  après le gonflement pour la semelle carrée avec un rapport  $H/B$  et  $\sigma_0 = 0$  à 500 kPa.



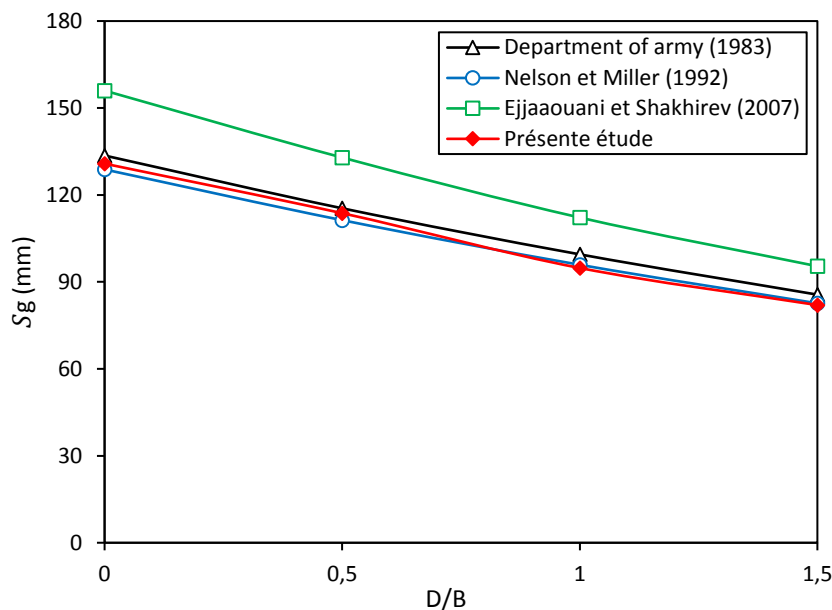
**Figure 5.13** Variation de soulèvement  $S_g$  en fonction des charges appliquée  $\sigma_0$  pour la variation de rapport  $H/B$ .

### 5.3.7. Influence de l'encastrement de la fondation

L'influence de l'encastrement de la semelle carrée sur le soulèvement total  $S_g$  a été étudiée, le rapport  $D/B$  a été choisi de 0 à 1.5 par incréments de 0.5 ( $D/B = 0; 0.5; 1; 1.5$ ) pour une charge

verticale répartie  $\sigma_0 = 100$  kPa. La figure 5.14 montre la variation du soulèvement  $S_{sw}$  en fonction du rapport  $D/B$ . Cette figure indique l'influence de l'encastrement de la semelle sur la prédiction du soulèvement total, analytiquement et numériquement ensemble.

Les résultats numériques obtenus concordent bien avec la solution analytique proposée par le Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992), avec une différence de pourcentage inférieure à 2%. Néanmoins, la solution analytique proposée par Ejjaouani et Shakhirev (2007) est élevée et loin des résultats numériques. De plus, les résultats observés montrent que le soulèvement de la semelle  $S_g$  diminue linéairement avec l'augmentation du rapport d'encastrement  $D/B$ . Un encastrement de la semelle égal à 1.5 m entraîne une diminution du soulèvement total d'environ 62.70% par rapport à un encastrement nul  $D/B = 0$ . Cette diminution significative du soulèvement peut être due à l'effet intensifié du frottement latéral du sol autour du volume de la semelle, où la pression de confinement sur les bords de la semelle augmente sa rigidité.



**Figure 5.14** Comparaison entre les résultats numérique et analytique de soulèvement d'une semelle carrée pour une variation de rapport  $D/B$  et  $\sigma_0 = 100$  kPa.

Le tableau 5.3 rassemble les résultats analytiques et numériques de la prédiction du soulèvement total pour une semelle rectangulaire et circulaire avec un rapport d'encastrement  $D/B$ . Les résultats numériques sont bien concordés avec les solutions analytiques proposées par Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992) pour les deux types de semelles isolées rectangulaire et circulaire. En revanche, les solutions analytiques proposées par Ejjaouani et Shakhirev (2007) sont un peu loin des résultats numériques.



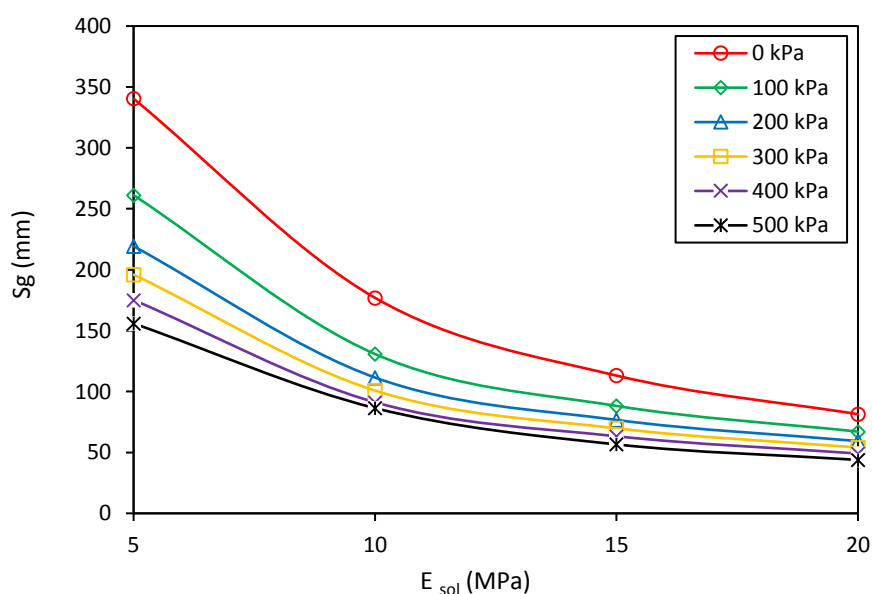
**Tableau 5.3** Prédiction de soulèvement analytique et numérique de la semelle rectangulaire et circulaire avec un rapport  $D/B$  pour  $\sigma_0 = 100$  kPa.

D/B	$S_g$ (mm) Semelle rectangulaire			
	Présente étude	Department of army	Nelson et Miller	Ejjaouani et Shakhirev
0	125.2	125.7	121.3	145.4
0.5	116.1	108.6	104.8	123.2
1	100.4	93.6	90.2	103.2
1.5	88.5	80.4	77.5	87.2
D/B	$S_g$ (mm) Semelle circulaire			
	Présente étude	Department of army	Nelson et Miller	Ejjaouani et Shakhirev
0	125.1	135.4	130.6	159.1
0.5	114.3	116.8	112.7	136
1	99.3	100.7	97.1	115.1
1.5	87.4	86.6	83.5	98.2

### 5.3.8. Influence de la rigidité du sol

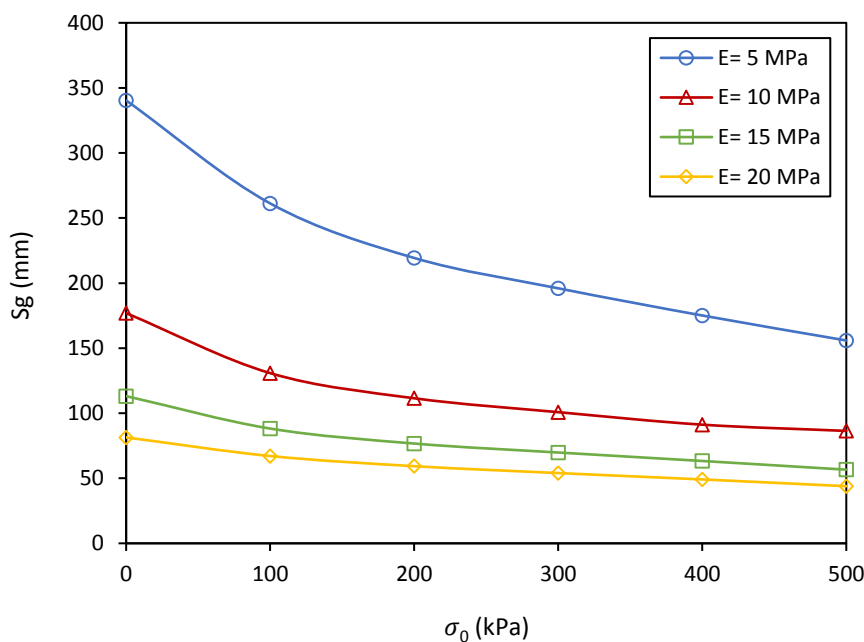
#### 5.3.8.1. Module élastique

Plusieurs nombres de calculs numériques ont été effectués pour étudier l'influence de la rigidité du sol représentée par le module élastique  $E_{sol}$  sur le soulèvement final de la semelle carrée  $S_g$  pour différentes charges appliquées  $\sigma_0$ . Les valeurs du module élastique ont été sélectionnées de 5 à 20 MPa par incréments de 5 MPa ( $E_{sol} = 5; 10; 15; 20$ ) afin de tracer la courbe montrant la variation du soulèvement  $S_g$  en fonction du module élastique  $E_{sol}$ .



**Figure 5.15** Variation du soulèvement de la semelle carrée  $S_g$  avec le module élastique du sol  $E_{sol}$  pour  $\sigma_0 = 0$  à 500 kPa.

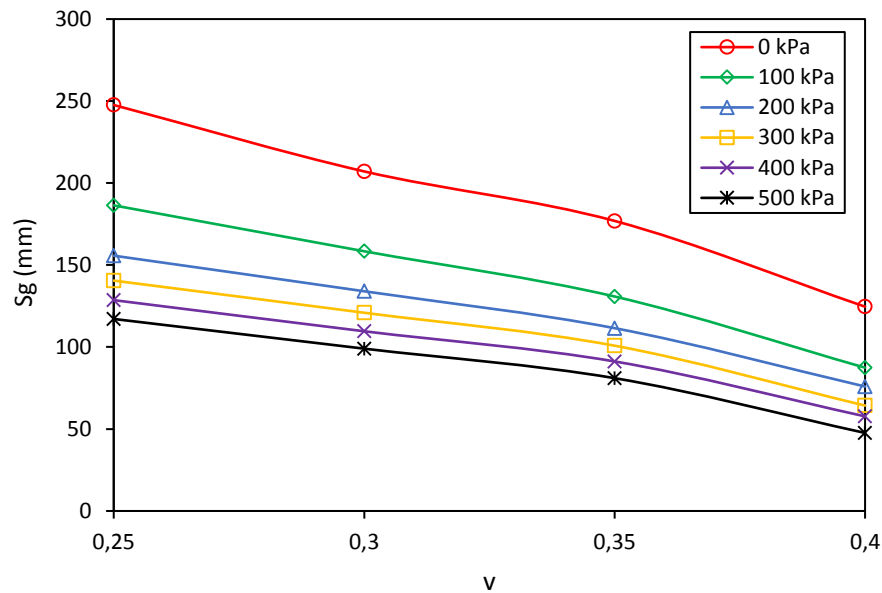
Les résultats numériques présentés sur la figure 5.15 indiquent que l'augmentation du module élastique  $E_{sol}$  induit une diminution non linéaire significative du soulèvement de la semelle  $S_g$ . De plus,  $S_g$  diminue de 50% pour chaque augmentation de 100% de  $E_{sol}$ , de 5 MPa à 10 MPa et de 10 MPa à 20 MPa. Par conséquent, il est important de dire dans cette étude que  $S_g$  devient la moitié lorsque la valeur initiale  $E_{sol}$  double.



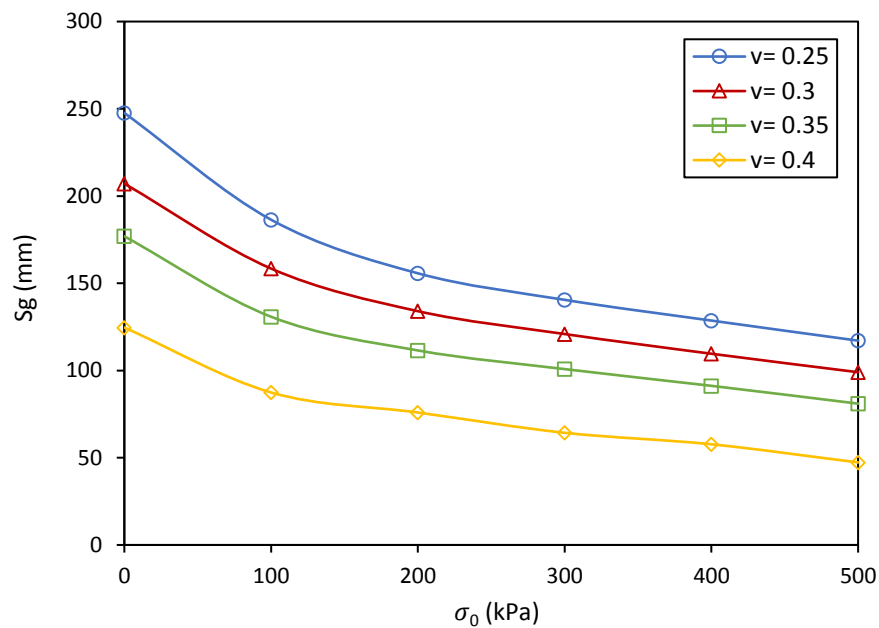
**Figure 5.16** Variation de soulèvement en fonction des charges appliquées pour différentes valeurs de module élastique du sol.

### 5.3.8.2. Coefficient de Poisson

L'influence de coefficient de poisson  $\nu$  du sol sur le soulèvement total  $S_g$  de la semelle carrée a été étudiée, des valeurs de  $\nu$  a été choisi de 0.25 à 0.4 par incréments de 0.05 ( $\nu = 0.25; 0.3; 0.35; 0.4$ ) pour différentes charges appliquées  $\sigma_0$ . La figure 5.17 montre la variation du soulèvement  $S_g$  en fonction du  $\nu$ . Les résultats numériques indiquent que l'augmentation du coefficient de poisson  $\nu$  induit une diminution du soulèvement de la semelle  $S_g$ . Cela en raison que le sol devient plus rigide (incompressible) avec l'augmentation de coefficient de Poisson. De plus, une diminution de soulèvement non uniforme remarquable dans chaque intervalle de variation du coefficient de Poisson,  $S_g$  diminue de 15.45% entre  $\nu = 0.25$  et  $\nu = 0.3$ , 18.18% entre  $\nu = 0.3$  et  $\nu = 0.35$  et aussi 41.60% entre  $\nu = 0.35$  et  $\nu = 0.4$ . Par conséquent, il est important de noter que le coefficient de Poisson a un effet moins que le module élastique sur le soulèvement final de la semelle.



**Figure 5.17** Variation du soulèvement de la semelle carrée  $S_g$  en fonction du coefficient de Poisson du sol  $\nu$  pour  $\sigma_0 = 0$  à 500 kPa.

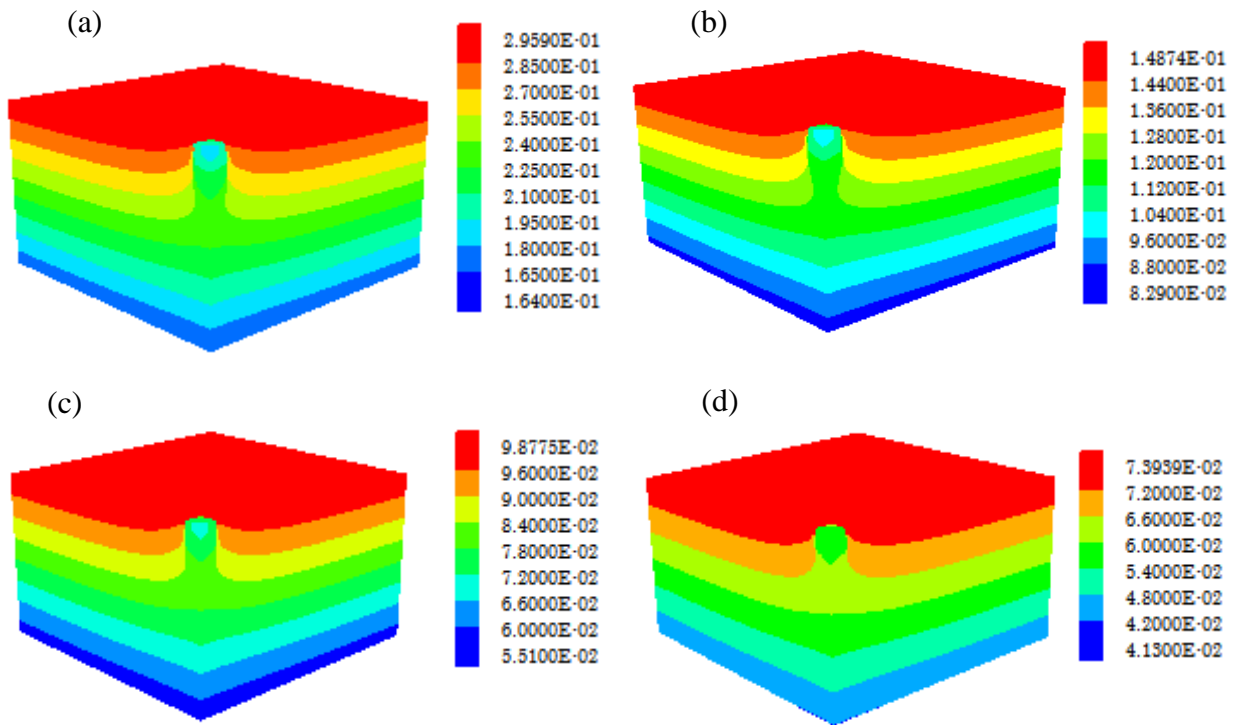


**Figure 5.18** Variation de soulèvement en fonction des charges appliquées pour différentes valeurs de coefficient de Poisson du sol.

### 5.3.8.3. Contours de soulèvement

La figure 5.19 montre les contours de soulèvement de la semelle carrée dans la masse du sol avec une variation du module élastique et  $\sigma_0 = 300$  kPa. Une petite coupe 3D des résultats de sortie ( $x = y = 5m$ ,  $z$  entre 8.5 et 11m) a été considérée pour montrer les contours du soulèvement. Cela en raison de l'importance de la zone près de la fondation. Dans tous les cas, le soulèvement final était maximal à la surface de la masse du sol, puis il diminue avec la profondeur. De plus,

on observe que la valeur de l'amplitude maximale des vecteurs de soulèvement varie avec la rigidité du sol  $E_{sol}$ , pour des valeurs de module élastique plus importantes, le soulèvement maximal de la semelle devient plus petit.



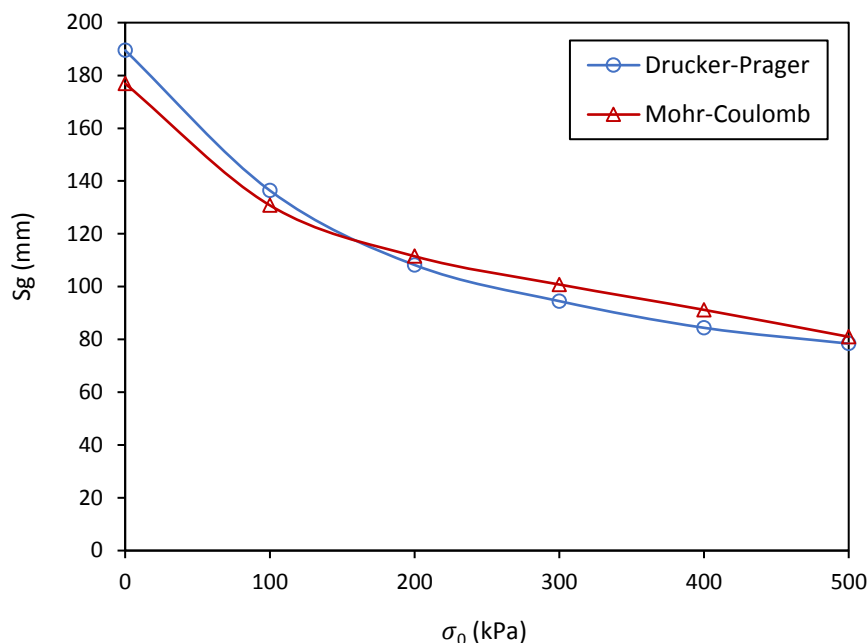
**Figure 5.19** Contours de soulèvement de la semelle carrée de largeur  $B = 1m$  et  $\sigma_0 = 300$  kPa avec la variation de  $E_{sol}$ : (a)  $E_{sol} = 5$  MPa, (b)  $E_{sol} = 10$  MPa, (c)  $E_{sol} = 15$  MPa, (d)  $E_{sol} = 20$  MPa.

### 5.3.9. Influence du modèle constitutif du sol

L'influence du modèle constitutif du sol sur le soulèvement final de la semelle carrée a été étudiée. Deux modèles constitutifs différents ont été utilisés pour simuler le comportement du sol gonflant. Le premier était le modèle de cas de base Mohr Coulomb (MC) et le deuxième modèle était le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec les critères de rupture Drucker Prager (DP). Comme mentionné au chapitre 4, les paramètres du DP sont résumés dans le tableau 5.4.

**Tableau 5.4** Paramètres du modèle Drucker Prager utilisé dans la simulation.

$K$ [kPa]	$G$ [kPa]	$\alpha$ [-]	$k$ [kPa]	$q_\psi$ [-]
11120	3700	0.568	121.811	0



**Figure 5.20** Variation de soulèvement en fonction des charges appliquées pour les modèles constitutifs du sol Mohr-Coulomb et Drucker-Prager.

La figure 5.20 montre la variation de soulèvement  $S_g$  en fonction de la charge appliquée  $\sigma_0$  pour les deux modèles constitutifs du sol Mohr-Coulomb et Drucker-Prager. Les résultats obtenus indiquent qu'il y a une diminution non linéaire du soulèvement avec l'augmentation de la charge sur la semelle pour les deux modèles. De plus, le soulèvement obtenu à l'aide du modèle DP est proche de celui du modèle MC.

#### 5.4. Conclusions

Dans ce chapitre, une série d'analyses numériques par le code de différence finie FLAC ont été effectuées pour des fondations superficielles isolées, soumises à une charge verticale répartie fondée sur une masse de sol argileux gonflants. Nous avons confirmé que les résultats des calculs numériques du soulèvement de la semelle étaient compatibles avec les prédictions analytiques basées sur les essais œdométriques proposés dans la littérature. Sur la base des résultats de cette étude numérique et analytique, les conclusions importantes tirées de ce travail sont les suivantes :

- Le modèle numérique proposé, basé sur la simulation de la pression de gonflement, est capable de prédire le soulèvement de la masse de sol chargée par une fondation superficielle.
- Les analyses numériques montrent que la déformation de gonflement  $\varepsilon_g$  de la semelle à une forme non linéaire augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche de gonflement  $H/B$ . Une déformation de tassement de la semelle peut se produire lorsque  $H/B$  est très petite et que les charges appliquées sont très importantes.

- En cas d'égalité entre la charge appliquée  $\sigma_0$  et la pression de gonflement  $\sigma_g$ , cela ne signifie pas une absence de soulèvement de la semelle  $S_g$ . Il caractérise seulement la nullité de la déformation de gonflement à la profondeur  $z_i$  de la masse du sol.
- L'encastrement de la semelle a une influence sur le soulèvement total, une diminution linéaire du soulèvement  $S_g$  a été observée avec l'augmentation du rapport  $D/B$ .
- On peut affirmer que lorsque le sol se rigidifie en raison de l'augmentation de  $E_{sol}$  et  $\nu$ , le soulèvement final de la semelle  $S_g$  devient plus faible, ce qui indique l'influence importante de ces paramètres.

## *CHAPITRE 06*

CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS  
SUPERFICIELLES ISOLEES ASSISE DANS UN  
MASSIF DU SOL GONFLANT

# Chapitre 06

## CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES ISOLEES ASSISE DANS UN MASSIF DU SOL GONFLANT

### 6.1. Introduction

La capacité portante des fondations superficielles dans un sol gonflant est un contexte important et complexe. La complexité de déterminer la capacité portante est dû que le sol non saturé gonflant est lié à l'environnement de séchage et d'humidification. Pour cette raison, les études numériques dans la littérature sont très limitées. Dans cette étude, pour simplifier le problème, un modèle numérique de gonflement du sol basé sur la simulation de la pression de gonflement a été proposé, ce qui permet de prédire la capacité portante de la fondation soumise à un chargement vertical.

Ce chapitre rapport un ensemble des analyses numériques effectuées sur une fondation superficielle isolée (semelle carrée) assise dans un massif du sol gonflant homogène de la région de Sefiane. Dans cette étude, un modèle numérique tridimensionnel utilisant le code de différence finie FLAC a été utilisé pour analyser la charge limite de la semelle carrée. De plus, les résultats numériques obtenus ont été comparés aux résultats analytiques proposés dans la littérature. Néanmoins, l'influence de plusieurs paramètres de sol et de la fondation sur la capacité portante a été étudiée.

### 6.2. Description du cas étudié

Xu (2004) et Mariano et al. (2012) ont montré que la capacité portante des sols gonflants non saturés doit tenir compte de deux aspects : la capacité portante dans des conditions de saturation et l'augmentation de la capacité portante causée par la succion, comme indiqué par l'équation (6.1):

$$q_{ug} = q_h + q_s \quad (6.1)$$

Où :  $q_{ug}$  est la capacité portante de sol gonflant non saturé,  $q_h$  est la capacité portante de sol saturé,  $q_s$  est l'augmentation de la capacité portante causée par succion.

Hansen (1970) proposée l'expression analytique de base pour calculer la capacité portante d'une



fondation superficielle basée sur le principe de superposition de Terzaghi (1941). L'expression est donnée comme suit :

$$q_h = C \cdot N_c \cdot d_c \cdot s_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma \quad (6.2)$$

Où :  $C$  est la cohésion du sol à la base de la fondation,  $q$  est la surcharge au niveau de la fondation,  $\gamma$  est le poids volumique du sol sous le niveau de la fondation,  $B$  est le largeur de la fondation,  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont les facteurs de portance, dont les valeurs ne dépendent que de l'angle de frottement interne  $\varphi$ ,  $d_c$ ,  $d_q$  et  $d_\gamma$  sont les facteurs de profondeurs,  $s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$  sont les facteurs de forme de la fondation.

Dans cette étude, on considère une semelle carrée ( $s_c = 1.2$  ;  $s_q = 1 + 1.5 \tan \varphi$  ;  $s_\gamma = 0.7$ ) et posée sur la surface libre sans encastrement ( $d_c = d_q = d_\gamma = 1$ ) d'une couche d'argile homogène (Figure 6.1). L'expression (6.2) devient comme suivante :

$$q_h = 1.2 C \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot 0.7 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (6.3)$$

L'augmentation de la capacité portante produite par la succion  $q_s$  est déterminé en multipliant la pression de gonflement  $\sigma_g$  par le nouveau facteur de capacité portante,  $N_s$ , estimé à 5/3 (Xu, 2004). Par conséquent, la capacité portante d'une semelle carrée posée sur la surface libre d'un sol gonflant est donnée par la relation suivante :

$$q_{ug} = 1.2 C \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot 0.7 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + 5/3 \cdot \sigma_g \quad (6.4)$$

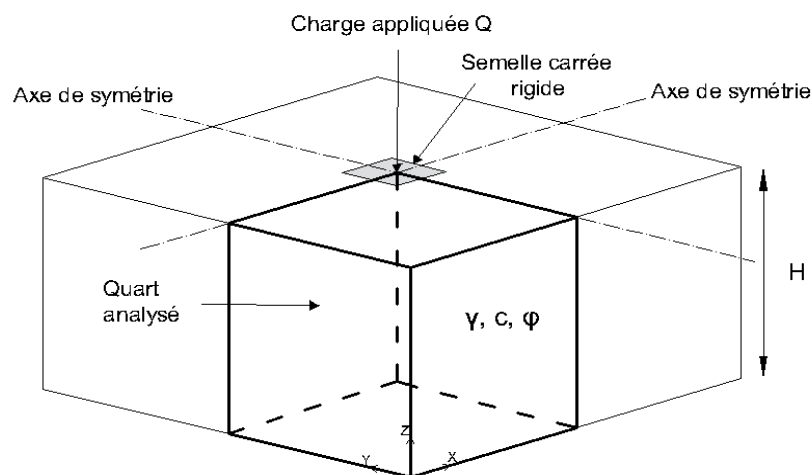


Figure 6.1 Géométrie du modèle étudié.

### 6.3. Procédure de modélisation numérique

Dans cette recherche, l'étude numérique a été réalisée en utilisant la méthode des différences finies à l'aide de logiciel FLAC 3D. Une semelle carrée non encastrée, rigide et rugueuse de surface  $1m \times 1m$  a été considérée. Cette fondation est reposante sur un massif de sol argileux gonflant homogène et soumis à une charge verticale répartie. En raison de la nature symétrique du problème et pour réduire le temps de calcul, seul un quart du modèle est modélisé et représenté sur la figure 6.1. Le modèle est étendu dans les deux directions horizontales  $L_x = 10m$ ,  $L_y = 10m$ , les limites du modèle sont fixées suffisamment loin pour ne pas intervenir dans la formation du mécanisme de rupture et ne pas influencer la charge de rupture. Cependant, la hauteur totale  $H$  varié avec la pression de gonflement, comme indiqué par l'équation (5.1) (Nelson et al. 2001), dans le modèle de référence  $H = 11m$  pour  $\sigma_g = 218$  kPa. Cette profondeur est un paramètre principal pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles dans un massif de sol gonflant.

Pour les conditions aux limites, la base du modèle est bloquée dans toutes les directions et le déplacement horizontal est nul dans la direction  $x$  pour les plans  $x = 0$  et  $x = 10$ . De même, aucun déplacement dans la direction  $y$  pour les plans  $y = 0$  et  $y = 10$ . La discrétisation du modèle a été faite par des éléments primitifs de forme brique avec un raffinement local de la zone la plus sollicitée et déformée, c'est-à-dire au voisinage et à la base de la semelle. De nombreux tests de sensibilité du maillage ont été effectués pour s'assurer que la taille du maillage n'a pas d'impact sur les résultats numériques et pour trouver la taille optimale du maillage. Le maillage optimal permet au modélisateur de passer moins de temps dans les calculs. La taille du maillage a été limitée à  $0.1 B$  à la surface de la semelle et près du bord de la semelle. Par conséquent, le maillage se compose entièrement de 8000 éléments et de 9261 nœuds (Figure 6.2).

La semelle carrée rigide était en contact avec le sol à travers d'interface parfaitement rugueuse. Les déplacements sont donc bloqués dans les directions  $x$  et  $y$  le long de la base de la semelle. Une faible vitesse de magnitude  $2.5 \times 10^{-5}$  m/pas est appliquée dans la direction  $z$  négative aux nœuds dans la zone de semelle de  $1m \times 1m$  pour simuler le chargement de la semelle. L'application progressive de la vitesse est accompagnée par une augmentation de la contrainte verticale dans le sol au-dessous de la semelle. Lorsque la contrainte atteint une valeur stable, cette valeur est considérée la capacité portante de la fondation  $q_{ug}$  (charge limite).

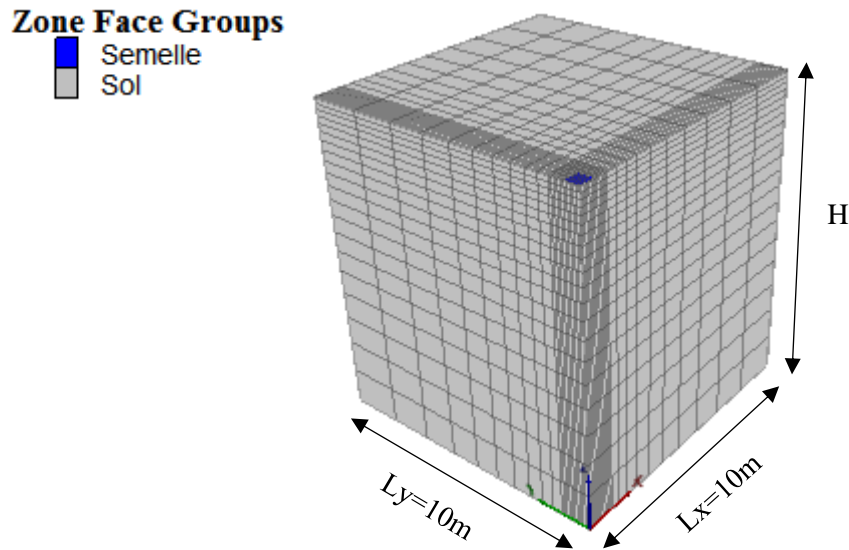


Figure 6.2 Maillage du modèle étudié.

Le comportement de l'argile gonflant est régi par une loi linéaire élastique parfaitement plastique représentée par le critère de rupture Mohr-Coulomb (MC). Les paramètres de ce modèle ont été présentés dans le chapitre 5. Les paramètres de rigidité représentés par le module élastique  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  du sol sont respectivement de 10 MPa et 0.35. Cependant, les paramètres de résistance représentés par la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  sont respectivement de 100 kPa et  $25^\circ$ . Plusieurs études ont été menées dans la littérature indiquent que les paramètres de résistance ( $c, \varphi$ ) influent principalement sur la capacité portante.

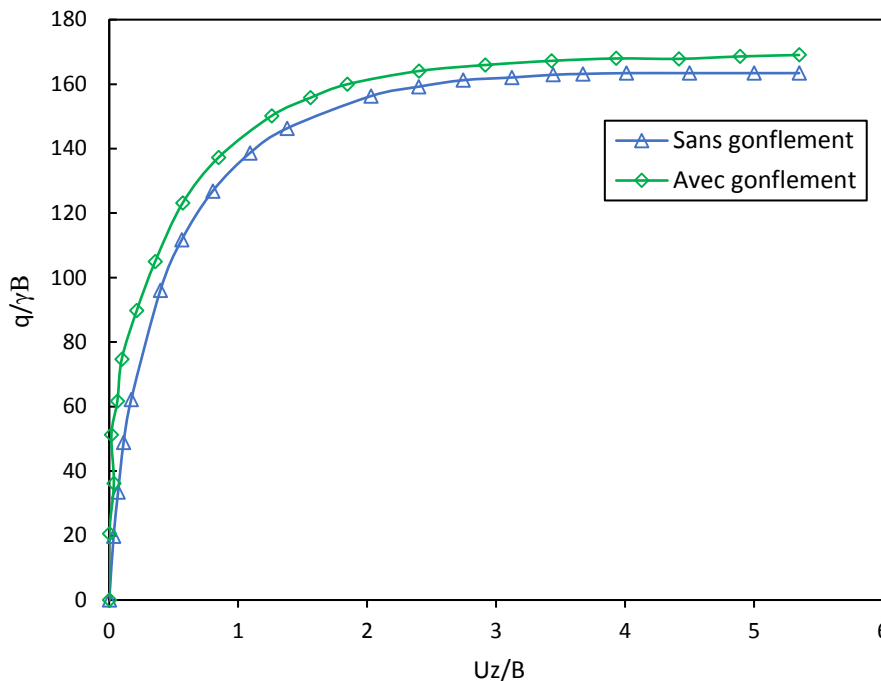
Le sol gonflant a été modélisé dans l'état initial par la simulation de la pression de gonflement. Dans cette phase, le modèle a été soumis à une charge gravitationnelle, puis à une pression de gonflement verticale égale à 218 kPa constante sur toute la profondeur. Au cours de cette phase, le modèle a été surveillé pour s'assurer qu'aucun point plastique ne se produise. Après cela, les contraintes horizontales initiales ont été générées en utilisant  $K_0$  égal à 0.57.

## 6.4. Résultats et discussions

### 6.4.1. Charge limite- sans et avec gonflement

La figure 6.3 montre les courbes de la charge limite ultime normalisée  $q/\gamma B$  en fonction des déplacements verticaux normalisés  $U_z/B$  sans et avec gonflement du massif du sol, obtenu par des analyses numériques au centre de la fondation. Il convient d'indiquer qu'où le massif est à l'état de gonflement, cela correspond au modèle de référence ( $\sigma_g = 218$  kPa).

Les résultats obtenus montrent que la capacité portante normalisée est élevée pour un sol gonflant ( $q_{ug} = 3.41$  MPa) par rapport un sol non gonflant ( $q_h = 3.28$  MPa). Une pression de gonflement égale à  $\sigma_g = 218$  kPa entraîne une augmentation de la capacité portante égale à 130 kPa d'environ 59.63% par rapport à un sol non gonflant  $\sigma_g = 0$  kPa. Il est clair que cette augmentation de la capacité portante peut être due à l'effet intensifié de la pression de gonflement du sol au-dessous de la semelle. En revanche, on peut noter que le déplacement maximal à la rupture du sol  $U_{max} = 4.94$  m pour les deux cas sans et avec gonflement.



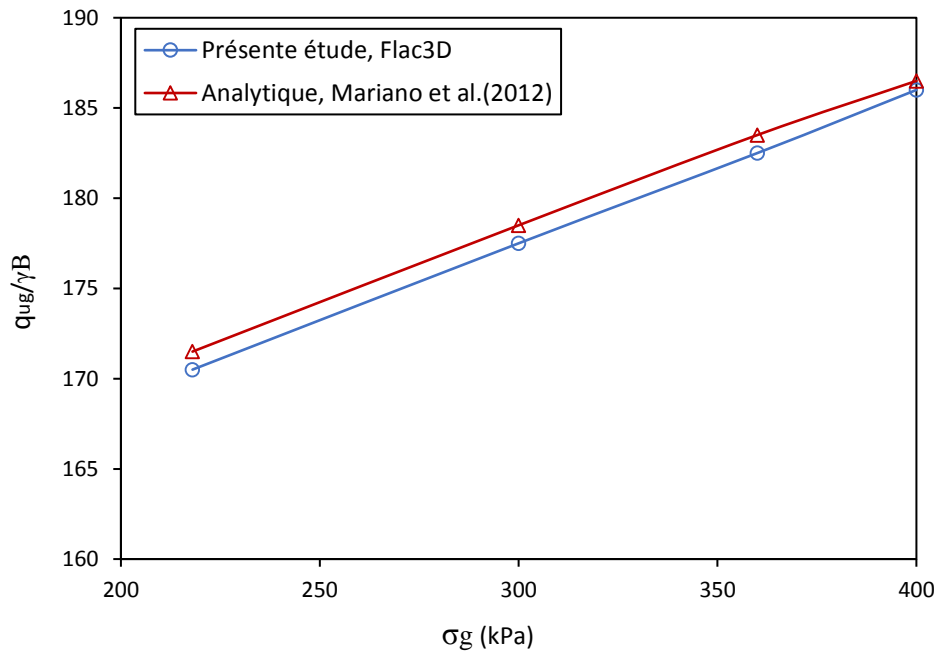
**Figure 6.3** Courbe capacité portante normalisée-déplacement normalisée pour un sol sans et avec gonflement.

#### 6.4.2. Validation du modèle numérique

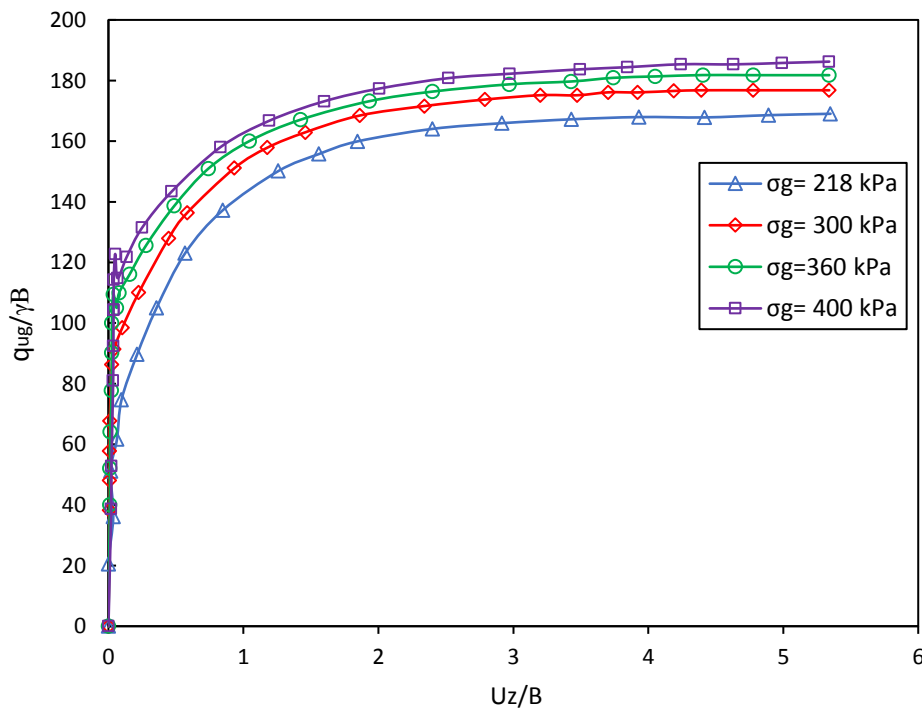
La figure 6.4 montre la variation de la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  de la fondation en fonction de la pression de gonflement  $\sigma_g$ . Cette figure indique l'influence de la pression de gonflement du massif du sol sur la capacité portante de la fondation, analytiquement et numériquement ensemble. Les valeurs du  $\sigma_g$  ont été sélectionnées de 218, 300, 360 et 400 kPa.

Les résultats obtenus indiquent qu'il y a une augmentation linéaire de la capacité portante avec l'augmentation de la pression de gonflement. En revanche, en comparant les résultats analytiques avec les résultats numériques obtenus à l'aide du logiciel FLAC. La capacité portante prévue dans l'étude numérique montre un excellent accord avec les résultats analytiques du Mariano et al. (2012) avec une diminution légère de différence d'environ 0.58 %. En constate une augmentation de la capacité portante uniforme remarquable dans chaque intervalle de la pression

de gonflement, une augmentation de 3.81 % entre  $\sigma_g = 218$  kPa et  $\sigma_g = 300$  kPa, 3.10 % entre  $\sigma_g = 300$  kPa et  $\sigma_g = 360$  kPa et aussi 1.91 % entre  $\sigma_g = 360$  kPa et  $\sigma_g = 400$  kPa.



**Figure 6.4** Variation de la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de la pression de gonflement  $\sigma_g$ . Comparaison entre les résultats analytiques et numériques.

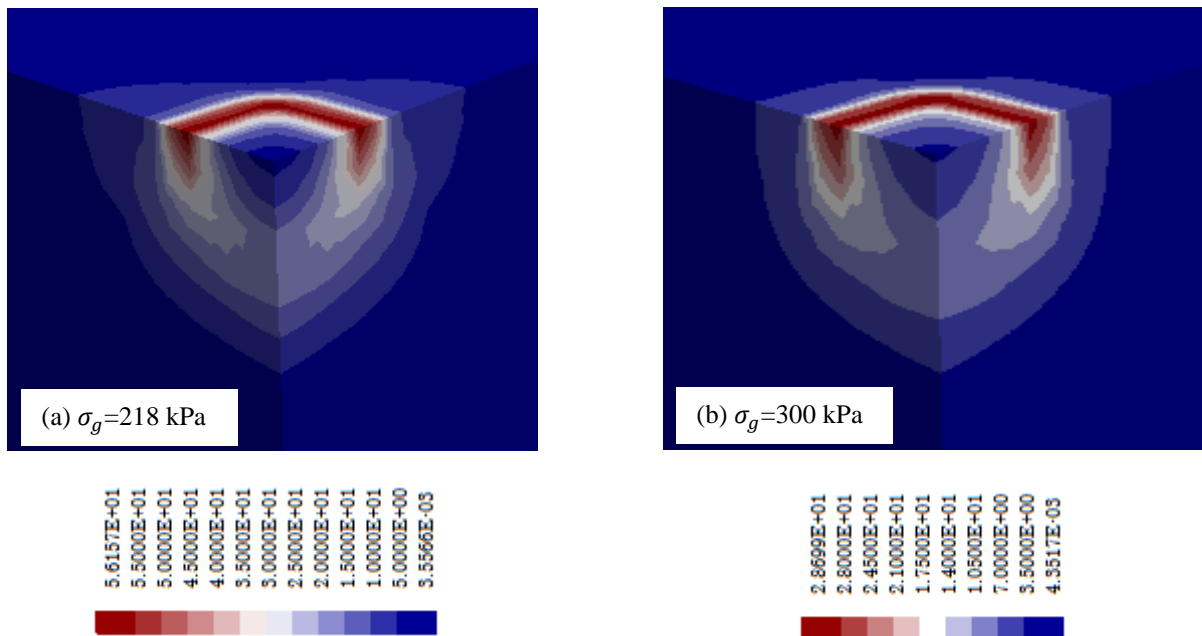


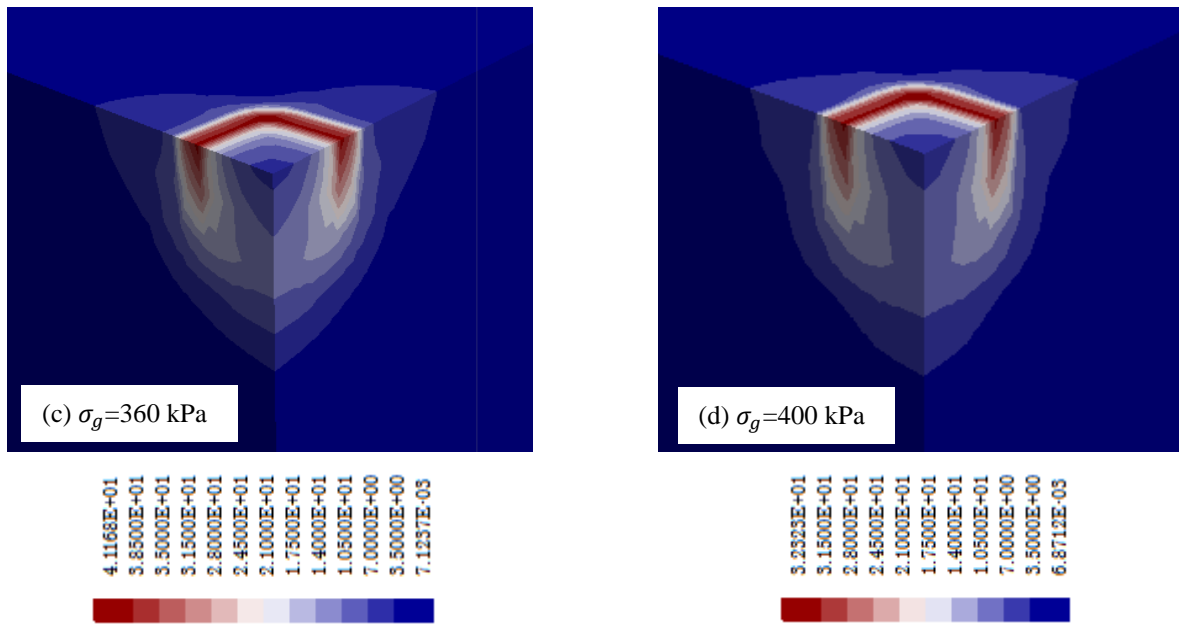
**Figure 6.5** Courbes  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de  $U_z/B$  pour différentes pressions de gonflement  $\sigma_g$ .

Les courbes représentent l'évolution de la capacité portante normalisée en fonction du déplacement, obtenue par les analyses numériques sont indiquées dans la figure 6.5. Quatre courbes peuvent être identifiées, chacune correspondant à une pression de gonflement appliquée au massif du sol. On constate pour chaque valeur de  $\sigma_g$ , la capacité portante normalisée de la semelle augmente avec un petit déplacement. Au-delà d'une valeur croissante de  $q_{ug}/\gamma B$ , le déplacement augmente de valeurs significatives. Après ça, les courbes suivies d'un palier de stabilisation à la rupture. En outre, les résultats montrent que les pentes initiales des courbes été faible avec l'augmentation de la pression de gonflement.

### 6.4.3. Contours des déformations de cisaillement

La figure 6.6 montre la distribution des incréments des déformations de cisaillement maximales (mécanisme de rupture) pour une semelle carrée rugueuse avec la variation de la pression de gonflement appliquée au massif du sol. Dans tous les cas, on constate un mécanisme de rupture symétrique caractérisé par la concentration des déformations sur les bords de la semelle. Ainsi la taille de ces zones plastiques aux bords augmente légèrement à la profondeur du sol avec l'augmentation de la pression de gonflement. Cependant, une zone de forme triangulaire élastique composée juste sous la semelle.





**Figure 6.6** Distribution des incréments des déformations de cisaillement maximal d'une semelle carrée pour différentes valeurs de pression de gonflement.

#### 6.4.4. Influence de l'interface

L'influence de contact sol-semelle sur la capacité portante de la semelle carrée a été étudiée. Deux types de l'interface, parfaitement lisse et rugueuse ont été considérés pour le modèle de référence ( $\sigma_g = 218$  kPa). Une interface lisse est simulée par la libération des déplacements dans les directions  $x$  et  $y$  au niveau de la surface représentant la semelle. Au contraire pour une interface rugueuse, les déplacements dans les directions  $x$  et  $y$  sont limités.

La figure 6.7 montre l'évolution de la capacité portante normalisée de la semelle en fonction de déplacement. Par comparaison entre les résultats numériques, dans le cas d'une semelle lisse, la capacité portante est de  $q_{ug} = 2.92$  MPa moins que le cas une semelle rugueuse  $q_{ug} = 3.41$  MPa. Cela peut être justifié que la libération des déplacements horizontaux sous la base de la semelle permet de diminuer la contrainte verticale dans le sol au-dessous de la semelle. La figure 6.8 montre les contours et les vecteurs de déplacement total à la rupture pour une semelle carrée lisse et rugueuse. Il est clair que l'amplitude des contours des déplacements pour une semelle rugueuse sont plus profondes par rapport une semelle lisse. De plus, on observe que la valeur de l'amplitude maximale des vecteurs de déplacement est existante sous la semelle rugueuse (zone de poinçonnement) et au bord de la semelle lisse.

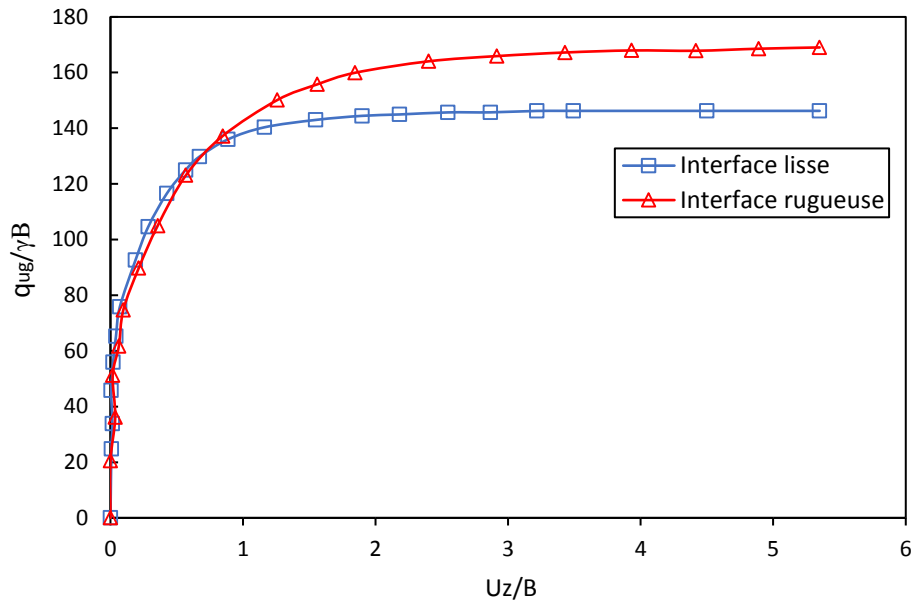


Figure 6.7 Courbes  $q_{u,g}/\gamma B$  en fonction de  $U_z/B$  pour une interface lisse et rugueuse de la semelle avec  $\sigma_g = 218$  kPa.

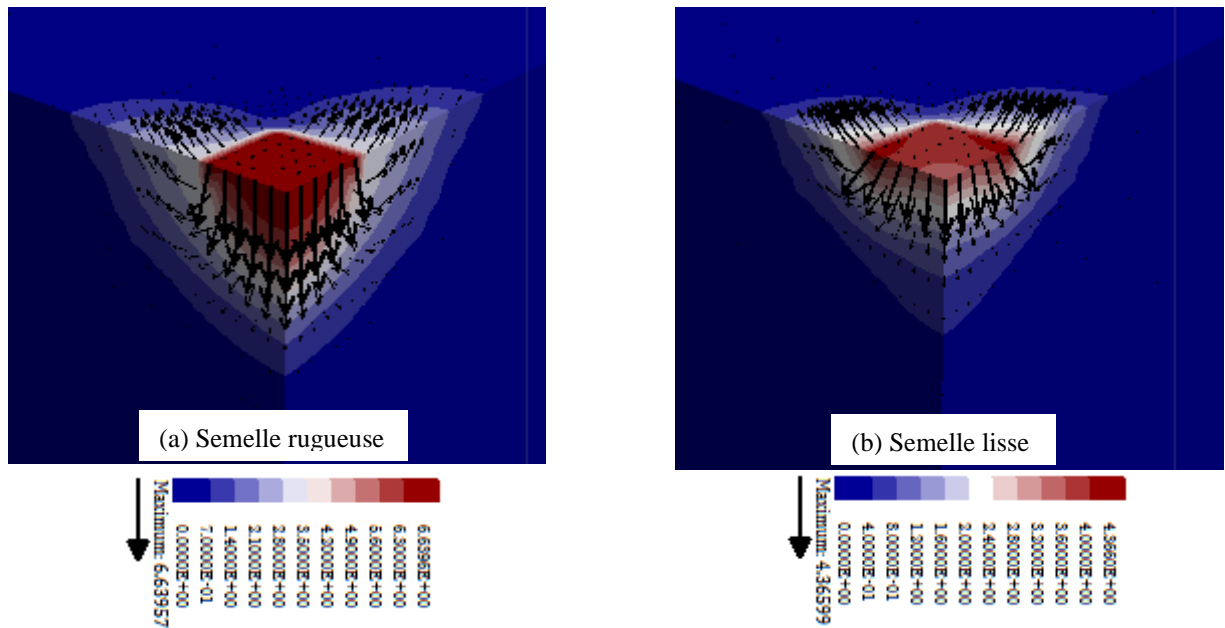


Figure 6.8 Contours et vecteurs des déplacements totaux d'une semelle carrée lisse et rugueuse.

### 6.4.5. Influence de la résistance du sol

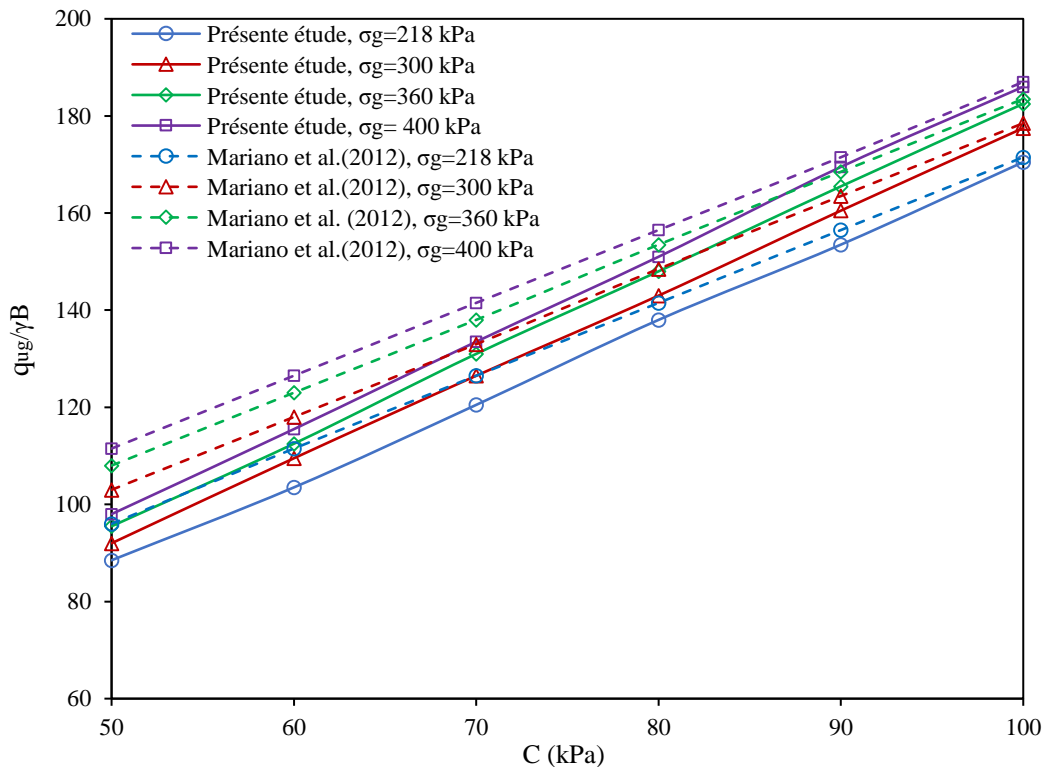
#### 6.4.5.1. La cohésion

Plusieurs nombres de calculs numériques ont été effectués pour étudier l'influence de la cohésion du sol  $C$  sur la capacité portante normalisée  $q_{u,g}/\gamma B$  de la semelle carrée rugueuse pour différentes pressions de gonflement  $\sigma_g$  simuler le gonflement du massif du sol. Les valeurs des cohésions ont été sélectionnées de 50 à 100 kPa par incréments de 10 kPa ( $C = 50; 60; 70; 80; 90; 100$ ) et un



angle de frottement constant  $\varphi = 25^\circ$  afin de tracer les courbes montrant la variation de  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de la cohésion  $C$ , numériquement et analytiquement ensemble.

Les résultats présentés sur la figure 6.9 indiquent que l'augmentation de la cohésion du sol et la pression de gonflement induisent une augmentation quasiment linéaire de la capacité portante de la semelle. De plus, pour chaque valeur de  $\sigma_g$ ,  $q_{ug}/\gamma B$  augmente de 48% pour une augmentation de 100% de  $C$ , de 50 kPa à 100 kPa. Ces résultats confirment l'influence importante de la cohésion du sol gonflante sur la capacité portante de la semelle carrée. Par ailleurs, les résultats numériques obtenus concordent bien avec la solution analytique proposée par Mariano et al. (2012) pour les cohésions  $C \geq 80$  kPa. Par contre, pour  $C < 80$  kPa, la capacité portante obtenue par la présente étude a divergé un peu avec celle de Mariano et al. (2012) pour  $\sigma_g = 360$  kPa et 400.

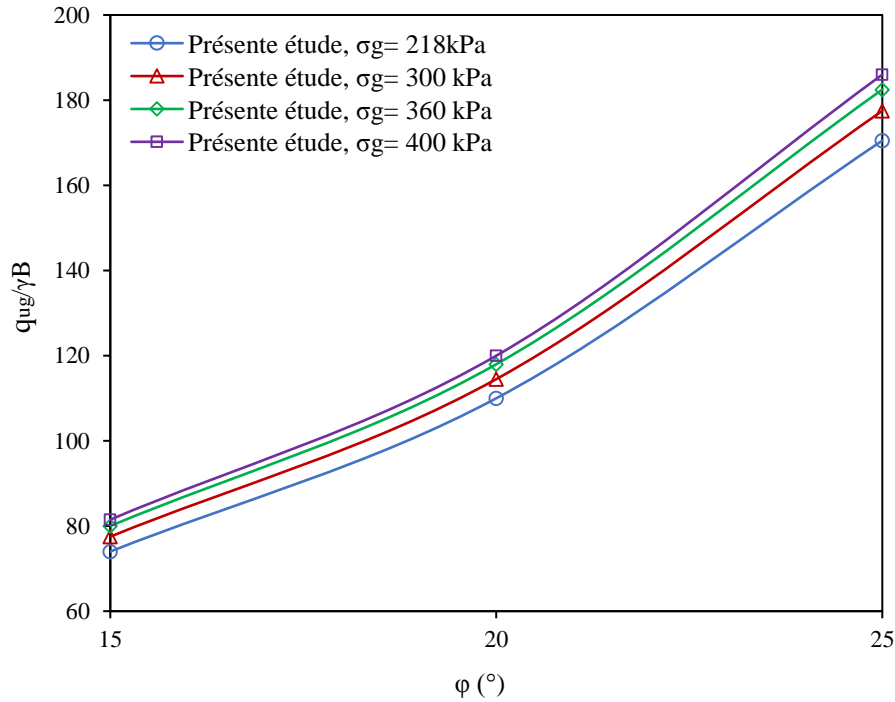


**Figure 6.9** Variation de la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  avec la cohésion du sol  $C$  pour différentes valeurs de  $\sigma_g$ , comparaison entre les résultats analytiques et numériques.

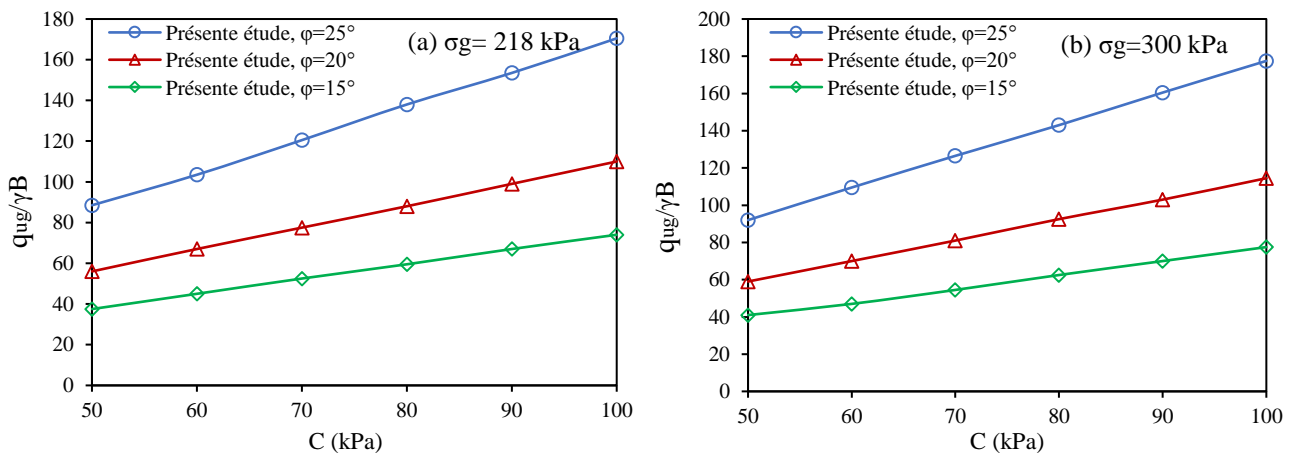
#### 6.4.5.2. L'angle de frottement

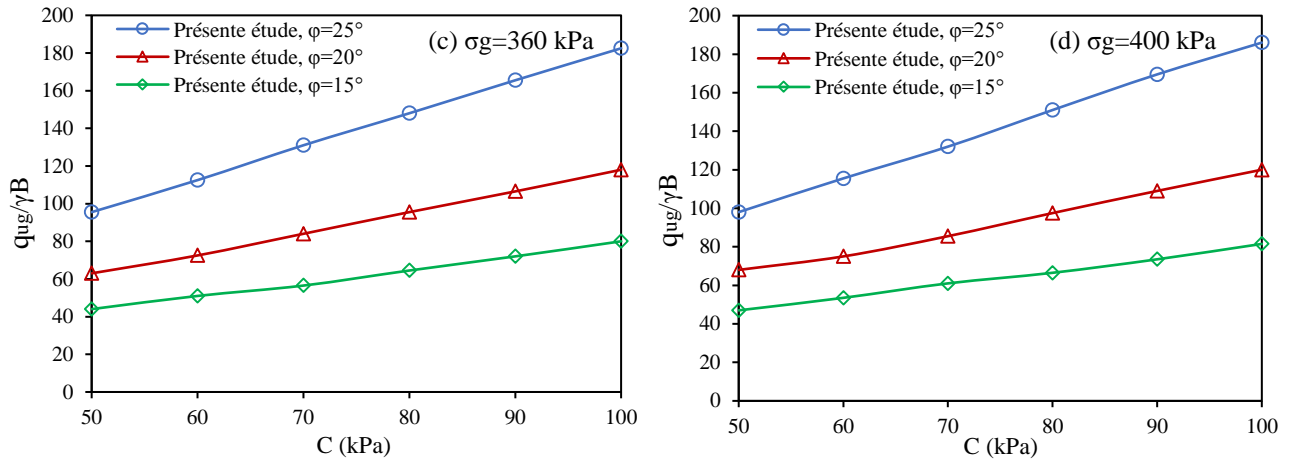
L'influence de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol sur la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  de la semelle carrée rugueuse a été étudiée, pour différentes pressions de gonflement  $\sigma_g$ . Les valeurs de  $\varphi$  ont été choisies de 15, 20 et 25°, respectivement avec une cohésion constante  $C = 100$  kPa.

La figure 6.10 montre la variation de  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction du  $\varphi$  pour différentes valeurs de  $\sigma_g$ . Les résultats numériques obtenus par la présente étude indiquent que l'augmentation de l'angle de frottement et la pression de gonflement induit une augmentation non linéaire significative de la capacité portante de la semelle carrée. Par conséquent, il est important de noter que l'angle de frottement du sol gonflant a un effet plus que la cohésion sur la capacité portante de la semelle fondée dans un massif du sol gonflant. La figure 6.11 présente la variation de  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de  $C$  pour des valeurs de  $\varphi = 15^\circ, 20^\circ$  et  $25^\circ$  avec chaque valeur de pression de gonflement  $\sigma_g$ .



**Figure 6.10** Variation de la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  avec l'angle de frottement du sol  $\varphi$  pour différentes valeurs de  $\sigma_g$ .





**Figure 6.11** Variation de  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de la cohésion du sol  $C$  pour différentes valeurs de  $\varphi$  avec (a)  $\sigma_g = 218$  kPa, (b)  $\sigma_g = 300$  kPa, (c)  $\sigma_g = 360$  kPa, (d)  $\sigma_g = 400$  kPa.

#### 6.4.6. Influence de non- associativité

Plusieurs analyses numériques ont été effectuées pour étudier l'influence de la règle d'écoulement non- associée ( $\psi < \varphi$ ) et associée ( $\psi = \varphi$ ) du sol sur la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  de la semelle carrée rugueuse pour différentes pressions de gonflement  $\sigma_g$  simuler le gonflement du massif du sol. Pour la règle non associée, un angle de dilatance  $\psi = 1/3\varphi$  et  $2/3\varphi$  été considéré avec  $\varphi = 25^\circ$ .

La figure 6.12 montre la variation de  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction du  $\psi$  pour différentes valeurs de  $\sigma_g$ . Les résultats numériques obtenus indiquant que les capacités portantes pour le comportement associé du sol sont plus élevées par rapport au comportement non-associé pour toutes les valeurs des pressions de gonflement. Par exemple, pour  $\sigma_g = 400$  kPa et  $\psi = \varphi = 25^\circ$  la capacité portante  $q_{ug} = 4$  MPa. Alors que  $q_{ug} = 3.88$  MPa pour  $\psi = 1/3\varphi = 8.33^\circ$ . Par ailleurs, les résultats observés montrent que la capacité portante de la semelle augmente avec l'augmentation de l'angle de dilatance et la pression de gonflement pour la règle d'écoulement non-associé du sol gonflant.

La figure 6.13 montre les courbes charge-déplacement obtenues dans le cas d'une semelle carrée rugueuse fondée dans un sol gonflant soumis aux différentes pressions de gonflement  $\sigma_g$ . Les résultats sont présentés en termes des capacités portantes normalisées  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction des déplacements verticaux normalisés  $U_z/B$  pour différentes valeurs de l'angle de dilatance  $\psi$ . Pour toutes les valeurs de  $\sigma_g$ , les déplacements à la rupture sont faibles dans le cas  $\psi = \varphi$  par rapport au cas  $\psi < \varphi$ . En outre, pour le cas au comportement non-associé du sol gonflant, on

constate que l'augmentation de l'angle de dilataance  $\psi$  produite des déplacements plus petits suivis un accroissement des capacités portantes de la semelle à la rupture du sol.

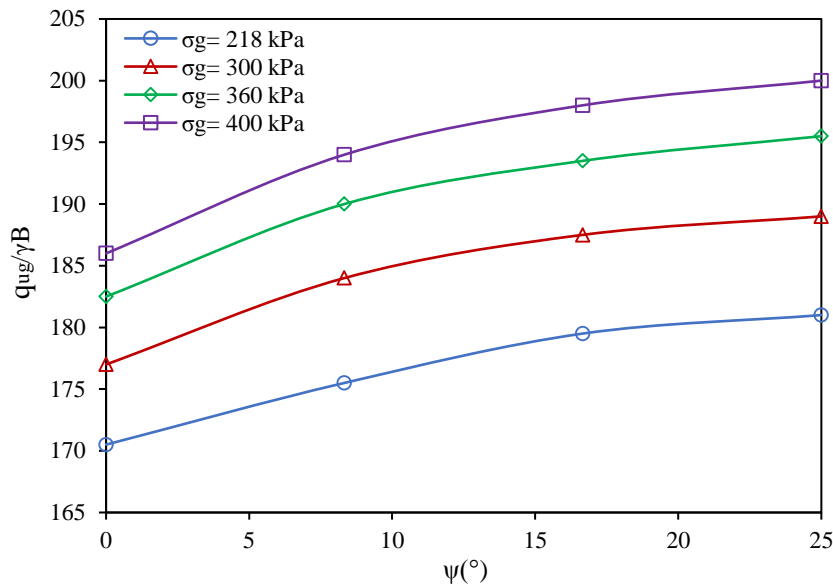


Figure 6.12 Variation de la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  avec l'angle de dilataance du sol  $\psi$  pour différentes valeurs de  $\sigma_g$ .

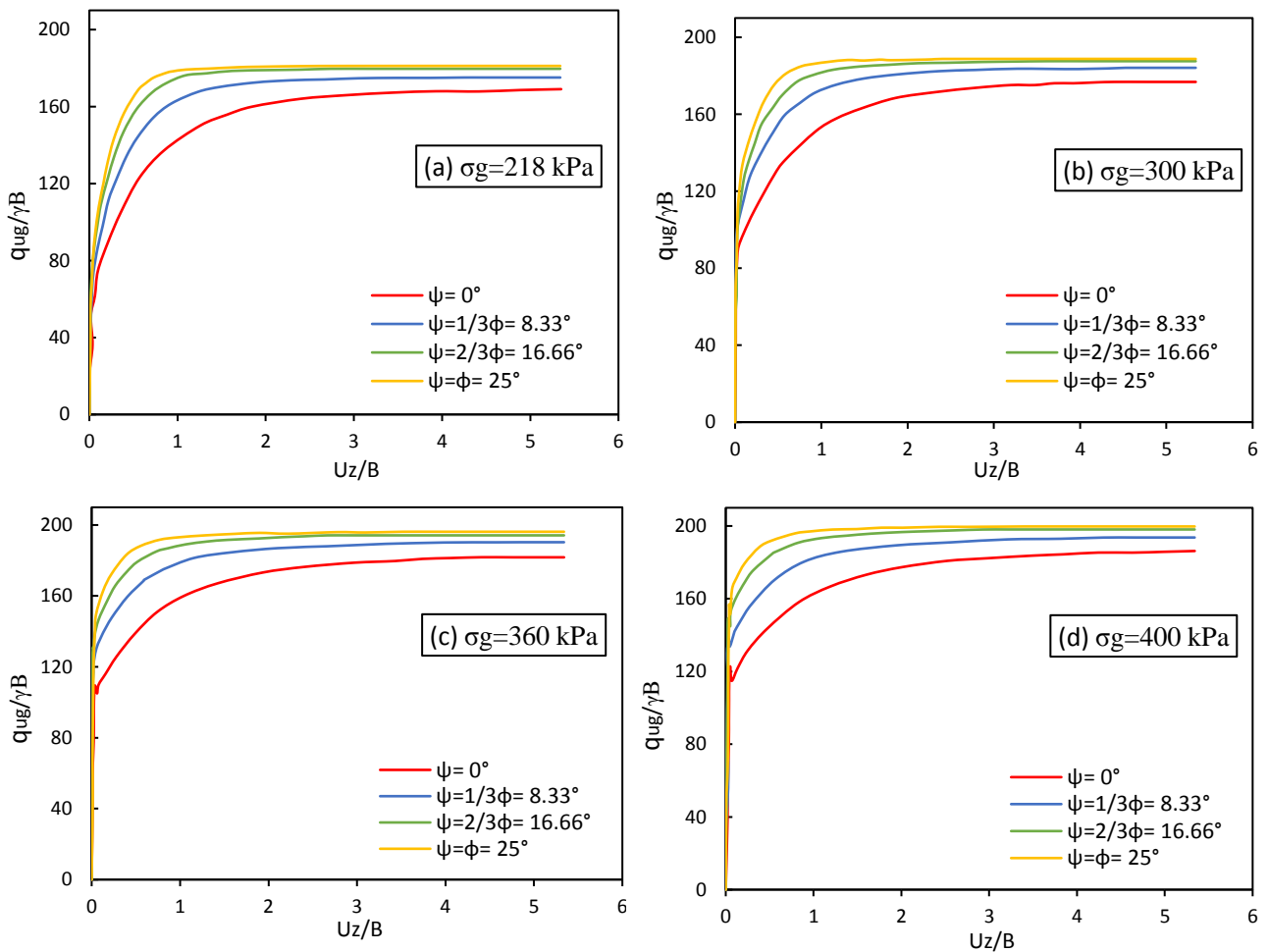


Figure 6.13 Courbes  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de  $U_z/B$  pour différentes valeurs de  $\psi$  avec (a)  $\sigma_g = 218$  kPa, (b)  $\sigma_g = 300$  kPa, (c)  $\sigma_g = 360$  kPa, (d)  $\sigma_g = 400$  kPa.

### 6.4.7. Influence du modèle constitutif du sol

L'influence du modèle constitutif du sol sur la capacité portante de la semelle carrée rugueuse a été étudiée. Deux modèles constitutifs ont été utilisés pour analyser la charge limite de la semelle carrée à la rupture pour différentes pressions de gonflement. Le premier modèle était le modèle de référence Mohr-Coulomb (MC), et le deuxième était le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec les critères de rupture Drucker-Prager (DP). Les paramètres du modèle DP sont résumés dans le tableau 5.5 au chapitre 5.

La tableau 6.1 montre une comparaison de la capacité portante  $q_{u,g}$  obtenus par les résultats numériques des modèles MC et DP, et celle par la solution analytique de Mariano et al. (2012) pour différentes pressions de gonflement  $\sigma_g$ . Il est clair que les résultats obtenus par le modèle DP sont plus élevés de 44% par rapport le modèle MC pour chaque valeur de  $\sigma_g$ . Par conséquent,  $q_{DP} = 1.44 q_{MC}$ , ce qui indique que la surface de rupture DP inscrit l'enveloppe MC. Wojciechowsk (2018) démontré que le critère DP génère une résistance au cisaillement entre 0.6 et 3 fois la résistance MC, pour les mêmes paramètres d'angle de frottement et de cohésion.

**Tableau 6.1** Comparaison de la capacité portante d'une semelle carrée rugueuse pour différente pression de gonflement.

$\sigma_g$ (kPa)	$q_{ug}$ (MPa) Semelle carrée		
	Présente étude Mohr-Coulomb	Présente étude Drucker-Prager	Analytique Mariano et al. (2012)
218	3.41	4.93	3.43
300	3.55	5.10	3.57
360	3.65	5.24	3.67
400	3.72	5.36	3.73

## 6.5. Conclusions

Dans ce chapitre, une série d'analyses numériques par le code de différence finie FLAC ont été effectuées pour une semelle carrée, soumise à une charge verticale fondée sur une masse de sol argileux gonflant. Nous avons confirmé que les résultats des calculs numériques de la capacité portante de la semelle étaient compatibles avec les solutions analytiques proposées dans la littérature. Sur la base des résultats de cette étude numérique et analytique, les conclusions importantes tirées de ce travail sont les suivantes :

- Le modèle numérique proposé, basé sur la simulation de la pression de gonflement, est capable de prédire la capacité portante de la masse de sol gonflant chargée par une fondation superficielle carrée.

- Les analyses numériques montrent que la capacité portante de la semelle augmente avec l'accroissement de la pression de gonflement du massif du sol, qui été bien concordent avec la solution analytique de Mariano et al. (2012).
- En cas de simulation une valeur de pression de gonflement  $\sigma_g$ , cela ne signifie pas une augmentation de la capacité portante de la semelle de même valeur de la pression de gonflement.
- Le mécanisme de rupture de la semelle carrée rugueuse dans un sol gonflant est similaire pour un sol non gonflant. Une augmentation de la pression de gonflement induit des zones plastiques plus profondes aux bords de la semelle.
- L'interface de la semelle dans un sol gonflant a une influence significative sur la capacité portante, une diminution de la capacité portante a été observée pour une interface lisse par rapport une interface rugueuse.
- On peut affirmer que lorsque le sol se résister en raison de l'augmentation de la cohésion et l'angle de frottement, la capacité portante de la semelle devient plus élevée, ce qui indique l'influence importante de ces paramètres.
- Une règle d'écoulement associé du sol gonflant produite une capacité portante de la semelle plus élevée par rapport non-associé.

# CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail de recherche était la compréhension du comportement des fondations superficielles isolées fondées dans un massif du sol gonflant, et cela dépend sur la détermination de soulèvement total et la capacité portante due au gonflement de sol. Un modèle numérique utilisant le code de différences finies FLAC3D a été proposé basé sur l'approche de l'état de contrainte dans le sol et la simulation de la pression de gonflement, suivi d'un modèle de comportement élastoplastique pour calculer les déformations de gonflement. Cependant, les résultats numériques obtenus ont été comparés et discutés aux résultats analytiques proposés dans la littérature.

Pour bien diriger ce travail, une recherche bibliographique a été présentée dans le premier et le deuxième chapitre, pour examiner les méthodes analytiques de prédiction de soulèvement, et les méthodes numériques pour modéliser le gonflement du sol présentes dans les littératures. Examen des résultats expérimentaux menés pour le sol de la région de Sefiane indique le type de sol est argileux très plastique, avec la présence de minéraux de type montmorillonite. Ainsi que le sol caractérisé par un potentiel de gonflement élevé, selon les classifications par l'identification simple. Par ailleurs, grâce à des mesures directes de l'amplitude et la pression de gonflement, le potentiel de gonflement élevé de sol de la région de Sefiane a été confirmé.

Une brève description de la méthodologie fondamentale de résolution numérique basée sur le schéma explicite utilisé dans le logiciel FLAC3D a été présentée. Aussi les modèles constitutifs de Mohr-Coulomb et Drucker-Prager utilisée dans cette étude numérique pour modéliser le comportement du sol ont été présentés. Les étapes de mise en œuvre ont été présentées pour modéliser des fondations superficielles isolées (semelle carrée, rectangulaire et circulaire) assises dans un massif du sol gonflant homogène sous charge verticale.

En ce qui concerne l'analyse de soulèvement des fondations superficielles dans un massif du sol gonflant, les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- La simulation de la pression de gonflement à l'état initial dans toute la masse du sol combinée avec une analyse élastoplastique, montre une efficacité raisonnable pour prédire le soulèvement total de la semelle.
- Les soulèvements totaux obtenus par le modèle numérique diminuent avec l'augmentation de la charge sur les fondations. Ils sont également concordés bien avec les solutions analytiques de Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992), et moins avec la solution de Ejjaouani et Shakhirev (2007) pour chaque forme de fondation. En

revanche, il était confirmé que le soulèvement de la semelle continue lorsque la charge appliquée dépasse la pression de gonflement et cela conforme à l'approche analytique.

- L'augmentation de l'épaisseur de la couche du sol gonflant représenté par le rapport  $H/B$  produite un accroissement de la déformation de gonflement pour chaque valeur de chargement. Une déformation de tassement a été constatée dans la semelle lorsque la charge appliquée est supérieure à 400 kPa avec un rapport  $H/B = 2$ , c'est ce qui montre l'effet significatif du rapport  $H/B$  sur la déformation de la semelle.
- L'encastrement des fondations superficielles représenté par le rapport  $D/B$  a un effet sur le soulèvement total, une diminution linéaire de soulèvement a été observée avec l'augmentation du rapport  $D/B$ . Aussi que pour chaque forme des fondations, les soulèvements totaux obtenus par le modèle numérique concordent bien avec les solutions analytiques de Département de l'armée (1983) et Nelson et Miller (1992).
- En ce qui concerne l'effet de la rigidité de sol représenté par le module élastique et le coefficient de Poisson, les soulèvements de la semelle diminuent en moitié lorsque la valeur initiale du module élastique double. D'autre part, les soulèvements diminuent avec l'augmentation de coefficient de Poisson de façon moins que le module élastique. Il est intéressant de dire que le module élastique du sol a un effet significatif plus que le coefficient de Poisson sur le soulèvement de la fondation.
- En termes d'effet de modèle constitutif, les soulèvements totaux de la semelle obtenus par le modèle Drucker-Prager sont très similaires au modèle Mohr-Coulomb.
- Les contours de soulèvements du massif du sol gonflant étaient maximaux aux surfaces du sol, puis diminués avec la profondeur jusqu'à atteindre des valeurs nulles à la base du massif. En revanche, les contours des soulèvements de la semelle étaient minimaux aux centres et maximaux aux bords de la semelle, tel que la zone au-dessous de la semelle a affectée par l'accroissement de la charge appliquée à la semelle.

Le dernier chapitre consiste à étudier la capacité portante de la semelle carrée assise dans un massif du sol gonflant homogène, soumis un chargement vertical. Les résultats ont été présentés en termes de la capacité portante normalisée  $q_{ug}/\gamma B$  en fonction de déplacement vertical normalisée  $U_z/B$ . Ce chapitre ont permis de tirer plusieurs conclusions :

- La simulation d'une valeur de pression de gonflement, cela ne signifie pas une augmentation de la capacité portante de la semelle de même valeur de la pression de gonflement. Par ailleurs, plus la pression de gonflement élevée, plus la capacité portante élevée, cela concorde bien avec la solution analytique de Mariano et al. (2012).
- Il a été clair que l'interface de la semelle a un effet significatif sur la capacité portante. Une interface parfaitement lisse donne une capacité portante moins qu'interface



parfaitement rugueuse, cela due de la libération des déplacements horizontaux sous la base de la semelle lisse.

- L'effet de la résistance de sol, représenté par la cohésion et l'angle de frottement du sol et pour différentes pressions de gonflement appliquées a été étudié. Les résultats montrent que les capacités portantes à la rupture de la semelle carrée rugueuse ont été élevées pour  $C$  et  $\varphi$  élevés. Aussi l'angle de frottement a un effet plus que la cohésion du sol gonflant sur la capacité portante ultime de la semelle carrée.
- Les résultats numériques ont permis de constater l'influence de la non-associativité du sol gonflant sur la capacité portante de la semelle. Une règle d'écoulement associée produit un accroissement de la portance de la semelle celui d'un écoulement non-associé pour chaque valeur de pression de gonflement. Néanmoins, en termes de déplacement, on constate que l'augmentation de l'angle de dilatance produite des déplacements plus petits de la semelle à la rupture du sol.
- La portance de la semelle carrée rugueuse obtenue par le modèle de comportement Drucker-Prager a été élevée de 44% par rapport le modèle Mohr-Coulomb pour chaque valeur de la pression de gonflement.
- Le mécanisme de rupture avec la variation de la pression de gonflement a été symétrique. Tandis que les concentrations des zones plastiques aux bords augmentent légèrement à la profondeur du sol avec l'accroissement de la pression de gonflement appliquée au massif du sol.

### Perspectives

Le comportement des fondations superficielles dans un sol gonflant est un sujet de recherche important. Plusieurs recommandations dans ce contexte aux futures peuvent être faites, notamment :

- Réalisation d'un modèle expérimental à grande échelle au site étudié, pour bien valider les résultats analytiques et numériques.
- Ce travail s'est concentré sur une manière simplifiée de modélisation le gonflement du sol. Un modèle numérique qui prend la variation de la teneur en eau pendant la saison d'humidification peuvent être prendre en compte.
- L'étude numérique de soulèvement et la capacité portante des fondations superficielles isolées assises dans un massif du sol gonflant non homogène, où la cohésion ou le module élastique sont variés avec la profondeur du sol.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abed, A., Vermeer, P.A. (2006) Foundation analyses with unsaturated soil model for different suction profiles. In *Proceedings of the 6th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Graz, Austria, pp. 547–554.
- Abed, A. (2008) Numerical modeling of expansive soil behavior. *PhD Thesis*. Stuttgart University: Stuttgart, Germany.
- Adem, H.H., Vanapalli, S.K. (2015) Review of methods for predicting in situ volume change movement of expansive soil over time. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. 7(1), 73–86.
- AFNOR XP P 94-091 (1995) Essai de gonflement à l'oedomètre. Déterminations des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.
- Aichison, G.D., Richards, B.G. (1969) The fundamental mechanics involved in heave and soil moisture movement and the engineering properties of soils which are important in such movement. In *Second International Research-and Engineering Conference on Expansive Clay Soils*. Texas.
- Aitchison, G.D. (1973) The quantitative description of the stress-deformation behavior of expansive soils. In *3rd International Conference on Expansive Soils*. pp. 79–82.
- Alonso, E.E., Vaunat, J., Gens, A. (1999) Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*. 54, 173–183.
- Al-Rawas, A.A., Goosen, M.F.A. eds. (2006) Expansive soils: recent advances in characterization and treatment. *Taylor & Francis*. London ; New York.
- Arora, K.R. (1992) Soil mechanics and foundation engineering in S.I. units. *Standard Publishers Distributors*. New Delhi.
- ASTM D4546 (2003) Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. *West Conshohocken, PA*.
- Athmania, D., Abdelkader, B., Hammadi, A., Bouassida, M. (2010) Clay and marl formation susceptibility in Mila Province, Algeria. *Geotechnical and Geological Engineering*. 28, 805–813.
- Baheddi, M., Djafarov, M., Charif, A. (2016) A method for predicting the deformation of swelling clay soils and designing shallow foundations that are subjected to uplifting. *Acta Geotechnica Slovenica*. 13(1), 67–77.
- Bekkouche, A., Djedid, A., Aissa Mamoune, S.M. (2000) Prévion du gonflement des sols argileux. In *Conférence internationale de Geoengineering*. USTHB-Algérie.
- Billiaux, D., Cundall, P. (1993) Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*. 63, 9–21.
- Boscardin, M.D., Cording, E.J. (1989) Building response to excavation-induced settlement.

*Journal of Geotechnical Engineering*. 115(1), 1–21.

Briaud, J.L., Zhang, X., Moon, S. (2003) Shrinkage test – water content method for shrinkage and swell predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 129(7), 590–600.

Budhu, M. (2011) Soil mechanics and foundations. 3rd ed. Wiley. New York. United States.

Burland, J. B (1962) The estimation of field effective stresses and the prediction of total heave using a revised method of analyzing the double oedometer test. *The Civil Engineer in South Africa*.

Bultel, F. (2001) Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels. *Thèse de Doctorat*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France.

Chen, F.H. (1975) Foundations on expansive soils. *Elsevier Scientific Pub. Co.* Amsterdam ; New York.

Cuisinier, O. (2002) Comportement hydromécanique des sols gonflants compacté. *Thèse de Doctorat*. Institut National Polytechnique de Lorraine. France.

Dafalla, M.A., Al-Shamrani, M.A., Puppala, A.J., Ali, H.E. (2011) Design guide for rigid foundation systems on expansive soils. *International Journal of Geomechanics*. 12(5), 528–536.

Daksanamurthy, V., Raman, V. (1973) A simple method of identifying an expansive soil. *Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanic and Foundation Engineering*. 13(1), 97–104.

Das, B.M (2009) Shallow foundations bearing capacity and settlement. 2nd ed. *Boca Raton: CRC Press*.

Derriche, Z., Iguechtal, L., Tas, M. (1989) Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d’In-Aménas. *Revue Française de Géotechnique*. 89, 55–63.

Dhowian, A.W. (1990) Field performance of expansive shale formation. *Journal of King Abdulaziz University (Engineering Sciences)*, 165–182.

Djedid, A., Bekkouche, A., Aissa Mamoune, S.M. (2001) Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. 233, 67–75.

Ejjaaouani, H. (2008) Interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales. *Thèse de Doctorat*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France.

Ejjaaouani, H., Shakhirev, V. (2007) Calculation of foundations during soil wetting. In *Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid, Spain, pp. 727–731.

Ferrah, F. (2006) Prise en compte du gonflement pour le dimensionnement des fondations superficielles. *Thèse de Magister*. Faculté des Sciences de l’Ingenieur. Université El Hadj Lakhdar. Batna.

Fityus, S., Smith, D.W. (1998) A simple model for the prediction of free surface movements in swelling clay profiles. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soil*. Beijing, China, pp. 473–478.

FLAC3D (2016) Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 dimensions, Version 6.0. *ITASCA*

*Consulting Group, Inc.*

Fredlund, D.G. (1983) Prediction of ground movements in swelling clays. In *Proceedings of the 31st Annual Soil Mechanics and Found Engineering Conference*. Earle Brown Centre, University of Minnesota, Minneapolis, pp. 1–48.

Fredlund, D.G. (1995) The prediction of heave in expansive soils. In *Proceedings of the Canada–Kenya Symposium on Unsaturated Soil Behavior and Applications*. pp. 105–119.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. (1993) An overview of unsaturated soil behaviour. In *in S. L. Houston and W. K. Wray (Eds.), Unsaturated Soils. Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers*, New York, pp. 1–31.

Fredlund, D.G., Rahardjo, H., Fredlund, M.D. (2012) *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. NJ: Wiley. Hoboken. United States.

Frydman, S., Calabresi, G. (1987) Suggested standard for one dimensional testing. In *Proceedings of 6th International Conference on Expansive Soils*. pp. 91–98.

Gens, A. (2012) Elasto-plasticity and Mohr-Coulomb Failure Criterion. *Advanced course on computational geotechnics*.

Gens, A., Alonso, E.E. (1992) A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*. 29, 1013–1032.

Gizienski, S.F., Lee, L.J. (1965) Comparison of laboratory swell tests to small scale field tests. In *Proceedings of 1st International Conference on Expansive Soils*. pp. 108–119.

Hachichi, A., Fleureau, J.M. (1999) Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue Française de Géotechnique*. 86, 37–51.

Hamberg, D.G., Nelson, J.D. (1984) Prediction of floor slab heave. In *5th International Conference on Expansive Soils*. pp. 137–140.

Hansen, J.B. (1970) A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute, Bulletin*. 28, 38–46.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D. (1981) An introduction to geotechnical engineering. *Englewood Cliffs, N.J.*: Prentice-Hall.

Holtz, W.G., Gibbs, H.J. (1956) Engineering properties of expansive clays. *Transaction ASCE*. 121, 641–677.

Hongyu, T. (2015) Prediction of the variation of swelling pressure and 1-d heave of expansive soils with respect to suction. *Master*. Department of Civil Engineering, University of Ottawa. Canada.

Huder, J., Amberg, G. (1970) Quellung in mergel, opalinuston und anhydrit. *Schweizerische bauzeitung*. (43), 975–980.(in Germany)

Hung, V. Q. (2000) Finite element method for the prediction of volume change in expansive soils. *Master*. Saskatchewan University. Saskatoon, Canada.

Hung, Q.V., Fredlund, D.G. (2006) Challenges to modelling heave in expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 43(12), 1249–1272.

- Hung, Q.V, Fredlund, D.G. (2004) The prediction of one-, two-, and three-dimensional heave in expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 41(4), 713–737.
- Ishibashi, I., Hazarika, H. (2015) Soil mechanics fundamentals and applications. *CRC Press, Taylor & Francis Group*. New York.
- Jacquard, C. (2007) Pathologie des fondations superficielles sur sols argileux retour d'expérience en Midi-Pyrénées. *Revue Française de Géotechnique*. (120), 155–164.
- Jahangir, E. (2011) Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages. *Thèse de Doctorat*. Institut National Polytechnique de Lorraine. France.
- Jahangir, E., Deck, O., Masrouri, F. (2012) Estimation of ground settlement beneath foundations due to shrinkage of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*. 49(7), 835–852.
- Jennings, J.E.B., Knight, K. (1957) The prediction of total heave from double oedometer test. In *Proceedings of Symposium on Expansive Clays*. pp. 13–19.
- Johnson, L.D., Snethen, D.R. (1978) Prediction of potential heave of swelling soils. *Geotechnical Testing Journal*. 3, 117–124.
- Kai, L. (2015) Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants basée sur la théorie de l'état limite. *Thèse de Doctorat*. Université de Strasbourg. France.
- Kaliakin, V.N. (2017) Soil Mechanics: calculations, principles, and methods. *MA: Butterworth-Heinemann, an imprint of Elsevier*. Kidlington, Oxford Cambridge.
- Khemissa, M., Mekki, L. (2015) Problematic soil mechanics in the Algerian arid and semi-arid regions (case of M'sila expansive clays). In *16th African Regional Conference On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Tunisia.
- Khennouf, A., Baheddi, M. (2017) Behavior of light construction during swelling of the soil. In *International symposium on Construction Management and Civil Engineering*. Skikda, Algeria.
- Khennouf, A., Baheddi, M. (2018) Comportement des constructions légères lors de gonflement du sol argileux. In *Proceedings du 4ème Colloque International Sols Non Saturés & Construction Durable*. USTO, Oran-Algeria, pp. 438–442.
- Khennouf, A., Baheddi, M. (2020) Heave prediction of square footing in an expansive soil using 3D numerical modelling. In *Proceedings of the 4Th International Conference on Geotechnical Engineering*. Hammamet, Tunisia.
- Kormi, T. (2003) Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées. *Thèse de Doctorat*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. France.
- Lade, P.V. (2005) Overview of Constitutive Models for Soils. *Soil Constitutive Models*, 40771, 1–34.
- Lambe, T.W., Whitman, R.V. (1959) The role of effective stress in the behavior of expansive soils. *Quarterly of the Colorado School of Mines*. 54(4), 33–66.
- Lytton, R.L. (1994) Prediction of movement in expansive clay. In *Proceedings of Settlement '94, Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineers*. New York, pp. 1827–1845.

- Magnan, J.P. (2013) Panorama des sols gonflants en géotechnique. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. (280), 85–103.
- Magnan, J.P., Ejjaouani, H., Shakhirev, V., Bensallam, S. (2013) Etude du gonflement et du retrait d'une argile. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 155–170.
- Mariano, Y., José, N., José A, B., Mercedes, S., Serafin, M., Carlos, I. (2012) Shallow foundations on expansive soils: a case study of the El Viso Geotechnical Unit, Salamanca, Spain. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 71, 51–59.
- Masia, M.J., Totoev, Y.Z., Kleeman, P.W. (2004) Modeling expansive soil movements beneath structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 130(6), 572–579.
- Masrouri, F. (2007) Modélisation des essais de retrait-gonflement des sols argileux. *Journée commune CFMS/CFGI : sécheresse géotechnique*.
- Mckeen, R.G. (1992) A model for predicting expansive soil behavior. In *Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils*. Dallas, Texas, United State, pp. 1–6.
- Medjnoun, A., Khiatine, M., Bahar, R. (2014) Caractérisation minéralogique et géotechnique des argiles marneuses gonflantes de la région de Médéa, Algérie. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. 73(4), 1259–1272.
- Mebarki, M. (2020) Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés de la région de Boumagueur wilaya de Batna. *Thèse de Doctorat*. Université de Batna 2. Algérie.
- Mitchell, P.W., Avalle, D.L. (1984) A technique to predict expansive soils movement. In *Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils*. Adelaide, Australia, pp. 124–130.
- Mrad, M. (2005) Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. *Thèse de Doctorat*. Institut National Polytechnique de Lorraine. France.
- Mrad, M., Abdallah, A., Masrouri, F. (2008) Modélisation numérique du comportement d'un sol gonflant chargé soumis à des variations hydriques. *Revue Française de Géotechnique*. (120), 121–130.
- Mustafaev, A.A. (1989) Les fondations sur sols affaissables et gonflants. Moscou. Russia.
- Nelson, J.D., Chao, K.C., Overton, D.D., Nelson, E.J. eds. (2015) Foundation engineering for expansive soils. *John Wiley*. Hoboken, New Jersey.
- Nelson, J.D., Miller, D.J. (1992) Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering. *John Wiley*. New York.
- Nelson, J.D., Overton, D.D., Durkee, D.B. (2001) Depth of wetting and the active zone. In *Shallow Foundation and Soil Properties, ASCE Civil Engineering Conference*. Houston, Texas, United States, pp. 95–109.
- Nelson, J.D., Reichler, D.K., Cumbers, J.M. (2006) Parameters for heave prediction by oedometer tests. In *Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils*. Carefree, Arizona, pp. 951–961.
- Noorany, I. (2017) Soil Tests for Prediction of One-Dimensional Heave and Settlement of Compacted Fills. In *ASCE PanAm Unsaturated Soils Conference*. Dallas, Texas, United State, pp.

90–99.

Nowamooz, H. (2007) Retrait/Gonflement des sols argileux compactés et natureles. *Thèse de Doctorat*. Institut National Polytechnique de Lorraine. France.

Nowamooz, H., Mrad, M., Abdallah, A., Masrouri, F. (2009) Experimental and numerical studies of the hydromechanical behaviour of a natural unsaturated swelling soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 46(4), 393–410.

Philipponnat, G. (1991) Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie. *Revue Française de Géotechnique*. (57), 5–22.

Porter, A.A., Nelson, J.D. (1980) Strain controlled testing of expansive soils. In *Proceedings of 4th International Conference of Expansive Soils*. pp. 34–44.

Rajeev, P., Kodikara, J. (2011) Numerical analysis of an experimental pipe buried in swelling soil. *Computers and Geotechnics*. 38, 897–904.

Resende, L., Martin, J.B. (1985) Formulation of Drucker-Prager cap model. *Journal of Engineering Mechanics*. 111(7), 858–881.

Robitaille, V., Tremblay, D. (1997) Mécanique des sols: théorie et pratique. *Modulo*. Mont-Royal Canada.

Seed, H.B., Woodward, R.J., Lundgren, R. (1962) Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE*. 88, 53–87.

Shams, M.A. (2019) Analysis and Design of Stiffened Slab Foundations on Reactive Soils using 3D Numerical Modelling. *Thèse de Doctorat*. School of Civil and Mechanical Engineering, Curtin University. Australia.

Shams, M.A., Shahin, M.A., Ismail, M.A. (2018) Simulating the behaviour of reactive soils and slab foundations using hydromechanical finite element modelling incorporating soil suction and moisture changes. *Computers and Geotechnics*. 98, 17–34.

Shankar, N.B., Rao, A.S., Swamy, A.S.R. (1982) Swelling behaviors of undisturbed and remolded samples of Black Cotton Clay. *Indian Geotechnical Journal*. 12(2), 152–159.

Shuai (1996) Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils. *Thèse de Doctorat*. Université de Saskatchewan. Saskatoon, Canada.

Singhal, S., Houston, S., Houston, W.N. (2011) Effects of testing procedures on the laboratory determination of swell pressure of expansive soils. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*. 34(5), 476–488.

Snethen, D.R. (1980) Characterization of expansive soils using soil suction data. In *4th International Conference on Expansive Soils*. pp. 54–75.

Sridharan, A., Prakash, K. (2000) Classification procedures for expansive soils. *Geotechnical Engineering*, 235–240.

Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. *Wiley*. New York.

Thompson, R.W., Perko, H.A., Raethamel, W.D. (2006) Comparison of constant volume swell pressure and oedometer load-back pressure. In *Proceedings of 4th International Conference of*

---

*Unsaturated Soils*. pp. 1382–1393.

US Department of the Army (1983) Foundations in expansive soils. In *United States Army Corps of Engineers, Technical Manual TM 5-818-7*. USA.

Vanapalli, S.K., Lu, L. (2012) A state-of-the art review of 1-D heave prediction methods for expansive soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 6(1), 15–41.

Vanapalli, S.K., Lu, L., Oh, W.T. (2010) Estimation of swelling pressure and 1-D heave in expansive soils. In *Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils*. Barcelona, Spain, pp. 1201–1207.

Williams, A.B., Donaldson, G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa. In *Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils*. pp. 834–844.

Wojciechowsk, M. (2018) A note on the differences between Drucker-Prager and Mohr-Coulomb shear strength criteria. *Studia Geotechnica et Mechanica*. 40(3), 163–169.

Xu, Y. (2004) Bearing capacity of unsaturated expansive soils. *Geotechnical and Geological Engineering*. 22, 611–625.

Yan, Q., Zhang, C., Wu, W., Zhu, H., Yang, W. (2019) 3D Numerical simulation of shield tunnel subjected to swelling effect considering the nonlinearity of joint bending stiffness. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 63(3), 751–762.

Zhang, X., Briaud, J.L. (2015) Three dimensional numerical simulation of residential building on shrink–swell soils in response to climatic conditions. *International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics*. 39, 1369–1409.



# ANNEXE

Nelson et Miller (1992)

$$\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$$

Profondeur de base de couche (m)	Epaisseur (m)	Cs/1+e <sub>0</sub>	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Contrainte géostatique (kPa)	Contrainte de chargement (kPa)	Contrainte totale (kPa)	Incrément de soulèvement (cm)	Soulèvement cumulatif (cm)
0								12.8847938
1	1	0.036536	20	10	44.4444444	54.4444444	2.2012962	10.6834976
2	1	0.036536	20	30	16	46	2.468723122	8.21477448
3	1	0.036536	20	50	8.16326531	58.1632653	2.096455787	6.1183187
4	1	0.036536	20	70	4.9382716	74.9382716	1.694360782	4.42395792
5	1	0.036536	20	90	3.30578512	93.3057851	1.346521501	3.07743641
6	1	0.036536	20	110	2.36686391	112.366864	1.051568647	2.02586777
7	1	0.036536	20	130	1.77777778	131.777778	0.798726181	1.22714159
8	1	0.036536	20	150	1.38408304	151.384083	0.578641344	0.64850024
9	1	0.036536	20	170	1.10803324	171.108033	0.384306433	0.26419381
10	1	0.036536	20	190	0.90702948	190.907029	0.210572867	0.05362094
11	1	0.036536	20	210	0.75614367	210.756144	0.053620941	0

Department of Army (1983)

$$\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$$

Profondeur de base de couche (m)	Epaisseur (m)	C <sub>H</sub>	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Contrainte géostatique (kPa)	Contrainte de chargement (kPa)	Contrainte totale (kPa)	Incrément de soulèvement (cm)	Soulèvement cumulatif (cm)
0								13.3617264
1	1	0.037888	20	10	44.4444444	54.4444444	2.282777512	11.0789488
2	1	0.037888	20	30	16	46	2.560103282	8.51884560
3	1	0.037888	20	50	8.16326531	58.1632653	2.174056415	6.34478919
4	1	0.037888	20	70	4.9382716	74.9382716	1.757077802	4.58771138
5	1	0.037888	20	90	3.30578512	93.3057851	1.396363198	3.19134818
6	1	0.037888	20	110	2.36686391	112.366864	1.090492620	2.10085556
7	1	0.037888	20	130	1.77777778	131.777778	0.828291151	1.27256441
8	1	0.037888	20	150	1.38408304	151.384083	0.600059841	0.67250457
9	1	0.037888	20	170	1.10803324	171.108033	0.398531594	0.27397298
10	1	0.037888	20	190	0.90702948	190.907029	0.218367253	0.05560572
11	1	0.037888	20	210	0.75614367	210.756144	0.0556057283	0

## Ejjaaouani et Shakhirev (2007)

$$\sigma_0 = 100 \text{ kPa}$$

Profondeur de base de couche (m)	Epaisseur (m)	$1-Z_i/H$	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Contrainte géostatique (kPa)	Contrainte de chargement (kPa)	Contrainte totale (kPa)	Incrément de soulèvement (cm)	Soulèvement cumulé (cm)
0								15.601062
1	1	0.95454545	20	10	44.4444444	54.4444444	3.80835948	11.792703
2	1	0.86363636	20	30	16	46	3.81064538	7.9820578
3	1	0.77272727	20	50	8.16326531	58.1632653	2.94435492	5.0377028
4	1	0.68181818	20	70	4.9382716	74.9382716	2.08125951	2.9564433
5	1	0.59090909	20	90	3.30578512	93.3057851	1.37032633	1.5861170
6	1	0.5	20	110	2.36686391	112.366864	0.83211063	0.7540064
7	1	0.40909091	20	130	1.77777778	131.777778	0.45359574	0.3004106
8	1	0.31818182	20	150	1.38408304	151.384083	0.21059211	0.0898185
9	1	0.22727273	20	170	1.10803324	171.108033	0.07453408	0.0152844
10	1	0.13636364	20	190	0.90702948	190.907029	0.01492871	0.0003557
11	1	0.04545455	20	210	0.75614367	210.756144	0.00035573	0