



Université Batna 2–Mostefa Ben Boulaïd



**Faculté de Technologie
Département de Génie Civil**

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de:

Doctorat En Sciences

Spécialité: Génie Civil

Option: Géotechnique

Sous le Thème:

**Etude et Modélisation par Eléments Finis du Mécanisme
de Soulèvement de Pipeline dans une Argile Gonflante**

Présentée par:

KATTAR Abdelfateh

Devant le jury composé de:

Mr.KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
Mr.BAHEDDI Mohamed	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Mr. MELLAS Mekki	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Mr. MABROUKI Abdelhak	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Mr. BEN MADOUR Djamel	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Mr. AMRANE Moussa	MCA	Université de Batna 2	Examineur

Dédicace

Je remercie tout d'abord notre Dieu qui m'a donné la force et la puissance pour terminer ce modeste travail

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A la mémoire de mon père et ma mère que dieu est pitié de leurs âmes et L'accueil dans son vaste paradis

A Tous ceux que j'aime et je respecte.

À ma femme et mes enfants

A mon frère et à ses enfants

A mes sœurs et à leurs enfants

A mes amis

A tous ceux que me sont chers.....

Remerciements

Louanges à Dieu pour m'avoir aidé à compléter ce modeste travail.

*Je remercie particulièrement Monsieur **Baheddi Mohamed** professeur au département de Génie Civil, Université de Batna 2 pour m'avoir fait l'honneur d'être mon directeur de thèse, pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de la préparation de cette thèse.*

*Je tiens à remercier également **Mr. KARECH Toufik**, Professeur à l'université de Batna 2, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de jury.*

*J'adresse aussi mes remerciements aux membres de jury : **Mr. MELLAS Mekki**, Professeur à l'université de Biskra, **Mr. MABROUKI Abdelhak**, Professeur à l'université de Biskra, **Mr. BENMADDOUR Djamel**, Professeur à l'université de Biskra et **Mr. AMRANE Moussa**, Maître de conférences A à l'université de Batna2, d'avoir accepté de juger ce travail.*

*Je tiens aussi à remercier Monsieur **Mohammed Yousif Fattah**, Professeur au département de Génie Civil, Université technologique – Iraq–, pour son soutien et son aide pendant ces années.*

*Je ne saurais oublier mon collègues Dr. **Abdelkader Noui** et Dr. **Khennouf Abdelaziz** pour avoir eu la patience de répondre à mes innombrables questions.*

Enfin, mes remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Les pipelines enterrés constituent une infrastructure vitale principalement utilisés pour transporter des vecteurs énergétiques et d'autres produits essentiels. Les canalisations sont généralement enterrées dans la couche supérieure des dépôts de sol et, sont donc fortement affectées par les différentes conditions géo-environnementales. Les différents cas pathologiques enregistrés dans le monde sont causés par la dégradation des structures en contact avec des sols gonflants, ce qui nécessite une compréhension et une étude approfondie d'un tel phénomène. Cette étude présente une méthode de modélisation du comportement d'un pipeline basée sur l'analyse par éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 3D, elle vise également à déterminer le moment fléchissant de pipe, efforts de cisaillements et le soulèvement sur sa longueur. Une étude paramétrique a été réalisée pour étudier l'effet de la profondeur d'enfouissement de la conduite, les pressions internes dans la conduite, les propriétés du sol, y compris la rigidité et la résistance représentée par le module élastique et le coefficient de Poisson, et de cohésion respectivement. Les résultats numériques ont été comparés aux résultats expérimentaux de la littérature. Il a été constaté que, contrairement aux modèles de laboratoire, l'analyse numérique peut tenir compte de la pression interne dans le pipe et de la profondeur d'enfouissement du pipe. L'analyse par éléments finis a mis en évidence que la présence d'une pression de fluide à l'intérieur du pipe et la profondeur d'enfouissement, entraîne une diminution du soulèvement d'environ à 45% et 50% respectivement. Le soulèvement de pipe est considérablement affecté par la profondeur d'enfouissement et la pression interne. Les différentes conclusions sont enfin présentées pour clôturer cette étude.

Mots clés : Argile; Gonflement; Pipeline; Soulèvement; Modélisation numérique ; PLAXIS 3D

Abstract

Buried pipelines are a vital infrastructure mainly used to transport energy carriers and other essential products. The pipes are generally buried in the upper layer of soil deposits and, therefore, are highly affected by different geo-environmental conditions. The various pathological cases recorded in the world are caused by the degradation of structures in contact with swelling soils, the fact that necessitates a full understanding and investigation of such a phenomenon. This study presents a method for the pipeline behavior modeling based on the finite element analysis by using PLAXIS 3D software, it aims also to determinate the bending moment of the pipe, shear forces and uplift over its length. A parametric study has been carried out to investigate the effect of the pipe burial depth, internal pressures in the pipe, soil properties including stiffness and strength represented by the elastic modulus and Poisson's ratio, and cohesion respectively. The finite-element results have been compared with experimental data from the literature. It was found that, unlike laboratory models, the numerical analysis can account for the internal pressure in the pipe and the depth of the pipe burial. The finite element analysis showed that the presence of fluid pressure inside the pipe results in a decrease in the uplift of approximately to 45% and 50% respectively. The uplift of the pipe is considerably affected by the burial depth and internal pressure. The various conclusions are finally presented to close this thesis.

Keywords: Clay; Swelling; Pipeline; Uplift; Numerical modeling; PLAXIS 3D

ملخص

خطوط الأنابيب المدفونة هي بنية تحتية حيوية تستخدم بشكل أساسي لنقل منتجات الطاقة وغيرها من المنتجات الأساسية. يتم ردم الأنابيب بشكل عام في الطبقة العليا من رواسب التربة، وبالتالي فهي تتأثر بشدة بالظروف الجيوسياسية المختلفة. الحالات المرضية المختلفة المسجلة في العالم ناتجة عن تدهور الهياكل الملامسة للتربة المنتفخة، والحقيقة التي تتطلب فهماً كاملاً ومعقداً لهذه الظاهرة. تقدم هذه الدراسة طريقة لنمذجة سلوك خط الأنابيب بناءً على تحليل العناصر المحدودة باستخدام برنامج PLAXIS 3D والذي يهدف إلى تحديد عزوم الانحناء، قوى القص و الرفع على طولها. أجريت دراسة معاملات لمعرفة تأثير عمق ردم الأنبوب، الضغط الداخلي في الأنبوب، خصائص التربة بما في ذلك المقاومة و الصلابة التي تتمثل في معامل المرونة، معامل بواسون و التماسك على التوالي. تمت مقارنة نتائج النمذجة الرقمية مع البيانات التجريبية من الأدبيات. وجد أنه على عكس النماذج المختبرية، فإن التحليل الرقمي يمكن أن يفسر تأثير الضغط الداخلي في الأنبوب وعمق ردم الأنبوب، حيث تبين أن وجود ضغط السائل داخل الأنبوب و عمق الردم يؤدي إلى انخفاض في الارتفاع بحوالي 45% و 50% على التوالي. يتأثر ارتفاع الأنبوب بشكل كبير بعمق الردم و الضغط الداخلي. وفي الأخير نعرض مختلف الاستنتاجات التي نتج عنها هذه الأطروحة.

كلمات مفتاحية: الطين، ضغط الانتفاخ، قناة، النمذجة الرقمية، PLAXIS 3D.

Table des matières

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre 01: Synthèse bibliographique sur les sols gonflants

1. Introduction.....	3
2. Minéralogie des argiles.....	3
2.1. Groupe Kaolinite.....	6
2.2. Groupe Illite.....	7
2.3. Groupe Montmorillonite.....	7
2.4. Structure d'argile.....	9
2.5. Interactions eau - argile.....	9
3. Cations échangeables.....	12
4. Facteurs affectant le gonflement.....	13
5. Mécanisme de gonflement des argiles.....	15
5.1. Mécanisme de gonflement au sens physico-chimique.....	15
5.2. Mécanisme de gonflement au sens mécanique.....	16
6. Classification des sols gonflants.....	18
6.1. Classification spécifique aux sols gonflants.....	18
6.2. Classification basée sur des prévisions indirectes du potentiel de gonflement.....	19
6.3. Classification basée sur les valeurs de potentiel de gonflement de l'oedomètre.....	20
6.4. Classification du potentiel de gonflement basée sur une formule empirique.....	21
7. Méthodes de traitement des sols gonflants.....	23
7.1. Traitements physiques.....	24
7.2. Traitements chimiques.....	26
8. Dommages causés par les sols gonflants.....	27
9. Conclusion.....	29

Chapitre 02: Système de canalisations

1. Introduction.....	31
2. Avantages des pipelines.....	31
3. Composants des pipelines.....	32
4. Types de pipelines.....	32
4.1. Tube métallique.....	32
4.2. Pipe non métallique.....	33
5. Joints.....	34
6. Chargements des pipelines.....	35
7. Comportement des conduites enterrées.....	36
7.1. Performances des pipelines.....	37
7.2. Ovalisation des pipelines.....	39
8. Modélisation de l'interaction sol-pipe.....	40
8.1. Pipelines continus.....	41
8.2. Pipelines segmentées.....	42
9. Mécanismes de soulèvement du pipeline.....	43
9.1. Scénario 1 - Conditions entièrement non drainées et fixé.....	43
9.2. Scénario 2 - Conditions entièrement non drainées et libre.....	45

9.3. Scénario 3 - Conditions entièrement drainées.....	46
10. Interaction de pipeline enterré avec les sols expansifs.....	47
11. Conclusion.....	51

Chapitre 03: Outil de simulation numérique et loi de comportement

1. Introduction.....	52
2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.....	52
2.1. Programme d'éléments finis PLAXIS 3d.....	53
2.2. Les modules de Plaxis	54
3. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS 3D.....	56
3.1. Le Modèle élastique linéaire.....	56
3.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	58
3.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	61
3.4. Modèle pour des sols mous (Soft Soil Model).....	65
3.5. Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model).....	68
3.6. Le Modèle Hoek-Brown (HB).....	69
4. Conclusion.....	71

Chapitre 04: Modélisation numérique du comportement de pipeline dans un sol gonflant

1. Introduction.....	72
2. Procédure de la simulation numérique.....	72
2.1. La géométrie du modèle.....	72
2.2. Caractéristiques des matériaux.....	73
2.3. Conditions aux limites.....	73
2.4. Génération du maillage.....	73
2.5. Conditions initiales.....	74
2.6. Les contraintes initiales.....	74
2.7. Procédure des calculs.....	75
3. Analyse des résultats et discussions.....	75
3.1. Déformation de maillage.....	76
3.2. Déformation des éléments structuraux.....	77
4. Etude paramétrique.....	79
4.1. Profondeur d'enfouissement.....	79
4.2. Pression interne.....	80
4.3. Module d'Young.....	81
4.4. Coefficient de Poisson.....	82
4.5. Cohésion.....	82
5. Etude de soulèvement différentielle.....	83
5.1. Formulation du problème.....	83
5.2. Modèle numérique.....	84
5.3. Analyse des résultats et discussions.....	86
6. Conclusion.....	91
Conclusions générales et perspectives.....	93
Références bibliographiques.....	96

Liste des figures

Chapitre 01: Synthèse bibliographique sur les sols gonflants

Figure 1.1: Unités de base des minéraux argileux (Craig, 2004).....	4
Figure 1.2: Feuille de silice (Mitchell, 1993)	4
Figure 1.3: Feuille d'alumine (Mitchell, 1993).....	4
Figure 1.4: Kaolinite (Craig, 2004).....	6
Figure 1.5: Photographies au Microscope Électronique de Kaolinite.....	6
Figure 1.6: Illite (Craig, 2004).....	7
Figure 1.7: Photographies au Microscope Électronique d'illite.....	7
Figure 1.8: Montmorillonite (Craig, 2004).....	8
Figure 1.9: Photographies au Microscope Électronique de Montmorillonite.....	8
Figure 1.10: a) Structure floculée ; b) structure dispersée. (Lambe et Withman, 1969).....	9
Figure 1.11: Mécanisme de liaison hydrogène (Reddi et Inyang, 2000).....	10
Figure 1.12: Mécanisme d'hydratation des ions (Reddi et Inyang, 2000).....	11
Figure 1.13: Mécanisme d'hydratation des ions modifiés.....	11
Figure 1.14: Mécanisme d'attraction dipolaire.....	12
Figure 1.15: Schéma de la double couche diffuse.....	16
Figure 1.16: Variations de la teneur en humidité en fonction de la profondeur sous la surface du sol (Chen,1988).....	18
Figure 1.17: Classification du potentiel de gonflement (H.B, R.G et R., 1962).....	20
Figure 1.18: Relations pour déterminer : a) l'indice de plasticité (PI). b) facteur de réduction (<i>P</i>).....	22
Figure 1.19: Drains encastrés autour des structures.....	26
Figure 1.20 : Modèle de fissure typique sur un bâtiment en raison du soulèvement central.....	28
Figure 1.21: Modèle typique de fissures sur un bâtiment en raison de la courbure centrale.....	29

Chapitre 02: Système de canalisations

Figure 2.1: Anneau de pipe : (a) Terminologie ; (b) Forces internes de l'anneau.....	36
Figure 2.2: Déformation du remblai: (a) pipe flexible ; (b) pipe rigide (Marston and Anderson, 1913).....	37
Figure 2.3: Déformation de la conduite sous :(a) charges radiales uniformes, (b) charges ponctuelles (cas d'une conduite non enterrée) (Bickel, 2004).....	38
Figure 2.4: Déformation du pipeline sous :(a)charges radiales uniformes ; (b) charges ponctuelles (cas d'une conduite partiellement enterrée) (Bickel, 2004).....	38
Figure 2.5: Exemples typiques de limites de performance pour la conduite et leur emplacement (Watkins and Anderson, 2000).....	38
Figure 2.6: Ovalisation d'un tuyau d'acier due à un décalage d'une faille : (a)0.375 pouce,(b) 0.75 pouce d'épaisseur de paroi(ALA, 2005).....	39
Figure 2.7: Forme déformée d'un pipeline pour le déplacement d'une faille $d=1-4$ m (Vazouras et al, 2010). 40	40
Figure 2.8: Déformation de l'anneau de conduite sous chargement vertical concentré (Gresnigt, 1986).....	40
Figure 2.9: (a) Modèle d'éléments finis, (b) Modèle BNWF.....	41
Figure 2.10: Modèle pipe continu-sol : a) Déformation longitudinale ; b) Déformation transversale du sol (Modèle BNWF).....	42
Figure 2.11: Modèle de poutre encastrée dans une fondation élastique localement déplacée latéralement... 42	42
Figure 2.12: Modèle pipe segmenté-sol: a) déformation longitudinale ;b) déformation transversale du sol (Modèle BNWF).....	42
Figure 2.13: Géométrie du problème de soulèvement de la conduite.....	43
Figure 2.14: Mécanismes de soulèvement d'une conduite enfouie dans l'argile sous conditions non drainées et totalement fixé (Bergum et Eide, 1956).....	43
Figure 2.15: Mécanismes de soulèvement d'une conduite enterrée sous conditions non drainées et libre a) schéma du corps libre; b) Cas 1 – Conditions hydrostatiques ; c) cavitation se produit.....	45
Figure 2.16: Mécanismes de soulèvement d'une conduite enterrée dans l'argile en conditions entièrement drainées.....	46
Figure 2.17: Schéma du mouvement Pipe-sol dû au changement d'humidité (Rajeev et al. 2012).....	48
Figure 2.18: Modèle expérimental et numérique (Rajeev et Kodikara, 2011).....	48

Figure 2.19: Charges externes agissant sur un tuyau enterré (Gallage et al, 2012).....	49
Figure 2.20: Modèle expérimental à grande échelle (Huang et al, 2015).....	50
Figure 2.21: Modèle de ressort de poutre utilisé par Kouretzis et al. (2015).....	50
Figure 2.22: Modèle numérique (Saadeldin et al, 2015).....	51

Chapitre 03: Outil de simulation numérique et loi de comportement

Figure 3.1: Fenêtre principale du programme d'entrée des données.....	55
Figure 3.2: Fenêtre de calcul.....	55
Figure 3.3: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	57
Figure 3.4: Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.....	57
Figure 3.5: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	58
Figure 3.6: Surface de rupture hexagonale pour le modèle de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.....	59
Figure 3.7: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	59
Figure 3.8: Définition de E_0 , E_{50} et E_{ur}	60
Figure 3.9: Fenêtre des paramètres du HardeningSoil Model.....	62
Figure 3.10: Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.....	63
Figure 3.11: Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.....	64
Figure 3.12: Définition du module de rigidité tangent.....	65
Figure 3.13: Contour de rendement total du modèle HSM dans l'espace de contraintes principal pour les sables.....	65
Figure 3.14: Fenêtre des paramètres du Soft Soil Model.....	66
Figure 3.15: Comportement typique des sols mous en compression/gonflement isotrope.....	67
Figure 3.16: Surface de rendement du modèle Cam-Clay modifié dans le plan p - q	69
Figure 3.17: Fenêtre des paramètres du modèle Hoek-Brown.....	70

Chapitre 04: Modélisation numérique du comportement de pipeline dans un sol gonflant

Figure 4.1: Géométrie du modèle.....	72
Figure 4.2: Maillage du modèle numérique.....	74
Figure 4.3: Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.....	75
Figure 4.4: Maillage déformé du système sol-pipe : a)Pipe à vide. b) Pipe sou pression.....	76
Figure 4.5: Contours de soulèvement: a)Pipe à vide. b) Pipe sou pression.....	77
Figure 4.6: Distribution des déplacements totaux le long du périmètre du pipeline : a) Pipe à vide. b) Pipe sous pression.....	78
Figure 4.7: Distribution des efforts de cisaillements le long du périmètre du pipeline : a) Pipe à vide. b) Pipe sou pression.....	78
Figure 4.8: Distribution des Moments fléchissant le long du périmètre du pipeline : a) Pipe à vide. b) Pipe sou pression.....	79
Figure 4.9: Influence de la pression interne P_i sur les soulèvements.....	80
Figure 4.10: Influence de la profondeur d'enfouissement sur les soulèvements : a)Pipe à vide, b) Pipe sous pression.....	81
Figure 4.11: Influence du module d'élasticité de sol sur les soulèvements a)Pipe à vide, b) Pipe sous pression.....	81
Figure 4.12: Influence du de Coefficient de Poisson sur les soulèvements : a) Pipe à vide. b) Pipe sous pression.....	82
Figure 4.13: Influence de la cohésion sur les soulèvements :a)Pipe à vide. b)Pipe sous pression...	83
Figure 4.14: Illustration schématique de la déformation de la conduite due à un sol gonflant : a) Soulèvement typique causé par l'expansion du sol, b) Idéalisation de l'interaction sol-pipe.....	84
Figure 4.15: Géométrie du modèle.....	85
Figure 4.16: Maillage du modèle numérique.....	86
Figure 4.17: a)Profil de déformation de massif du sol, b) Distribution des déplacements verticales sur le corps du pipe.....	87
Figure 4.18: a) Déformation plastique. b)Flexion libre autour de la limite humide-sèche.....	88

Figure 4.19: Répartition des déplacements verticaux le long de la conduite.....	89
Figure 4.20: Répartition des forces de cisaillement le long de la conduite.....	90
Figure 4.21: Répartition des moments fléchissant le long de la conduite.....	91

Liste des tableaux

Tableau 1-1: Caractéristiques de certains minéraux argileux	5
Tableau 1-2: Gamme de capacités d'échange cationique de divers minéraux argileux.....	13
Tableau 1-3: Propriétés du sol influençant le potentiel de gonflement	13
Tableau 1-4: Facteurs environnementaux affectant le potentiel de gonflement	14
Tableau 1-5: Conditions de contraintes affectant le potentiel de gonflement.....	14
Tableau 1-6: Classification des sols expansifs basée sur la méthode Skempton.....	19
Tableau 1-7: Relation entre le potentiel de gonflement des argiles et l'indice de plasticité.....	19
Tableau 1-8: Classification basée sur la méthode du Bureau de réclamation	20
Tableau 1-9: Classification basée sur les valeurs de potentiel de gonflement de l'oedomètre.....	20
Tableau 2-1: Classification des pipelines en fonction des modes d'assemblage.....	34
Tableau 2-2: Les spécifications principales des pipes rigides et flexibles	37
Tableau 2-3: Description des déformations résultantes.....	39
Tableau 4-1: Propriétés des matériaux utilisés dans la simulation.....	73

Problématique et objectif de la recherche

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 montmorillonite, l'illite, la smectite, etc. Une humidification de ces sols à partir d'un certain état induit des gonflements importants dus, pour une part à la saturation progressive des pores du sol, qui fait disparaître les forces capillaires, et pour le reste, à l'absorption de molécules d'eau sur la surface extérieure des particules et à la pénétration des molécules d'eau entre les feuillets dont l'empilement constitue les particules d'argiles. Inversement, suite à une de saturation, ce type de sol subit une diminution de volume importante, qui provoque en particulier le développement de réseaux de fissures de retrait à partir de la surface.

Dans le domaine du Génie Civil, ces phénomènes de gonflement et de retrait sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures construites en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais,) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes,...).

Malgré ces inconvénients, les propriétés particulières des argiles gonflantes, faible perméabilité et bonne capacité de rétention notamment, en font des matériaux très intéressants dans de nombreuses applications en Géotechnique ainsi qu'en Géotechnique de l'Environnement pour l'élaboration de noyau de barrages en terre, pour la construction de barrières d'étanchéité dans les sites de stockage de déchets en surface et en grande profondeur..... , Les argiles gonflantes sont donc présentes dans de nombreux contextes, leurs propriétés pouvant être à la fois profitables et/ou dommageables.

Objectif de la recherche

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude d'un pipeline situé dans un sol gonflant. Plus particulièrement, L'étude consiste à mettre un modèle numérique pour notre projet, qu'il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique. Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé en quatre chapitres.

1. Plan de thèse

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

- **Chapitre 01** : est organisé en deux parties. La première partie est constituée d'une étude bibliographique sur l'état qui permet de synthétiser les connaissances concernant la structure microscopique des argiles ainsi que sur les mécanismes microscopiques qui gouvernent leur comportement macroscopique. Nous donnons en premier lieu une analyse détaillée de la

structure des argiles depuis la composition minéralogique, structures des particules. Nous insistons sur le rôle très important du milieu dipolaire dans le comportement de ces matériaux par l'étude des interactions physico-chimiques. Nous exposons dans la deuxième partie les mécanismes de gonflement des argiles, les différents facteurs qui peuvent influencer sur le gonflement et les différentes méthodes utilisées pour mesurer le gonflement, ainsi que les méthodes de traitement du gonflement de sol et les dommages causent de celle-ci sur les constructions.

- Chapitre 02

Présente une revue approfondi de la littérature en termes généraux en relation avec les recherches et les analyses établies sur les interactions de conduites enterrées avec les sols expansifs. En ce qui concerne les aspects spécifiques des comportements du système de sol ou de canalisation, des informations de base sous-jacentes à certains problèmes sont présentées dans le chapitre dédié au sujet.

- Chapitre 03

Présente un bref aperçu de la méthode des éléments finis concerne l'historique, les concepts de base et l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique. On a choisi le code éléments finis *PLAXIS3d v20*, qui nous permet le passage d'un projet réel au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. *PLAXIS* utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage. Un aperçu sur la méthode des éléments finis a été abordé aussi dans ce chapitre et son importance de celle-ci dans la résolution des problèmes complexes de géotechnique.

- Chapitre 04

Ce chapitre est consacré à la présentation des différentes étapes du travail numérique effectué pour implanter le modèle géotechnique, Après la définition de la géométrie du modèle et des caractéristiques des matériaux ; on passe au calcul par *PLAXIS*.

L'étude paramétrique, qui montre l'effet de plusieurs paramètres, comme la profondeur d'enfouissement, les pressions internes dans la conduite, le module élastique, le coefficient de Poisson et la cohésion, on utilise la même modèle du projet, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer. La comparaison est présentée sur des diagrammes pour chaque paramètre.

Chapitre 01

Synthèse bibliographique sur les sols gonflants

1. Introduction

Le nom des minéraux argileux définit un groupe de minéraux qui sont des constituants essentiels des roches argileuses telles que les kaolins, les argiles, les sols, les schistes, les bentonites, etc. et déterminent les propriétés spécifiques de ces roches. La définition de l'argile a été formalisée pour la première fois en 1546 par Agricola. Il a été révisé à de nombreuses reprises depuis lors, bien que les principes fondamentaux concernant la plasticité, la taille des particules et le durcissement à la cuisson ont été retenus par la plupart des auteurs.

Les minéraux argileux constituent un groupe de minéraux extrêmement important. En raison de leurs propriétés spécifiques telles que la plasticité, l'hydratation et les propriétés catalytiques, les minéraux argileux sont utilisés dans de nombreuses industries. L'agriculture, la chimie, la pharmacie, la technique réfractaire, la céramique, etc. sont les domaines dans lesquels les minéraux argileux ont trouvé une application pratique (Stoch L , 1974).

Certains sols argileux changent de volume en fonction de leur teneur en eau, provoquant des dommages aux ouvrages géotechniques. Le phénomène de gonflement est causé par l'attraction chimique de l'eau, les molécules d'eau étant incorporées dans la structure d'argileuse entre les plaques d'argile, ce qui sépare et déstabilise la structure minérale. L'ampleur de l'expansion dépend du type et de la quantité de minéraux argileux présents, capacité d'échange cationique, la taille des particules d'argile, la densité du sol, la teneur en humidité du sol, de la structure du sol et la teneur en matière organique, entre autres facteurs secondaires.

Ce chapitre contient deux parties, la première partie contenant, des informations sur les argiles, en commençant par la composition minéralogique, structures des particules d'argile et méthodes utiliser pour identifier des minéraux argileux. Nous mettons en avant l'importance primordiale de l'eau dans le comportement de ce matériau grâce à l'étude des interactions physico-chimiques entre le fluide interstitiel et l'argile. Dans la deuxième partie, nous présentons les différents facteurs qui peuvent jouer un rôle dans le gonflement, les mécanismes de gonflement, méthodes de classification, les méthodes de traitement des sols gonflant et aussi les dommages causés par le gonflement d'argile.

2. Minéralogie des argiles

Les argiles sont classées en fonction de leurs propriétés physiques et chimiques. Leurs propriétés chimiques, en particulier leur microstructure, sont étudiées pour comprendre le comportement technique de l'argile.

Les particules d'argile sont de très petite taille et leur forme est déterminée par la disposition des fines couches de réseau cristallin qu'elles forment, avec de nombreux autres éléments qui peuvent s'incorporer dans la structure minérale de l'argile (hydrogène, sodium, magnésium).

L'unité structurale de base des minéraux argileux est composée d'un bloc de tétraèdre de silice et un bloc octaèdre en aluminium (fig 1.1). Divers minéraux argileux sont formés par une variété de combinaisons et d'agencements de ces blocs. La structure en feuille est formée en combinant l'unité structurale de base. La feuille de silice est la combinaison de tétraèdres silicium-oxygène (fig 1.2). La feuille d'alumine est formée par la combinaison de octaèdres d'alumine (fig 1.3).



Figure 1.1: Unités de base des minéraux argileux (Craig, 2004)

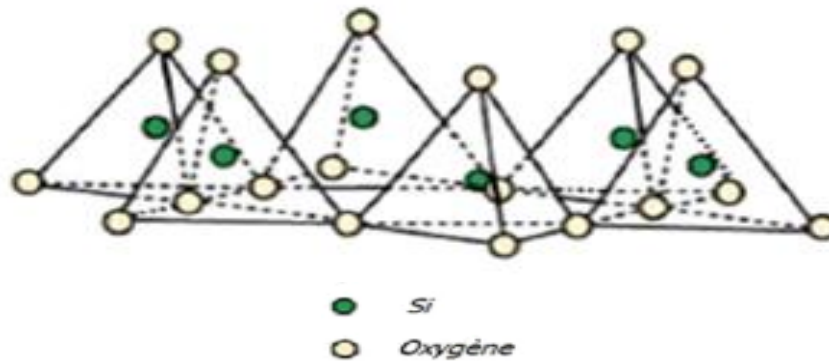


Figure 1.2: Feuille de silice (Mitchell, 1993)

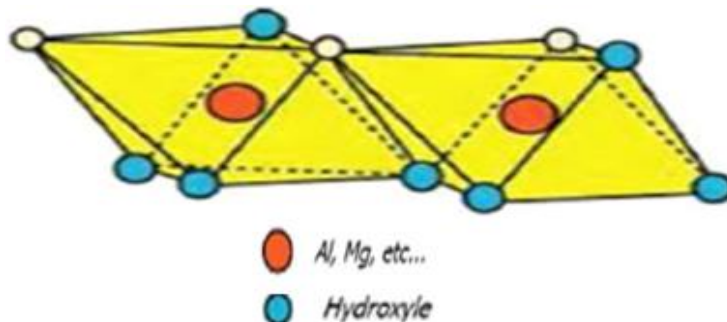


Figure 1.3: Feuille d'alumine (Mitchell, 1993)

La kaolinite, l'illite et la montmorillonite sont les principaux groupes de minéraux argileux. Les caractéristiques de certains minéraux argileux sont données dans le tableau 1.1.

Ces trois groupes ont des structures cristallines en couches. La distinction minéralogique repose sur la disposition physique des différentes couches et sur la manière dont les différentes unités structurelles sont liées entre-elle. Ces liaisons sont des liaisons hydrogène et des liaisons potassium.

La surface spécifique est définie comme l'aire totale de la surface du grain exprimée en centimètres carrés par gramme ou par centimètre cube de phase dispersée. La surface spécifique augmente de la minérale kaolinite à la minérale montmorillonite.

Ces types de minéraux argileux sont classés selon les limites d'Atterberg, qui sont la limite liquide, la limite plastique et la limite de retrait. Alors que les valeurs de la limite liquide et de la limite plastique du groupe montmorillonite sont les plus élevées dans les minéraux argileux, ce groupe a la limite de retrait la plus basse dans les minéraux argileux.

L'activité étant l'une des propriétés descriptives des minéraux argileux, elle est utilisée pour la classification des minéraux argileux. La valeur d'activité des minéraux argileux dépend de l'indice de plasticité et du pourcentage de particules d'argile dans les sols et, à mesure que l'activité augmente, le potentiel de gonflement augmente.

Tableau 1-1: Caractéristiques de certains minéraux argileux (Nelson et Milner, 1992).

Mineral Group	Basal Spacing (Å)	Particle Features	Interlayer Bonding	Specific Surface (m ² /g)	Atterberg Limits ^a			Activity ^b (PI/% Clay)
					LL (%)	PL (%)	SI (%)	
Kaolinites	14.4	Thick, stiff 6-sided flakes 0.1 to 4 × 0.05 to 2 μm	Strong hydrogen bonds	10–20	30–100	25–40	25–29	0.38
Illites	10	Thin, stacked plates 0.003 to 0.1 × 1.0 to 10 μm	Strong potassium bonds	65–100	60–120	35–60	15–17	0.9
Montmorillonites	9.6	Thin, filmy, flakes >10 Å × 1.0 to 10 μm	Very weak van der Waals bonds	700–840	100–900	50–100	8.5–15	7.2

^aLL, PL, SL, liquid, plastic, and shrinkage limits, respectively.

^bFrom Skempton (1953).

Summarized from Mitchell (1976).

2.1. Groupe Kaolinite

La kaolinite, qui a la composition chimique générale de $2\text{SiO}_2\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 2\text{H}_2\text{O}$, est produite à partir de l'altération des roches mères qui contiennent du feldspath orthose.

La kaolinite est constituée d'une structure basée sur une seule feuille de silice combinée à une seule feuille d'octaèdres d'alumine (fig. 1.4, 1.5). La liaison hydrogène se situe entre feuille de silice et feuille d'alumine. Lorsque des feuilles de kaolinite sont empilées les unes sur les autres, les hydroxyles des feuilles d'octaèdre sont attirées vers l'oxygène de la feuille de tétraèdre de silice au moyen de liaisons oxygène. Ces liaisons, qui sont ioniques et covalentes, sont fortes, mais pas aussi fortes que les liaisons primaires et, par conséquent, un clivage se produit. Ces feuilles peuvent se dilater sensiblement dans deux directions et ces cristaux sont généralement 70 à 100 couches épaisses (Oweis et Khera, 1998).



Figure 1.4: Kaolinite (Craig, 2004)

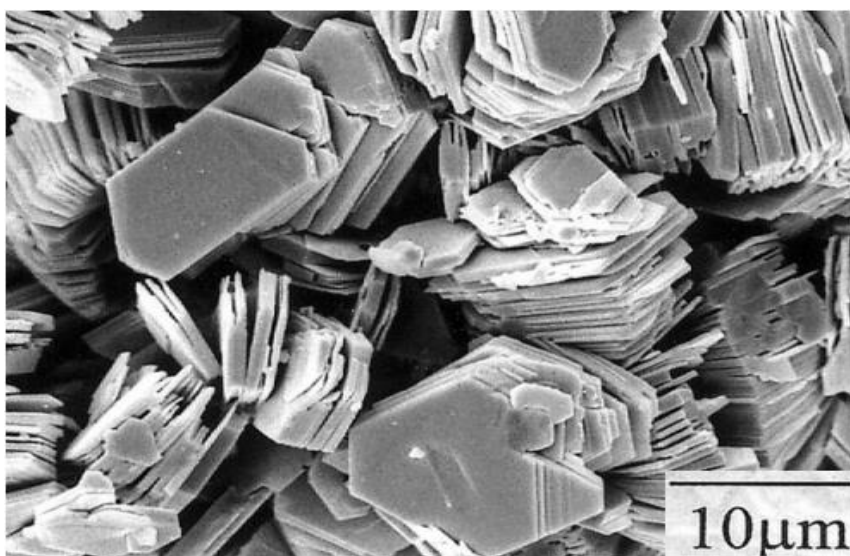


Figure 1.5: Photographies au Microscope Électronique de Kaolinite

2.2. Groupe Illite

L'illite est obtenue à partir de l'altération des micas avec le principal minéral parent de la muscovite. Illite a une structure de base composée d'une feuille d'octaèdres d'alumine entre et combiné avec deux feuilles de silice tetrehedrons. Les ions potassium, liaison assez faible, se trouvent entre les feuilles combinées (fig. 1.6, 1.7). Bien que le groupe illite de minéraux ait la même disposition structurale que le groupe montmorillonite, le minéral illite a moins de potentiel de gonflement que le minéral montmorillonite en raison de la présence de potassium comme matériau de liaison entre les unités.

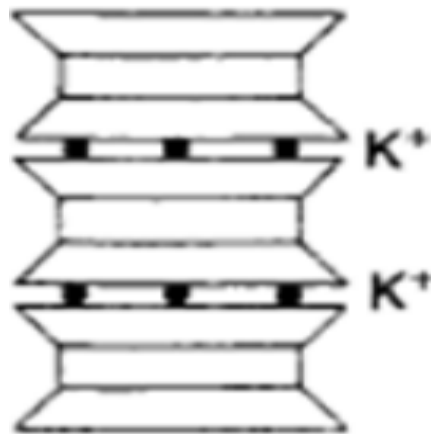


Figure 1.6: Kaolinite (Craig, 2004)

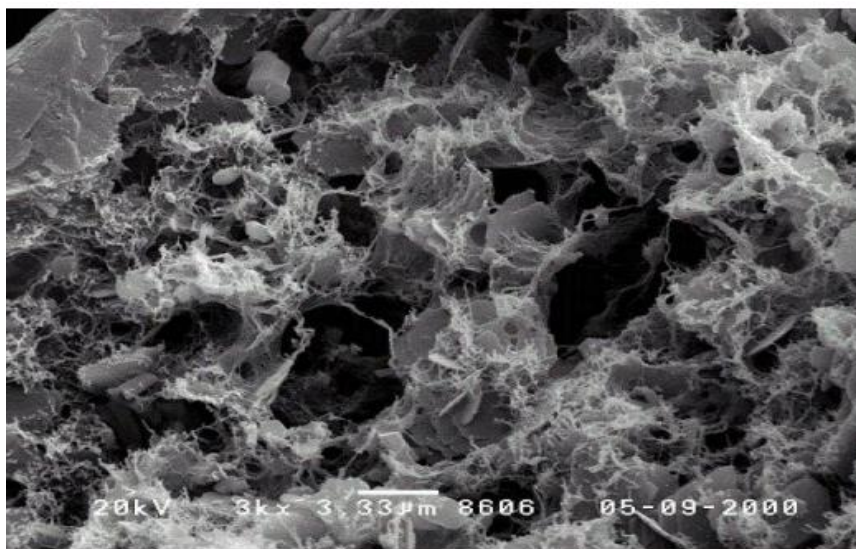


Figure 1.7: Photographies au Microscope Électronique d'illite

2.3. Groupe Montmorillonite

La montmorillonite a la même structure de base que l'illite. Les molécules d'eau et les cations échangeables occupent l'espace entre les feuillets combinés (fig 1.8,1.9). La montmorillonite est le principal constituant de la bentonite, dérivée de l'altération des cendres volcaniques. Il peut se dilater en raison de sa nature extensible lorsqu'il entre en contact avec

l'eau. Les sols comprenant une quantité importante de minérales montmorillonites présenteront des caractéristiques élevées de gonflement et de retrait.

La montmorillonite a le potentiel de gonflement, l'activité et la limite de liquidité les plus élevés dans les sols argileux. La montmorillonite, y compris le calcium, a une plus faible capacité d'échange cationique et un potentiel de gonflement par rapport à la montmorillonite sodique. La bentonite, qui est un type de montmorillonite, est largement utilisée pour la stabilité des forages dans les études souterraines et la construction de parois en coulis. Elle comprend à la fois la bentonite de sodium et bentonite calcique. Cependant, la proportion de bentonite de sodium est supérieure à la proportion de bentonite de calcium (Oweis et Khera, 1998).

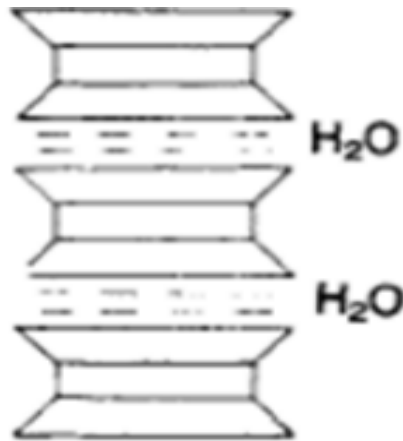


Figure 1.8: Montmorillonite (Craig, 2004)

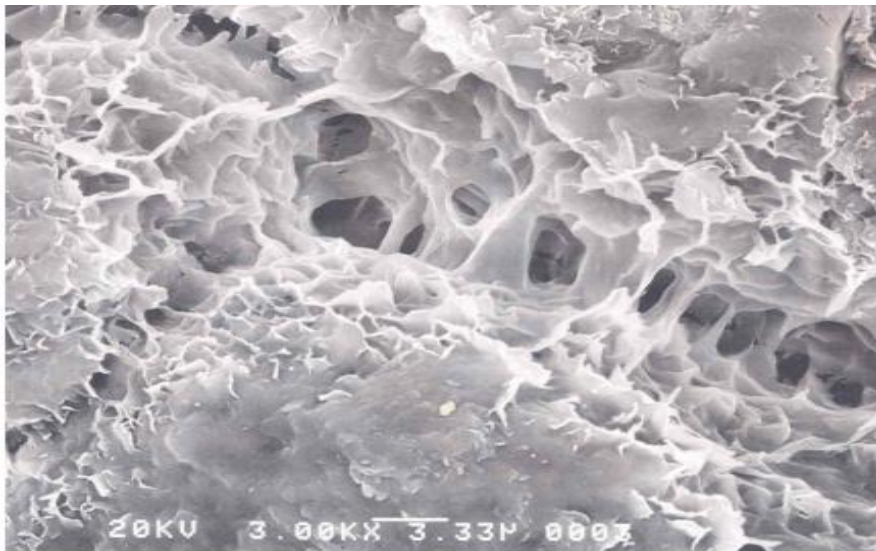


Figure 1.9: Photographies au Microscopie Électronique de Montmorillonite.

2.4. Structure d'argile

L'orientation des particules de sol dans la masse de sol et l'espacement entre les particules affecteront la manière dont les particules interagissent. Les structures des particules d'argile sont divisées en deux groupes, la structure dispersée qui se forme lorsque la force nette des particules est répulsive et la structure floquée qui se forme lorsque la force nette des particules est attractive (fig 1.10). L'espacement entre les particules est plus grand dans la structure floquée que dans la structure dispersée. Pour cette raison, les argiles floquées ont tendance à être plus expansive que les argiles dispersées.

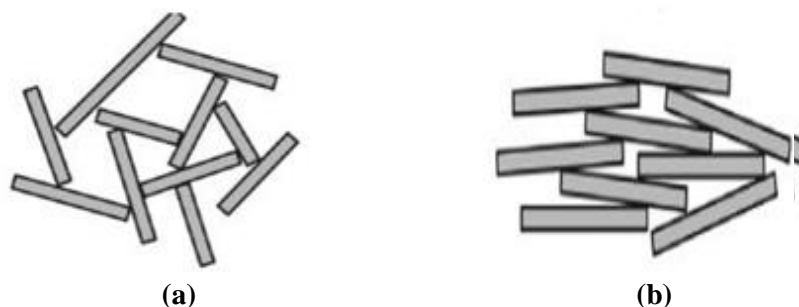


Figure 1.10: a) Structure floquée ; b) structure dispersée. (Lambe et Withman, 1969)

2.4.1. Identification des minéraux argileux

Les minéraux argileux dans les sols peuvent être identifiés à l'aide d'une ou plusieurs des méthodes suivantes :

1. Diffraction des rayons X (DRX)
2. Analyse thermique différentielle (ATD)
3. Microscopie électronique à transmission
4. Microscopie électronique à balayage
5. Spectroscopie infrarouge.

Cependant, ces méthodes ne conviennent pas aux tests de routine car elles nécessitent un équipement de test coûteux et nécessitent également des techniciens qualifiés pour l'interprétation des résultats des tests. (Chen, 1975).

2.5. Interactions eau - argile

Les propriétés du sol dépendent du comportement des particules discrètes et de la disposition de ces particules. Ce comportement est affecté par la quantité de cations à la surface du sol et la quantité d'eau dans les vides (Murthy, 1989).

Mitchell (1993) a décrit les mécanismes concevables pour l'interaction argile-eau. Les mécanismes sont la liaison hydrogène, l'hydratation des cations échangeables, l'attraction par osmose, l'attraction dipolaire de surface chargée. Pour les argiles expansives à teneur sèche ou

faible en eau, l'hydratation des cations échangeables est le mécanisme principal. A l'état sec, les cations échangeables sont situés à la surface des feuillets ou feuillets tétraédriques pour ajuster la charge négative de la surface de l'argile. Dans le processus d'hydratation, les molécules d'eau sont absorbées entre les couches élémentaires d'argile pour créer des couches d'eau. L'épaisseur des cristaux de montmorillonite déshydratée et des couches d'hydrates complets dépendent du cation échangeable. L'hydratation cationique, qui est susceptible de dominer sur l'hydratation de la surface des particules, entraîne une augmentation des rayons ioniques du cation, une augmentation de l'espace interstitiel et un changement de volume global de la masse du sol.

2.5.1. Liaison hydrogène

Le mécanisme régissant la liaison hydrogène s'effectue soit par la position négative de l'oxygène (O⁻) de la silice attirant le coin positif (H⁺) des molécules d'eau, soit par l'hydroxylyse positive qui attire les coins négatifs des molécules d'eau (fig 1.11). Les liaisons hydrogène ne sont pas statiques ; ils échangent constamment des protons et des partenaires de manière dynamique. Le mouvement dynamique non seulement réoriente les charges mais affaiblit également les liaisons hydrogène.

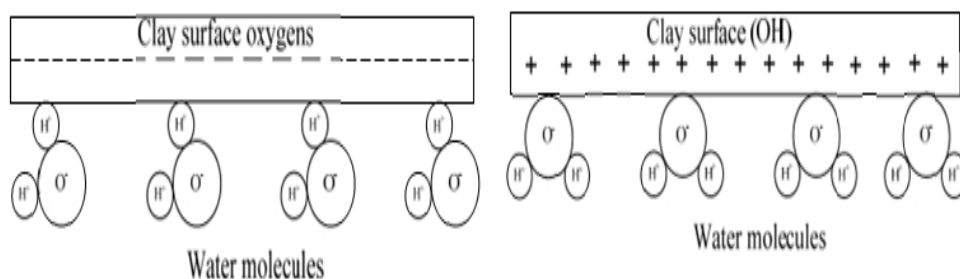


Figure 1.11: Mécanisme de liaison hydrogène (Reddi et Inyang, 2000).

2.5.2. Hydratation des ions et cations échangeables

Lorsque l'argile sèche est exposée à la vapeur d'eau, l'eau est adsorbée sur la surface de l'argile et sur les surfaces d'ions échangeables des surfaces intermédiaires. La tendance des cations échangeables à s'hydrater a une forte influence sur l'attraction des coins négatifs des molécules d'eau (fig 1.12). La quantité d'eau adsorbée dépend du type de cations échangeables. Les cations échangeables courants dans la smectite sont Ca²⁺, Mg²⁺, Na⁺ et H⁺, bien que Li⁺ et K⁺ puissent être trouvés dans un certain nombre de couches de smectite. Les argiles smectites séchées à l'air contenant du Ca²⁺ et du Mg²⁺ comme ions adsorbés peuvent adsorber l'eau jusqu'à ou légèrement au de la limite liquide. Pire encore, dans les argiles où Na⁺ est l'ion échangeable prédominant, le gonflement dépasse celui des argiles contenant du Ca²⁺ et du Mg²⁺, c'est-à-dire qu'il dépasse la limite de liquidité. Ceci est attribué à la petite taille des

particules, à la grande surface, à la grande dispersibilité et aux forces électriques entre les particules de Na^+ (Odom, 1984).

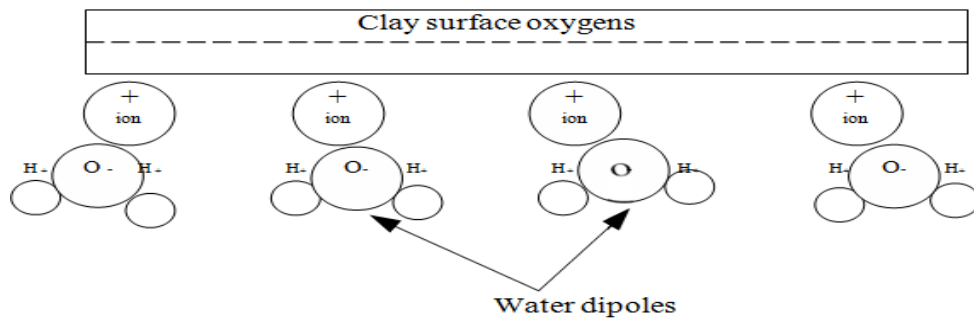


Figure 1.12: Mécanisme d'hydratation des ions (Reddi et Inyang, 2000).

2.5.3 Attraction par osmose

La surface négative de la particule d'argile favorise une concentration élevée de cations positifs, ainsi les molécules d'eau ont tendance à diffuser à travers les cations vers la surface pour tenter d'égaliser les concentrations (fig 1.13). La concentration de cations agit comme une membrane séparant solutions de différentes concentrations (activités), ainsi l'eau est transportée du côté de concentration la plus faible (activité élevée) vers le côté de concentration plus élevée (activité plus faible). Le transport de l'eau s'arrête lorsque les concentrations (activités) des solutions sont identiques de part et d'autre de la membrane.

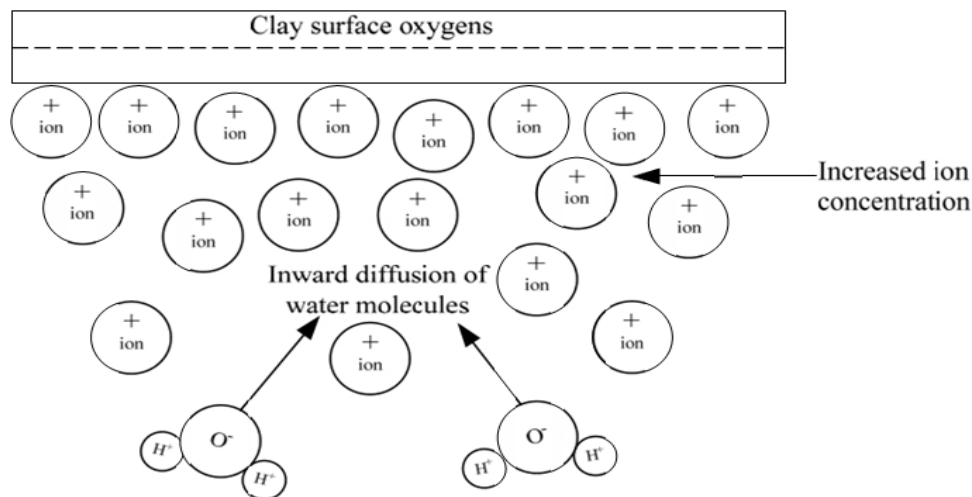


Figure 1.13: Mécanisme d'hydratation des ions modifiés

2.5.4 Surface chargée – attraction dipolaire

Le mécanisme spécifique dépend de la disposition des plaques d'argile adjacentes. Le plus souvent, les plaquettes minérales argileuses ont des charges électriques négatives sur leurs surfaces planes et des charges positives sur leurs bords. Les surfaces d'argile parallèles avec des charges électriques négatives attirent les molécules d'eau pour préserver la neutralité

électrique. L'attraction crée une concentration plus élevée de molécules d'eau sur les surfaces d'argile qu'au niveau du plan médian. Bien que l'effet diminue à mesure que la distance par rapport aux surfaces d'argile augmente vers le centre, il crée un désordre structural dans le plan médian dans lequel des pôles similaires s'orientent les uns à côté des autres. Parce que les pôles similaires se repoussent, l'espace créé entre les pôles est catégoriquement rempli de cations dans le but de neutraliser ou d'équilibrer les forces répulsives (fig. 1.14). Les minéraux argileux expansifs tels que la montmorillonite sont connus pour leur capacité d'échange cationique élevée, tandis que les minéraux argileux non expansifs comme la kaolinite ont une faible capacité d'échange cationique.

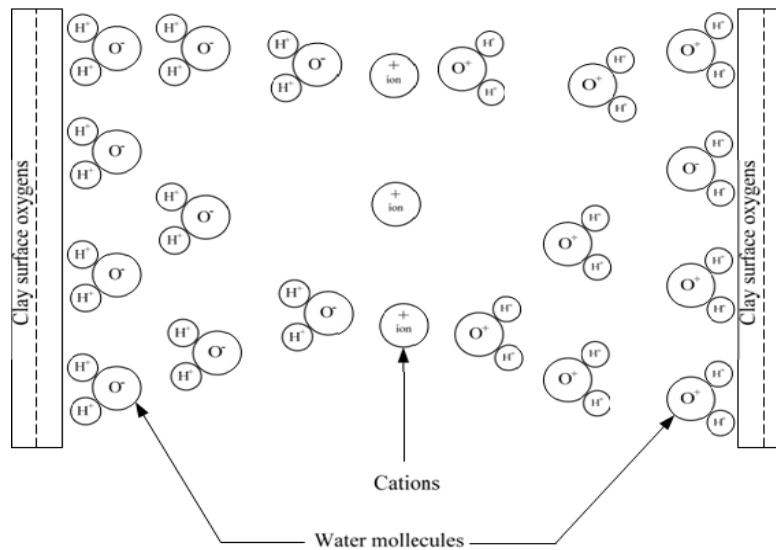


Figure 1.14: Mécanisme d'attraction dipolaire.

3. Cations échangeables

La quantité totale de cations échangeables est appelée capacité d'échange cationique (CEC). La CEC est exprimée en milli équivalents pour 100 grammes d'argile sèche. La capacité d'échange cationique de l'argile est influencée par la taille des particules, le broyage, la température et l'environnement de la réaction d'échange. Il est utilisé dans le cadre du décompte de la charge de surface sur une plaquette d'argile par la relation suivante (Sharma, 1998):

$$E = \frac{CEC}{S} \tag{1.1}$$

où : CEC est en C/g

C= unité de charge électrique (Coulombs)

S= surface spécifique en m²/g

E = densité de charge de surface en C/m².

La quantité de cation connu susceptible de saturer les sites d'échange est résolue analytiquement. La composition du complexe cationique d'origine peut être déterminée par l'analyse chimique de l'extrait d'origine. La CEC est identifiée à la minéralogie de l'argile. Les qualités CEC élevées indiquent une activité de surface élevée. En général, le potentiel de gonflement augmente à mesure que la CEC augmente (Nelson et Miller, 1992). Le tableau (1.2) montre que la montmorillonite est dix fois active que la kaolinite pour absorber les cations en raison des charges négatives plus importantes portées par la surface de la particule d'argile et de la surface spécifique plus grande. La capacité du sol à attirer l'eau à sa surface est mesurée par ses limites de liquidité et de plasticité (Chen, 1975).

Tableau 1-2: Gamme de capacités d'échange cationique de divers minéraux argileux (Chen,1975).

	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Épaisseur des particules	0.5-2 (micron)	0.003-0.1 (micron)	Less than 9.5 A°
Diamètre des particules	0.5-4 (micron)	0.5-10 (micron)	0.05-10 (micron)
Surface spécifique (Sq.meter/gm)	10-20	65-180	50-840
Capacité d'échange cationique (milliequivalents/100gm)	3-15	10-40	70-80

4. Facteurs affectant le gonflement

Le potentiel de gonflement d'un sol expansif peut être influencé soit par les propriétés du sol qui affectent la nature du champ de force interne, soit par les facteurs environnementaux qui peuvent modifier le système de force interne ou l'état de contrainte présent dans le sol. Certains facteurs physiques tels que la teneur en eau initiale, la densité initiale, la quantité et le type de compactage influencent également le potentiel de gonflement et les paramètres de gonflement des sols (Mokhtari and Dehghani , 2012).

Ces facteurs sont résumés ci-dessous comme suit (Nelson and Miller, 1992) :

Tableau 1-3: Propriétés du sol influençant le potentiel de gonflement.

FACTEUR	DESCRIPTION
Minéralogie des argiles	Trois groupes de minéraux argileux sont la kaolinite, l'illite et montmorillonite. Le minéral montmorillonite présente le potentiel de gonflement le plus élevé dans l'argile expansive.

Densité sèche	Des densités plus élevées rapprochent les particules en raison des forces répulsives plus importantes entre les particules, ce qui entraîne un potentiel de gonflement plus important.
Chimie de l'eau du sol	La concentration en cations et la valence des cations ont un effet négatif sur le gonflement. Les cations Na ⁺ présents dans l'eau du sol provoquent plus de gonflement que les cations Mg ²⁺ .
Plasticité	Les sols qui ont un indice de plasticité plus élevé et une limite de liquide plus élevée ont généralement plus de potentiel de gonflement que les autres.
Structure et le tissu du sol	Les argiles floculées ont tendance à être plus expansive que les argiles dispersées. Les sols compactés à une teneur en eau plus élevée ou au remodelage provoquent des changements de tissu et de structure.

Tableau 1-4: Facteurs environnementaux affectant le potentiel de gonflement.

FACTEUR	DESCRIPTION
Climat	L'humidité du sol est considérablement affectée par la quantité et la variation des précipitations et de l'évapotranspiration. Les régions semi-arides et arides sont les régions les plus appropriées aux sols expansifs.
Drainage	Un mauvais drainage de surface entraîne une augmentation de l'humidité du sol.
Eaux souterraines	Des nappes phréatiques superficielles et fluctuantes peuvent provoquer des soulèvements.
Teneur en eau initiale	Les sols argileux naturels, qui ont une teneur en eau plus faible et une limite de liquide élevée, ont un potentiel de gonflement
Variations d'humidité	Le volume d'argile expansive change lorsque la teneur en eau du sol expansif dans la zone active change.
Perméabilité	Les sols, qui présentent des fissures et des fissures, ont une perméabilité élevée. Ce cas entraîne des taux de gonflement plus élevés.
Végétation	L'humidité du sol est appauvrie par la végétation, ce qui provoque une humidification différentielle du sol.

Tableau 1-5: Conditions de contraintes affectant le potentiel de gonflement.

FACTEUR	DESCRIPTION
Histoire des contraintes	les argiles surconsolidées ont un potentiel de gonflement plus élevé que les argiles normalement consolidées.

Conditions in situ	La contrainte effective initiale doit être déterminée pour évaluer les conséquences probables de la charge ou de la modification de l'humidité du sol.
Chargement	La charge externe est égale ou supérieure à la pression de gonflement, les sols ne se dilatent pas.
Profil du sol	L'épaisseur et l'emplacement des couches potentiellement expansives dans le profil influencent considérablement les mouvements potentiels. Le mouvement le plus important se produira dans les profils comportant des argiles expansives s'étendant de la surface jusqu'aux profondeurs situées sous la zone active. Moins de mouvement se produira si un sol expansif est recouvert par un matériau non expansif ou s'il recouvre un substrat rocheux à faible profondeur.

5. Mécanisme de gonflement des argiles

5.1. 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.

Dans un système de sol, les cations présents dans l'eau interstitielle sont attirés électro-statiquement vers les surfaces chargées négativement des particules d'argile. Dans le même temps, ces cations ont tendance à rediffuser vers le fluide interstitiel global (fig 1.15), où leur concentration est plus faible (Van Olphen, 1977). Ces deux tendances opposées donnent lieu à une distribution ionique spatiale dans le liquide entourant la surface chargée, appelée double couche diffuse.

La valence et la concentration des cations sont les principaux facteurs qui affectent l'épaisseur de la double couche diffuse. Le cation qui a une valence ionique plus élevée a une épaisseur de double couche plus petite. Les cations qui ont une valence plus faible provoquent une plus grande épaisseur de DDL. Par exemple, la smectite avec Na^+ a une capacité de gonflement plus élevée que celle de la smectite avec Ca^{2+} .

La plus faible concentration de cations entraîne une augmentation du DDL et du gonflement (Mitchell, 1976). La force répulsive entre le système DDL est formée par des cations à forte concentration près de la surface des particules d'argile (Chen, 1988). L'autre facteur qui affecte

l'épaisseur du DDL est la température. Lorsque la température augmente, l'épaisseur du DDL augmente.

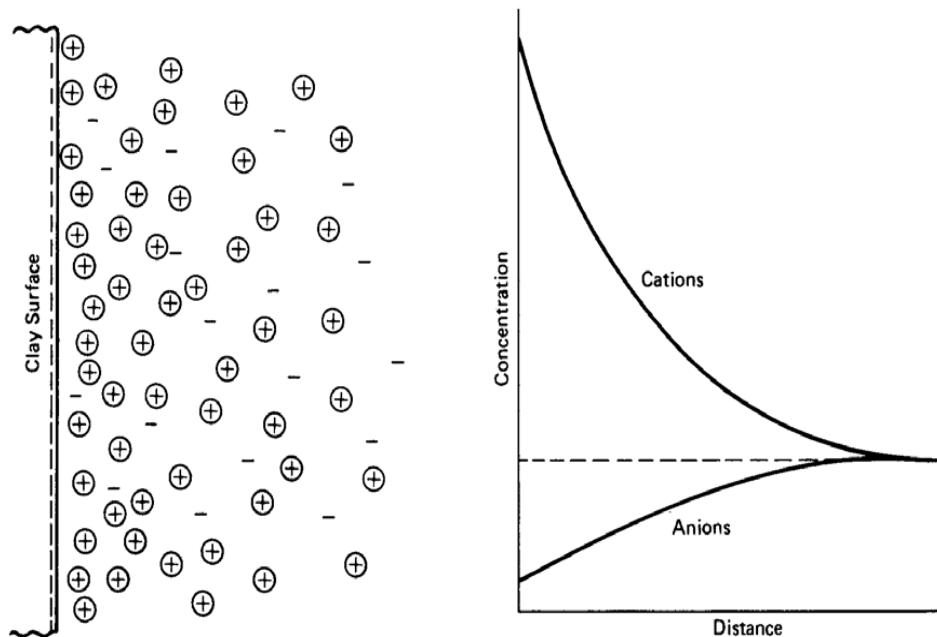


Figure 1.15: Schéma de la double couche diffuse.

5.2. Mécanisme de gonflement au sens mécanique

Le mécanisme de gonflement dans un sol expansif est complexe et est influencé par un certain nombre de facteurs. L'expansion est le résultat d'un changement dans le système sol-eau qui perturbe l'équilibre des forces internes. Il doit y avoir un gradient potentiel pouvant provoquer une migration de l'eau et un passage continu à travers lequel le transfert d'eau peut avoir lieu pour provoquer une expansion volumétrique. Les fractures et fissures, les fissures de retrait, la force capillaire, le transfert de vapeur, les gradients thermiques, etc. sont quelques-unes des sources qui provoquent la migration de l'humidité et le gonflement des sols expansifs (Chen, 1988).

En général, le mouvement d'un sol expansif se produit de manière inégale et l'expansion qui en résulte est d'une ampleur qui ne peut être prédite par la théorie élastique ou plastique classique (Nelson et Miller, 1992). Cependant, le comportement de gonflement peut être essentiellement lié à l'effet combiné de facteurs en interaction qui peuvent être regroupés en : géologie locale ; les propriétés techniques et, environnement local de dépôt. Les principaux facteurs géologiques comprennent le type et l'âge de la roche, en fonction du type et de la quantité de minéraux argileux, du type et de la quantité de matériaux cimentaires et de la disposition des particules du sol. Les facteurs techniques comprennent la teneur en humidité, les limites d'Atterberg et la densité sèche. Les facteurs environnementaux comprennent la pression de

confinement, le type et le degré d'altération en fonction de la quantité de fraction argileuse, de la teneur initiale en eau (Nelson et Miller, 1992) et de l'eau. Le potentiel de gonflement est lié à des facteurs géologiques et techniques, tandis que l'ampleur et le taux de gonflement sont contrôlés par les conditions environnementales (Sabtan, 2005). L'effet de l'eau sur un sol expansif est de loin l'élément le plus important et le plus préoccupant pour l'ingénieur en exercice (Chen, 1988).

L'épaisseur et l'emplacement des couches potentiellement expansives dans un profil influencent considérablement le mouvement potentiel. Le mouvement le plus important se produira dans les profils comportant des argiles expansives s'étendant sous la zone active. Moins de mouvement se produira si un sol expansif est recouvert par un matériau non expansif ou s'il a une faible profondeur. La teneur en eau dans les quelques mètres supérieurs du profil expansif du sol est affectée par des facteurs environnementaux et est généralement appelée zone de variation saisonnière ou zone active. Si la teneur en eau d'un sol expansif est mesurée en fonction de la profondeur pendant les saisons sèches et humides, la variation est similaire à celle présentée dans la figure 1.16 (Chen, 1988).

Pendant les saisons sèches, la teneur naturelle en eau est pratiquement nulle en surface et le volume du sol atteint la limite de retrait en raison de la perte d'humidité du sol près de la surface du sol en réponse à l'évaporation et à la transpiration (Murthy, 2003). La teneur en humidité augmentera donc avec la profondeur. Cependant, l'influence de l'évaporation diminue avec la profondeur et à une certaine profondeur, D_{us} , au-delà de laquelle l'équilibre de la teneur en humidité reste presque constant. La profondeur maximale de D_{us} est égale à la profondeur de la nappe phréatique, et la profondeur minimale est égale à la profondeur de la fluctuation saisonnière de la teneur en humidité, D_s . Pendant les mois humides où les précipitations sont plus abondantes et l'humidité plus élevée, la teneur en humidité du sol près de la surface augmente et le profil d'humidité représenté par la courbe 2 change sa forme pour former la courbe 3 (Chen, 1988).

L'arrosage des pelouses, la plantation d'arbres et d'arbustes, l'évacuation des drains de toit, la formation de canaux de drainage et de rigoles, ainsi que la possibilité de fuites dans les conduites de services publics augmenteront tous la valeur de D_s . Lorsque les zones sont couvertes par des structures telles que des bâtiments, des trottoirs ou des aires de trafic, l'évaporation est bloquée ou partiellement retardée. La teneur en humidité sous la zone couverte augmente en raison de la migration gravitationnelle, de l'action capillaire, du transfert thermique de vapeur et de liquide et, au cours de plusieurs années, la profondeur des fluctuations saisonnières de la teneur en humidité D_s peut se rapprocher de la profondeur de dessiccation D_{us} (Chen, 1988).

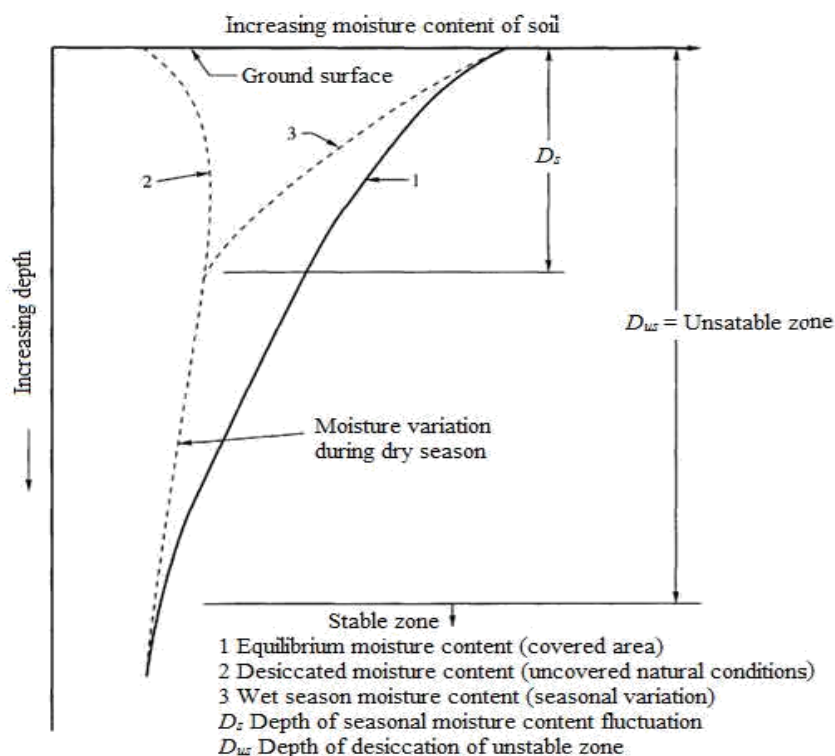


Figure 1.16: Variations de la teneur en humidité en fonction de la profondeur sous la surface du sol (Chen, 1988).

6. Classification des sols gonflants

Il existe différents systèmes de classification, qui utilisent à cet effet différentes bases. Parmi ceux-ci, le système de classification unifié des sols (USCS) et la méthode de l'Association américaine des responsables des autoroutes et des transports de l'État (AASHTO) utilisent la propriété d'index pour la classification et sont souvent utilisés.

6.1. Classification spécifique aux sols gonflants

Le système de classification générale indique qu'un sol peut présenter un caractère expansif, mais il ne fournit pas d'informations complètes. Les paramètres déterminés à partir d'essais d'identification de sols expansifs ont été combinés dans un certain nombre de systèmes de classification différents pour donner une évaluation qualitative de l'expansion du sol. En raison du manque de standardisation des procédures de classification, différents systèmes sont utilisés selon les localités. Cependant, l'utilisation directe de tels schémas à des fins de conception ne donne pas de résultats fiables en raison de certaines limitations lors de la formulation de ces schémas. Par conséquent, il est très important de souligner que la décision de conception doit être basée sur des tests et des analyses prédictifs, qui fournissent des informations fiables.

6.2. Classification basée sur des prévisions indirectes du potentiel de gonflement.

6.2.1. Méthode Skempton.

Cette méthode classe les argiles en fonction de leurs activités qui est développée par Skempton (1953) en combinant les limites d'Atterberg et la teneur en argile en un seul paramètre appelé activité. Skempton a classé les argiles en trois classes en fonction de leurs activités, comme indiqué dans le tableau 1.6. L'activité se définit comme suit :

$$\text{Activité} = \frac{IP}{\text{Pourcentage d'argile} < 0.002 \text{ mm}} \quad (1.2)$$

Tableau 1-6: Classification des sols expansifs basée sur la méthode Skempton

Potentiel de gonflement	Activité
Faible/inactif	$Ac < 0.75$
Moyenne/normale	$0.75 < Ac < 1.25$
Élevé/actif	$Ac > 1.25$

Sur la base de cette classification, l'argile montmorillonitique (Argile Expansive) est définie comme active, l'argile illitique comme normale et l'argile kaolinitique comme inactive (Nelson et Miller, 1992).

6.2.2. Méthode de Chen

Chen (1975) a présenté une méthode d'indice unique pour identifier les sols expansifs en utilisant uniquement l'indice de plasticité. Chen a suggéré quatre classes d'argiles selon leurs indices de plasticité indiqués dans le tableau 1.7

Tableau 1-7: Relation entre le potentiel de gonflement des argiles et l'indice de plasticité.

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité
Faible	0-15
Moyenne	10-35
Élevé	20-55
Très élevé	35 ans et plus

6.2.3. Méthode USBR

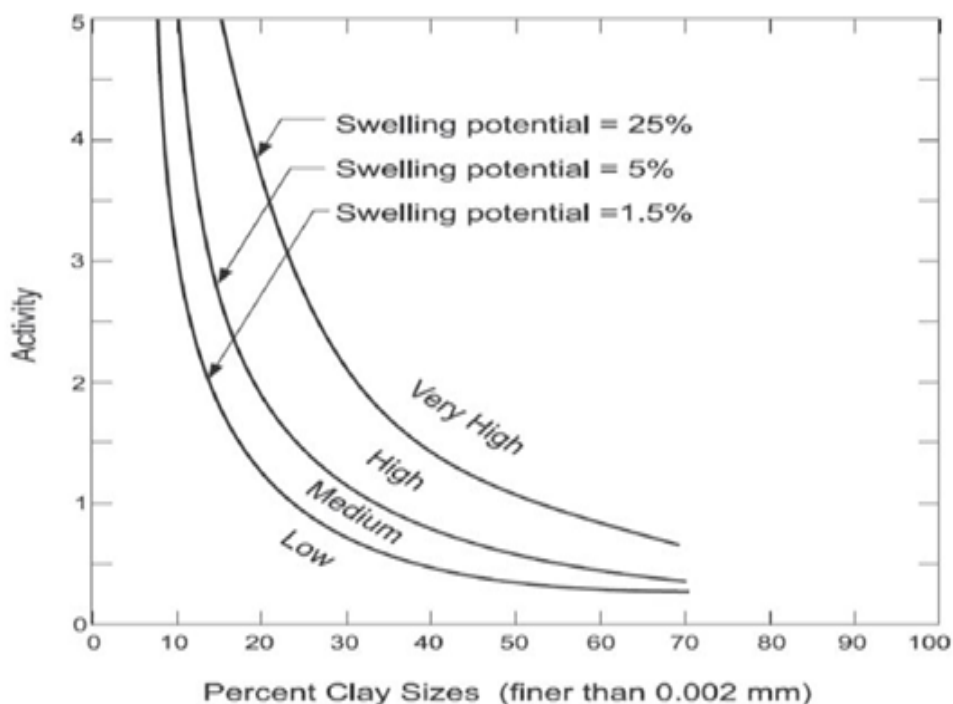
Cette méthode est développée par Holtz et Gibbs (1956), elle est basée sur une corrélation directe du changement de volume observé avec la teneur en colloïdes, l'indice de plasticité et la limite de retrait. La classification est celle donnée dans le tableau 1.8.

Tableau 1-8: Classification basée sur la méthode du Bureau de réclamation.

Teneur colloïdal(%)	Indice de plasticité	Limite de retrait	Gonflement probable	Degré d'expansion
<15	<18	>15	<10	Faible
13-23	15-28	10-16	10-20	Moyenne
20-31	25-41	7-12	20-30	Élevé
>28	>35	<11	>30	Très élevé

6.3. Classification basée sur les valeurs de potentiel de gonflement de l'odomètre

Sur la base des valeurs potentielles de gonflement de l'odomètre, (H.B, R.G et R., 1962) et (Holtz et Gibbs, 1956) ont classé l'expansion relative des sols gonflants. Les catégories d'expansivité proposées par ces chercheurs sont présentées dans le tableau 1.9 et la figure 1.17.

**Figure 1.17:**Classification du potentiel de gonflement (H.B, R.G et R., 1962).**Tableau 1-9:** Classification basée sur les valeurs de potentiel de gonflement de l'oedomètre.

Holtz et Gibbs (1956) Classification du pourcentage de gonflement(%)	Seed et al Classification du pourcentage de gonflement(%)	Degré d'expansion
0-10	0-15	Faible
10-20	1.5-5	Moyenne
20-35	5-25	Élevé
>35	>25	Très élevé

6.4. Classification du potentiel de gonflement basée sur une formule empirique

Ces expressions empiriques relient les paramètres de gonflement aux paramètres géotechniques déterminés au moyen de tests d'identification (Yilmaz, 2006).

***Seed, Woodward et Lundgren, 1962** ont établi la relation simplifiée suivante :

$$S = 60K (PI)^{2.44} \quad (1.3)$$

Où S : Potentiel de gonflement

K : $3.6 * 10^{-5}$ (constant)

PI : indice de plasticité

Cette équation s'applique uniquement aux sols dont la teneur en argile est comprise entre (8 % et 65 %) et la valeur calculée est probablement précise à environ 33 % du potentiel de gonflement déterminé en laboratoire.

* **Van der Merwe, 1964**, a développé une formule simple utilisant l'expansivité potentielle et un facteur pour tenir compte de la diminution du soulèvement avec la profondeur. L'expansivité potentielle du sol est déterminée à partir de la figure (1.18) sur la base de l'indice de plasticité et de la teneur en argile.

La couche de sol gonflant est divisée en (n) couches. Le soulèvement total (p) est estimé par l'équation suivante :

$$\Delta H = \sum_{D=1}^{D=n} F_i (PE)_i \quad (1.4)$$

Où

D : Profondeur de la couche de sol par incréments de 0,30m

F_i : Facteur de réduction pour la couche (i) où ($F = 10^{-D/20}$)

PE_i : Potentielle d'expansion en mm/m de profondeur.

L'expansion potentielle est supposée comme suit :

Très élevé	PE=1
Élevé	PE=1/2
Moyen	PE=1/4
Faible	PE= 0

La courbe du facteur de réduction a été développée pour une région d’Afrique du Sud à l’aide des résultats de tests à double œdomètre. Cette méthode est souvent utilisée en Afrique du Sud. Cependant, il ne prend pas en compte les conditions initiales du sol telles que la teneur en eau, la succion ou la densité.

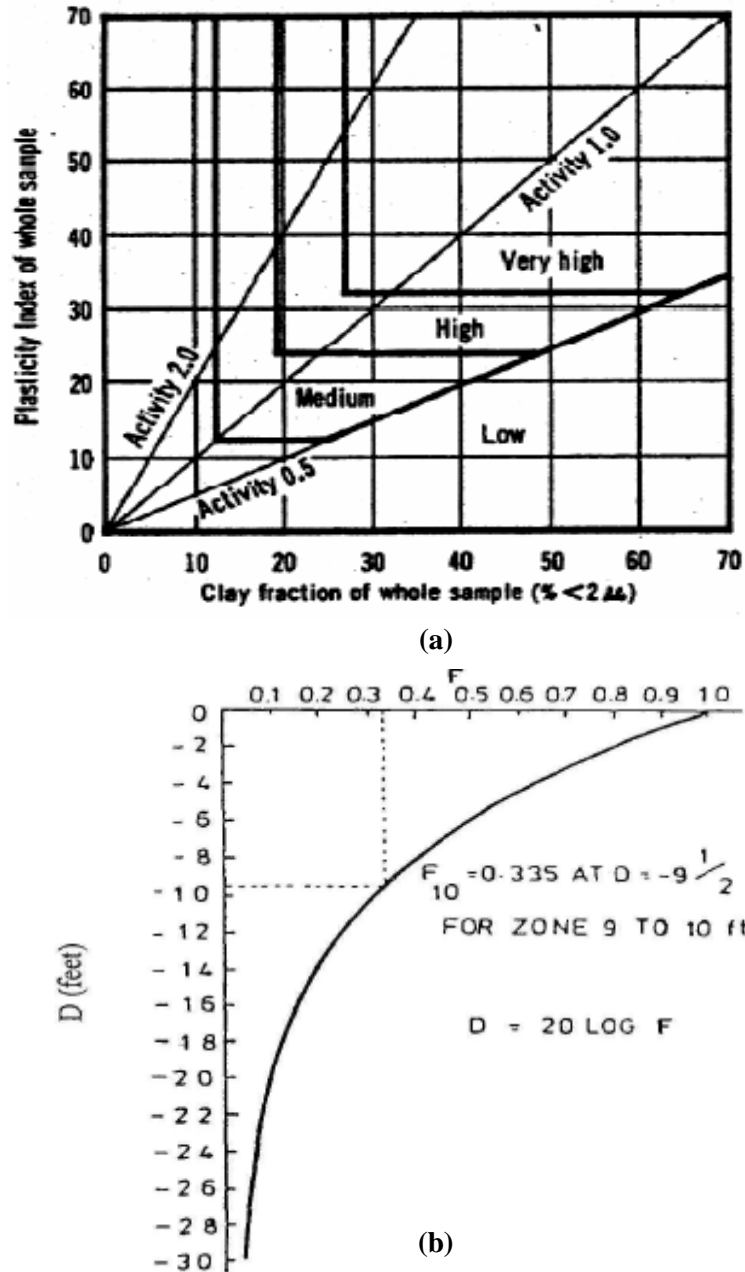


Figure 1.18: Relations pour déterminer : a) l'indice de plasticité (PI). b) facteur de réduction (P)

* Weston (1980) a présenté une méthode de calcul du gonflement basée sur la limite de liquidité qui peut être déterminée plus précisément que l'indice de plasticité. Cette méthode est une amélioration de la méthode de Van der Merwes pour tenir compte de la teneur en eau.

$$\text{Gonflement \%} = 0.00041(W_{LW})^{4.17}(P)^{-0.386}(w_i)^{-2.33} \tag{1.5}$$

Où $W_{LW} = (LL)\left(\frac{\% < 0.425 \text{ mm}}{100}\right)$

P : Pression verticale en kN/m^2 (kPa), sous laquelle se produit le gonflement

w_i : Teneur en humidité initiale (%)

* **Pidgeon (1987)** a proposé une relation empirique plus pertinente pour la détermination du gonflement libre. Le potentiel de gonflement est calculé comme suit :

$$G\% = FS \left[1 - \left(\frac{\log P}{\log P_s} \right) \right] \quad (1.6)$$

Où F_s : Gonflement libre (%)

P : Pression induite par la fondation (kPa)

P_s : pression de gonflement du sol (kPa)

Le modèle proposé par Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) donne les relations suivantes :

$$\text{Log}(G\%) = \frac{1}{12} (0.4LL - w_n + 5.5) \quad (1.7)$$

$$\text{Log}(G\%) = \frac{1}{19.5} (6.242\gamma_d + 0.65LL - 130.5) \quad (1.8)$$

Où

γ_d : Poids volumique sec (kN/m^3)

LL et w_i : Sont la limite de liquidité et la teneur en eau naturelle en chiffres décimaux.

* **O'Neil et Poormoayed (1980)** ont développé la relation suivante pour calculer le gonflement surfacique à partir du graphique préparé par Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) comme suit :

$$\Delta S_F = 0.0033(Z_a * \%S) \quad (1.9)$$

Où

ΔS_F : Gonflement de la surface libre

Z_a : Profondeur des changements périodiques d'humidité

$\%S$: Gonflement de l'œdomètre en pourcentage

Les méthodes empiriques (modèles) ci-dessus peuvent être utilisées pour déterminer les propriétés de gonflement d'une variété de sols, mais ne peuvent pas être utilisées avec précision pour tous les types d'argile.

7. Méthodes de traitement des sols gonflant

Cette section comprend un résumé des techniques d'atténuation et des traitements couramment utilisés pour atténuer les sols gonflants. Les méthodes d'atténuation ont été classées en traitements physiques et chimiques. Ce résumé est basé sur les travaux de Petry et Little (2002) et Nelson et Miller (1997).

7.1. Traitements physiques

L'atténuation permanente des sols gonflants peut être obtenue en enlevant la couche supérieure des sols gonflants dans la profondeur de la zone active. Cette solution idéale, dans de nombreux cas, est coûteuse et peut ne pas être pratique. Les traitements physiques, en général, impliquent l'application de facteurs externes pour traiter les sols gonflants plutôt que de transformer intérieurement des sols expansifs en sols non gonflants. Dans cette section, les traitements physiques les plus couramment pratiqués sont présentés.

7.1.1. Enlèvement et le remplacement

Cette méthode consiste à enlever une profondeur spécifiée de sol gonflant et à le remplacer par un sol non gonflant (stable). La profondeur d'excavation est décidée en fonction de la profondeur de la zone active, qui enlève la profondeur où le sol expansif est le plus préjudiciable. Ardani (1992) déclare que le sol de remblai doit être constitué de limons ou d'argiles peu perméables et non expansives. Cependant, le sol à remplacer ne doit pas être granulaire car cela ne ferait que déplacer le problème, en raison des taux de perméabilité élevés.

7.1.2. Compactage

Le remodelage et le compactage consistent à excaver les sols expansifs jusqu'à une profondeur prescrite, déterminée en fonction de la profondeur de la zone active, et à recompacter le même sol à une densité souhaitée. Le remodelage et le compactage d'un sol à une teneur en humidité supérieure à l'optimum et avec une densité inférieure à la densité sèche maximale entraînent moins de gonflement.

7.1.3. Pré-humidification

La pré-humidification consiste à accumuler de l'eau sur le sol expansif pour provoquer un gonflement initial. Cela réduit la tendance du sol à gonfler à l'avenir. Cette méthode est plus efficace pour les argiles desséchées en saisons sèches et chaudes. Pour faciliter la percolation de l'eau, des drains de sable peuvent être forés verticalement dans le sol afin de réduire le temps nécessaire pour fournir suffisamment d'eau.

7.1.4. Couches de sol encapsulées par membrane (MESL)

Les couches de sol encapsulées par membrane (MESL) sont des membranes de sol barrières contre l'humidité. Les MESL sont parfois utilisés avec des additifs de chaux et de cendres volantes pour empêcher les sols expansifs d'absorber l'humidité (Stark et al. 2000). Pour les constructions routières, le MESL est appliqué sur le sol de fondation, puis plié aux extrémités verticalement jusqu'à une profondeur de 0.9 à 1.20 mètres pour former une barrière horizontale et verticale.

7.1.5. Traitement électrochimique des sols

Hausmann (1990) a défini l'électro-osmose comme l'extraction de l'humidité des sols à l'aide d'un potentiel électrique. Brandon et al. (2009) mentionnent que l'utilisation de l'électro-osmose peut accélérer l'écoulement du sol lorsque le drainage est nécessaire ou dans le sol lors de l'application d'un autre stabilisateur, comme l'aluminium. Ce dernier est appelé traitement électrocinétique.

7.1.6. Traitement explosif pour les schistes expansifs

Similaire à l'excavation et au recompactage du même sol, sauf qu'au lieu d'utiliser un équipement lourd, le sol est explosé pour restructurer les couches expansives du sol. Les explosifs utilisés sont généralement de la dynamite. La dynamite est un explosif généralement utilisé.

7.1.7. Sous-drainage

L'utilisation des drains souterrains ou de tuyaux perforés enveloppés dans des tissus ou des filtres granulaires gradués sous les bords des chaussées a également été examinée par Chen, 1988. Des drains latéraux correctement conçus et construits, parallèles à l'alignement de la chaussée, peuvent être efficaces pour intercepter et éliminer rapidement l'eau souterraine s'écoulant à pression atmosphérique à travers des matériaux à faible potentiel de succion. Les sous-drains n'auront aucun effet sur l'eau se déplaçant dans les sols expansifs en phase vapeur ou sur l'eau se déplaçant dans un sol non saturé en réponse aux gradients de succion du sol.

En fait, les drains souterrains peuvent accroître la possibilité pour l'eau atmosphérique de pénétrer dans le sous-sol en exposant une plus grande surface de sols à forte succion de l'eau à pression atmosphérique. Un bon drainage de surface et la prévention du prémouillage sont plus susceptibles d'être efficaces que les drains souterrains placés dans des sols très imperméables et très plastiques (Hardcastle, 2003).

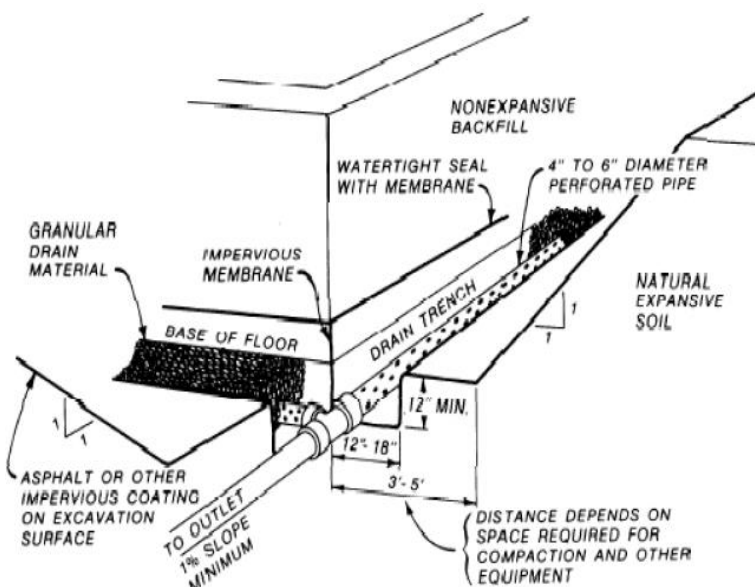




Figure 1.19: Drains encastrés autour des structures.

7.2. Traitements chimiques

Le gonflement des sols argileux peut être réduit en liant les particules d'argile entre elles (Inyang et al. 2007) et en réduisant l'accès de l'eau au sol. Les traitements chimiques suivants sont couramment utilisés aux États-Unis.

7.2.1. Traitement à la chaux

Le traitement à la chaux repose sur les propriétés cimentaires du CaO. L'inclusion de chaux améliore la résistance, la compressibilité et le gonflement du sol. La chaux destinée à la stabilisation des sols est classée en chaux hydratée. Lee (1989) suggère que les coulis de chaux vive peuvent être plus bénéfiques que les coulis de chaux hydratée. Les sols calcaires contenant plus de 15 % de carbonate de calcium (CaCO_3) et les sols alcalins réagissent bien

avec la chaux. Une proportion de chaux de 2% à 10% et un mélange d'une profondeur de 1 à 2pieds peut être efficace pour stabiliser les sols.

7.2.2. Traitement par ciment

Similaire au traitement à la chaux, le traitement au ciment implique l'inclusion d'une quantité de ciment dans la couche supérieure des sols expansifs. Au début des années 1970, l'association de ciment Portland a montré que le ciment pouvait être efficace pour réduire le gonflement des sols ayant une plasticité faible à modérée. Une proportion de ciment de 4 à 6 % pourrait être efficace pour stabiliser les sols.

7.2.3. Traitement au sel

Le traitement au sel consiste à ajouter des solutions salines, telles que CaCl_2 ou NaCl , dans des sols expansifs pour diminuer l'activité de l'argile. Brandon et al (2009) affirment que l'ajout de sel modifie la composition ionique de l'argile et densifie les particules du sol, ce qui entraîne une plus grande résistance et un gonflement réduit.

7.2.4. Traitement polymère

La composition exacte des polymères utilisés dans la stabilisation est généralement inconnue, et seul le nom de marque est fourni. Les chercheurs ont testé divers types de polymères pour la stabilisation des sols, dont certains sont disponibles dans le commerce. Deux types de polymères sont généralement disponibles pour stabiliser les sols : le polymère naturel et le polymère synthétique (Brandon et al, 2009), ce dernier indique que le polymère lie les particules du sol et crée un système plus stable. Azzam (2014) montre l'effet du polymère dans la création d'une structure nano-composite donnant au sol plus de solidité et de résistance aux changements de volume.

7.2.5. Traitement par des composés organiques

Les composés organiques ont été testés pour stabiliser les sols expansifs, mais n'ont pas été efficaces ou pratiques pour une application sur le terrain (Petry et Little, 2002). Par exemple, Trembly et al (2002) ont testé des composés organiques avec du ciment pour vérifier si les mélanges augmentent la résistance d'un sol à grain fin. Tremblay et coll. (2002) ont constaté qu'aucun changement considérable de résistance n'était observé, mais que le mélange avait augmenté le pH du sol et la concentration de SO_4 dans le sol, ce qui indique l'efficacité de la cimentation. Les enzymes font également partie des méthodes de traitement biologique qui ont été testées pour stabiliser les sols expansifs (Scholen, 1992).

8. Dommages causés par les sols gonflants

Toutes les structures subissent différents niveaux de dommages au cours de leur durée

de vie. Ces dommages à la structure peuvent provenir d'une conception inadéquate, Matériaux de construction de mauvaise qualité, d'une mauvaise exécution, des conditions climatiques ou de plusieurs de ces facteurs. Par exemple, pour les structures, notamment celles en béton, un certain degré de fissuration est inévitable. Outre les dommages mentionnés ci-dessus, la présence de sols expansifs sur le chantier peut également causer des dommages importants.

Les sols gonflants endommagent généralement les structures par soulèvement différentiel car ils gonflent avec l'augmentation de l'humidité. Les identifications les plus évidentes de ces dommages aux bâtiments sont les portes et fenêtres coincées, les plateformes inégales ou les fissures dans les murs en maçonnerie et les plafonds. De plus, différents types de fissures entraînent différentes causes pour différents matériaux de construction.

Dans la plupart des cas, les fissures dues au comportement gonflement-retrait des sols gonflants s'étendent généralement du coin vers l'ouverture adjacente et sont de largeur uniforme ou en forme de V, plus larges au sommet que le mur de fondation (Baser O,2006). Ce type de fissures se produit lorsque le mouvement de l'humidité s'effectue du périmètre vers le centre de la maison. La figure 1.20 montre le schéma typique de fissures sur un bâtiment en raison du soulèvement central de sols gonflants.

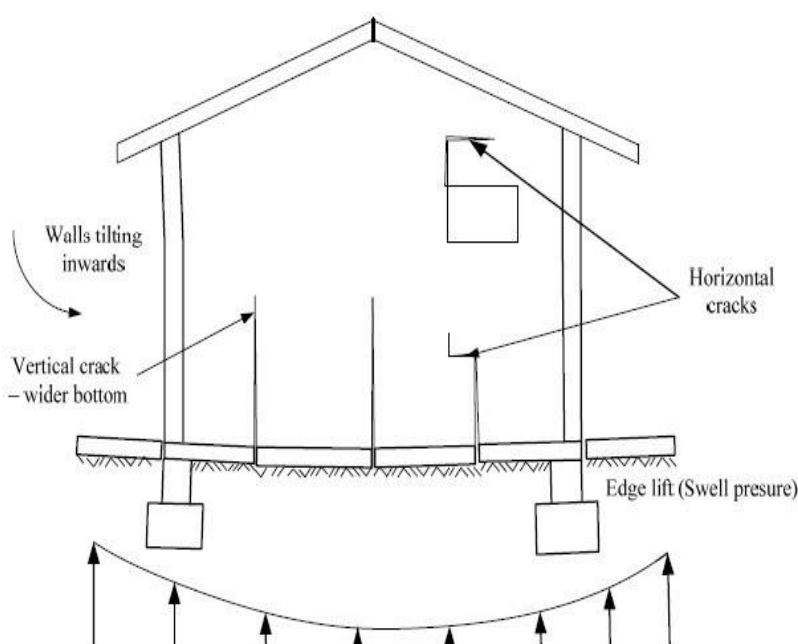


Figure 1.20 : Modèle de fissure typique sur un bâtiment en raison du soulèvement central.

Au contraire, les fissures sont dans certains cas plus larges en bas qu'en haut en raison de courbure du centre de la structure. Cela se produit lorsque l'humidité se déplace du centre vers le périmètre, ce qui entraîne un effet de soucoupe. Dans le cas de "l'effet soucoupe", les fissures sont plus larges en bas qu'en haut en raison de la courbure vers l'intérieur (fig 1.21).

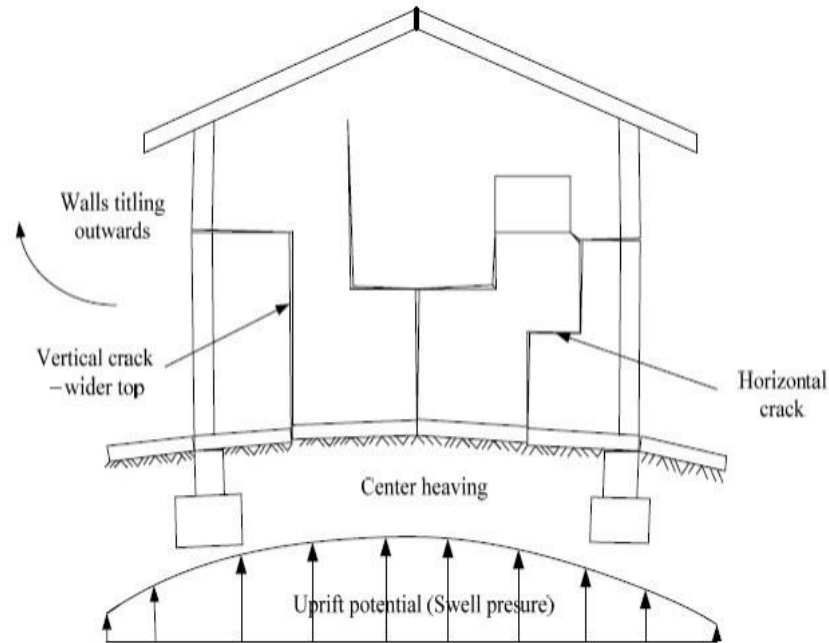


Figure 1.21: Modèle typique de fissures sur un bâtiment en raison de la courbure centrale.

9. Conclusion

L'expansion d'une argile dépend des phénomènes physico-chimiques se produisant au niveau de la structure minérale. Néanmoins, ce n'est pas suffisant pour décrire le comportement technique des argiles actives. La structure hiérarchique des matériaux est un élément-clé pour la compréhension de leur comportement.

Cette partie a mis en lumière sur les indicateurs du caractère expansif des sols. Il a montré que les informations spécifiques permettant d'identifier le sol comprennent la structure, l'interaction eau-argile, la capacité d'échange cationique et la classification du sol.

Nous avons également présenté les différents facteurs qui affectent le gonflement du sol, ainsi que les mécanismes de gonflement dans le sens mécanique et physique, afin d'expliquer et de comprendre le phénomène de gonflement. Les essais de gonflement et essais minéralogiques sont particulièrement importants. Des méthodes d'identification de la potentielles de gonflement ont été présentées. Souvent, des graphiques et des tableaux ont été accompagnés pour rendre les concepts plus clairs.

Des modèles empiriques pour gérer les sols expansifs ont été présentés. Toutefois, ces modèles doivent être utilisés avec une certaine prudence, car il n'existe pas de modèle concluant pour définir tous les sols expansifs de l'univers.

Enfin, une brève discussion sur les différentes méthodes de traitement de problème du gonflement des sols conçus pour réduire le potentiel d'expansion, et les dommages causés de celle-ci sur les constructions a été présentée. Le traitement à la « chaux » ou à l'oxyde de

calcium est considéré comme l'une des méthodes traditionnelles les plus largement utilisées pour traiter le gonflement des sols.

Chapitre 02

Systeme de Canalisations

1. Introduction

Le terme tuyau est défini comme un conduit fermé présentant différentes formes de section transversale, généralement circulaire. Il peut être fabriqué dans n'importe quel matériau approprié, comme l'acier, le plastique et le béton. Le terme pipeline désigne une longue ligne de segments de tuyaux reliés entre eux, avec des pompes, des vannes, des dispositifs de contrôle et d'autres équipements/installations nécessaires au fonctionnement du système. Il est destiné au transport d'un fluide (liquide ou gaz), un mélange de fluides, des solides, un mélange fluide-solide. Le terme pipeline implique également un tuyau relativement grand couvrant une longue distance (Liu, 2004). Les pipelines sont les modes de transport les moins compris et les moins appréciés.

Les pipelines sont mal compris par le grand public car ils sont le plus souvent enfouis sous terre et invisibles. Malgré le faible degré de reconnaissance du public, les pipelines sont d'une importance vitale pour le bien-être économique et la sécurité de la plupart des nations. Toutes les nations modernes dépendent presque exclusivement des pipelines pour transporter les produits suivants:

- L'eau des stations d'épuration vers les maisons individuelles et autres bâtiments.
- Les eaux usées des maisons aux stations d'épuration.
- Le gaz naturel, depuis les puits jusqu'aux consommateurs, qui peuvent être situés à plus de mille kilomètres - qu'il s'agisse d'une maison, d'une usine, d'une école ou d'une centrale électrique.
- Le pétrole brut, des champs pétrolifères aux raffineries.
- Les produits pétroliers raffinés (essence, diesel, carburacteur, mazout, etc.) des raffineries vers diverses villes sur des centaines de kilomètres.

2. Avantages des pipelines

Par rapport aux barges, aux rails et aux camions, le transport de grandes quantités de fluides (liquide ou gazeux) par des pipelines est sans aucun doute le mode de transport préféré (Liu, 2004) pour les raisons suivantes:

- Économique.
- Faible consommation d'énergie.
- Respect de l'environnement.
- Sans danger pour l'homme.
- Insensible aux conditions météorologiques

- Haut degré d'automatisation.
- Haute fiabilité.
- Utilisation efficace du sol.
- Haut degré de sécurité.
- Moins de risques au vol.

3. Composants des pipelines

Les pipelines sont des systèmes complexes de transport de fluides. Ils comprennent de nombreux composants tels que des tuyaux, des raccords (vannes, accouplements, etc.), des structures d'entrée et de sortie, des pompes (pour les liquides) ou des compresseurs (pour les gaz), et des équipements auxiliaires (débitmètres, systèmes de protection cathodique et systèmes de contrôle automatique, y compris des ordinateurs et des contrôleurs logiques programmables) (Liu, 2004).

4. Types de pipelines

Différentes applications ou conditions d'exploitation nécessitent l'utilisation de différents types de tuyaux pour les projets de pipelines. Par conséquent, les pipelines peuvent être classés dans de nombreuses catégories différentes. Par exemple, en fonction de la marchandise transportée, il existe des canalisations d'eau, des égouts, des gazoducs, des oléoducs (pour le pétrole brut), des productoducs (pour les produits pétroliers raffinés). Si l'on considère le matériau de construction du pipeline, deux grandes classifications sont utilisées : les tuyaux métalliques et les tuyaux non métalliques. La discussion ci-dessous est tirée du livre sur l'ingénierie des pipelines de Liu (2004).

4.1. Tube métallique

La plupart des pipes métalliques sont plus solides et plus difficiles à casser, mais ils sont plus conducteurs de chaleur et d'électricité et moins résistants à la corrosion que les tuyaux non métalliques.

- a) **Pipe en acier ordinaire:** les pipes en acier ordinaires sont fabriquées en acier corroyé (carbone). Ils peuvent être sans soudure ou soudés.
- b) **Pipe en acier ondulé:** les pipes en acier ondulé sont des tuyaux de grand diamètre à paroi mince, fabriqués à partir de tôles d'acier galvanisé présentant des ondulations hélicoïdales ou annulaires. En raison de son faible coût, le pipe en acier ondulé est largement utilisée dans les systèmes d'égouts et de drainage aux États-Unis.
- c) **Pipe en fonte:** il existe deux types de pipes en fonte : le pipe en fonte ordinaire ou grise et

le pipe en fonte ductile. Le pipe en fonte ordinaire est fabriqué à partir de fer contenant 3 à 4 % de Carbone sous forme de paillettes de graphite.

- d) Pipe en fonte ductile:** le pipe en fonte ductile est fait de fer contenant environ 3,5 % de carbone sous forme sphéroïdale ou nodulaire, et d'un alliage de magnésium. Il est plutôt ductile, et ne se rompt pas facilement. Il combine les avantages du pipe en fonte grise, notamment la résistance à la corrosion et la longue durée de vie, avec l'avantage du pipe en acier-ductilité.
- e) Pipe en acier inoxydable :** ils sont fabriqués en acier contenant des alliages Chrome-Nickel, et ils sont résistants à la corrosion. Cependant, en raison de leur prix élevé, les tuyaux en acier inoxydable ne sont utilisés que dans des applications spéciales, par exemple lorsque le fluide ou l'environnement est plutôt corrosif. Uniquement dans des applications spéciales, par exemple lorsque le fluide ou l'environnement est plutôt corrosif, ou lorsqu'aucune rouille du pipe ne peut être tolérée, comme dans les industries pharmaceutiques ou alimentaires.
- f) Pipe en aluminium:** ils sont résistants à la corrosion et sont utilisés dans certaines usines alimentaires et usines chimiques.
- g) Pipe en cuivre :** le cuivre est résistant à la corrosion mais coûteux. Il n'est utilisé que pour les petits tuyaux, comme ceux utilisés en plomberie.

4.2. Pipe non métallique

Les pipes non métalliques peuvent ne pas être aussi résistants que les pipe métalliques sur le plan structurel, ils peuvent être plus légers, plus économiques ou présenter d'autres avantages tels que la résistance à la corrosion.

- a) Pipe en béton :** Le béton armé, destinés aux conduites d'un diamètre supérieur à 500 mm pour le transport des eaux de ruissellement ou usées. Pour les très gros diamètres et fort débit, on utilise des tubes en béton avec une âme en tôle acier épaisse.
- b) Pipe en plastique:** les trois types de pipes en plastique couramment utilisés sont le PVC (Chlorure de Polyvinyle), le PE (Polyéthylène) et le PP (Polypropylène). Ils sont utilisés pour l'eau, eaux usées, le gaz naturel et certains autres fluides qui ne se dissolvent pas ou n'interagissent pas chimiquement avec le matériau plastique. Les pipes en plastique sont peu coûteuses, légers, faciles à couper et à assembler et résistants à la corrosion.
- c) Pipe d'argile (céramique):** les pipes en argile vitrifiée sont utilisées pour les égouts et les tuiles de drainage.

Leurs avantages sont un faible coût et une grande résistance à la corrosion.

- d) Pipes en graphite et en Carbone:** ils sont très fragiles et ne sont utilisés que dans des

applications spéciales impliquant des températures très élevées.

- e) **Pipe en amiante-ciment** : dans le par le passé, ils étaient largement utilisés pour les égouts et les conduites d'eau. De nos jours, ils ne sont plus utilisés car il a été prouvé que l'inhalation d'amiante provoque le cancer du poumon.
- f) **Tuyauterie en caoutchouc et en élastomère** : le caoutchouc naturel et les caoutchoucs synthétiques (élastomères) sont utilisés pour la fabrication de tuyaux flexibles. Ils sont nécessaires pour des applications spéciales à petite échelle applications comme le jardinage et les machines hydrauliques.
- g) **Pipe en verre** : les inconvénients des pipes en verre sont qu'elles sont extrêmement fragiles, difficiles à taper ou à manipuler, et coûteuses. Les avantages sont qu'ils sont inertes aux fluides corrosifs, qu'ils sont propres et qu'ils peuvent supporter des températures relativement élevées. Ils sont principalement utilisés dans les usines de transformation alimentaire et les usines pharmaceutiques pour leur propreté, et dans les usines chimiques pour leur capacité à gérer les fluides corrosifs tels que les acides forts.

5. Joints

La classification des pipelines en fonction de la méthode d'assemblage des pipelines est résumée dans le tableau 2-1.

Tableau 2-1: Classification des pipelines en fonction des modes d'assemblage.

Type de pipeline	Description
Pipeline segmenté	Les pipelines segmentés ont des joints dont la résistance et la rigidité sont inférieures à celles du fût de la canalisation. par rapport au corps de la conduite. Par exemple, les pipe en fonte avec joints calfeutrés ou joints en caoutchouc, des pipes en fonte ductile avec des joints en caoutchouc, des pipes en béton ou en amiante avec des joints mécaniques, etc. sont traitées comme des pipelines segmentées.
Pipeline continu	Le pipeline continu a des joints qui possèdent une résistance et une rigidité plus élevées par rapport au corps de la conduite. Par exemple, un pipeline en acier avec des joints soudés (soudés bout à bout, à simple recouvrement ou à double recouvrement) est considéré comme un pipeline continu. Les joints des pipelines continus sont souvent appelés joints retenus

Les pipes peuvent être jointés de plusieurs façons, comme suit :

- a) **Joints collés (soudés)**: ils comprennent le soudage des tuyaux en acier, le brasage ou le brasage des pipes en laiton, en cuivre et en plomb, et la fusion des pipes en plastique.

- b) Joints filetés:** utilisés pour raccorder des sections de pipe filetées entre elles, ou pour raccorder un tuyau fileté à un raccord ou à une pièce fileté.
- c) Brides:** les brides sont le moyen le plus courant de fournir un joint solide sans joindre de façon permanente les sections de pipe entre elles comme c'est le cas lors du soudage. Ils sont largement utilisés pour les pipes en acier à la fois à l'entrée et à la sortie des pompes, vannes, débitmètres et autres raccords. L'utilisation de brides permet d'installer facilement ces dispositifs dans le pipeline et de les déconnecter facilement.
- d) Joints mécaniques:** il existe divers raccords mécaniques pour faciliter le montage/démontage.
- e) Joints à cloche et à emboîtement:** Ce type est utilisé dans les conduites en béton sous pression. D'autres pipes, notamment les pipes en verre et les pipes en plastique, utilisent également des joints à cloche et à emboîtement.
- f) Joints de pression :** dans la littérature, l'un des moyens adoptés pour classer les pipelines est la rigidité qui dépend de la rigidité du matériau, qui est fonction de son module d'élasticité et des dimensions de la section, les pipelines peuvent être subdivisés en deux groupes qui sont les suivants:

* Rigide

* Flexible

Al-Khazaali et al (2018) ont utilisé deux valeurs différentes du module d'élasticité (20 et 2 GPa) pour simuler des tuyaux rigides et flexibles, respectivement. Alors que de nombreux chercheurs ont utilisé différentes valeurs du module d'élasticité, telles que 2 GPa (Han et al, 2016), 20 GPa (Potts et Zdravković, 2001) et 200 GPa (Watkins et Anderson, 2000).

6. Chargements des pipelines:

Les pipelines sont généralement conçus pour être enterrés à une certaine profondeur qui est approximativement égale à deux fois le diamètre du tuyau, ce qui est en accord avec la pratique de l'ingénierie des pipelines (Mohitpour et al, 2007). Un pipeline enterré est typiquement soumis à une variété de charges externes, qui sont principalement dues aux déplacements différentiels du sol (Ng, 1994), qui se produisent au cours de son service. Ces déplacements peuvent être causés par de nombreuses sources, comme indiqué ci-dessous :

- Excavation profonde adjacente
- Travaux de tranchées et de construction
- Gonflement/rétraction du sol d'enrobage
- Soulèvement par le gel
- Chargement du trafic

- Glissements de terrain ou sols instables
- Tremblement de terre et mouvements de faille du pipeline

En considérant la section transversale en 2D, ces charges exercent des contraintes de cisaillement et normales sur l'anneau du pipeline qui induisent des forces internes (c'est-à-dire, axial interne, F_A , et cisaillement, force et moment fléchissant, M) (Figure 2.1) et déforment les canalisations.

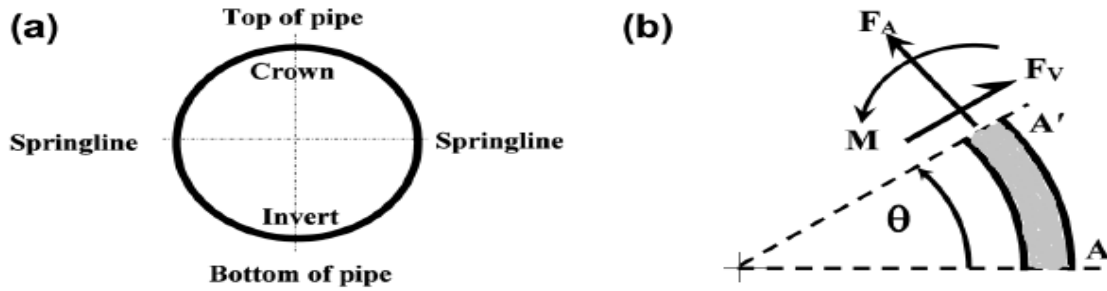


Figure 2.1: Anneau de pipe : (a) Terminologie ; (b) Forces internes de l'anneau.

Les performances des conduites d'eau sont généralement exprimées en termes de fréquence des ruptures par kilomètre et par an (5 ruptures/100km/1an est une fréquence élevée) (Rajani et al, 1996). Rajani et al (1996) ont confirmé que les défaillances des conduites d'eau sont influencées par le changement climatique.

7. Comportement des conduites enterrées

Timoshenko et Goodier (1968) et (1970) ont été parmi les premiers à étudier le comportement des pipelines dans leurs ouvrages. La rigidité est l'un des paramètres clés de la conception des pipelines. Compte tenu de la rigidité, il existe deux types différents de pipelines : les pipes rigides (béton, pipe en fonte à paroi épaisse) et les pipes flexibles (chlorure de polyvinyle, polyéthylène et pipe en acier) (Moser et Folkman, 2008). Il existe des différences fondamentales entre les comportements de ces deux types de canalisations, qui sont résumées dans le tableau 2-2, établi en considérant deux états limites différents pour les systèmes de pipelines qui sont adoptés, états limites pour les systèmes de pipelines qui sont adoptés par de nombreuses normes et codes de conception :

Tableau 2-2: Les spécifications Principales des pipes rigides et flexibles (Al-Khazaali et al, 2018).

Type de pipe/ Spécifications des normes et codes de conception	Spécification et description
Flexible <ul style="list-style-type: none"> • API-17J • ISO-13628-2 	- Le corps de pipe flexible est composé d'un assemblage de matériaux stratifiés qui forment un conduit sous pression et la structure du pipe permet une grande déflexion sans augmentation significative de la

<ul style="list-style-type: none"> • API-17K 	<p>contrainte de flexion.</p> <p>Les conduites flexibles peuvent être subdivisées en :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pipe flexibles illimités : la contrainte de flexion maximale autorisée pour le polyéthylène (PE) et le polyamide (PA) est de 7.7 %, pour le fluorure de polyvinylidène (PVDF), elle est de 7% dans les applications statiques et pour le stockage dans les applications dynamiques, et de 3.5% pour le fonctionnement en dynamique applications. - Pipe flexibles limités: la déformation maximale autorisée pour le matériau élastomère est de 50 % de la déformation maximale de conception pour le matériau vieilli.
<p>Rigide</p> <ul style="list-style-type: none"> • BSI EN-1295-1 • MTO OPSS 401 • DNV DNV-OS-F101 • DNV DNV-RP-F116 	<ul style="list-style-type: none"> - Les types de pipes peuvent être spécifiés en fonction de la rigidité relative des pipes et du sol environnant, ce qui est utile pour évaluer la charge de remblai et le type de matériau à partir duquel le pipe est fabriqué. Par exemple, les pipes fabriqués à partir d'un matériau fracturé sous de petites déformations sont appelés pipes rigides. - Pour les conduites rigides, une déflexion de 2% est la déflexion maximale que les conduites rigides peuvent supporter sans fissures, tandis que les conduites flexibles peuvent fléchir de plus de 2 % en toute sécurité. - Les pipes rigides peuvent être fabriquées en acier au carbone, ou en acier inoxydable. Les déformations plastiques nominales cumulées ne doivent pas dépasser 2%.

Les différences entre le comportement des pipes rigides et flexibles ont été mises en évidence pour la première fois par Marston et Anderson (1913). Zhao et al (1998) ont rapporté que les pipelines rigides sont conçus et installés pour résister aux charges appliquées, alors que dans le cas des pipelines flexibles, ils ne supportent qu'une petite partie des charges appliquées et la majeure partie des charges sera supportée par le sol voisin de la conduite. A titre d'exemple pour comprendre la différence entre le comportement d'une canalisation rigide et flexible, la figure 2.2 montre la déformation induite dans la couverture de sol ou le remblai situé au-dessus et autour de l'anneau de la conduite. Dans le cas de pipelines flexibles, le remblai s'affaisse et une dépression apparaît due à la déformation de la conduite notamment dans le sens vertical, tandis qu'une bosse ou une fissure du sol peut être observée au-dessus d'une conduite rigide non déformée.

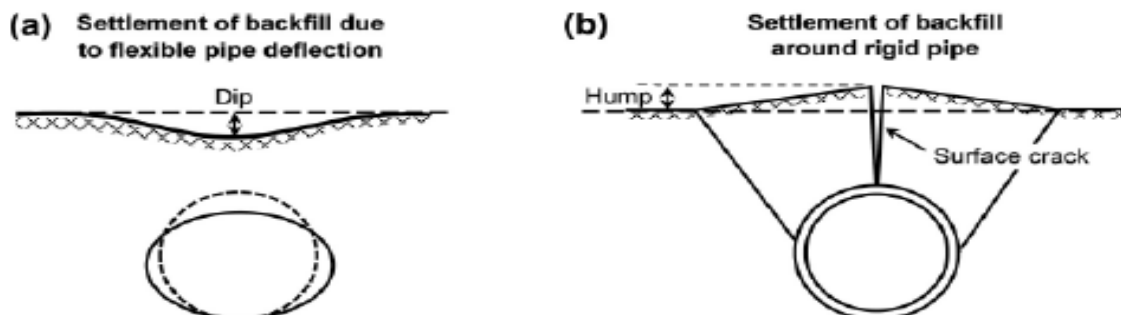


Figure 2.2: Déformation du remblai: a) Pipe flexible ; b) Pipe rigide (Marston et Anderson, 1913).

7.1. Performances des pipelines

Al-Khazaali (2019) a déclaré que les contraintes appliquées sur la paroi des pipes

rigides en raison de la combinaison des charges externes et internes est un facteur critique qui contrôle le comportement du pipeline rigide où la déformation plastique qui se produit dans ce type de pipeline est très faible et peut être négligée.

Moser (2008) a signalé que la rigidité du pipeline flexible est plus cruciale dans l'étude du comportement de cette classe de pipelines. Le comportement de pipeline est généralement élastique- linéaire et les caractéristiques des matériaux, à savoir le module de Young et le coefficient de Poisson de l'acier, de l'Aluminium et du béton, sont généralement constantes dans les charges de tension et de compression, comme le rapportent (Leonards et Roy, 1976). Dans le même travail, ils ont déclaré que les pipelines en béton développent des fissures avant l'effondrement, contrairement aux pipelines en acier qui cèdent (Figure 2.5).

Pendant la période de service des pipelines, la section transversale de ces structures peut être soumise à de nombreux scénarios de chargements qui sont résumés par Bickel (2004) qui décrit les déformations possibles qui peuvent se produire sur des pipelines non enterrés (Figure 2.3) et partiellement enterrés (Figure 2.4).

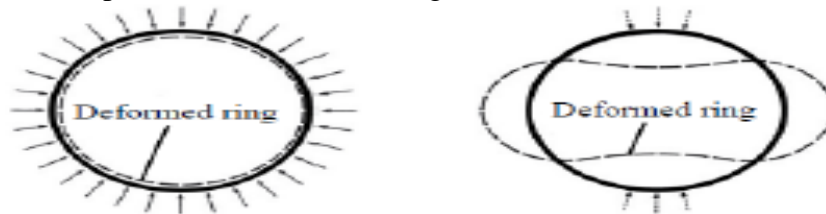


Figure 2.3: Déformation de la conduite sous :a)charges radiales uniformes,b) charges ponctuelles (cas d'une conduite non enterrée) (Bickel, 2004).

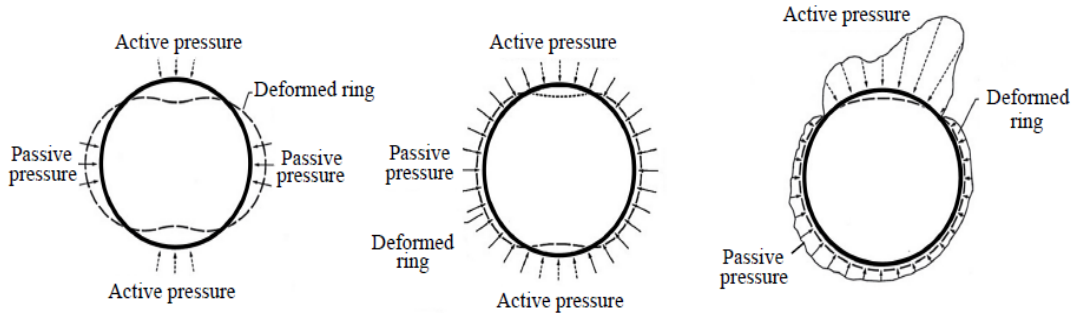


Figure 2.4: Déformation du pipeline sous : a) charges radiales uniformes ; b)charges ponctuelles (cas d'une conduite partiellement enterrée) (Bickel, 2004).

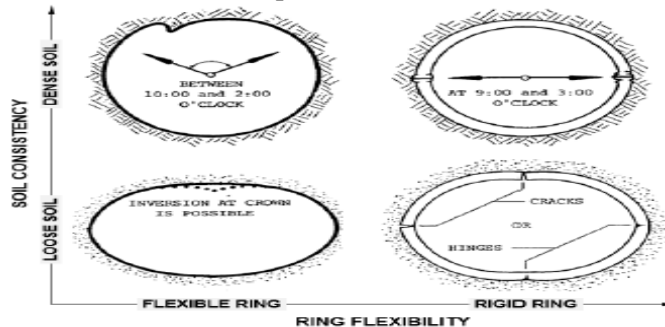


Figure 2.5: Exemples typiques de limites de performance pour la conduite et leur emplacement (Watkins and Anderson, 2000).

Les conduites enterrées sont généralement vérifiées en tenant compte de deux limites de performance : la limite d'élasticité et la déflexion annulaire où, en général, la limite d'élasticité s'applique aux conduites rigides telles que les conduites en béton, et la déflexion annulaire s'applique aux conduites flexibles.

Tableau 2-3: Description des déformations résultantes.

		Rigidité du pipeline	
		Flexible	Rigide
Consistance du sol	Dense	Flambage de paroi	Ecrasement de paroi
	Meuble	Déflexion de l'anneau	Fissuration de paroi

7.2. Ovalisation des pipelines

Dans les zones de glissement de terrain, de propagation latérale ainsi que dans les zones de croisement de failles, une forte charge latérale du sol peut être produite et par conséquent, elle conduira facilement à une ovalisation de pipes enterrée où le degré d'ovalisation est en fonction de l'épaisseur de la paroi du pipe et de la rigidité qui sont toutes deux les composantes de la rigidité. L'ovalisation dépend également de l'endroit d'où les mouvements latéraux sont produits. À divers endroits à l'intérieur et à l'extérieur du décalage (-25, -10, 0, 10, 25 pieds), la Figure 2.6 montre l'effet de charges latérales élevées dues à la formation de failles sur la variation des déformations de la section transversale survenues sur l'anneau d'un pipe en acier soudé de 66 pouces de diamètre. Les mêmes observations ont été obtenues par Vazouras et al (2010) lors de l'étude de l'effet d'une faille sur deux catégories typiques de pipelines (acier API 5L X65 et acier API 5L X80) où il a été constaté que l'ovalisation augmente avec l'ampleur du mouvement de la faille, comme le montre la figure 2.7. (d représente le déplacement des failles)

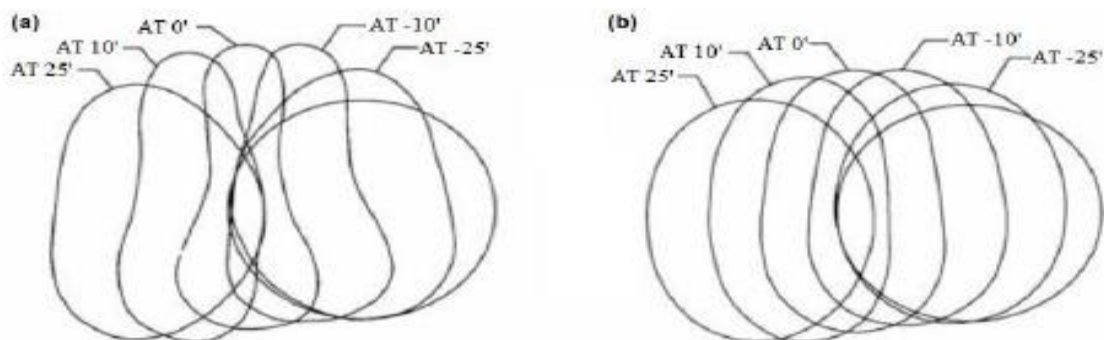


Figure 2.6: Ovalisation d'un tuyau d'acier due à un décalage d'une faille : a) 0.375 pouces, b) 0.75 pouce d'épaisseur de paroi (ALA, 2005).

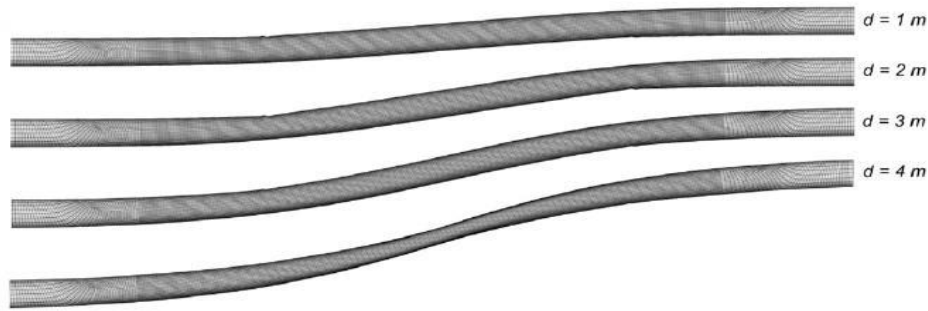


Figure 2.7: Forme déformée d'un pipeline pour le déplacement d'une faille=1-4 m (Vazouras et al, 2010).

En tant qu'état limite de service, l'ovalisation de la section transversale de la conduite est l'une des conditions pertinentes qui sont prises en considération lors de la conception des pipelines enterrés afin de maintenir leur fonctionnement normal (Bouatia et al, 2020). L'ovalisation est limitée par les codes de conception tels qu'ALA (2005) où le concepteur ou le propriétaire du système de pipeline (gouvernements ou sociétés) doit limiter ce type de déformation. Cette condition peut être exprimée par le paramètre dit paramètre d'aplatissement f qui peut être écrit comme suit : $f = \Delta D/D$.

Où, ΔD est la variation maximale du diamètre de pipeline et D est le diamètre de pipeline comme illustré à la figure 2.8.

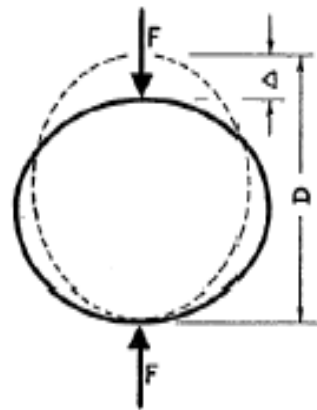


Figure 2.8: Déformation de l'anneau de pipe sous chargement vertical concentré (Gresnigt, 1986)

8. Modélisation de l'interaction sol-pipe

La modélisation de l'interaction sol-pipe est un problème complexe en raison de l'existence de deux matériaux différents avec des caractéristiques élastiques très différentes (le module de Young, le coefficient de Poisson). La complexité augmente en raison du comportement non linéaire du sol. L'utilisation de l'analyse par éléments finis est de plus en plus fréquente en raison de la perte de temps et de la limitation des paramètres contrôlés pendant les essais en laboratoire. Dans la littérature, deux méthodes sont largement utilisées pour modéliser l'interaction sol-pipeline à l'aide de la méthode des éléments finis :

***Modèle par éléments finis à maillage du sol :** la non-linéarité complexe du système est modélisée en divisant le système sol-pipeline en éléments finis ou en zones avec des géométries différentes (ligne, triangle, cubes) et différents comportements de modèle (élastique, élasto-plastique).

***Poutre sur modèle de fondation non linéaire de Winkler (BNWF) :** le sol est représenté par des ressorts indépendants localisés à des endroits discrets de la conduite. En raison de sa simplicité exprimée sous la commodité mathématique et la capacité d'incorporer la non-linéarité, ce modèle est largement utilisé dans la pratique où le sol entourant le corps du pipe est simulé en utilisant des ressorts non linéaires (ALA, 2005) (IITK-GSDMA, 2007).

Comme on le voit sur la figure 2.9 (b), le sol environnant peut être modélisé à l'aide de quatre types de ressorts représentant les composantes de la résistance des sols aux déformations appliquées du sol, comme suit :

- Ressort axial du sol pour représenter la résistance du sol à la surface de pipe sur toute sa longueur.
- Ressort latéral du sol pour représenter la résistance latérale du sol au mouvement de pipe.
- Ressort d'appui vertical utilisé pour représenter la résistance du sol dans la direction verticale au le bas de pipe.
- Ressort de soulèvement vertical pour représenter la résistance verticale du sol au sommet de pipe.

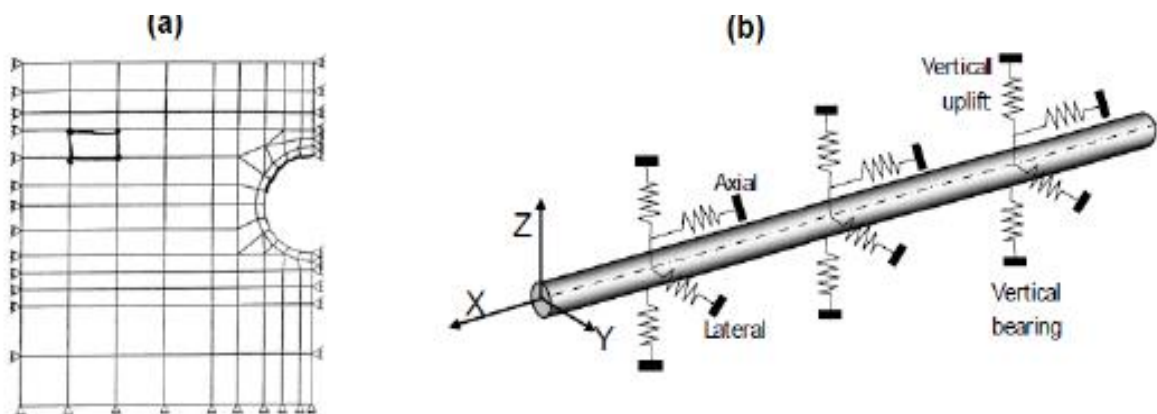


Figure 2.9: a) Modèle d'éléments finis, b) Modèle BNWF.

8.1. Pipelines continus

Figure 2.10 représente la configuration schématique du modèle BNWF utilisé pour simuler des pipelines continus soumis à une déformation du sol dans le sens longitudinal et transversale.

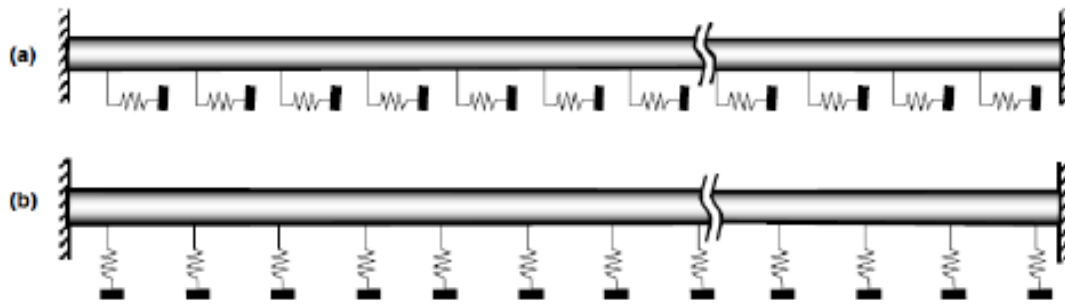


Figure 2.10: Modèle pipe continu-sol: a) Déformation longitudinale, b) Déformation transversale du sol (Modèle BNWF)

Crofts et al (1977) ont proposé une méthode pour estimer le mouvement horizontal d'un long pipeline enterré à faible profondeur en raison de l'excavation et du remblayage à proximité d'une longue tranchée profonde parallèle au pipeline. La recherche consiste à l'analyse d'un modèle élastique du problème composé d'une poutre encastree dans une fondation élastique qui est localement déplacée latéralement (Figure 2.11) et en considérant les effets de la rigidité du remblai et de la retenue d'extrémité sont examinés.

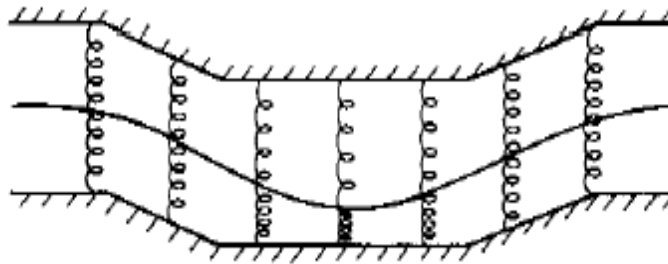


Figure 2.11: Modèle de poutre encastree dans une fondation élastique localement déplacée latéralement.

8.2. Pipelines segmentées

La Figure 2.12 représente la configuration schématique du modèle BNWF utilisé pour simuler des pipelines segmentés soumis à une déformation du sol dans les directions longitudinale et transversale.

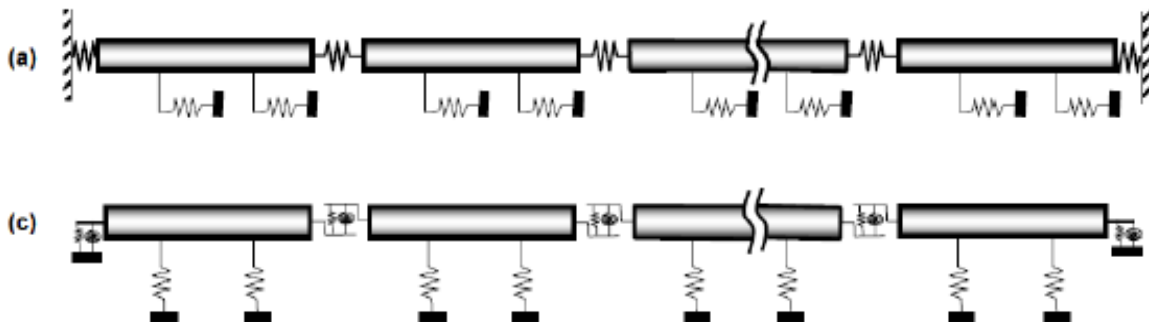


Figure 2.12: Modèle pipe segmentés-sol: a) Déformation longitudinale ; b) Déformation transversale du sol (Modèle BNWF).

9. Mécanismes de soulèvement du pipeline

L'endroit le plus critique le long d'une canalisation déformée est la crête d'un coude, comme l'illustre la figure 2.13. La résistance au soulèvement disponible de la couverture du sol dépend des conditions de drainage dans le sol déformant, ainsi que des conditions d'adhésion sur la face inférieure de la conduite (c.-à-d. l'interface sol-conduite). Trois scénarios différents sont possibles ; ils sont discutés ci-dessous.

9.1. Scénario 1 - Conditions entièrement non drainées et fixé

Lorsque le sol sous une conduite enterrée se déplace vers le haut avec la conduite en raison de l'adhérence, le mécanisme de défaillance ressemble à celui d'un problème de capacité portante inversée. L'adhérence est généralement assurée par l'excès de pression négative de l'eau interstitielle générée sous la conduite. La figure 2.14 illustre un mécanisme de soulèvement simple qui est similaire à un problème de stabilité basale telle que décrit par Bergum et Eide (1956).

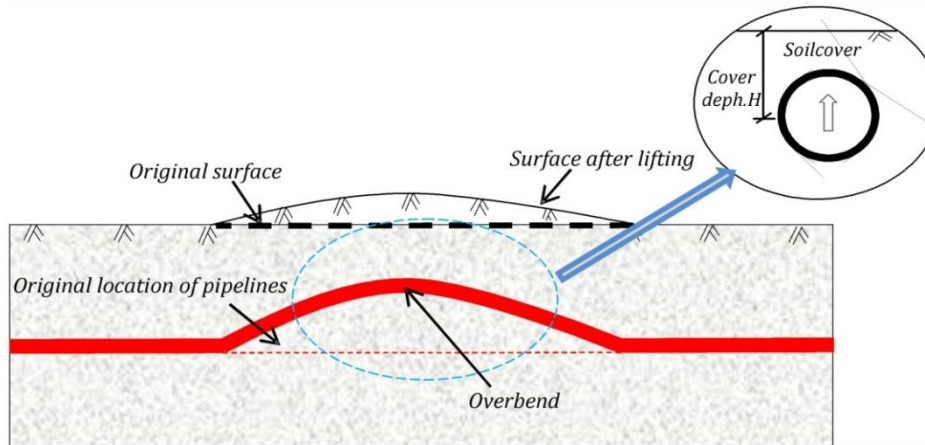


Figure 2.13: Géométrie du problème de soulèvement de la conduite

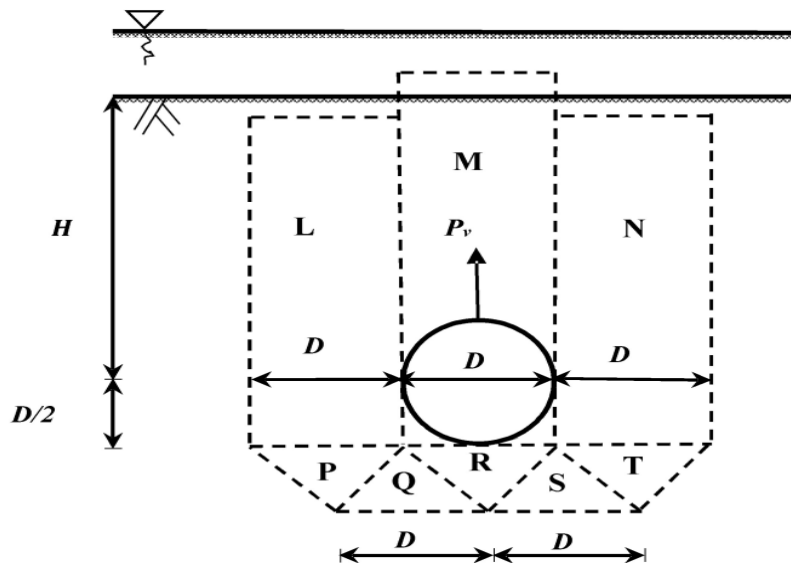


Figure 2.14: Mécanismes de soulèvement d'une conduite enfouie dans l'argile sous conditions non drainées et totalement fixé (Bergum et Eide, 1956)

Le soulèvement du sol au-dessus de la conduite est compensé par le mouvement descendant du sol dans les masses de sol L et N. Cela indique qu'il n'y a pas de changement dans l'énergie potentielle dans l'ensemble du mécanisme. La force de soulèvement par unité de longueur de la conduite P_v , qui néglige le poids de la conduite, est donnée comme suit :

$$\begin{aligned}
 P_v &= \left[4 \left(H + \frac{D}{2} \right) + \frac{11D}{\sqrt{3}} \right] S_{u,ave} \\
 &= \left(\frac{4H}{D} + 8.35 \right) S_{u,ave} D
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

Où H est la profondeur d'enfouissement de la conduite, D est le diamètre de la conduite, et $S_{u,ave}$ est une résistance moyenne au cisaillement non drainé pour le mécanisme.

Cette solution est utilisée pour illustrer un mécanisme supposé et ne représente en aucun cas la limite supérieure estimée pour la résistance au soulèvement. Elle montre également que la pression de soulèvement augmente avec le rapport H/D de la profondeur d'enfouissement. De plus, le mécanisme de rupture devient local avec l'augmentation de ce dernier.

Le changement du mécanisme de soulèvement avec la profondeur d'encastrement a été observé expérimentalement par des essais de soulèvement sur des plaques d'ancrage enterrées dont le comportement est similaire à celui des conduites enterrées (Davie et Sutherland 1977). Dans le cas de grandes profondeurs d'enfouissement, le mécanisme est similaire à celui d'un pieu se déplaçant latéralement, avec du sol s'écoulant autour de la structure circulaire.

Randolph et Houlsby (1984) ont présenté des solutions de plasticité pour la pression limite sur un pieu circulaire chargé latéralement dans un sol cohérent, où ils ont obtenu des solutions exactes pour des pieux de différentes rugosités, mais on a découvert par la suite qu'une zone de travail plastique négatif avait été omise dans les solutions de la limite supérieure. Les solutions limites révisées indiquent que le pieu avec une surface rugueuse a une pression limite d'environ $11,9s_u$. Cela signifie que le mécanisme présenté dans la Figure 2 n'est que plus favorable que le mécanisme d'écoulement à faible encastrement.

Dans ce cas, la condition peut également se produire en l'absence d'adhésion, à condition que la profondeur d'enfouissement soit suffisante. La pression de confinement fait que le sol se déplace autour de la conduite et pousse vers le haut depuis le fond de la conduite.

9.2. Scénario 2 - Conditions entièrement non drainées et libre

Lorsqu'un espace se forme sous une conduite enterrée pendant le soulèvement, la pression de l'eau sous la conduite affecte la pression de soulèvement (Fig.15a) dans laquelle les forces autour d'une conduite soulevée sont dessinées. Deux cas sont considérés.

Dans le cas 1(Fig.15b), on suppose que la pression de l'eau sous la conduite est hydrostatique. La force de soulèvement totale par unité de longueur $P_{v,total}$ est donnée comme suit:

$$P_{v,total} = W_s + W_p + 2HS_{u,ave} - \gamma_w \left(A_{soil} + \frac{\pi D^2}{4} \right)$$

$$P_{v,total} = W'_s + W'_p + 2HS_{u,ave} \tag{2.2}$$

où W_s est le poids total du sol au-dessus de la conduite, W_p est le poids total du conduite, W'_s est le poids effectif du sol au-dessus de la conduite et W'_p est le poids effectif de la conduite par unité de longueur respectivement, γ_w est la densité d'eau, A_{soil} est la surface du sol au-dessus de la conduite, H est la profondeur d'enfouissement et H_w est la profondeur de l'eau au-dessus de la surface du sol.

Dans le cas 2, on suppose que la cavitation se produit sous la conduite, ce qui conduit à un état de pression nulle absolue sous la conduite, comme le montre la figure 15c. La valeur de la pression absolue est prise égale à 100 kPa. La force de soulèvement totale par unité de longueur $P_{v,total}$ est donnée par la relation suivante :

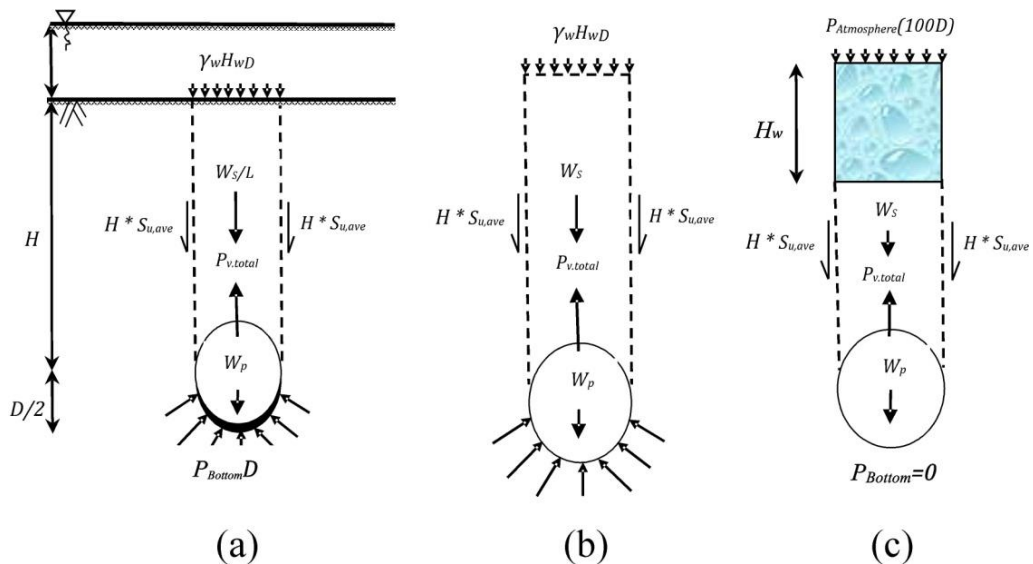


Figure 2.15: Mécanismes de soulèvement d'une conduite enterrée sous conditions non drainées et libre. a) schéma du corps libre; b) Cas 1 – Conditions hydrostatiques ; c) Cas 2 – cavitation se produit.

$$P_{v,total} = 100D + \gamma_w H_w D + W_s + W_p + 2HS_{u,ave} \tag{2.3}$$

Ce cas au sens physique est logique, mais il est peu probable qu'il se produise dans la réalité (Cheuk et al 2007).

9.3. Cas 3 - Conditions entièrement drainées

Dans le cas de conditions entièrement drainées, la résistance totale au soulèvement par unité de longueur $P_{v,total}$ se compose du poids effectif du sol et de la conduite, en plus de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture, comme illustré dans la figure 16. La force de soulèvement nette par unité de longueur P_v est donnée par la relation suivante :

$$P_v = P_{v,ave} - W_p' = W_s' + 2H\tau_{ave} \quad (2.4)$$

Où τ est la résistance moyenne au cisaillement drainée le long de la surface de glissement. La probabilité que ce cas se produise dans l'argile est faible en raison de la faible perméabilité du sol. De plus, le mécanisme illustré dans la figure 16 est spécifique au sol non dilatant uniquement (l'angle de dilatation $\psi = 0$). Lorsque la profondeur d'enfouissement est suffisamment grande, l'écoulement du sol autour de la périphérie du tuyau ressemble à la situation décrite dans le cas 1, même en l'absence de toute force d'adhérence sous la conduite dans une condition complètement drainée.

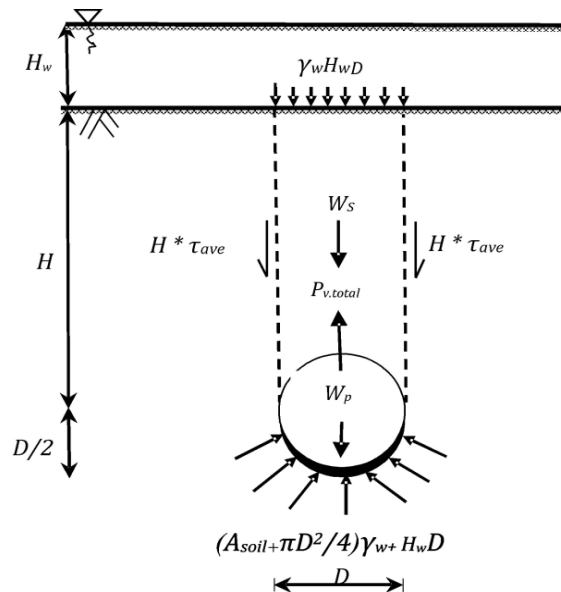


Figure 2.16: Mécanismes de soulèvement d'une conduite enterrée dans l'argile en conditions entièrement drainées

Schaminée et al (1990) a suggéré que la résistance au soulèvement d'une couverture de sol pouvait être non dimensionnée pour donner un facteur de soulèvement empirique (F_{up}), qui peut être utilisé pour comparer la résistance au soulèvement du sol pour différents états et conditions du sol.

$$\frac{P_v}{\gamma_{HD}} = 1 + F_{up} \frac{H}{D} \quad (2.5)$$

$$F_{up} = \frac{H}{D} \left(\frac{P_v}{\gamma_{HD}} - 1 \right) \quad (2.6)$$

10. Interaction de pipeline enterré avec les sols expansifs

La saturation des sols non saturés par le remplissage des pores par l'eau s'exprime par conséquent que l'augmentation de la teneur en eau induit deux types de déformation différents qui peuvent être vers le haut dans les sols expansifs et vers le bas dans le cas des sols affaissables. La présente étude se concentre sur le sol expansif où des recherches ont été menées sur le comportement des pipelines enterrées dans les sols expansifs. Certaines des recherches sont résumées ci-dessous avec leurs principaux résultats. Les sols expansifs peuvent gravement endommager les structures construites sur/ou à l'intérieur de ceux-ci (Clark, 1971). Des périodes humides relativement longues suivies de longues périodes sèches et chaudes, sont des conditions climatiques favorables aux changements de volume importants dans les sols expansifs (Gallage et al, 2012), (Clark, 1971). Les climats secs ayant des GWT périodiquement élevés et des conditions de sol relativement sèches ayant une source d'humidité, comme une fuite d'eau du pipe ou d'autres services publics ou sources à proximité, sont également des situations qui peuvent créer des problèmes dans les sols expansifs (Clark, 1971).

10.1. Ng (1994)

Ng (1994) a rapporté que le mouvement relatif induit qui suit le mouvement de retrait/gonflement est considéré comme un facteur important qui peut générer des charges externes appliquées sur l'anneau de pipe enterré. Les sols expansifs peuvent gravement endommager les structures construites sur/ou à l'intérieur de ceux-ci (Clark, 1971). De plus, ces types de sols sont fréquemment corrosifs.

L'augmentation de la teneur en eau entraîne une augmentation de la charge de sol sur la conduite (Robert et Soga, 2013), où l'on a souligné l'importance de prendre en compte le comportement non saturé dans l'étude des problèmes de pipeline. Gould et al(2009) ont rapporté que le taux le plus élevé de défaillances du pipe se produisait entre les mois de Décembre à Mai, ce qui correspond à la saison des pluies dans de grandes régions du monde.

Pendant les saisons des pluies (Algérie), de grandes quantités d'eau peuvent pénétrer dans le sol et entraîner un soulèvement excessif du sol (Saadeldin et al, 2015). Au contraire, une diminution du degré de saturation pendant les saisons sèches peut entraîner le tassement des sols, comme l'illustre la figure 2.17.

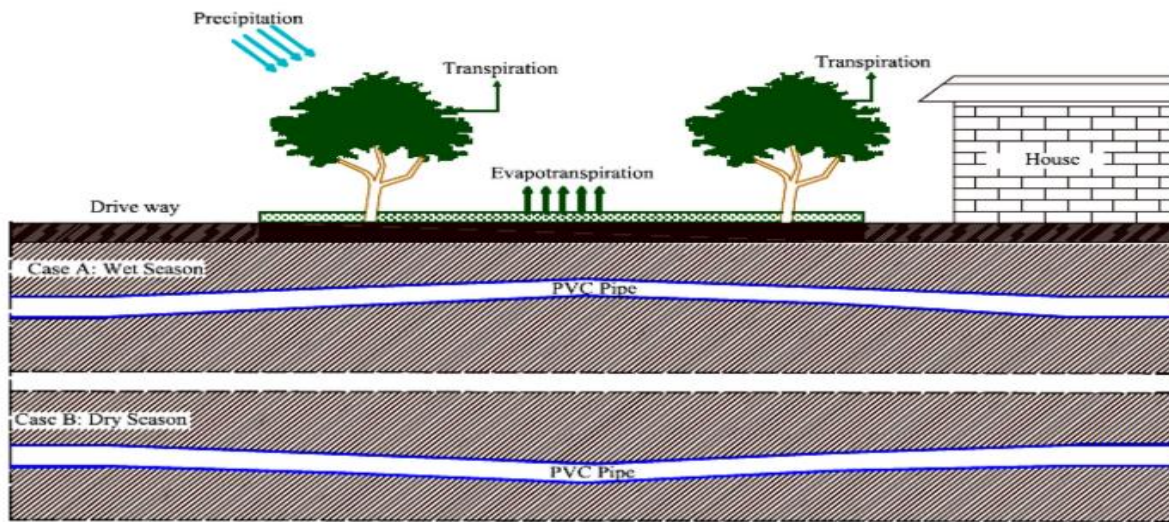


Figure 2.17: Schéma du mouvement Pipe-sol dû au changement d'humidité (Rajeev et al. 2012).

10.2. Rajeev et Kodikara (2011)

Rajeev et Kodikara (2011) ont étudié longitudinalement le comportement des pipelines enterrés soumises à un mouvement de gonflement du sol dû à une augmentation de la succion du sol, où des essais à grande échelle en laboratoire ont été réalisés sur un pipe en plastique. A l'aide du logiciel FLAC3D, un modèle numérique tridimensionnel est développé pour analyser la réponse de pipe en supposant que le pipe se comporte comme un matériau élastique linéaire, tandis que le sol est modélisé comme un matériau non linéaire de critère Mohr-Coulomb. Le changement de la teneur en eau a été appliqué à partir de la base du modèle pour simuler la montée de la nappe phréatique en appliquant trois incréments de niveau d'eau. D'après l'étude, un accord raisonnable entre les résultats expérimentaux et les prévisions du modèle est rapporté et le modèle développé peut être utilisé pour simuler le mouvement de gonflement sur un pipeline enterré.

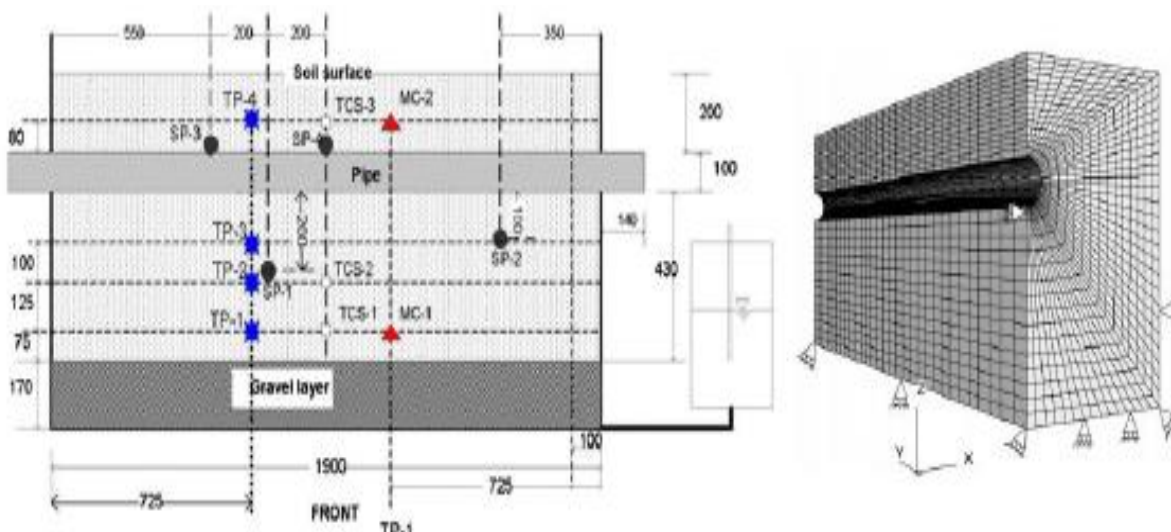


Figure 2.18: Modèle expérimental et numérique (Rajeev et Kodikara, 2011).

10.3. Gallage et al (2012)

Avec le vieillissement des pipelines, les ruptures de pipelines enterrées sont devenues une préoccupation majeure pour la plupart des services d'eau et de gaz. Les défaillances de ces pipes peuvent avoir des répercussions sociales, environnementales et économiques négatives sur la communauté en raison du mouvement du sol environnant qui est étroitement lié aux changements climatiques saisonniers, et en particulier à la teneur en humidité du sol (Gallage et al, 2012). Gallage et al (2012) ont poursuivi les recherches entamées par Rajeev et Kodikara (2011) pour approfondir l'étude de l'effet de la densité et de la profondeur d'enfouissement qui s'est avéré être proportionnel à la pression de surcharge (la pression des charges extérieures) et la pression de gonflement qui contrôlent les déplacements de gonflement.

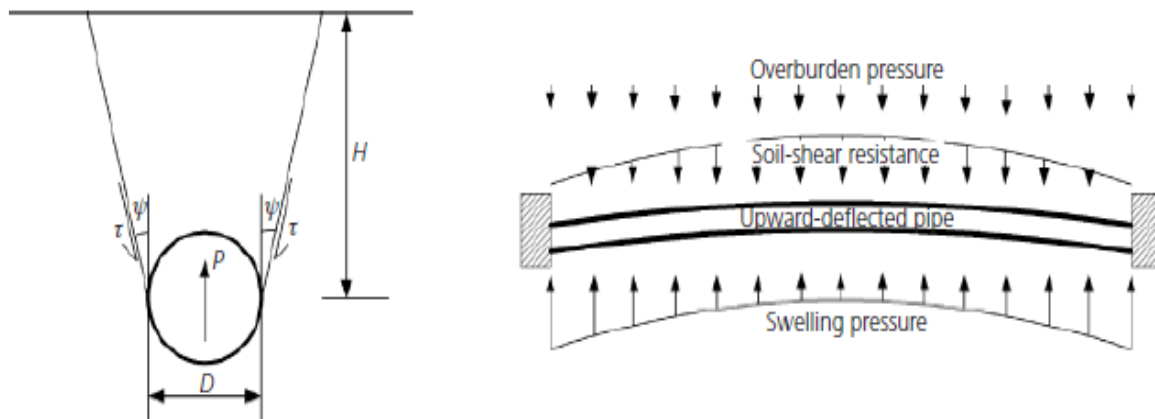


Figure 2.19: Charges externes agissant sur un pipe enterré (Gallage et al, 2012).

10.4. Huang et al(2015)

Dans le but de développer et d'améliorer les critères de conception pour la construction de pipelines dans les régions arctiques, où les sols sont soumis à un soulèvement dû au gel, Huang et al. (2015) ont mené une enquête expérimentale à grande échelle sur l'effet du soulèvement dû au gel sur le diamètre du pipeline de 900 mm avec une longueur de 105 m. L'expérience à grande échelle du gazoduc réfrigéré a été menée à Fairbanks, en Alaska, aux États-Unis. Y compris les phases de gel et de dégel, les données de surveillance ont été recueillies de Décembre 1999 au Janvier 2005 sur un tiers du pipeline qui a été placé dans le pergélisol et le reste dans le non-pergélisol, ce qui a généré un mouvement vertical causé par le soulèvement différentiel par le gel dans la zone de la transition entre le sol gelé et non gelé. Il a été constaté que les actions de flexion étaient le facteur principal de la distribution des contraintes circonférentielles et longitudinales dans le pipeline où les contraintes de traction et de compression maximales tout au long du pipeline étaient approximativement situées à la zone de transition entre les deux types de sols.

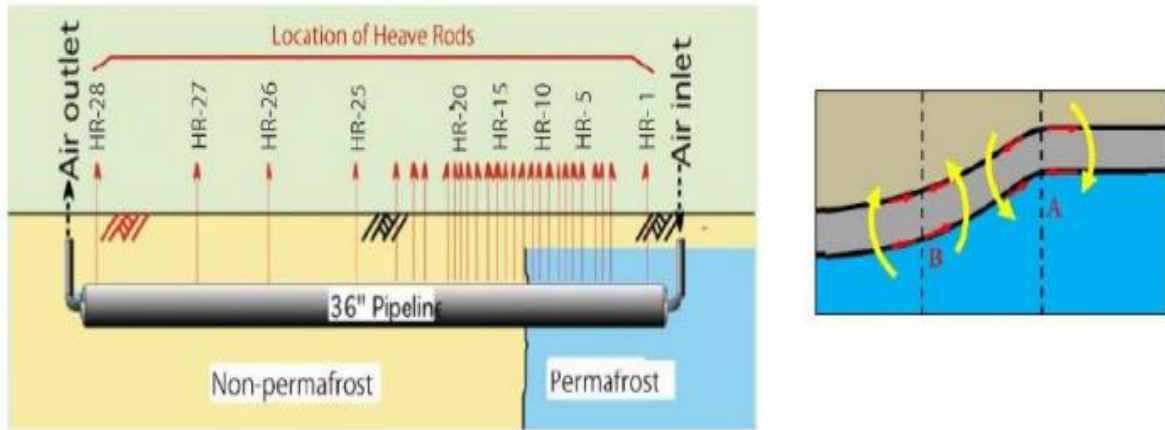


Figure 2.20: Modèle expérimental à grande échelle (Huang et al, 2015).

10.5. Kouretzis et al (2015)

Considérant un pipeline rectiligne et continu dont le tracé traverse une zone de largeur finie où un tassement différentiel ou un soulèvement de la surface du sol peut se développer, Kouretzis et al (2015) ont développé une méthode analytique simplifiée pour estimer à la fois les déformations et les forces internes qui peuvent être appliquées aux pipelines en PEHD, en fonte ou en béton enfouis dans des sols expansifs ou affaissés.

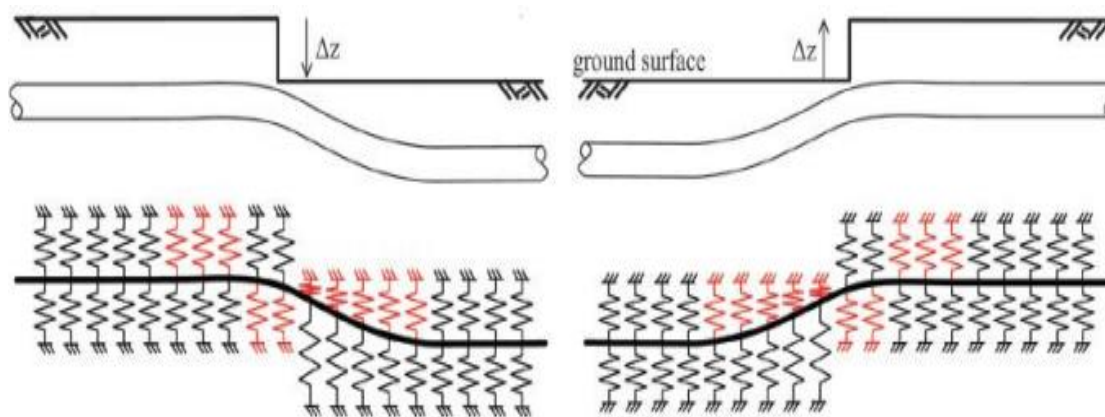


Figure 2.21: Modèle de ressort de poutre utilisé par Kouretzis et al (2015).

Cette méthode constitue une alternative à fort potentiel pour élaborer des analyses tridimensionnelles à l'aide de solutions numériques sur les pipelines qui traversent des zones géotechniques problématiques et sont sensibles au tassement permanent de la surface du sol ou au soulèvement.

10.6. Saadeldin et al (2015)

Grâce à une analyse numérique 2D pour étudier l'effet de la réduction de la succion du sol et des paramètres de profondeur d'enfouissement sur le déplacement vers le haut d'une conduite enterrée dans des sols non saturés, Saadeldin et al (2015) ont conclu que la succion a une influence significative sur le volume du déplacement vertical à différentes profondeurs. On a considéré qu'une canalisation de 6.5 m de long et de 0.15 m de diamètre était enterrée

dans l'argile expansive de Regina, dont la succion initiale était supposée être de 2000 kPa et exposée à une pluie de précipitations afin d'augmenter la succion à différentes valeurs (c.-à-d. 1000, 500, 180, et 38 kPa). Les principales conclusions de la présente étude sont les suivantes :

- Une augmentation significative du déplacement vers le haut de pipeline est associée à la réduction de la succion du sol pour différentes profondeurs d'enfouissement.
- Le déplacement vertical du pipeline est hautement influencé par la profondeur d'enfouissement.

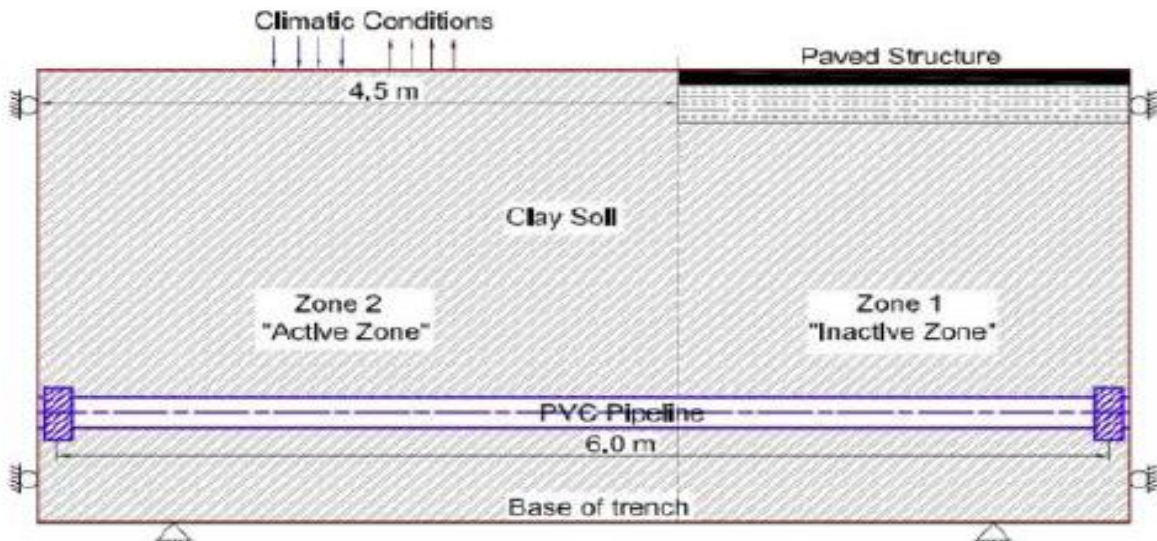


Figure 2.22: Modèle numérique (Saadeldin et al, 2015).

11. Conclusion

Dans ce chapitre, une revue de la littérature a été faite où les principaux aspects nécessaires pour étudier le problème de soulèvement du pipeline proposé dans l'argile de N'GAOUS qui est lié à deux axes différents: le sol non saturé et les systèmes de pipelines. Nous avons essayé de vérifier les récentes et principales découvertes, les méthodes et les outils utilisés dans le monde entier, sans négliger les points fondamentaux de chacun de deux axes.

Sur la base de la discussion des études et recherches précédentes, la principale conclusion qui peut être tirée est la suivante :

- La conception sûre des systèmes de pipelines dans le monde est un sujet actif.
 - Il est obligatoire de prendre en compte le comportement non saturé des sols pour concevoir le réseau enterré de pipelines, ce qui permettra de limiter les dommages coûteux et répétitifs.
- Ce chapitre est destiné à servir de contribution scientifique, qui présente un support cohérent pour renforcer les études limitées qui ont abordé l'interaction des conduites enterrées avec le sol non saturé.

Chapitre 03

Outil de simulation

numérique et loi de comportement

1. Introduction

Après le bond qualitatif de la technologie à nos jours, l'ingénieur se trouve face à des nouveaux obstacles dans la réalisation de ses projets représenté essentiellement par les contraintes de sécurités et les moyens financiers fournissent. Les méthodes de simulation du comportement des systèmes physiques complexes sont utilisées largement par les ingénieurs dans l'élaboration de leurs projets en raison de la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux. La participation du domaine informatique et les acquis mathématiques de la théorie d'énergie est nécessaire dans ce processus , ainsi que les méthodes de projection , d'approximation et la méthode des éléments finis qui est la plus utilisé à cause de son vaste champ d'application dans plusieurs secteurs d'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique technique off-shore,...etc..

2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est de plus en plus utilisée pour l'analyse des applications d'ingénierie géotechnique. L'utilisation de méthodes numériques avancées, comme la méthode des éléments finis, permet aux utilisateurs d'effectuer des analyses complexes qui aident à décrire le comportement et la structure du sol, ainsi que leur interaction. Lors de l'utilisation de la méthode des éléments finis, le sol est modélisé au moyen d'un modèle constitutif (relation contrainte-déformation) formulé dans un cadre continu. Le choix du modèle constitutif et l'ensemble correspondant de paramètres du modèle sont les questions les plus importantes à considérer lors de la création d'un modèle d'éléments finis pour un projet géotechnique.

La méthode des éléments finis implique les étapes suivantes :

- *Discretisation des éléments :*

Il s'agit du processus de modélisation de la géométrie du problème étudié par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites de l'élément ou à l'intérieur de l'élément.

- *Approximation de la variable primaire :*

La variable primaire doit être sélectionnée (par exemple, déplacements, contraintes, etc.) et des règles sur la manière dont elle doit varier sur un élément fini doivent être établies. Cette variation est exprimée en termes de valeurs nodales. En géotechnique, il est habituel d'adopter les déplacements comme variable principale.

- Équations d'éléments

Utilisation d'un principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimale) pour dériver des équations d'éléments.

- Équations globales :

Combinez les équations des éléments pour former des équations globales.

-Conditions aux limites

Formuler des conditions aux limites et modifier des équations globales.

-Résoudre des équations globales

Les équations globales se présentent sous la forme d'un grand nombre d'équations simultanées. Ceux-ci sont résolus pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, des grandeurs secondaires, telles que les contraintes et les déformations, sont évaluées.

Des logiciels d'éléments finis sont disponibles pour les calculs 2D et 3D, cependant, en raison de leur simplicité et de leur temps de calcul réduit, les versions 2D sont les plus populaires. En fait, l'analyse 3D implique beaucoup plus d'éléments, et donc des nœuds et des points d'intégration, qu'une analyse 2D comparable.

2.1. Programme d'éléments finis PLAXIS 3d

PLAXIS 3D est un logiciel d'éléments finis tridimensionnel développé pour les professionnels afin d'effectuer l'analyse et la conception de problèmes géotechniques. Il a été développé par PLAXIS, une société basée aux Pays-Bas, spécialisée dans le développement de logiciels d'éléments finis et de services d'expertise en ingénierie géotechnique. Les premiers développements de PLAXIS a débuté en tant que programme d'éléments finis 2D pour l'analyse des digues de rivière à l'Université de technologie de Delft en 1987. Au fil des ans, le programme s'est enrichi de capacités de calcul par éléments finis en 3D et PLAXIS 3D Tunnel a été lancé en 2001, suivi de PLAXIS 3D fondation en 2004. Ce programme a été développé avec d'outils géométriques permettant de créer des géométries 3D arbitraires, ainsi que des outils avancés de calcul et d'itération. La première version du programme PLAXIS 3D a été publiée en 2010.

Le logiciel PLAXIS 3D est largement adopté dans le monde entier par les chercheurs et les professionnels de l'ingénierie géotechnique en raison de ses outils de calcul robustes et de son interface utilisateur simple.

Certains des avantages de ce logiciel sont répertoriés ci-dessous.

- Une interface facile à utiliser

- Large gamme d'outils géométriques composés de lignes, de points, de surfaces, de volumes et de poly courbes pour créer des modèles 3D géométriques complexes.
- Outils pour créer des éléments structurels tels que des poutres, des plaques, des pieux encastrés, des interfaces, etc.
- Outils permettant d'appliquer différentes charges telles que des charges ponctuelles, des charges linéaires et des charges uniformément réparties dans des conditions statiques et dynamiques.
- Menu détaillé de saisie des matériaux avec des options permettant de définir divers paramètres pour les couches de sol et les éléments structurels.
- Avec la possibilité d'insérer plusieurs forages, il est possible de créer des couches de sol d'épaisseur variable dans les limites du modèle.
- Une liste de dix modèles de sol différents, tels que Mohr-Coulomb et le modèle de sol durcissant, est disponible dans le menu matériau avec la possibilité de créer également un modèle défini par l'utilisateur.
- Les effets de la pression interstitielle peuvent être modélisés.
- Le maillage est constitué d'éléments tétraédriques plutôt que d'éléments de forme triangulaire ce qui permet de mieux simuler l'imbrication des particules du sol.
- Outils de maillage très efficaces avec des options pour contrôler la finesse du maillage, la forme de éléments et d'appliquer différents degrés de raffinement aux différents éléments au sein le modèle.
- L'analyse peut être effectuée pour un processus de construction par étapes avec une option pour créer plusieurs phases de calcul.
- Peut effectuer des analyses sismiques et dynamiques avec la possibilité d'effectuer des procédures basées sur la force et le déplacement.
- Calcul robuste et flexible et menu itératif avec des options pour définir les étapes d'itération, l'erreur de tolérance, le pas de temps pour l'analyse dynamique, la génération de déformations plastiques, etc...

2.2. Les modules de Plaxis

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de trois modules, qui sont les suivants :

a) Module d'entrée des données (Input): Module de saisie de la géométrie, des dispositions des éléments, des conditions aux limites, des propriétés des matériaux, des charges et conditions initiales de contraintes ou de déformation du problème, du modèle de

comportement du sol et des conditions aux limites. Dans ce module est également généré le maillage éléments finis.

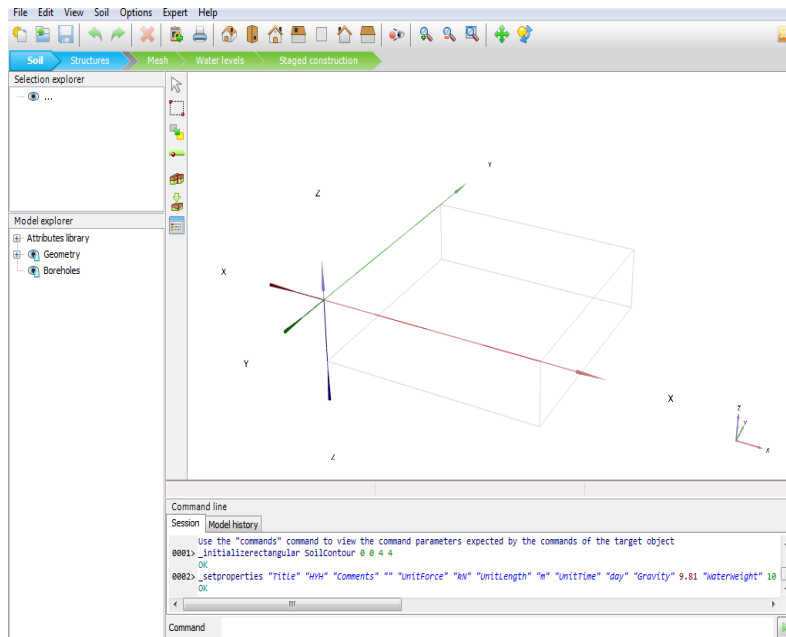


Figure 3.1: Fenêtre principale du programme d'entrée des données.

b) Module de calcul: Effectué le calcul à partir de l'état de contrainte et de déformation résultant du chargement du problème. Le calcul se termine quand est atteint le nombre d'étapes de charges et d'itérations détermine sur un niveau de charge admissible. Dans ces modules sont définies également les différentes étapes de chargement, par applications de charges externes, par excavation ou par construction. Ce module ne prend en compte que l'analyse de déformation et fait la distinction entre un calcul plastique, une analyse de densité et une analyse avec génération de maillage de mise à jour (normalement utilisé pour les grandes déformations).

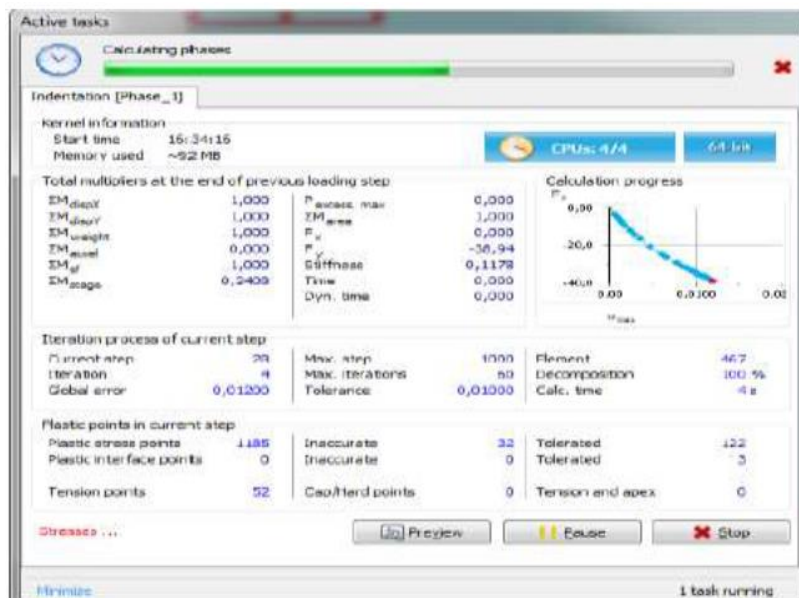


Figure 3.2: Fenêtre de calcul.

c) Module de résultats (Output): Le module de sortie des résultats est très convivial permettant de visualiser les déformations, les déplacements et les contraintes totales ou effectives. Il est possible d'obtenir des tableaux avec les résultats des déplacements, déformations et des contraintes totales et effectives. Génère également des graphiques des forces, contraintes, déplacements et déformations dans les différents éléments. Il est possible de visualiser les points où le matériau a été plastifié ou soumis à des contraintes de traction.

Entre les principales caractéristiques du programme, il peut être référé : l'analyse statique drainée et non drainée; l'analyse utilisant la théorie de Biot pour la consolidation couplée, le choix de différentes relations constitutives, la diversité des conditions de charge dues aux forces externes, aux déplacements, aux pressions nodales ou au débit imposé, l'algorithme de calcul automatique pour la détermination de l'augmentation de la charge et du temps, en cas d'analyse non linéaire, la possibilité de réaliser des analyses en différentes phases.

3. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS 3D

Le choix du modèle utilisé pour simuler le comportement des matériaux est d'une grande importance pour que les résultats obtenus soient réalistes. Pour simuler le comportement du matériau et son mécanisme de rupture, des modèles constitutifs sont nécessaires. En termes simples, un modèle constitutif comprend un ensemble d'équations mathématiques qui définissent la relation contrainte-déformation. Il est également essentiel que le modèle constitutif soit capable de prédire le comportement du matériau avant et après la rupture. L'une des raisons pour lesquelles PLAXIS 3D a été choisi pour la simulation est la disponibilité d'une dizaine de modèles de sols différents.

3.1. Le Modèle élastique linéaire

Le modèle de matériau élastique linéaire correspond à la loi de Hooke, qui prend en compte l'élasticité linéaire isotrope. Par conséquent, la relation contrainte-déformation est linéaire et le comportement du matériau peut être défini soit par E et ν , soit par G et E_{oed} . Les paramètres des deux options dépendent l'un de l'autre, c'est pourquoi G et E_{oed} peuvent être dérivés des formulations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (3.1)$$

Le modèle ne tient compte que de l'élasticité linéaire. Par conséquent, il n'est pas possible de développer des mécanismes de défaillance.

Bien que le modèle élastique linéaire ne soit pas adapté à la modélisation du sol, il peut être utilisé pour modéliser des volumes rigides dans le sol, comme des murs en béton ou des formations rocheuses intactes.

Les paramètres de ce modèle et ses paramètres avancés sont présentés dans les figures (3.3, 3.4) ci-dessous.

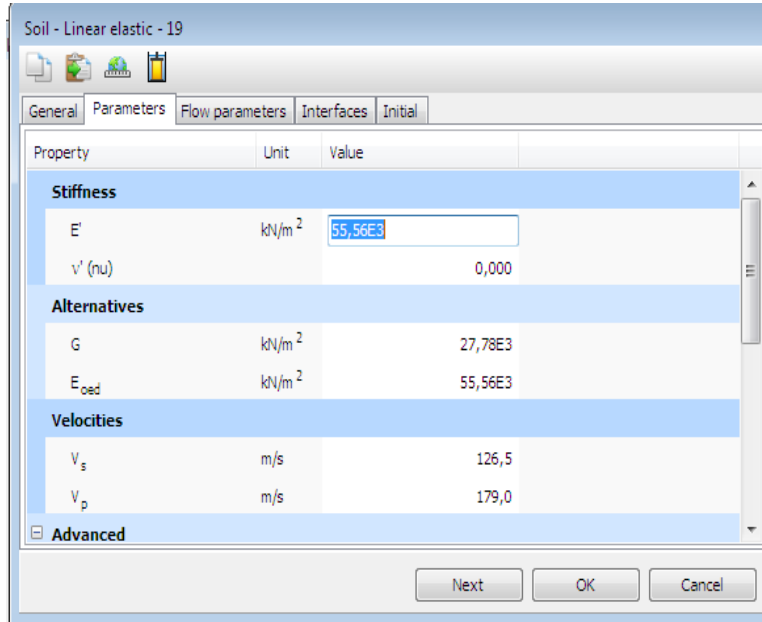


Figure 3.3: Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

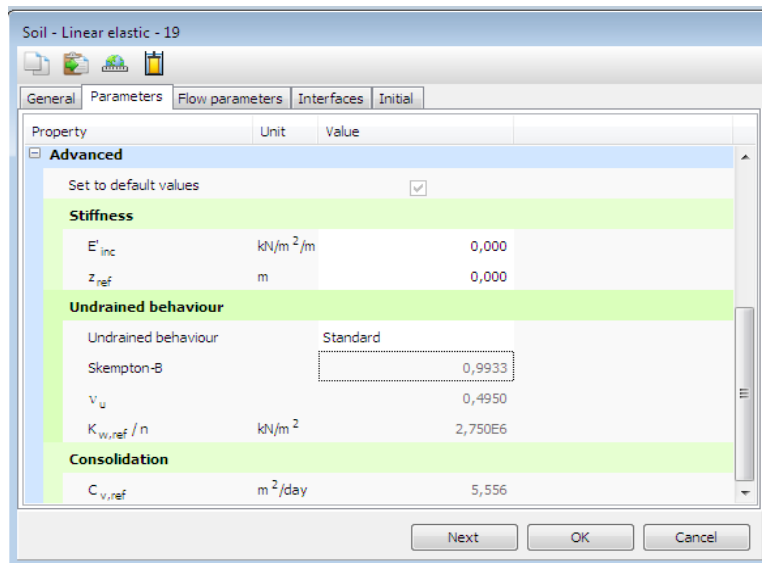


Figure 3.4: Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont liés par l'équation suivante :

$$E_{actual} = E_{ref} + (z_{ref} - z)E_{increment} \quad \text{Avec } z < z_{ref} \quad (3.2)$$

$E_{increment}$: Rigidité par incrément [kN/m²/m]

z_{ref} : Unité de profondeur [m]

3.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle linéairement élastique – parfaitement plastique utilisé pour modéliser le comportement du sol. Ce modèle a été formulé en utilisant la loi de Hooke pour un état de contrainte général et le critère de rupture de Coulomb. Comme le montre la figure (3.5), le modèle présente un comportement contrainte-déformation linéaire avec la région élastique et est défini par les paramètres E (module d'élasticité) et le coefficient de Poisson, ν . Le critère de rupture est défini par deux paramètres, c (cohésion) et (φ) (angle de frottement). De plus, un autre paramètre, l'angle de dilatation (ψ) , est introduit pour modéliser les changements de volume irréversibles pendant le cisaillement. Le modèle de Mohr-Coulomb est très efficace pour simuler le comportement de résistance et de rupture des sols mais ne parvient pas à modéliser le comportement de rigidité avant d'atteindre la résistance locale au cisaillement. Cela implique que le modèle de sol Mohr-Coulomb ne parvient pas à prédire avec précision le comportement de déformation avant rupture, en particulier lorsque les niveaux de contraintes changent. Dans le plan de Mohr-Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (3.3)$$

Où σ_n : Contrainte normale

τ : Contrainte de cisaillement

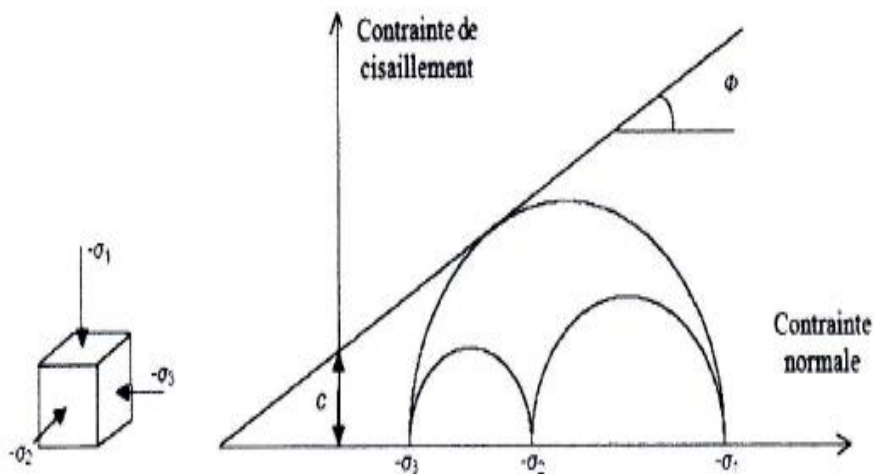


Figure 3.5: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

D'autre part, les chercheurs ont indiqué au fil des ans que le mécanisme de rupture dans les échantillons de sol réels lors d'essais triaxiaux est très proche de la surface de rupture hexagonale du modèle de Mohr-Coulomb illustré à la figure 3.6.

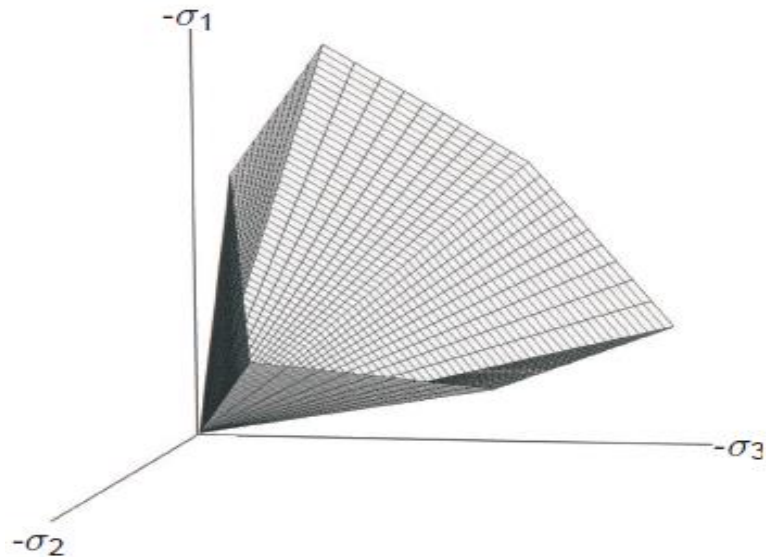


Figure 3.6: Surface de rupture hexagonale pour le modèle de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales

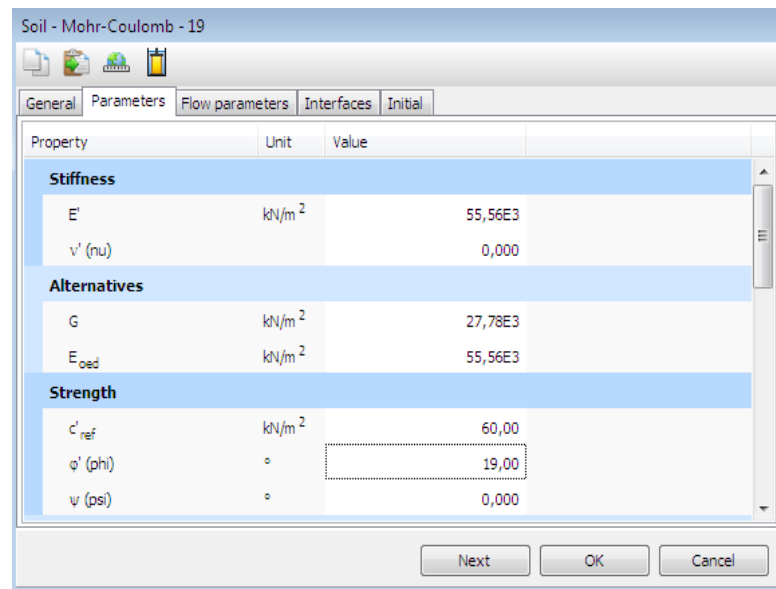


Figure 3.7: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

3.2.1. Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.

a) Module de Young

Le module de Young, parfois également appelé module d'élasticité, utilisé en mécanique des sols, est une mesure de la rigidité du sol. Le paramètre décrit la relation entre la contrainte et la déformation dans le sol. Dans les essais triaxiaux d'échantillons de sol, la pente initiale de la courbe contrainte-déformation (module tangent) est généralement indiquée par E_0 et le module sécant à 50 % de la résistance est désigné par E_{50} . Pour les matériaux ayant une large gamme élastique linéaire, il est réaliste d'utiliser E_0 , mais pour le chargement

des sols, on utilise généralement E_{50} . Compte tenu des problèmes de déchargement, comme dans le cas des tunnels et des excavations, il faut un module de déchargement-rechargement (E_{ur}) au lieu de E_{50} .

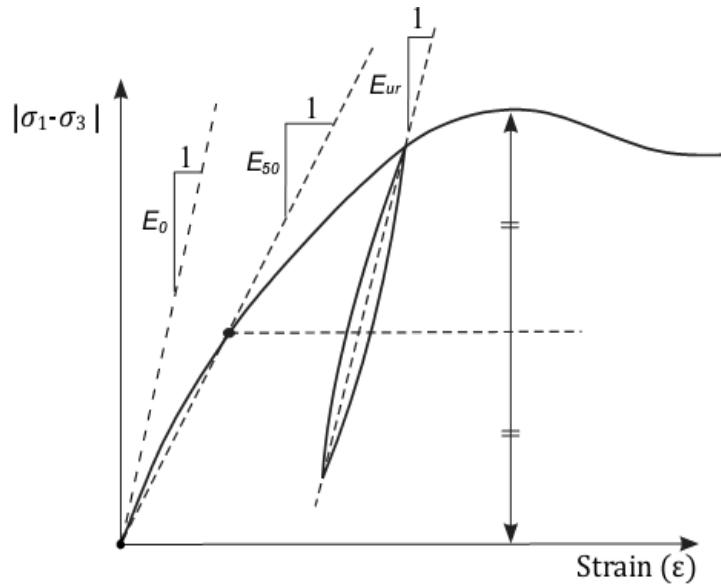


Figure 3.8: Définition de E_0 , E_{50} et E_{ur} .

b) Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson est une mesure de l'effet de Poisson, c'est-à-dire l'effet par lequel un matériau tend à se dilater dans les deux directions où il n'est pas comprimé. La même valeur du coefficient de Poisson est obtenue lorsqu'on observe un matériau étiré au lieu d'être comprimé. Dans ce cas, le matériau tend à se contracter dans la direction transversale de la direction d'étirement. Le rapport peut être considéré comme la fraction d'expansion divisée par la fraction de compression.

Le coefficient de Poisson, ν , dépend du cas spécifique à modéliser. En ne considérant qu'une courte durée dans l'argile, le comportement est non drainé et donc proche de 0.5 c-à-d agissant comme un matériau incompressible (Craig and Knappett, 2012).

c) Angle de frottement

La définition de l'angle de frottement (φ) est dérivée du critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'angle de frottement est une mesure de la résistance au cisaillement du sol et est différent selon les sols. En général l'angle de frottement est utilisé pour modéliser le frottement effectif du sol, en combinaison avec une cohésion effective c' . Ceci peut être fait non seulement pour le comportement du sol drainé, mais aussi si le type de comportement du matériau est réglé sur non drainé (A), puisque dans les deux cas, Plaxis effectuera une analyse des contraintes effectives. Alternativement, la résistance du sol est modélisée en définissant le paramètre de cohésion égal à la résistance au cisaillement non drainé du sol, en combinaison

avec $\varphi = 0$ (non drainé (B) ou non drainé (C)). Les angles de frottement sont de l'ordre de 20 à 30 degrés pour l'argile et le limon et de 30 à 40 degrés pour le sable et le gravier.

d) Cohésion

Dans les sols cohésifs, comme l'argile, la résistance au cisaillement est combinée par les forces de friction entre les particules du sol et l'adhésion entre les particules les plus fines du sol. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le paramètre de cohésion peut être utilisé pour modéliser la cohésion effective du sol, en combinaison avec un angle de frottement effectif réaliste. Ceci peut être fait non seulement pour le comportement du sol drainé, mais aussi si le type de comportement du matériau est réglé sur non drainé (A), car dans les deux cas Plaxis effectuera une analyse des contraintes effectives. Alternativement, le paramètre de cohésion peut être utilisé pour modéliser la résistance au cisaillement non drainée du sol, en combinaison avec $\varphi = \varphi_u = 0$ lorsque le type de drainage est réglé sur non drainé (B) ou non drainé (C). Dans ce cas, le critère de rupture de Mohr-Coulomb se réduit au critère bien connu de Tresca.

e) Angle de dilatance

Lorsqu'ils sont exposés au cisaillement, les sols se dilatent ou se contractent. Ce comportement est traduit par la valeur de l'angle de dilatation. L'angle contrôlé dans quelle mesure le volume change lors du cisaillement plastique, ce qui signifie que si l'angle de dilatance est de zéro degré alors la déformation du volume reste inchangée lors du cisaillement. L'angle de dilatance des argiles peut généralement être supposé égal à zéro degré en comportement non drainé, si l'argile n'est pas fortement surconsolidée, les argiles avec un OCR supérieur à quatre. Pour les sables quartzeux, l'ordre de grandeur est le suivant $\psi = 30^\circ$. Cependant, pour des valeurs φ inférieures à 30° , l'angle de dilatance est généralement nul.

3.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle de sol avec écrouissage est un modèle constitutif avancé du second ordre qui peut être appliqué aux sols mous et rigides. Les états limites de contrainte sont décrits de manière similaire au modèle de Mohr-Coulomb au moyen de l'angle de dilatation ψ , de la cohésion c , de l'angle de frottement φ .

De plus, la rigidité du sol a été décrite avec précision à l'aide de trois rigidités d'entrée différentes: la rigidité de chargement triaxial E_{50} , la rigidité de déchargement triaxial E_{ur} , et la rigidité de chargement oedométrique E_{oed} . En tant que valeurs moyennes pour divers types de sols, $E_{ur} = 3E_{50}$ et $E_{oed} = E_{50}$ sont suggérés comme paramètres par défaut, mais les sols très mous et très rigides ont tendance à donner d'autres rapports

E_{oed} / E_{50} , qui peuvent être entrés par l'utilisateur.

Contrairement au modèle de Mohr-Coulomb, le Modèle de sol avec écoulement rigide également compte de la dépendance des modules de rigidité à la contrainte. Cela signifie qu'il existe une relation proportionnelle directe entre les rigidités et la pression. En outre, les trois rigidités d'entrée sont liées à une contrainte de référence d'une valeur par défaut de 100 kPa.

3.3.1. Les Paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la figure 3.9.

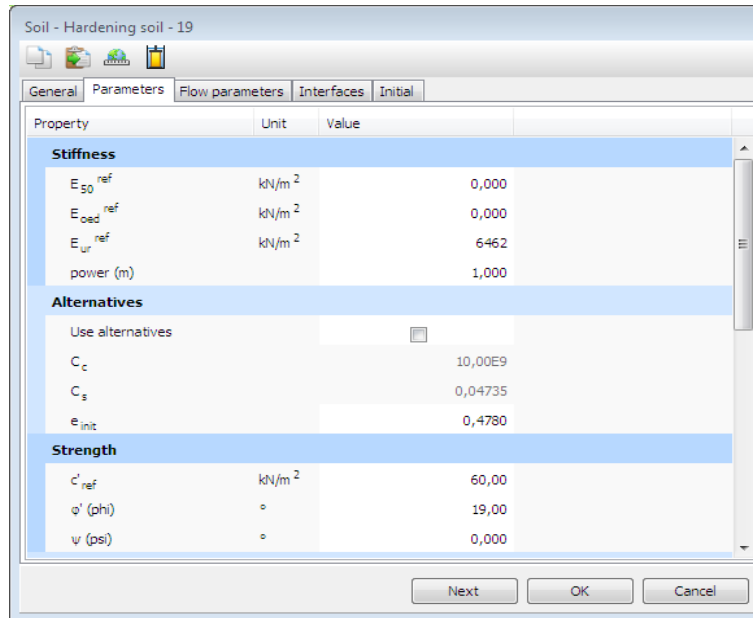


Figure 3.9: Fenêtre des paramètres du HardeningSoil Model.

a- Paramètres de Mohr-Coulomb :

C: cohésion (effective) [kN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif [-]

b- Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai œdométrique [kN/m²]

m : Puissance (environ 0.58 pour les sable) [-]

c- Paramètres avancés:

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$) [-]

]

P^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $P^{ref} = 100$) [kN/m²]

- K_0^{NC} : Consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$) [-]
- $c_{increment}$: Modèle de Moh-Colomb (par défaut $c_{increment} = 0$) [kN/m³]
- Z_{ref} : Unité de profondeur [m]
- R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a [-]
- $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure 3.10.

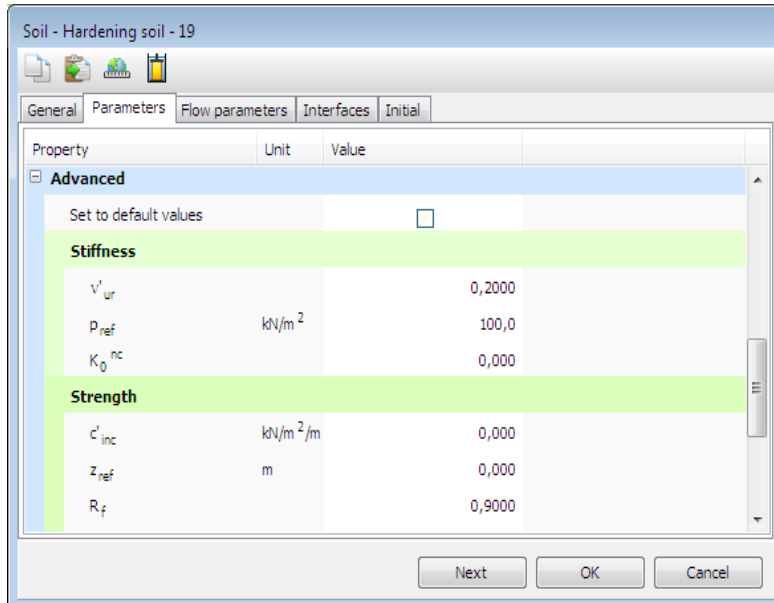


Figure 3.10: Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

Le modèle HSM est formulé sur la base de la relation hyperbolique entre la contrainte déviatorique et la déformation axiale dans le chargement triaxiale primaire pour les essais triaxiaux drainés standard, comme illustré à la figure (3.11). Les courbes de rendement dans ce cas peuvent être définies par l'Equation (3.4) :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad (3.4)$$

Où q_a est la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement, E_i la rigidité initiale. La contrainte déviatorique ultime, q_f et q_a sont définies comme suit :

$$q_f = (ccot\varphi - \sigma'_3) \frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad \text{et} \quad q_a = q_f/R_f \quad (3.5)$$

Où R_f est le coefficient de rupture avec une valeur par défaut de 0,9 dans PLAXIS et φ est l'angle de frottement à l'état critique. Il existe trois paramètres de rigidité différents pour le modèle HSM dans PLAXIS 3D, E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} et E_{ur} . Le paramètre E_{50} est dépendant du contrainte de confinement et donné par l'équation ci-dessous.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi - p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad \text{avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6)$$

Le module sécant E_{50}^{ref} peut être déterminé à partir des courbes contrainte-déformation obtenues lors d'essais triaxiaux à une mobilisation de 50 % de la résistance maximale au cisaillement q_f . Le paramètre m indique la puissance pour le niveau de contrainte dépendant de la rigidité. Le module oedométrique E_{50} est le module de rigidité tangente pour la charge primaire et E_{50}^{ref} est le module de rigidité tangente à la contrainte verticale $\sigma_1 = \sigma_{ref}$.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{NC}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.7)$$

Le troisième paramètre de rigidité dépendant de la contrainte, E_{ur} basé sur le déchargement/rechargement est donné par :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi - p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.8)$$

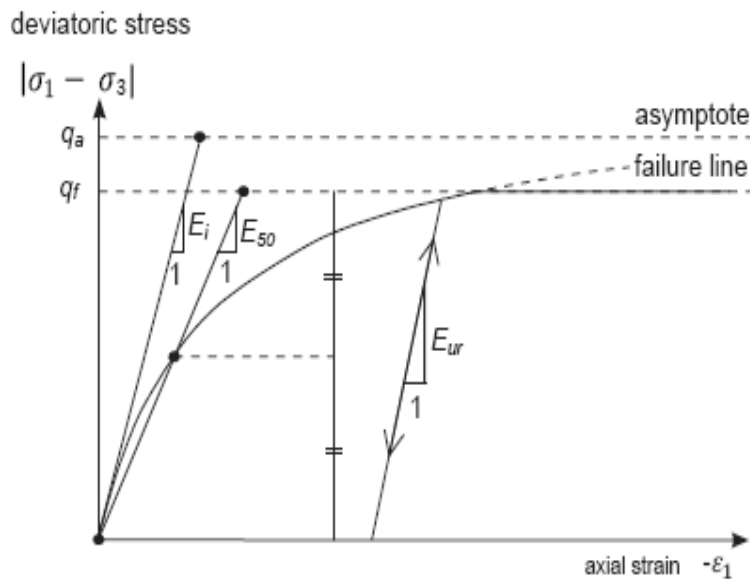


Figure 3.11: Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

La définition du module de rigidité tangent est illustrée sur la figure 3.12 .

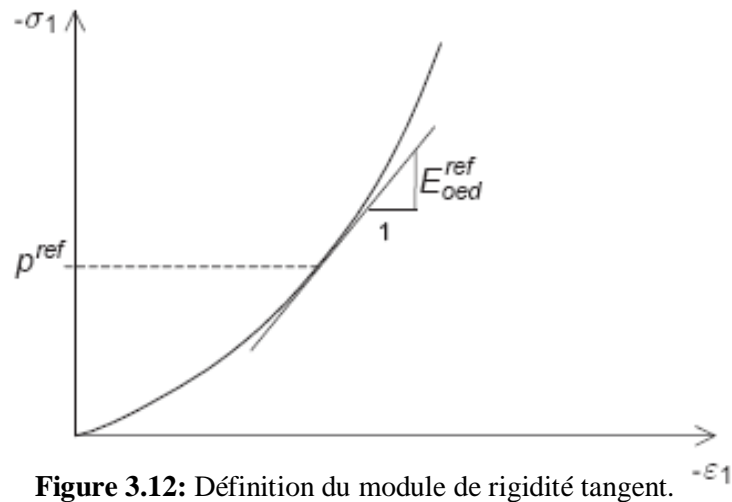


Figure 3.12: Définition du module de rigidité tangent.

La courbe de rendement du modèle de sol durcissant dans l'espace des contraintes principales est illustrée à la figure 3.13. La surface d'écoulement de la figure 3.13 ressemble à la forme du critère de rupture hexagonal de Mohr-Coulomb.

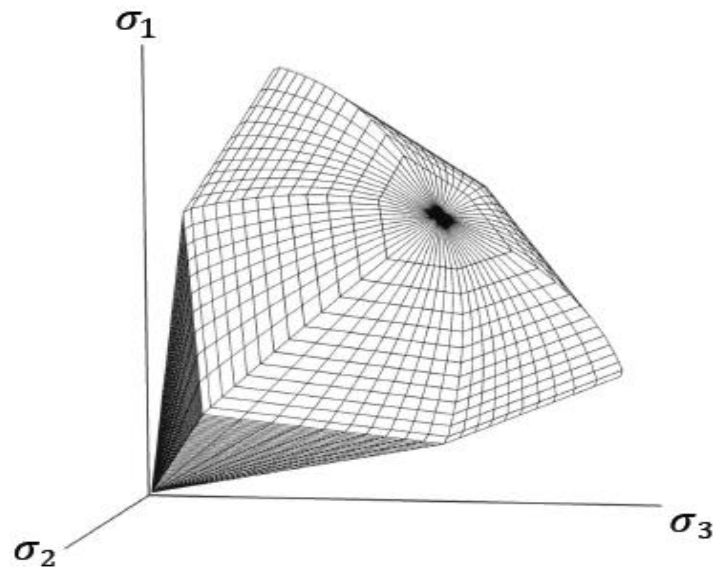


Figure 3.13: Contour de rendement total du modèle HSM dans l'espace de contraintes principal pour les sables.

3.4. Modèle pour des sols mous (Soft Soil Model)

Le modèle pour sol mou est un modèle de type Cam-Clay qui est utilisé pour étudier la pression de compression primaire des sols argileux normalement consolidés. Ce modèle peut être utilisé avec des matériaux qui ont une forte compressibilité élevée, comme les argiles normalement consolidées, les limons argileux et les tourbes. Malgré le fait que le modèle SSM remplace souvent la modélisation de la capacité de ce modèle, le modèle Soft Soil est préférable pour démontrer la conduite de pression des sols très mous. Pour le modèle SSM, la supposition qu'une relation logarithmique subsiste au milieu de la déformation volumétrique, ε_v , et de la contrainte moyenne effective, P' . L'équation pour cela pourrait être donnée :

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = \lambda^* \ln\left(\frac{P'}{P_0}\right) \quad (\text{Compression}) \quad (3.9)$$

où :

ε_v : Déformation volumétrique

ε_v^0 : Déformation volumétrique initiale

P' : Contrainte effective moyenne

P_0 : Contrainte effective initiale

Tandis que l'équation d'une ligne de gonflement a la forme suivante:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -k^* \ln\left(\frac{P'}{P_0}\right) \quad (\text{Gonflement}) \quad (3.10)$$

Où

ε_v^e : Déformation volumétrique élastique

ε_v^{e0} : Déformation volumétrique élastique initiale

Les paramètres du SSM sont représentés sur la figure 3.16

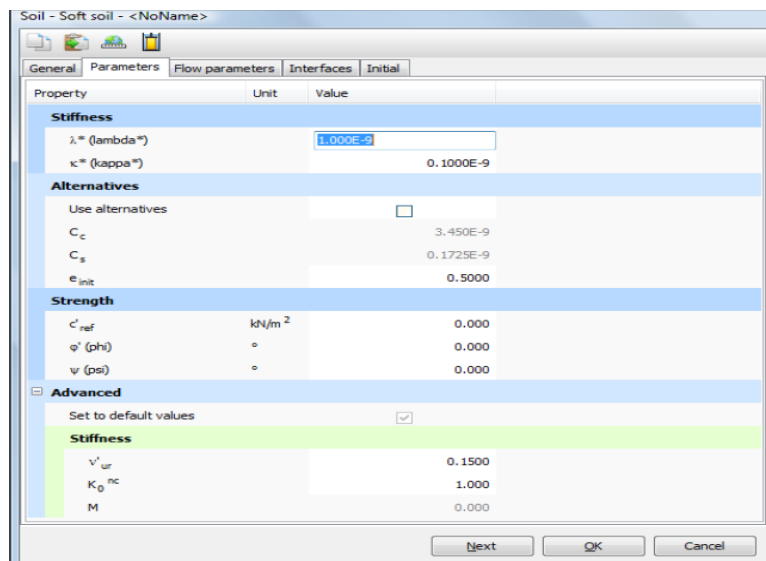


Figure 3.14: Fenêtre des paramètres du Soft Soil Model.

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants:

Paramètres de base :

λ^* : Indice de compression modifié [-]

k^* : Indice de gonflement modifié [-]

C : Cohésion [KN/m²]

φ : Angle de frottement [°]

ψ : Angle de dilatance [°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-]

K_0^{NC} : $\sigma'_{xx}/\sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M [-]

M : Paramètre en fonction de K_0^{NC} [-]

Au lieu du volume spécifique (ou de l'indice de vide), la déformation volumétrique est prise en compte ici dans la formulation des lignes de compression et de gonflement. Ainsi, λ^* et k^* sont les indices de compression et de gonflement modifiés et peuvent être obtenus à partir d'essais de compression isotrope incluant le chargement et le déchargement. La relation entre les indices de compression et de gonflement modifiés et les indices originaux ainsi que les indices de compression et de gonflement unidimensionnels bien connus C_c et C_s sont :

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad ; \quad k^* = \frac{k}{1+e} = \frac{2C_s}{2.3(1+e)} \tag{3.11}$$

On suppose que le comportement du sol est élastique pendant le déchargement et le rechargement, et selon l'équation (3.11), le module de volume peut être calculé à partir de l'équation (3.12). Une valeur minimale pour « p » est prise en compte dans le calcul du module de volume et un coefficient de Poisson constant est également pris en compte pour la loi élastique de Hooke.

$$K = \frac{p'}{k^*} = \frac{E}{3(1-\nu)} \tag{3.12}$$

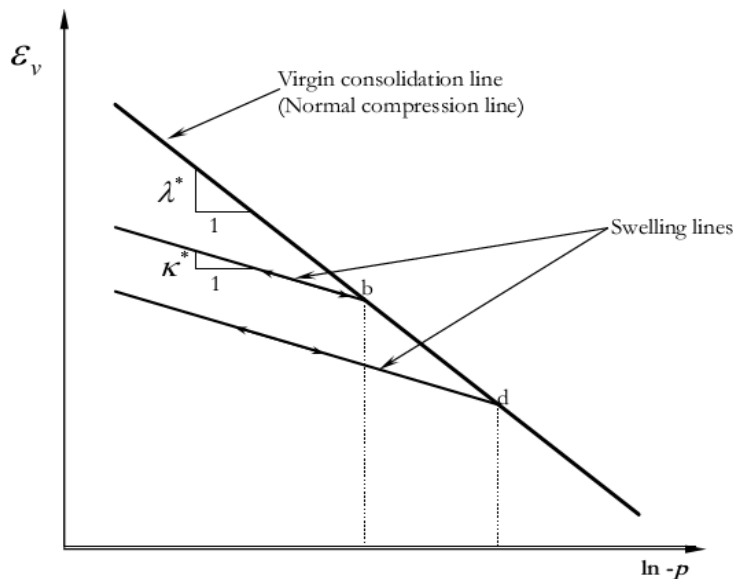


Figure 3.15: Comportement typique des sols mous en compression/gonflement isotrope

La pente de la ligne d'état critique, M , est déterminée en grande partie à partir du coefficient de pression latérale des terres K_0^{NC} évalué à partir d'un test oedométrique.

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1-2K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2v_{ur})\left(\frac{\lambda^*}{k^*}-1\right)}{(1-2K_0^{NC})(1-v_{ur})\lambda^*/k^*-(1-K_0^{NC})(1+v_{ur})}} \quad (3.13)$$

La règle d'écoulement est associée à cette surface de rendement.

3.5. Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model)

Le modèle Cam Clay modifié est basé sur la théorie de l'état critique et a été développé pour modéliser le comportement des argiles normalement consolidées. Dans ce modèle, le comportement volumétrique est représenté par la relation logarithmique suivante entre l'indice de vide et la contrainte effective moyenne :

$$e - e_0 = -\lambda \ln\left(\frac{P'}{P_0}\right) \quad (\text{Compression isotrope}) \quad (3.14)$$

$$e - e_0 = -k \ln\left(\frac{P'}{P_0}\right) \quad (\text{Déchargement et rechargement isotrope}) \quad (3.15)$$

λ : Décrit la compressibilité du matériau lors du chargement primaire, tandis que k fait de même mais lors du le déchargement et le rechargement. Dans le modèle CCM, la surface de rendement est définie comme suit :

$$f = \frac{q^2}{M^2} + P'(P' - P_c) \quad (3.16)$$

Lorsque la surface de rendement est considérée, ayant la formule de $f = 0$, une ellipse apparaît dans le plan p - q . Comme on le sait, la surface de contrainte est une limite pour les états de contrainte élastique, c.-à-d. que les chemins de contrainte à l'intérieur de cette limite n'entraînent que des incréments de déformation élastique, sinon des incréments de déformation élastique et plastique sont produits.

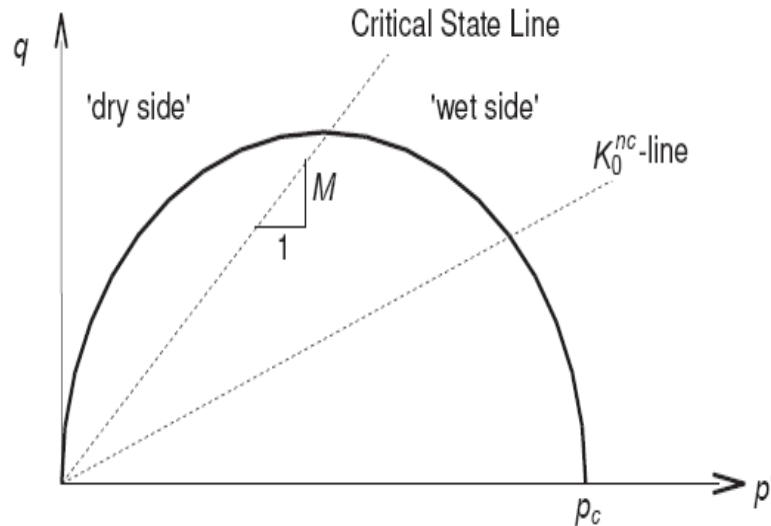


Figure 3.16: Surface de rendement du modèle Cam-Clay modifié dans le plan p' - q .

C dans le plan p - q , le sommet de l'ellipse coupe une ligne que l'on peut écrire comme suit :

$$q = MP' \quad (\text{Ligne d'état critique}) \tag{3.17}$$

En conclusion, le modèle Cam Clay modifié est basé sur 05 paramètres :

λ : Indice de compression (Cam-Clay) [-]

k : Indice de gonflement (Cam-Clay) [-]

ν : Coefficient de poisson [-]

e_{init} : Indice des vides initial [-]

M : Pente de la ligne d'état critique [-]

3.6. Le Modèle Hoek-Brown(HB)

Ce modèle élastique parfaitement plastique bien connu est utilisé pour simuler le comportement isotrope de la roche. Le modèle Hoek-Brown est basé sur un grand nombre d'expériences sur les roches et d'essais in situ. Les contraintes principales sont liées de manière non linéaire (Brink grève et al, 2017) et sont différentes de celles du modèle de Mohr-Coulomb (Erik, 2012). Le critère de rupture du modèle de Hoek-Brown est donné par l'équation (18) :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right)^a \tag{3.18}$$

m_b est une valeur réduite du paramètre de roche intacte m_i , est déterminé par la formule suivante :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \tag{3.19}$$

S et a sont des constantes matérielles auxiliaires pour la masse rocheuse, qui peuvent être exprimées comme suit :

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \tag{3.20}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{GSI/15} + e^{-20/3}\right) \tag{3.21}$$

3.6.1. Paramètres du model Hoek-Brown

Huit (8) paramètres d'entrée sont nécessaires au modèle Hoek-Brown pour déterminer la relation contrainte-déformation de la roche. Ces paramètres d'entrée sont indiqués ci-dessous :

E : Module de Young	[kN/m ²]
ν : Coefficient de poisson	[-]
σ_{ci} : Résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte	[kN/m ²]
m_i :Paramètre de la roche intacte	[-]
GSI : Indice de résistance géologique	[-]
D :Facteur de perturbation	[-]
ψ_{max} : Angle de dilatance (à $\sigma_3 = 0$)	[°]
σ_ψ :Valeur absolue de la pression de confinement σ_3 à laquelle $\psi=0$	[kN/m ²]

Les paramètres de modèle Hoek-Brown sont représentés sur la figure 3.17.

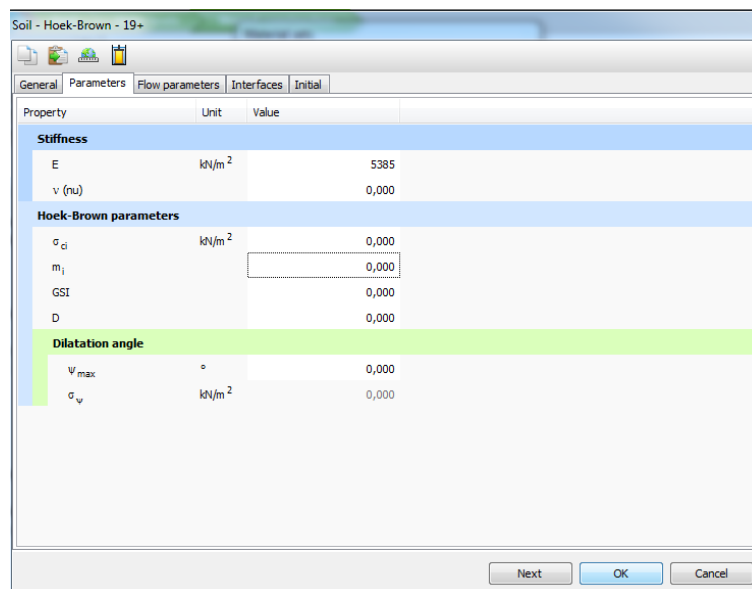


Figure 3.17: Fenêtre des paramètres du modèle Hoek-Brown.

4. Conclusion

Le choix des paramètres géotechniques introduits dans PLAXIS ressemble à ceux utilisés pour le calcul manuel du tassement ou de stabilité : un modèle géotechnique de terrain doit être le résultat de l'essai. Les paramètres même s'ils sont exprimés de manière différente dans certains cas sont toujours attachés à des paramètres géotechniques classiques. L'angle de dilatance est considéré comme le paramètre le moins courant et le moins utilisé.

On choisit le modèle du comportement selon le problème rencontré : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : chaque problème géotechnique nécessite un modèle de comportement précisé.

Chapitre 04

Modélisation numérique du comportement de pipeline dans un sol gonflant

1. Introduction

Ce chapitre rapporte un ensemble d'analyses numériques effectuées sur la conduite en PEHD (Polyéthylène haut densité) enfouie dans un massif du sol gonflant homogène de la région de N'Gaous qui est située à 77 km à l'ouest de Batna, Algérie. Le choix de ce site est justifié par l'apparition de plusieurs pathologies dans les constructions pendant ces dernières années dans cette région. L'objectif principal est de proposer un modèle numérique de gonflement du sol qui permet de prédire les soulèvements finaux de la conduite. Dans cette étude, un modèle numérique tridimensionnel utilisant le code d'élément fini PLAXIS 3D v20 a été utilisé pour analyser le soulèvement. De plus, les résultats numériques obtenus ont été comparés aux résultats expérimentaux proposés dans la littérature. En revanche, l'objectif est d'étudier l'influence de plusieurs paramètres tels que la profondeur d'enfouissement, les pressions internes dans la conduite, ainsi que les propriétés du sol, y compris la rigidité et la résistance représentées par le module élastique et le coefficient de Poisson, et la cohésion respectivement.

2. Procédure de la simulation numérique

Pour mener des calculs numériques corrects à l'aide du code PLAXIS 3D v20, il est recommandé d'introduire soigneusement les données énumérées ci-dessous :

2.1. La géométrie du modèle

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure 4.1, elle sera modélisée par un modèle géométrique tridimensionnel (3D) de 10 m de longueur, 10 m de largeur et 08 m de profondeur.

Le pipe est représenté par un cylindre horizontal ayant une longueur de $l = 8$ m et un diamètre de 20 cm enfouie dans un massif du sol gonflant homogène à une profondeur de 1 m sous la surface du sol. En raison de la nature symétrique du problème et pour réduire le temps de calcul, seul un demi du modèle est modélisé.

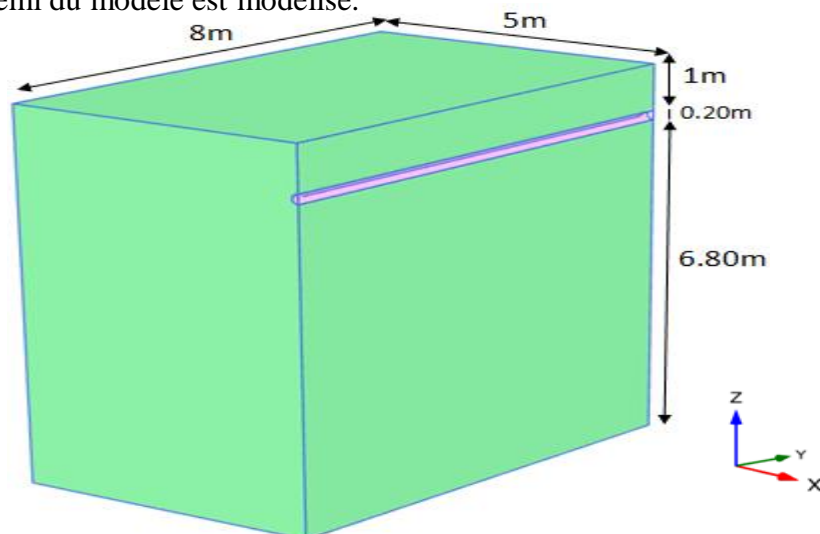


Figure 4.1: Géométrie du modèle.

2.2. Caractéristiques des matériaux

Dans cette étude, le sol argileux est supposé être homogène, ainsi que le comportement de l'argile gonflant est régi par une loi élastoplastique représentée par le critère de rupture Mohr-Coulomb non drainé. Par ailleurs, le matériau du pipeline est supposé suivre un comportement de type élastique linéaire.

Les valeurs des paramètres du modèle utilisé dans l'étude numérique sont rassemblées dans le tableau 4.1 ci-dessous.

Table 4-1: Propriétés des matériaux utilisés dans la simulation.

Matériaux	Parameters	Valeurs
Sol	Poids volumique sec (kN/m^3)	17.50
	Poids volumique humide (kN/m^3)	20
	Module d'Young (MPa)	10
	Coefficient de Poisson	0.35
	Cohesion (kPa)	100
	Angle de frottement ($^\circ$)	25
	Angle de dilatation ψ ($^\circ$)	0
Pipe	Diameter (mm)	200
	Épaisseur de la paroi (mm)	12
	Module d'Young (MPa)	900
	Coefficient de Poisson	0.30

2.3. Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant la base du modèle dans toutes les directions, et le déplacement horizontal est nul dans les faces latérales de la masse de sol, sur les plans $x = 0$ et $x = 5$, et les plans $y = 0$ et $y = 8$. Cependant, la conduite a été considérée comme fixée aux deux extrémités, ce qui permet d'obtenir des conditions similaires.

2.4. Génération du maillage

Le modèle se fait par des éléments tétraédriques à 10 nœuds. On règle la finesse du maillage sur «*very Coarse*», puis, on le raffine localement au niveau des éléments structuraux, comme illustré sur la figure 4.2. Le maillage se compose de 35568 éléments représentant le domaine du sol, tandis que 594 éléments structuraux ont été utilisés pour modéliser la conduite.

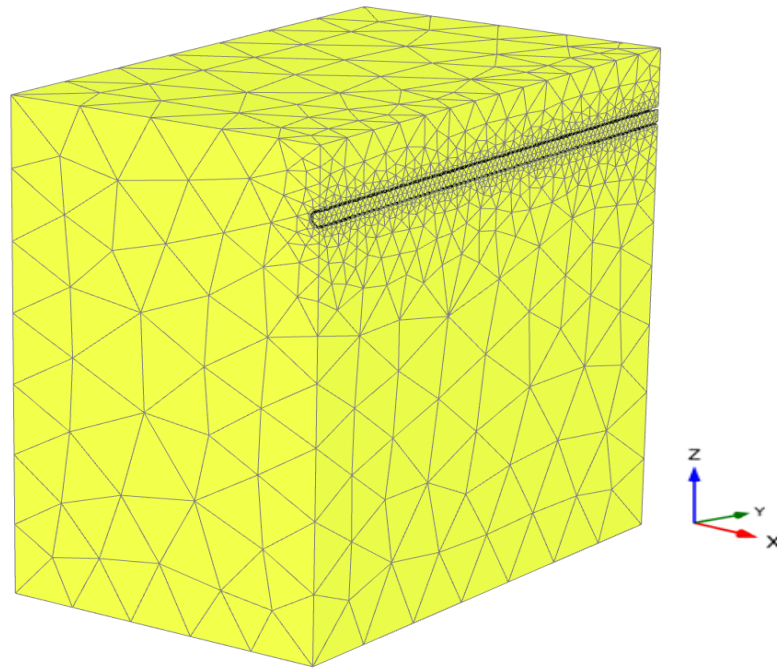


Figure 4.2: Maillage du modèle numérique.

2.5. Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état et la configuration des contraintes initiales doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

Pour simuler la pression de gonflement, une pression de l'eau (pression négative) égale 218 kN/m^2 a été appliquée au massif de sol. Cette pression de gonflement a été obtenue expérimentalement par l'essai de gonflement selon la norme ASTM D 4546-08 (Khanouf et al, 2022). Cependant, pour simplifier les analyses présentées dans cette étude, la pression de gonflement est appliquée uniformément sur toute la profondeur de massif de sol.

2.6. Les contraintes initiales

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes générées par la gravité représentent l'état d'équilibre du sol ou de la matrice rocheuse intacts.

Dans une analyse avec le logiciel PLAXIS 3D v20, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes :

- La procédure K_0 : sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles.
- Le chargement gravitaire : procédure fixée pour les autres cas

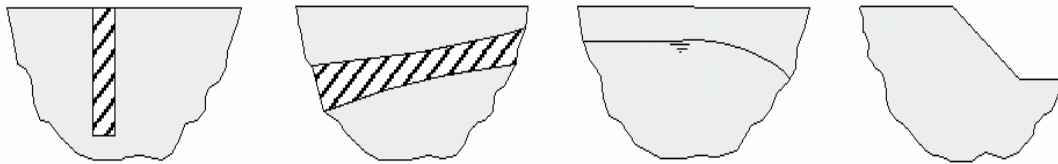


Figure 4.3: Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.

2.7. Procédure des calculs

Le calcul du modèle se fait défini en trois phases dans l'ordre comme suit:

Phase 0 : initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 1 : Mise en place le pipe et la génération d'une condition de contrainte initiale, d'une interface du pipe.

Phase 2 : Application de la pression interne dans la conduite.

Pour simuler la pression de l'eau $P = 10$ bars dans la conduite, une déformation circonférentielle (contraction aux nœuds) négative de 2% est appliquée aux nœuds. L'expression de la pression est donnée comme suite:

$$C = \frac{2\pi * r^2 * P}{D * E * e} \quad (4.1)$$

Où C est la déformation circonférentielle du pipe, P est la pression de l'eau dans le pipe et égale 10 bars, E est le module d'élasticité du pipe, e est l'épaisseur de paroi du pipe et D, r est le diamètre interne et le rayon du pipe, respectivement.

Le calcul plastique et la construction par étapes sont sélectionnés pour calculer le soulèvement final au point sélectionné.

3. Analyse des résultats et discussions

Sur la base des simulations numériques, il a été montré que la pression de gonflement résultant de la déformation de la masse de sol est représentée par un réseau déformé du modèle de système sol-pipe. L'accent est mis sur deux types de déformation : déformation de forme et la déformation interne telles que :

- 1 - Déformation du maillage.

2 - Déformation des éléments structuraux indiquée par :

- La courbe de déplacement.
- La courbe de cisaillement.
- La courbe du moment fléchissant.

Nous allons donner les résultats des deux phases respectivement.

3.1. Déformation de maillage

La déformation de maillage de système sol-pipe est représentée sur la Figure 4.4. Le système est déformé sous l'action de la pression de gonflement c'est-à-dire que le pipe encastré dans ce sol gonflant se déplacé vers le haut avec le mouvement du sol, lorsque la pression de gonflement s'accumulée sous le pipe et avec l'augmentation du déplacement vers le haut du pipe la déformation du sol au-dessus du pipe augmente et donc la résistance au cisaillement du sol au-dessus augmente. D'autre part, on observe que la pression interne dans le pipe réduit le déplacement verticale, puisqu'une déformation de maillage a été enregistrée de 14.86 m et 0.075 m dans le cas de pipe à vide et sous pression respectivement.

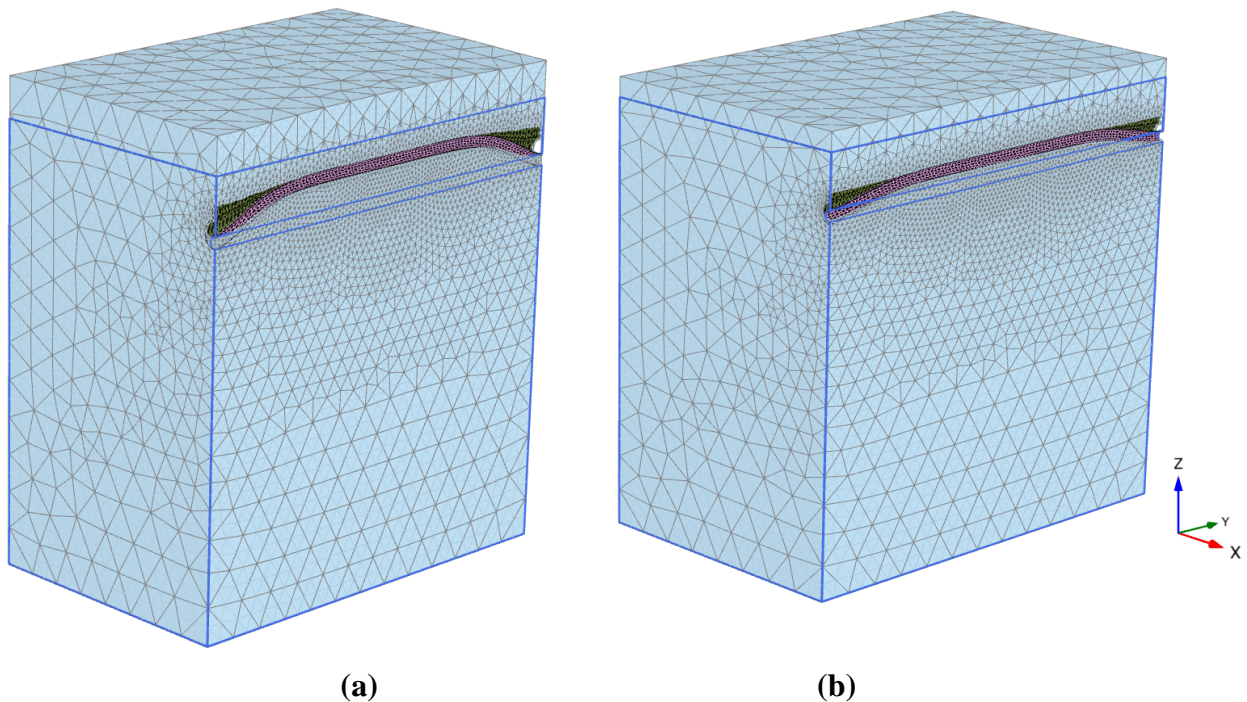


Figure 4.4: Maillage déformé du système sol-pipe :a) Pipe à vide, b) Pipe sous pression.

La figure 4.5 présente les contours des déplacements verticaux (soulèvements) pour une pipe à vide et sous pression interne. D'après ces résultats numériques, on observe que le soulèvement de pipe est non uniforme. Il est minimal aux côtés et maximal au centre de la conduite dans les deux cas. On peut voir aussi qu'un soulèvement est maximal à la surface de la masse de sol, puis il diminue avec la profondeur.

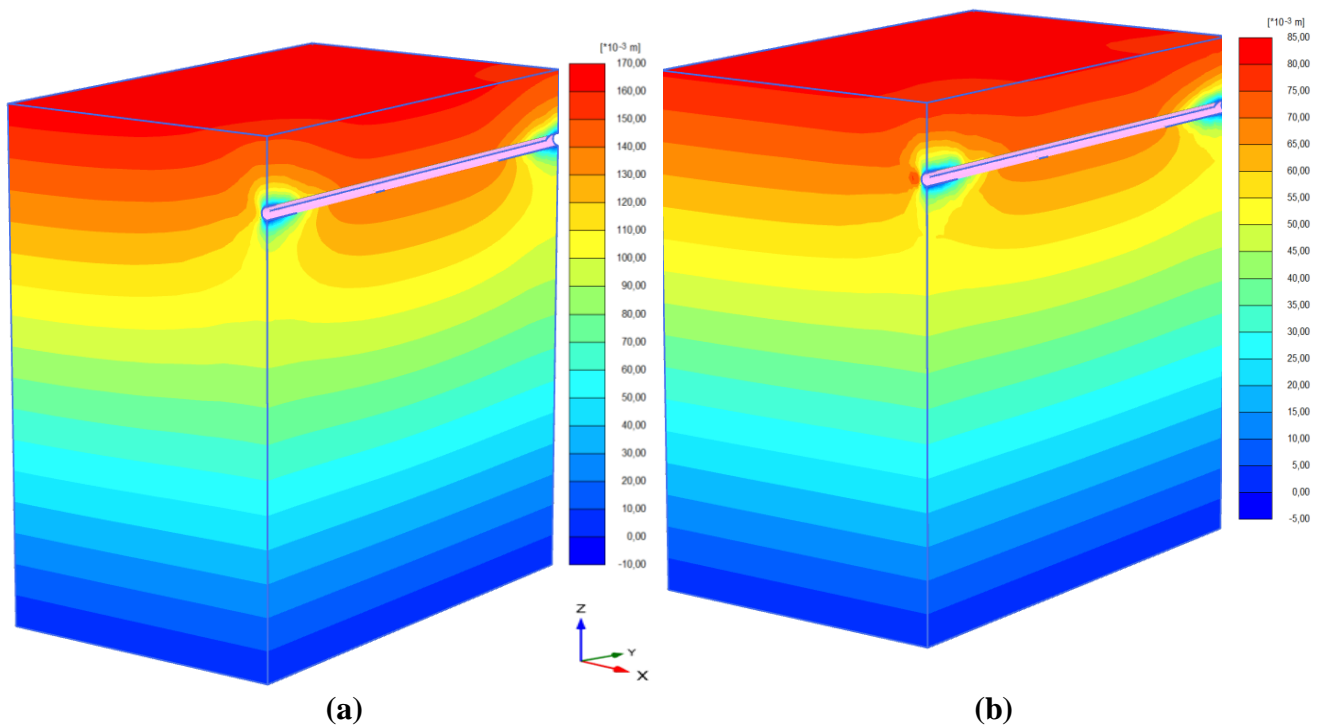


Figure 4.5: Contours de soulèvement: a) Pipe à vide, b) Pipe sous pression.

3.2. Déformation des éléments structuraux

Les efforts radiaux internes sont des éléments importants dans la surveillance de la performance des pipelines enterrés et ils sont principalement liés aux déplacements induits dans le sol environnant. Les déplacements et les efforts de cisaillement ainsi que les moments fléchissants calculés sont présentés dans le cas de pipe à vide et sous pression interne.

La déformation des éléments structuraux sont représentés sur la Figure 4.6 ;4.7 et 4.8 dans le cas pipe à vide et pipe sous pression.

3.2.1. Déplacements

La figure 4.6 montre la distribution de déplacement sur la paroi de la section transversale dans le cas de pipe à vide et sous pression. On constate que la distribution des déplacements est uniforme le long de la section et de même signe dans les deux cas. On remarque aussi que l'application de la pression interne réduit les déplacements de 50%, car le déplacement de 14.86 cm a été enregistré dans le cas de pipe à vide et de 07.50 cm après l'application de la pression.

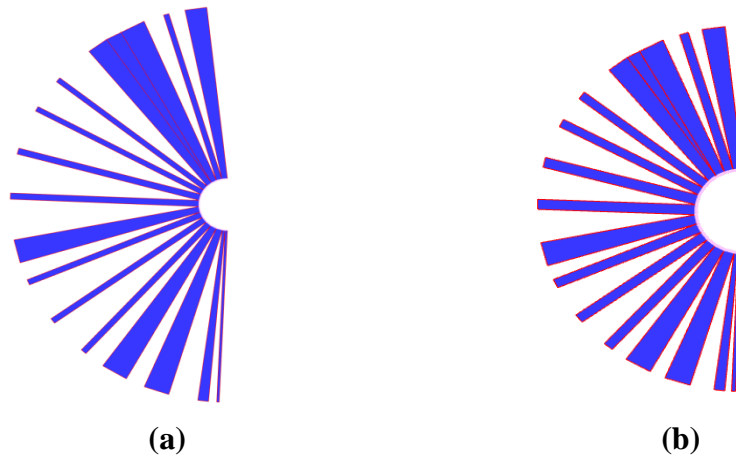


Figure 4.6: Distribution des déplacements totaux le long du périmètre du pipeline :
a) Pipe à vide, b) Pipe sous pression.

3.2.2 Efforts tranchant

La Figure 4.7 présente la variation des forces de cisailment circonférentielles le long de la paroi de la section transversale du pipeline. Les valeurs positives maximales ont été trouvées aux angles de 225° et 240° , tandis que les valeurs négatives maximales ont été trouvées aux angles de 120° et 135° dans le cas de pipe à vide et pipe sous pression respectivement, aussi en observe que la partie inférieure de la section est tendue à l'extérieur, tandis que la partie supérieure est comprimée à l'intérieur, dans les deux cas.

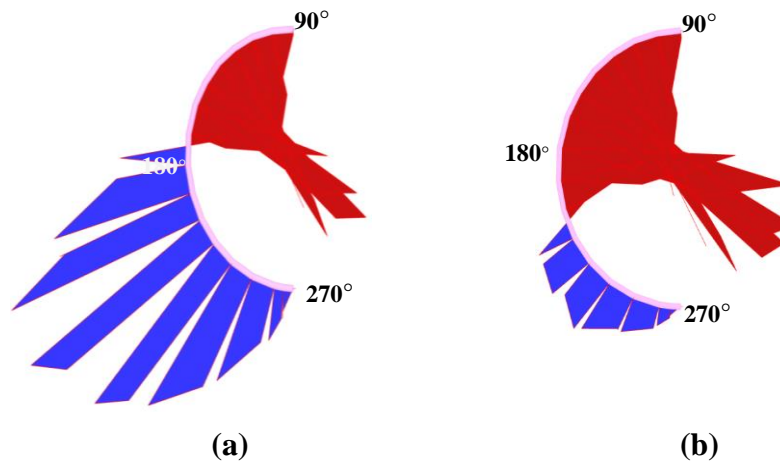


Figure 4.7: Distribution des efforts de cisailments le long du périmètre du pipeline :
a) Pipe à vide, b) Pipe sou pression.

3.2.3 Moments fléchissant

Le moment de flexion est la sollicitation qui crée généralement la plus forte contrainte globale dans la conduite, après la pression interne. Cette sollicitation est très sensible au rapport entre la rigidité de la conduite et celle du sol (Moore, 1987). La figure 4.8 représente la variation des moment fléchissant circonférentielles le long de la paroi de la section transversale de la conduite. Dans le cas de pipe sous pression, le moment fléchissant a

des valeurs négatives égales sur toute la section, par contre dans le cas de pipe vide, les valeurs positives maximales ont été trouvées aux angles de 90° et 270° , tandis que les valeurs négatives maximales ont été trouvées à l'angle 180° , avec des valeurs nulles aux angles de 135° et 215° .

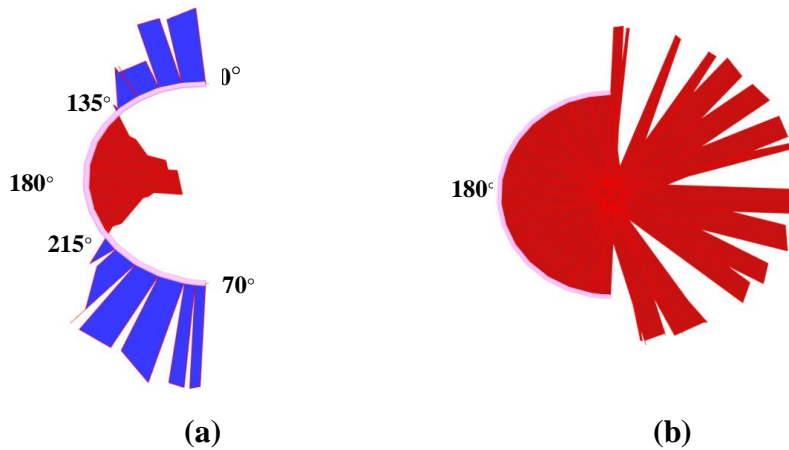


Figure 4.8: Distribution des Moments fléchissant le long du périmètre du pipeline :
a) Pipe à vide, b) Pipe sous pression.

4. Étude paramétrique

Dans cette partie, l'étude paramétrique est consacrée à la pression interne, profondeur d'enfouissement, module d'élasticité de sol, coefficient de Poisson et la cohésion. On utilise les mêmes caractéristiques géométriques du modèle, avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables.

4.1. Profondeur d'enfouissement

Habituellement, les canalisations sont installées à une petite profondeur d'enfouissement dans le sol pour maintenir l'installation et l'accès, les travaux d'entretien et de réparation. Dans

Cette étude, quatre valeurs différentes sont proposées pour étudier l'influence de la profondeur d'enfouissement des conduites dans le sol comme suit de 1m, 2m, 3 m et 4 m, respectivement.

En ce qui concerne la figure 4.10, qui montre la distribution du déplacement vertical sur la longueur de la conduite en fonction de la variation de la profondeur d'enfouissement dans le cas de pipeline à vide et sous pression interne, on peut voir que le déplacement maximal diminue avec la profondeur dans les deux cas, on remarque aussi que les déplacements diminuent avec la profondeur de 44% entre $H = 1$ m et 4 m, et les courbes ont une forme similaire. De plus, la distribution du déplacement le long de la conduite est uniforme et

indique la même tendance. En résumé, le déplacement de la conduite est considérablement affecté par la profondeur d'enfouissement.

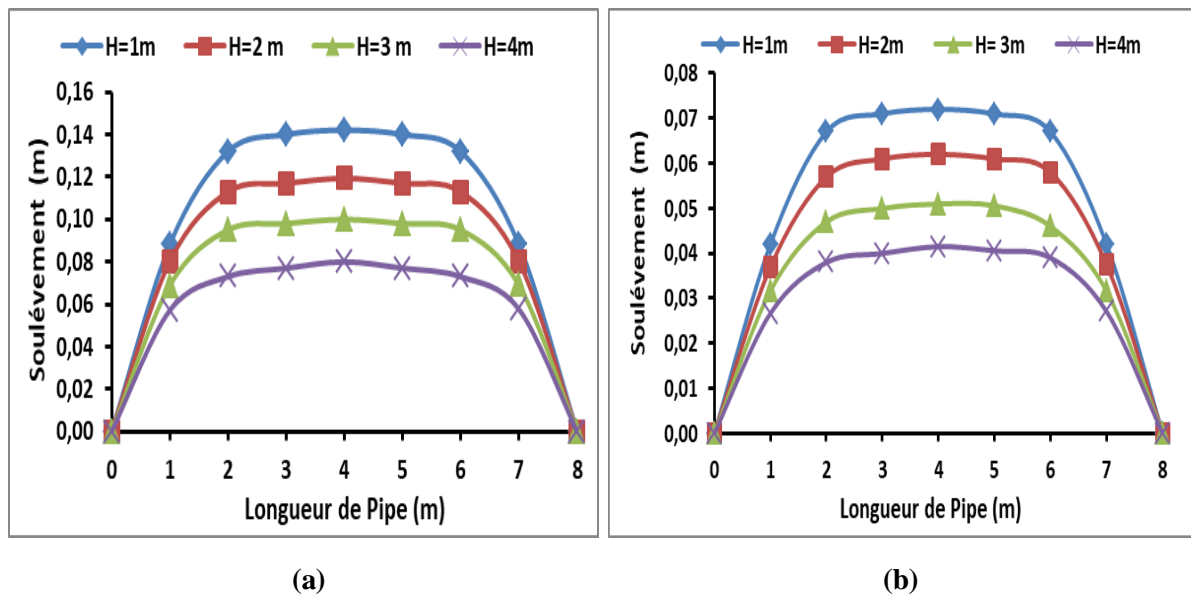


Figure 4.9: Influence de la profondeur d'enfouissement sur les soulèvements: a) Pipe à vide. b) Pipe sous pression.

4.2. Pression interne

Dans cette étude, on considère quatre valeurs de la pression interne ($P_i = 10, 16, 20$ et 25 bars), et on s'intéresse aux déplacements verticaux qui se produisent à chaque mètre de longueur de la conduite. La figure 4.9 montre le soulèvement S_p obtenu pour différentes pressions. Les résultats numériques présentés sur la figure indiquent qu'il y a une diminution importante du soulèvement avec l'augmentation de la pression interne. Cependant, une déformation de tassement a été constatée dans la conduite lors que la pression appliquée est supérieure à 16 bars. La variation des déplacements verticaux du pipe montre que la valeur maximale est situé dans le milieu de pipe, ensuite, elle ralentit progressivement afin d'atteindre une valeur nulle aux deux extrémités. De plus, le déplacement vertical diminue de 50% pour chaque augmentation de P_i .

Par conséquent, il est important de dire dans cette étude que la pression interne a un effet important sur le soulèvement du pipeline.

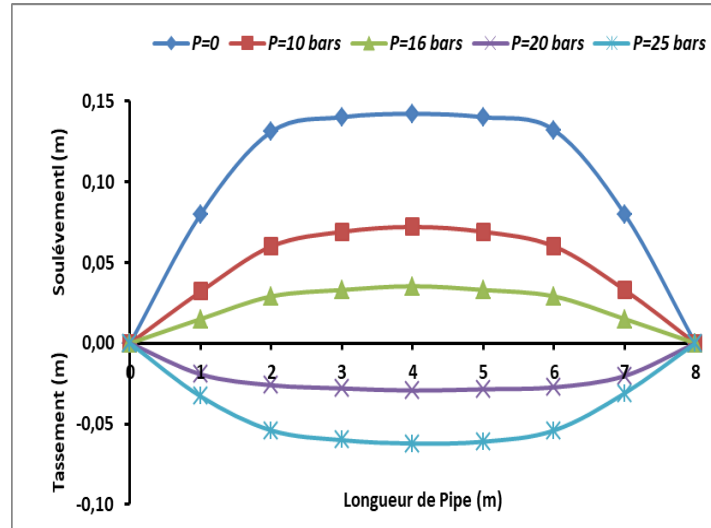
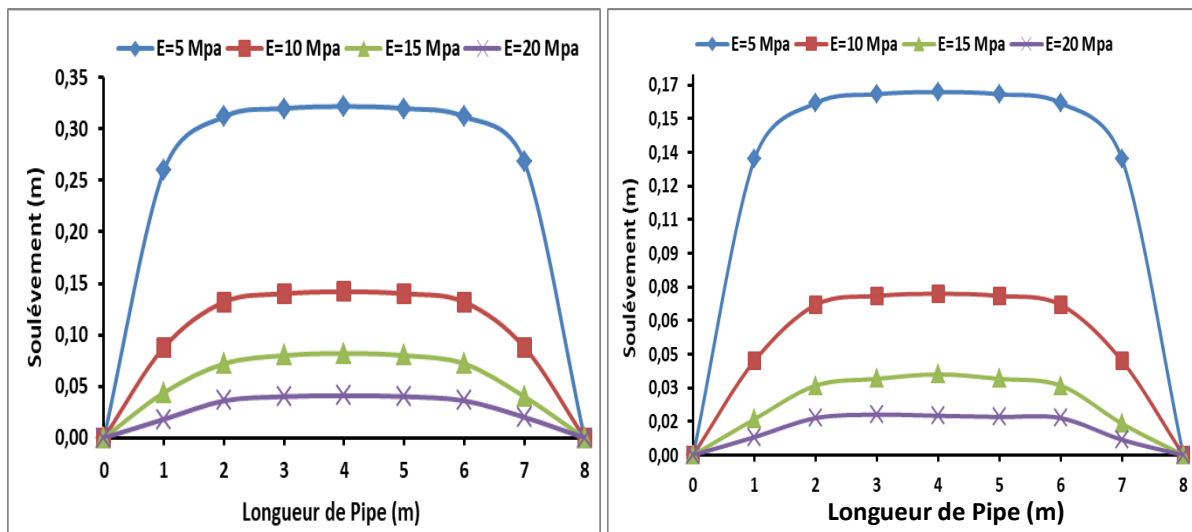


Figure 4.10: Influence de la pression interne P_i sur les soulèvements.

4.3. Moduled'Young

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 de la conduite. Les valeurs du module élastique ont été sélectionnées de 5Mpa à 20Mpa par incréments de 5MPa ($E_{sol}=5;10;15;20$) afin de tracer la courbe montrant la variation du soulèvement du conduit S_p en fonction du module élastique E_{sol} .



(a) (b)

Figure 4.11: Influence du module d'élasticité de sol sur les soulèvements:
a) Pipe à vide. b) Pipe sous pression.

Les résultats numériques présentés sur la figure 4.11 indiquent que l'augmentation du module élastique E_{sol} induit une diminution significative du soulèvement de la conduite S_p . De plus, S_p diminue de 50% pour chaque augmentation de E_{sol} .

4.4. Coefficient de Poisson

L'influence de coefficient de Poisson ν du sol sur le soulèvement S_p de la conduite a été étudiée, des valeurs de ν a été choisi de 0.25 à 0.4 par incréments de 0.05 ($\nu = 0.25; 0.3; 0.35; 0.4$). La figure 4.12 montre la variation du soulèvement S_p en fonction du ν . Les résultats numériques indiquent que l'augmentation du coefficient de poisson ν induit une diminution du soulèvement de la conduite S_p . Cela en raison que le sol devient plus rigide 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_p diminue de 14.85% entre $\nu = 0.25$ et $\nu = 0.3$, 18% entre $\nu = 0.3$ et $\nu = 0.35$ et aussi 35% entre $\nu = 0.35$ et $\nu = 0.4$. Par conséquent, il est important de remarquer que le coefficient de Poisson a un effet moins que le module élastique sur le soulèvement de la conduite dans le cas de pipe à vide et sous pression.

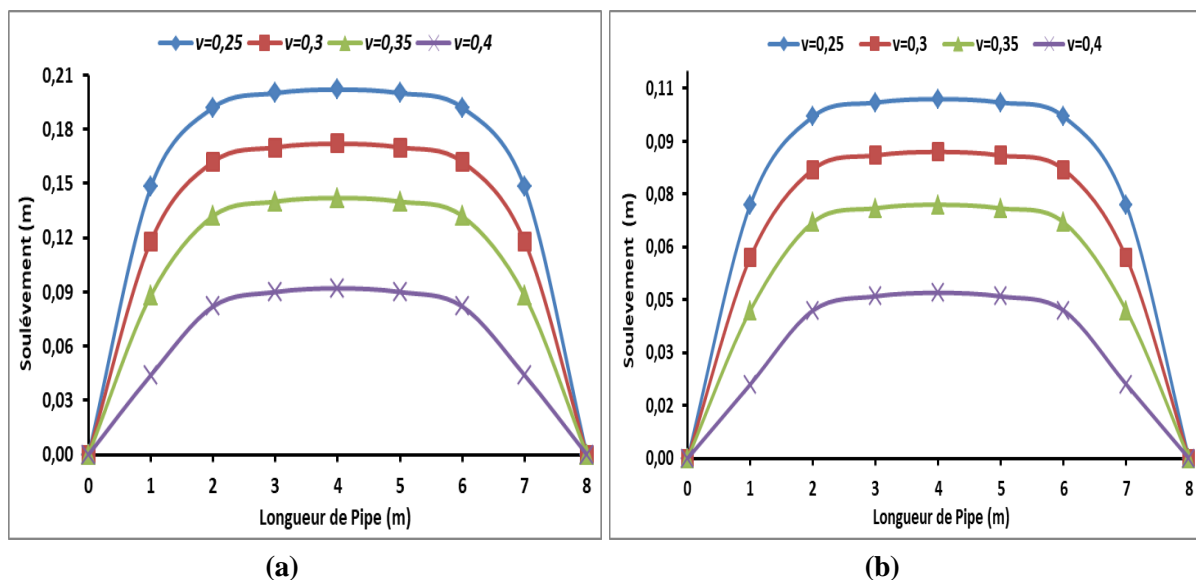


Figure 4.12: Influence de Coefficient de Poisson sur les soulèvements:
a) Pipe à vide. b) pipe sous pression.

4.5. Cohésion

Dans les problèmes d'interaction sol-pipe, l'effet des propriétés du sol sur le comportement du pipe dépend de nombreux paramètres, tels que les caractéristiques du sol, en plus des propriétés du tuyau. Dans notre modèle, l'effet des changements de la cohésion du sol sur le soulèvement du pipeline est étudié en doublant la valeur de la cohésion ($C= 20, 40, 60, 80$ et 100 kPa), tout en gardant les autres paramètres constants. La distribution des déplacements verticaux sur la longueur de la conduite en fonction de la variation de la cohésion sont présentées sur la figure 4.13. L'augmentation de la cohésion n'a entraîné qu'une modification de 5% (20 à 100) de soulèvement dans les deux cas (pipe à vide et sous

pression), ce qui conduit à l'observation que la cohésion du sol a un effet très faible dans le soulèvement du conduites.

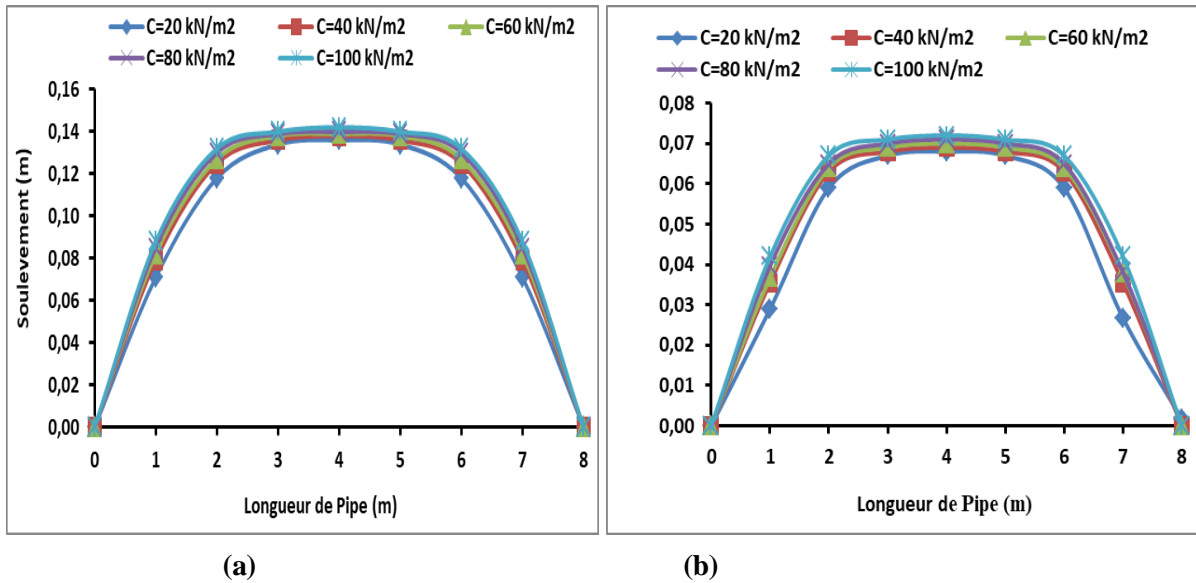


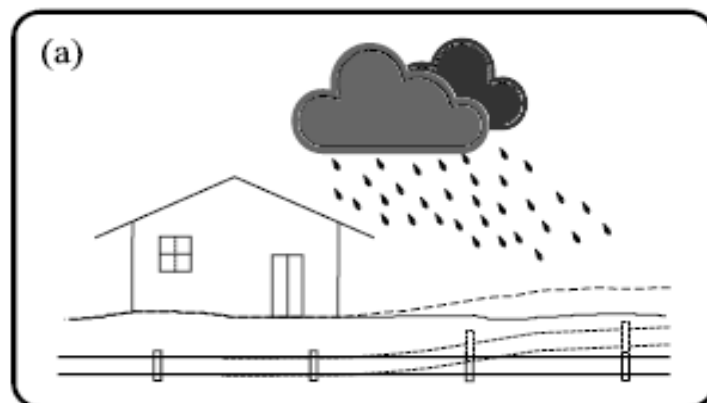
Figure 4.13 : Influence de la cohésion sur les soulèvements: a) Pipe à vide. b) Pipe sous Pression.

Après avoir étudié le premier cas, qui est relatif à une conduite enfouie dans un sol entièrement gonflé, nous passons à un autre cas d'étude, qui est une conduite enfouie dans un sol partiellement gonflé (soulèvement différentielle).

5. Etude de soulèvement différentielle

Cette partie se concentre sur la simulation numérique du gonflement différentiel du sol et son effet sur les conduites en PEHD enterrées. Une étude tridimensionnelle a été réalisée pour tester l'hypothèse selon laquelle le gonflement différentiel du sol induite par l'humidité peut produire des contraintes de flexion suffisantes pour provoquer des fractures dans les conduites d'eau enterrées.

5.1. Formulation du problème



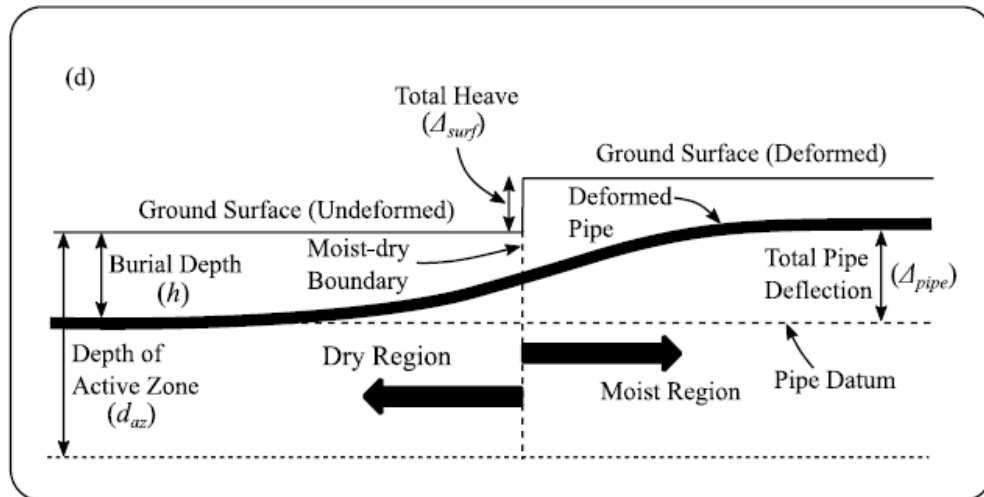


Figure 4.14 : Illustration schématique de la déformation de la conduite due à un sol gonflant:
 a) Soulèvement typique causé par l'expansion du sol, b) Idéalisation de l'interaction sol-pipe.

La figure 4.14 a montré le cas d'un soulèvement différentiel du sol et leur effet sur les conduites enterrées. Sur la base de ce scénario, on suppose que la conduite traverse une frontière (frontière humide-sèche) entre un sol qui se dilate en raison du changement de la teneur en humidité et un sol qui ne se dilate pas. Ces conditions sont généralement observées autour des endroits où une partie du sol est exposée aux précipitations, tandis que l'autre partie reste relativement sèche. Cette expansion différentielle du sol provoque la flexion de la conduite, ce qui entraîne des fractures dans cette région (Pericoli et al, 2014), et l'ampleur de la flexion dépend du soulèvement total du sol (Δ_{surf}) et de la profondeur d'enfouissement de la conduite (h) (Figure 4.14b). Le soulèvement total est contrôlé par différents facteurs, y compris le degré de saturation du sol et les propriétés du sol telles que la composition minéralogique et la distribution granulométrique. Dans cette étude, le principal motif est de quantifier les réponses des conduites dues à l'expansion du sol.

5.2. Modèle numérique

5.2.1. Description du modèle et paramètres

On considère une conduite en PEHD traversant une intersection (frontière humide-sèche), où la géométrie d'un modèle numérique est illustrée à la figure 4.15. En se référant à la figure, le modèle représente un volume du sol argileux de 20 m (longueur) \times 10 m (largeur) \times 8 m (profondeur), contenant une conduite de 20 m de long, enfouie à une profondeur de 1m sous la surface du sol. La frontière humide-sèche divise le modèle en deux sections : sol gonflé (zone humide) et sol non gonflé (zone sèche). Le massif étudié présente une symétrie géométrique, il est donc modélisé un demi modèle.

Le comportement de sol argileux est régi par une loi élasto-plastique représentée par le Critère de rupture Mohr-Coulomb non drainé et drainé pour la zone humide et sèche respectivement. Le gonflement est simulé en applique en particulier, une pression de gonflement négative de 218 kN/m^2 au sol de la zone humide. Par ailleurs, le matériau du pipe est supposé suivre un comportement de type élastique linéaire. Pour représenter la pression de l'eau à l'intérieur de la conduite, une force de contraction négative de 2% est appliquée aux nœuds ce qui équivaut à 10 bars.

Pour les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant la base du modèle dans toutes les directions, et le déplacement horizontal est nul dans les faces latérales de la masse de sol, sur les plans $x = 0$ et $x = 5$, et les plans $y = 0$ et $y = 20$. Cependant, la conduite a été considérée comme fixée à deux extrémités, ce qui permet d'obtenir des conditions similaires.

Pour le maillage, la discrétisation du modèle a été faite par des éléments de forme tétraédriques à 10 nœuds avec un raffinement local de la zone déformée, c'est-à-dire au niveau de la conduite, comme indiqué sur la figure 4.16, où le maillage se compose entièrement de 11537 éléments et de 21797 nœuds.

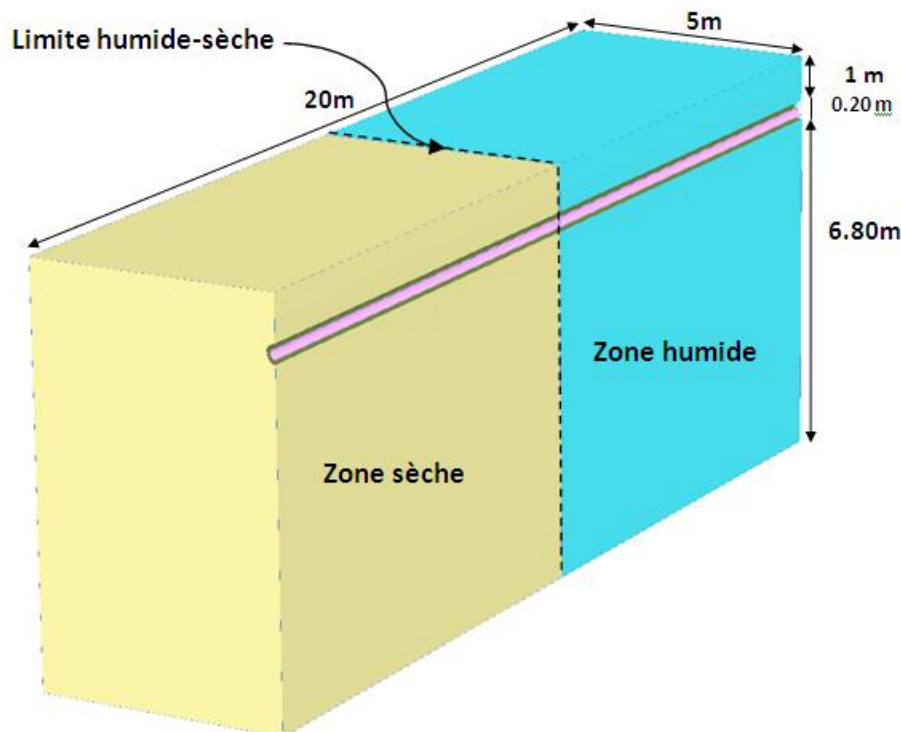


Figure 4.15: Géométrie du modèle.

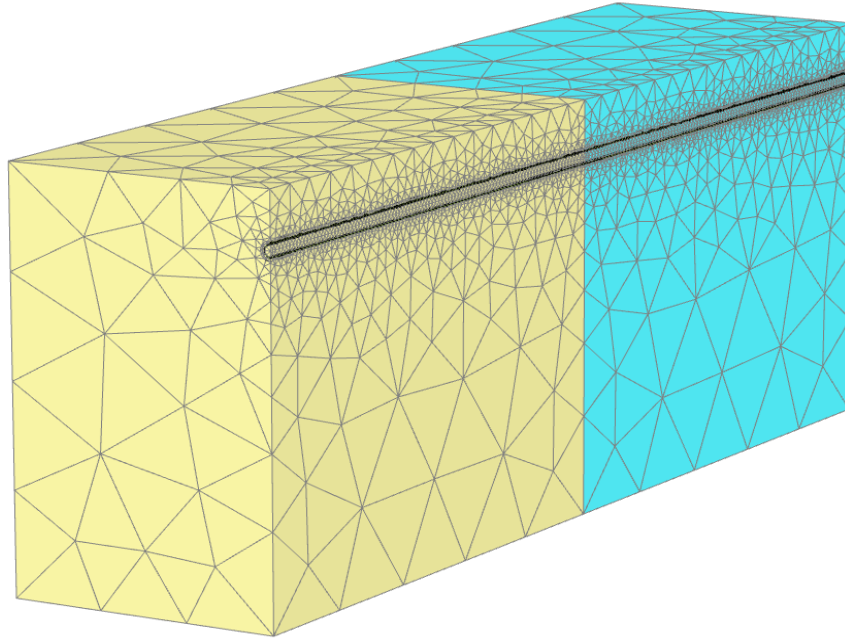


Figure 4.16: Maillage du modèle numérique.

5.3. Analyse des résultats et discussions

Une fois le modèle numérique construit, il est modélisé en deux phases : la première phase consiste à mise en place la conduite et la génération d'une condition de contrainte initiale. La deuxième phase consiste à appliquer une pression à l'intérieur de la conduite. Des simulations numériques sont effectuées pour estimer les déplacements, le moment fléchissant et l'effort tranchant qui s'applique le long de la conduite, qui se produisent à chaque mètre de profondeur, en particulier à la limite entre la zone humide et la zone sèche. Dans cette partie, nous étudierons deux types de déformations : déformation de forme et la déformation des éléments structuraux.

5.3.1. Déformation de forme.

La figure 4.17 montre une sortie de simulation numérique représentative, montrant la déformation de la masse du sol et les distributions de déplacement vertical le long de la conduite, où les déformations sont plus concentrées dans la zone humide que dans la zone sèche, indiquant un soulèvement différentiel. Le soulèvement est maximal à la surface de la masse du sol humide, puis il diminue avec la profondeur. On peut voir aussi que le soulèvement son diminue dans le sens horizontal lorsqu'on passe la zone centrale progressivement jusqu'à atteindre des valeurs nulles.

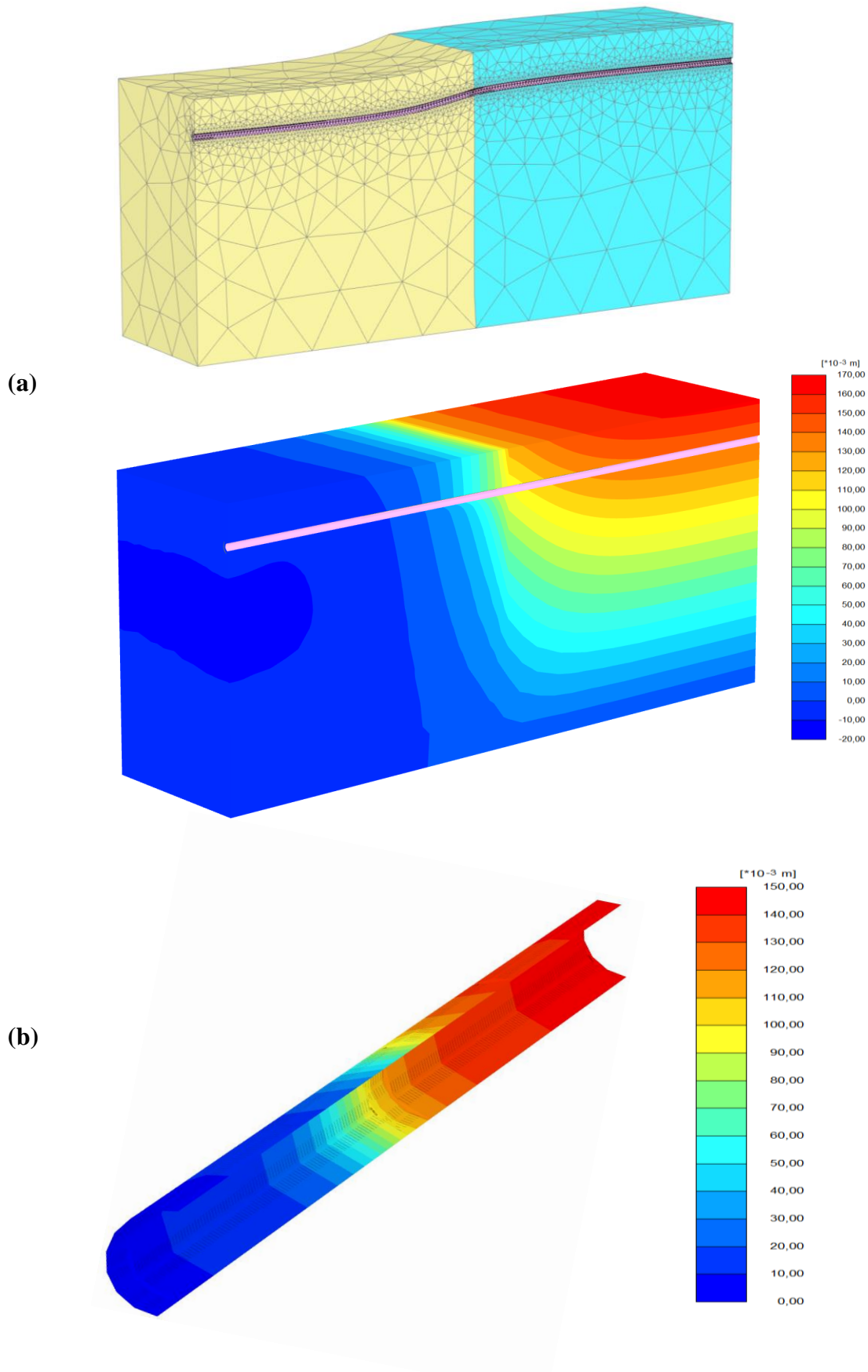


Figure 4.17: a) Profil de déformation de massif du sol, b) Distribution des déplacements verticales sur le corps du pipe.

La figure 4.18 montre les contours de déformation plastique sur la section transversale du sol déformé sur sa longueur. En se référant à cette figure, la déformation du sol autour de la limite entre l'humidité et la sécheresse peut être observée clairement. De plus, on observe que la région de déformation plastique n'est pas symétrique par rapport à la limite humide-sèche, ce qui montre que le processus d'interaction conduite-sol n'est pas identique des deux côtés. Une autre observation intrigante est que sur une petite distance (désignée par L_f) de part et d'autre de l'interface humidité-sécheresse, la conduite se plie librement sans subir de contraintes ni en haut ni en bas, comme l'illustre la figure 4.9b. L'inadéquation entre la rigidité de la conduite en flexion et l'environnement crée ce segment non soutenu de la conduite.

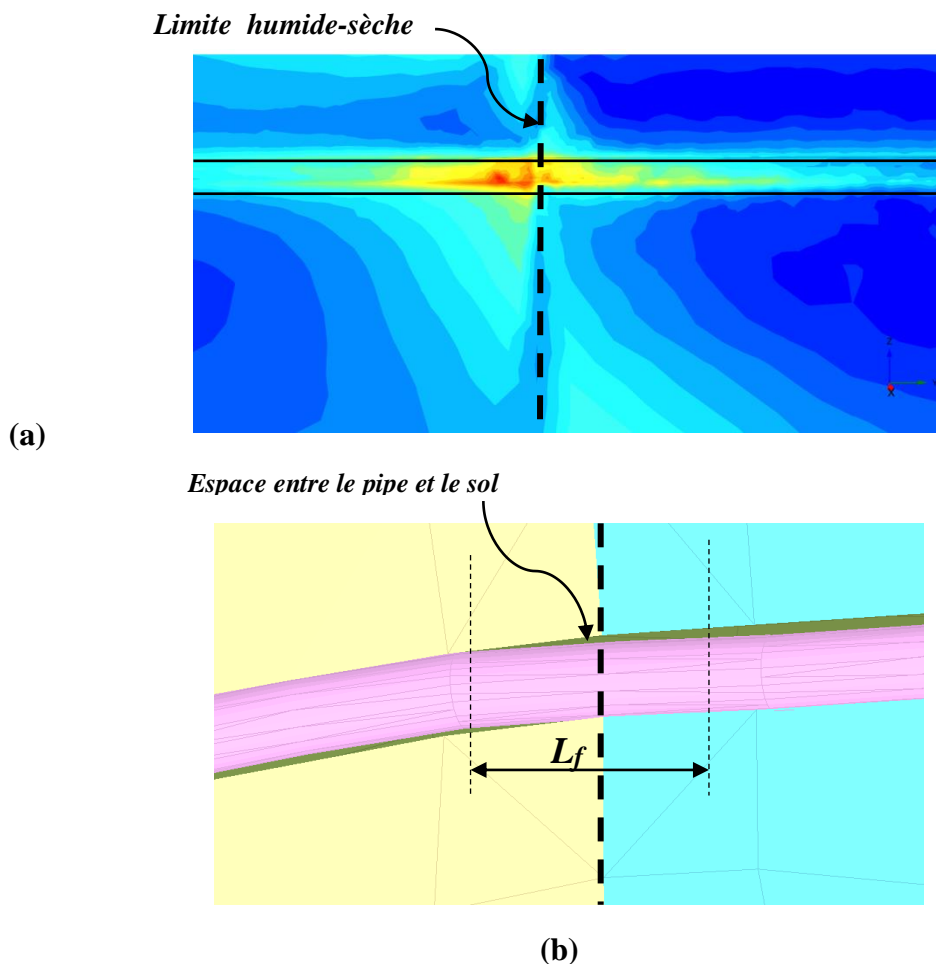


Figure 4.18: a) Déformation plastique, b) Flexion libre autour de la limite humide-sèche.

5.3.2. Déformation des éléments structuraux:

Dans cette section, nous allons présenter les résultats des deux phases et on s'intéressera successivement aux déplacements verticaux, efforts de cisaillements et les moments fléchissant de chaque profondeur d'enfouissement ($H=1\text{ m}, 2\text{ m}, 3\text{ m}$ et 4 m).

5.3.2.1. Déplacement verticale

La variation des déplacements verticaux sur la longueur de la conduite est illustrée à la figure 4.19. En considérant les amplitudes du déplacement vertical, les profils de soulèvements obtenus peuvent être divisés en trois zones comme suit :

1- Zone sèche : située dans le côté gauche de l'illustration où des valeurs nulles pour le soulèvement ont été obtenues en raison de la non-variation de la teneur en eau.

2- Zone humide : située dans le côté droit ($x > 10$ m) de l'illustration où des mouvements vers le haut ont été provoqués, dont l'ampleur est proportionnellement liée à la valeur de la pression de gonflement.

3- Zone centrale : c'est une zone de transition qui devient de plus en plus grande en raison de l'augmentation progressive de la teneur en eau.

De plus, on observe que les profils de déformation de la conduite est similaire avec une diminution de soulèvement atteint de 20% successivement de chaque profondeur d'enfouissement.

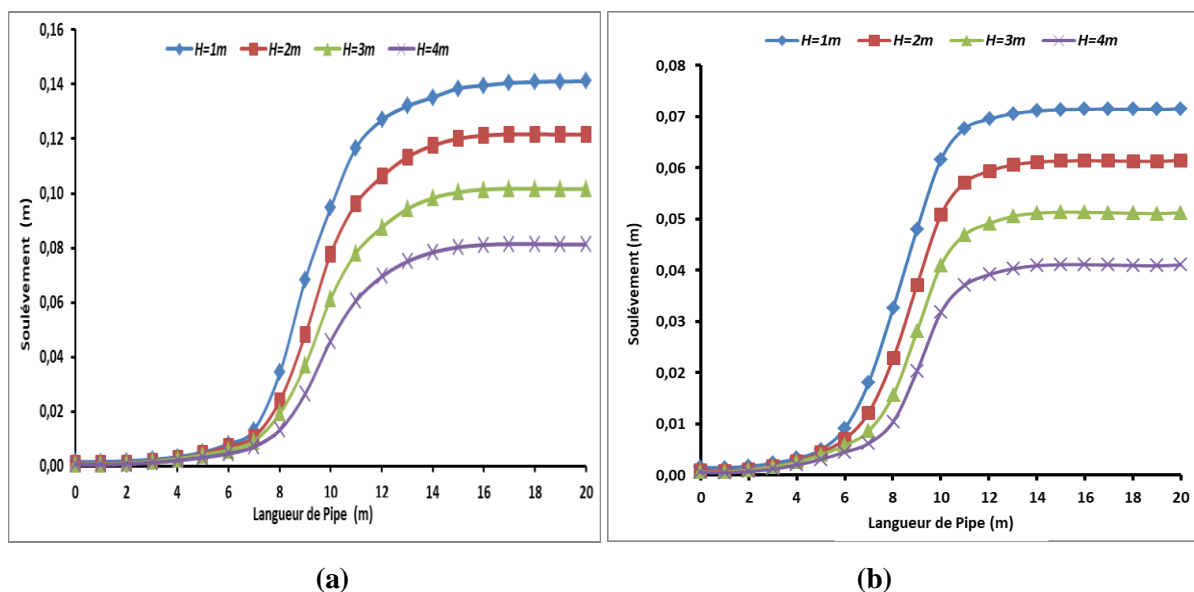


Figure 4.19: Répartition des déplacements verticaux le long de la conduite:
a) Pipe à vide. b) pipe sous Pression

5.3.2.2. Efforts de cisaillement

La variation des efforts de cisaillement sur le pipeline est illustrée dans la figure 4.20. En prenant une distribution approximativement symétrique autour du centre du modèle, les courbes des efforts de cisaillement présentent trois pics de valeurs : un négatif situé au centre et deux positifs situés à gauche et à droite du point central. Les valeurs du pic central sont plus

élevées que celles des deux autres pics. De plus, on observe que les forces de cisaillement diminuent avec l'augmentation de profondeur d'enfouissement.

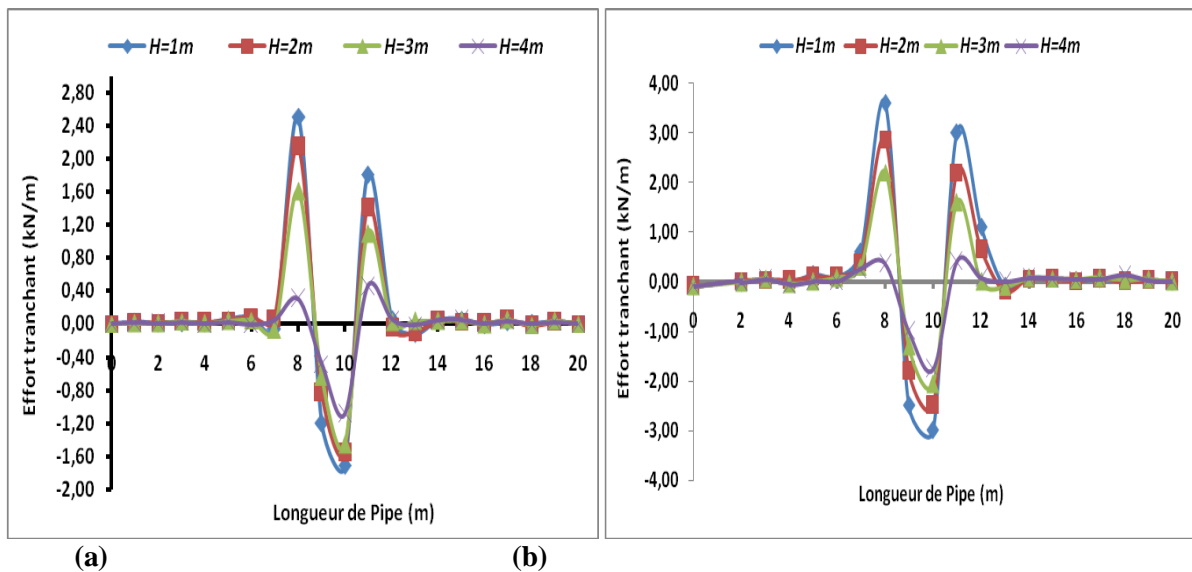


Figure 4.20: Répartition des forces de cisaillement le long de la conduite:
a) Pipe à vide. b) pipe sous Pression

5.3.2.3. Moment fléchissant

La figure 4.21 montre les variations du moment de flexion qui ont suivi l'expansion du sol argileux de N'gaous le long du corps de la conduite. La première remarque concerne la forme des profils résultants où ils prennent une forme dissymétrique où le centre est le point entre la partie gonflant et non gonflant avec des valeurs négatives représentant les forces de traction du côté gauche (c'est-à-dire coté non gonflant) et avec des valeurs positives du côté droit (c'est-à-dire la partie gonflant) indiquant les forces de compression. Deux pics de valeurs opposés ont été obtenus qui sont situés à l'abscisse suivante $x=11$ m pour les forces de compression et à l'abscisse $x= 8$ m pour les forces de tension sur toute les profondeurs d'enfouissement dans le cas de pipe à vide et sous pression. La deuxième observation est la relation proportionnelle entre les moments fléchissant et la profondeur d'enfouissement de la conduite.

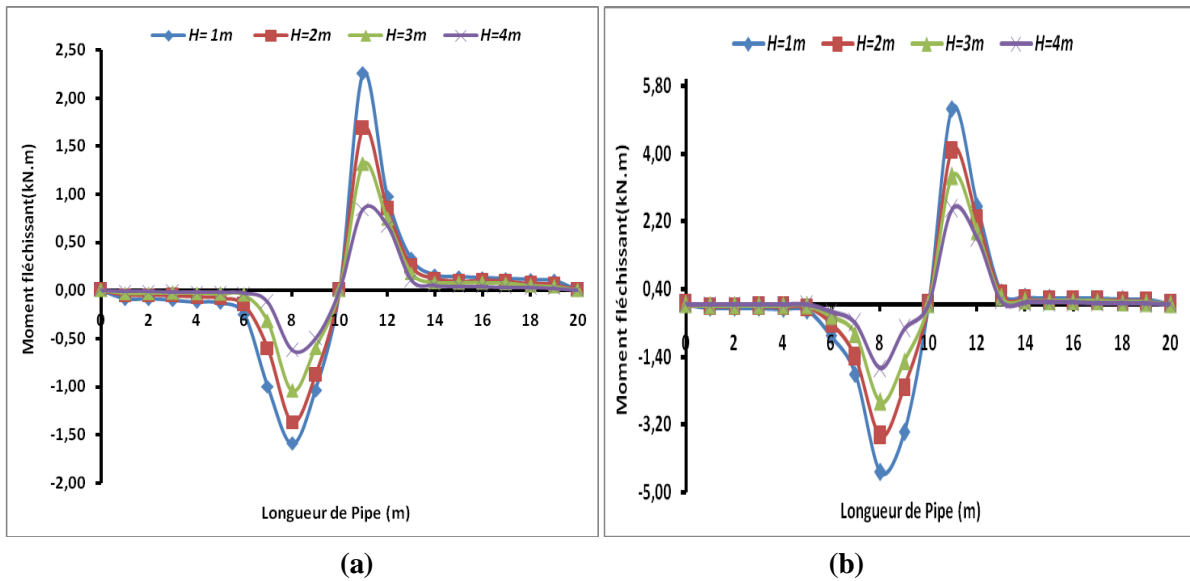


Figure 4.21: Répartition des moments fléchissant le long de la conduite.
a) Pipe à vide, b) pipe sous Pression

Globalement les résultats de la modélisation numérique par éléments finis du modèle ont été comparés aux résultats du modèle de laboratoire construit à l'Université de technologie du Queensland par Gallage et al (2012). Ils ont conclu que la pression interne dans la conduite et la profondeur d'enfouissement peuvent réduire le déplacement vers le haut, et cela a été prouvé par les résultats de la modélisation numérique de notre modèle proposé dans cette étude, car ces deux facteurs offrent une plus grande résistance à la conduite et réduisent son déplacement vers le haut.

6. Conclusion

Dans ce chapitre, des analyses numériques ont été réalisées par le code PLAXIS 3D V20 pour étudier le comportement structurel de conduite enterrée dans un massif d'argile en deux cas (pipe à vide et sous pression). Il était décomposé en deux parties, qui sont respectivement le soulèvement total et différentiel. Dans la première section de cette partie, on a présenté la déformation du massif du sol, les déplacements verticaux, efforts tranchants et moment fléchissant radiaux. Dans la deuxième section, cinq études paramétriques ont été présentées et qui ont été menées pour étudier les effets de ces paramètres sur le soulèvement du conduit. L'étude paramétrique a montré que la variation de module de sol (E_{sol}), coefficient de Poisson (ν) et la pression interne (P_i) à un effet très important sur le soulèvement du conduit, pendant la variation de la cohésion du sol (C) à un effet très faible.

De plus, une augmentation de la profondeur d'enfouissement (h) de la conduite entraîne une diminution moyenne du soulèvement.

Pour la deuxième partie, les résultats obtenus ont été exprimés en termes de soulèvement et déformations, forces longitudinales (force de cisaillement et moment fléchissant) qui se développent sur la conduite. L'analyse des résultats de simulation numérique, nous ont permis de tirer les points suivants :

- La zone de transition est la plus influente par rapport aux autres zones.
- Les changements de volume différentiel dus à l'expansion du sol induite par l'humidité peuvent entraîner des contraintes longitudinales suffisantes pour provoquer des fractures circonférentielles.

Conclusions générales et perspectives

Conclusion générale

L'objectif de ce travail de recherche était de connaître le comportement des conduites enfouies dans un massif de sol gonflant, et cela dépend sur la détermination du soulèvement total et les sollicitations agissant sur la conduite. Un modèle numérique utilisant le code aux différences finies PLAXIS 3D V2020 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 élasto-plastique pour calculer les déformations de gonflement. Cependant, les résultats numériques obtenus ont été comparés et discutés aux résultats expérimentaux proposés dans la littérature.

Afin de bien orienter ce travail, une étude bibliographique sur les sols gonflants et système de canalisation a été présentée respectivement dans les premier et deuxième chapitres, l'étude du premier chapitre a permis d'analyser les indicateurs du caractère expansif du sol, et ont montré que les critères d'identifier le sol incluent la structure et l'interaction entre l'eau et l'argile, la capacité d'échange de cations et la classification du sol. Elle a également permis de mettre en évidence la complexité de ce phénomène, notamment à l'échelle microscopique en raison de diverses interactions, ainsi que de présenter les différents facteurs qui affectent le gonflement du sol et des mécanismes de gonflement dans le sens mécanique et physique, afin d'expliquer et de comprendre le phénomène de gonflement. En outre, les différentes méthodes qui peuvent être utilisées dans ce domaine pour mesurer le gonflement. Une brève discussion sur les méthodes utilisées pour le traitement de problème du gonflement des sols conçus pour réduire le potentiel d'expansion, et les dommages causés de celle-ci sur les constructions a été présentée..

D'autre part, le deuxième chapitre, met en évidence les différents types de canalisation, leur domaine d'utilisation, et leur comportement dans les sols expansifs, ainsi que les recherches menées dans ce domaine.

Une brève description du code informatique PLAXIS 3D et de certains modèles de comportements utilisés dans ce logiciel, par exemple les modèles constitutifs de Mohr-Coulomb et élastique linéaire utilisés dans cette étude numérique pour modéliser le comportement du sol et de la conduite respectivement ont été présentés. Les étapes de mise en œuvre ont été présentées pour modéliser d'une conduite en PEHD enfouie dans un massif de sol gonflant homogène sous pression interne.

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

- Les vecteurs de soulèvements de massif de sol gonflant étaient maximaux aux surfaces du sol, puis diminués avec la profondeur jusqu'à atteindre des valeurs nulles à la base du massif.

De plus, les vecteurs de soulèvements de la conduite étaient maximaux aux centres et minimaux aux côtés de la conduite.

- L'application et l'augmentation de la pression interne dans la conduite entraînent une diminution de soulèvement de 50% pour chaque valeur d'augmentation de la pression. Une déformation de tassement a été constatée dans la conduite lorsque la pression appliquée est supérieure à 16 bars, c'est ce qui montre l'effet significatif de la pression interne sur la déformation de la conduite.

- La profondeur d'enfouissement de la conduite a un effet moyen sur le soulèvement total, car une diminution de soulèvement a été observée avec l'augmentation de la profondeur d'enfouissement dans le cas de conduite à vide et sous pression respectivement de 44% entre $H=1$ m et $H=4$ m.

- En ce qui concerne l'effet de la rigidité du sol représenté par le module élastique et le coefficient de Poisson, les soulèvements de la conduite diminuent à la moitié pour chaque augmentation du module élastique. D'autre part, les soulèvements diminuent avec l'augmentation du 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 conduite.

- L'effet de la résistance du sol, représenté par la cohésion a été étudié. Les résultats montrent que la cohésion n'a qu'un effet très faible sur le soulèvement des conduites.

La deuxième partie de l'analyse de soulèvement consiste à étudier le soulèvement différentiel de la conduite enterrée dans un massif de sol gonflant homogène, les résultats obtenus ont été exprimés en termes de soulèvement et forces longitudinales (force de cisaillement et moment fléchissant) qui se développent sur la conduite. Cette partie ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les vecteurs de soulèvements du massif du sol gonflant étaient maximaux aux surfaces du sol, puis diminué avec la profondeur jusqu'à atteindre des valeurs nulles à la base du massif.

De plus, les vecteurs de soulèvements de la conduite sont diminuent dans le sens horizontal lorsqu'on passe la zone centrale progressivement jusqu'à atteindre des valeurs nulles à la zone sèche.

- La zone de transition entre la zone sèche et humide est la plus influente par rapport aux autres zones.

- Les changements de volume différentiel dus à l'expansion du sol induite par l'humidité peuvent entraîner des contraintes longitudinales suffisantes pour provoquer des fractures circonférentielles.

- Il s'avère que la profondeur d'enfouissement a un effet sur la réponse de la conduite. L'augmentation de la profondeur d'enfouissement atténue les effets de l'expansion du sol et diminue à la fois les soulèvements de la conduite et les forces longitudinales.

Les Perspectives

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

- Simulation numérique du comportement des sols gonflants et leur application aux calculs des ouvrages.

- Il serait intéressant d'étudier le comportement longitudinal et transversal de la canalisation à l'aide de modèles numériques tridimensionnels utilisant des modèles constitutifs plus

sophistiqués pouvant impliquer le comportement d'adoucissement et de durcissement des sols.

- Il est également utile de considérer la géométrie réelle du terrain, en particulier les talus qui généreront des contraintes initiales plus réalistes et de fournir des charges plus réalistes sur les corps des conduites.

- L'étude de l'interaction des pipelines avec d'autres infrastructures telles que les routes et les tunnels.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques

- ALA (2005). Seismic Guidelines for Water Pipelines. American Lifelines Alliance, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Al-Khazaali, M (2019). Soil-Pile, Pile Group Foundations and Pipeline Systems Interaction Behavior Extending Saturated and Unsaturated Soil Mechanics (Thesis). Université d'Ottawa / University of Ottawa. <https://doi.org/10.20381/ruor-23095>
- Azzam, W.R (2014). Utilization of polymer stabilization for improvement of clay microstructures. Applied Clay Science, 93–94, pp.94–101. Available at: <http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2014.03.006>.
- Baser O (2006). Geotechnical aspects of buildings on expansive soils in kibaha, tanzania: Preliminary study. Licentiate Thesis Submitted to Department of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology.
- Bjerrum L., Eide O (1956). Stability of strutted excavations in clay, *Géotechnique*, 6 (1), 115–28.
- Bolt ,G.H.(1956). Physico-Chemical analysis of the compressibility of pure clays. *Géotechnique*, vol. 6, pp. 86-93.
- Bouatia, M., Demagh, R., Derriche, Z(2020). Structural Behavior of Pipelines Buried in Expansive Soils under Rainfall Infiltration (Part I: Transverse Behavior). *Civ. Eng. J.* 6, 1822–1838. <https://doi.org/10.28991/cej-2020-03091585>
- Brandon, T. L., Duncan, J. M., and Gardner, W. S (1990). Hydrocompression settlement of deep fills. *J. Geotech. Engrg.*, 1536–1548.
- Brandon, T.L. et al (2009). Rapid Stabilization / Polymerization of Wet Clay Soils ; Literature Review.
- Bultel, Frederic (2001). Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées.
- Chen, F. H (1975). Foundations on Expansive Soils, Elsevier, Amsterdam.
- Chen, F.H (1988). Foundation on Expansive Soils, Developments in Geotechnical Eng., Elsevier Publ. Co., (cited by Zumrawi, 2013).
- Chen, F.H (1988). Foundations on Expansive Soils. Elsevier Science Publishers, Amsterdam, the Netherlands, 463 pp.
- Cheuk C., Take W., Bolton M., Oliveira J (2007). Soil restraint on buckling oil and gas pipelines buried in lumpy clay fill, *Engineering structures*, 29, 973–982.
- Clark, C.M (1971). Expansive-Soil Effect on Buried Pipe. *J. - AWWA* 63, 424–427.

- Craig, R. F., Knappett, J. A (2012). *Craig's soil mechanics*. 8th edn. London, CRC Press.
- Craig, R.F (2004). *Soil Mechanics*, 7th edition, Spon Press, London.
- Crofts, J.E., Menzies, B.K., Tarzi, A.I (1977). Lateral displacement of shallow buried pipelines due to adjacent deep trench excavations. *Géotechnique* 27, 161–179.
- Cui, Y.J, Yahia-Aissa M & Delage P (2002). A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering geology*, vol. 64, pp. 233-250.
- Davie J. R., Sutherland H. B (1977). Uplift resistance of cohesive soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103 (9), 935–52.
- Frydman, S., Calabresi, G (1987). Suggested standard for one dimensional testing. In *Proceedings of 6th International Conference on Expansive Soils*. pp. 91–98.
- Gallage, C.P.K., Chan, D., Kodikara, J (2012). Response of a plastic pipe buried in expansive clay. *Proc. Inst. Civ. Eng. - Geotech. Eng.* 165, 45–57. <https://doi.org/10.1680/geng.9.00037>
- Gould, S., Boulaire F., Kodikara J (2009). Understanding how the Australian climate can affect pipe failure, *Proceedings of Oz Water 09.AWA*, Melbourne, Australia.
- Hardcastle, J.H (2003). Evaluation and treatment of expansive volcanic soils. US95. Final Report to Idaho Transportation Department, Department of civil Engineering, University of Idaho, Moscow, 88 p
- Holtz, W. G. and Gibbs, H. J (1956). Engineering properties of expansive clays. *Transactions, American Society of Civil Engineers*, vol. 121, pp. 641-677.
- Huang, S.L., Yang, K., Akagawa, S., Fukuda, M., Kanie, S (2015). Frost Heave Induced Pipe Strain of an Experimental Chilled Gas Pipeline, in: *Innovative Materials and Design for Sustainable Transportation Infrastructure*. Presented at the International Symposium on Systematic Approaches to Environmental Sustainability in Transportation, American Society of Civil Engineers, Fairbanks, Alaska, pp. 405–416. <https://doi.org/10.1061/9780784479278.037>.
- IITK-GSDMA (2007). *GUIDELINES for SEISMIC DESIGN of BURIED PIPELINES*. Indian Institute of Technology Kanpur - Gujarat State Disaster Management Authority, National Information Center of Earthquake Engineering, Kanpur, India.
- Inyang, H.I. et al (2007). Aqueous Polymer Effects on Volumetric Swelling of Na Montmorillonite. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(1), pp.84–90.
- Jackson, M. L., and SHERMAN, G. D (1953). *Chemical weathering of minerals in soil. : Advances in Agronomy*. Vol. V. pp. 221-309. Academic Press, Inc. N. Y.

- Khenouf Abdelaziz., Baheddi Mohamed (2022). Analyse du soulèvement des fondations superficielles dans un massif de sol gonflant : approche analytique et modélisation numérique 3d. Algérie équipement. N° 66 : 32-39
- Kouretzis, G.P., Karamitros, D.K., Sloan, S.W (2015). Analysis of buried pipelines subjected to ground surface settlement and heave. *Can. Geotech. J.* 52, 1058–1071.
- Lambe, T.W., Withman R. V (1966) *Soil Mechanics*, John Wiley, New York.
- Leonards, G., Roy, M (1976). Predicting Performance of Pipe Culverts Buried in Soil, Phase 1 : Interim Report (No.FHWA/IN/JHRP-76/15, 1(12) Pt 2).PurdueUniversity, West Lafayette, IN. <https://doi.org/10.5703/1288284313924>
- Liu, H (2004). *Pipeline Engineering*.CRC Press.
- Marston, Anderson (1913). *The Theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipes*.
- Mitchell, J.K (1953). *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley and Sons Inc., 422 pages.
- Mohitpour, M., Golshan, H., Murray, A (2007). *Pipeline design & construction: a practical approach*, 3rd ed. ed. ASME Press, New York.
- Mokhtari, M., Dehghani, M (2012), "Swell-Shrink Behavior of Expansive Soils, Damage and Control", *Bund. R,Iran*, Vol. 17, pp 2673- 2682.
- Moore, I (1987). The elastic stability of shallow buried tubes.*Géotechnique* 37, No.2, p.151-161.
- Moser, A.P., Folkman, S (2008). *Buried Pipe Design*, Third Edition, 3rd ed. McGraw-Hill.
- Nelson, J. D., Miller, D. J (1992). *Expansive soils, problems and practice in foundation and pavement engineering*, Wiley, New York.
- Nelson, J.D., Miller, D.J (1997). *Expansive Soils; Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*.
- Ng, P.C.F (1994). *Behaviour of buried pipelines subjected to external loading*. (phd). University of Sheffield.
- Odom, I. E (1984). Smectite clay minerals: properties and uses. *Journal of Philosophical transactions of the royal society of London, series A: mathematical and physical sciences (Philos. Trans. R. Soc. Lond. Ser. A: Math. Phys. Sci.)* vol. 311, No. 1517, pp.391-409.
- O'Neill, M. W., Ghazzaly, O. I (1977). Swell potential related to building performance. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 103(12), 1363–1379.
- Oweis, I. S., Khera, R. P (1998). *Geotechnology of Waste Management*, 2nd Edition, PWS Publishing, Boston.

- Petry, T. M., Little, D. N. (2002). Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures-History, Practice, and Future. *Journ. of Mat. in Civil Eng.* , Nov.- Dec., pp. 447-460.
- Pidgeon, J. T (1987). Prediction of differential heave for design of foundations in expansive soil areas. 9th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lagos, Nigeria.
- Randolph M. F., Houlsby G. T (1984). The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesivesoil, *Geotechnic*, 34 (4), 613–623.
- Rajani, B., Zhan, C., Kuraoka, S (1996). Pipe-soil interaction analysis of jointed water mains.*Can.Geotech. J.* 33, 393–404. <https://doi.org/10.1139/t96-061>.
- Rajeev, P., Chan, D., Kodikara, J (2012). Ground–atmosphere interaction modelling for long-term prediction of soil moisture and temperature.*Can. Geotech. J.* 49, 1059–1073. <https://doi.org/10.1139/t2012-068>.
- Rajeev, P., Kodikara, J (2011). Numerical analysis of an experimental pipe buried in swelling soil.*Comput. Geotech.* 38, 897–904. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.06.005>
- Reddi, L. N., Inyang, H. I (2000). *Geoenvironmental engineering: Principals and applications*. Marcel Dekker, Inc., New York.
- Robert, D., Soga, K (2013). Soil-Pipeline Interaction in Unsaturated Soils, in: *Mechanics of Unsaturated Geomaterials*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ USA, pp. 303–325. <https://doi.org/10.1002/9781118616871.ch13>.
- Saadeldin, R., Hu, Y., Henni, A (2015). Numerical analysis of buried pipes under field geoenvironmental conditions.*Int.J.Geo-Eng.*6, 6. <https://doi.org/10.1186/s40703-015-0005-4>.
- Seed, H. B., Mitchell, J. K., and Chan, C. K (1962). Study of swell and swell pressure characteristics of compacted clays. *Highway Research Board Bulletin* 313, National Research Council, Washington, D.C., 12–39.
- Schaminée P. E. L., Zorn N. F., Schotman G. J. M (1990). Soil response for pipeline upheaval bucklinganalysis: Full scale laboratory tests and modelling, *Offshore Technology Conference*, Houston, OTC6486 563–572.
- Sharma, R. S (1998). *Mechanical Behavior of Unsaturated Highly Expansive Clays*, Ph.D. thesis, Keibel College, University of Oxford.
- Skempton, A. W (1953). The colloidal "activity" of clays. *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, vol.1, pp. 57-61.
- Stark, J.A., Affleck, R.T. and Orchino, S.A (2000). *Expedient MESL Construction in Cold*

Weather Cold Regions Research. , (July).

- Tessier, D (1991). Organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique. in: Carreau A. (ed.), *matériaux argileux, structure, propriétés et applications*. Paris : société française de minéralogie et de cristallographie, 1990. pp. 387-445. ISBN:2-903589-06.
- Timoshenko, S (1968). *Résistance des matériaux*. Dunod, Paris.
- Timošenko, S.P., Goodier, J.N (1970). *Theory of elasticity*, 3rd ed, Engineering societies monographs. McGraw-Hill, Auckland.
- V. Pericoli, A. Kanvinde, S., Kunnath and B. Younis (2014) . *Forensic analysis of cast iron pipe fracture in the City of Sacramento*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, 2014.
- Van der Merwe, D.H (1964). The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. *The Civil Engineer in South Africa*, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 6, pp. 103-116.
- Van Olphen. H (1977). *An Introduction to Clay Colloidal Chemistry* ,2nd. Edition, Wiley Inter Science, 1977.
- Vazouras, P., Karamanos, S.A., Dakoulas, P (2010). Finite element analysis of buried steel pipelines under strike-slip fault displacements. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 30, 1361–1376. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.011>.
- Vijayvergiya, V. N., Ghazzaly, O. I (1973). Prediction of swelling potential for natural clays, 3rd Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, pp. 227-236.
- Watkins, R.K., Anderson, L.R (2000). *Structural mechanics of buried pipes*. CRC Press, Boca Raton, FL
- Weston, D.J (1980). Expansive road treatment for Southern Africa. *Proceeding of the 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, vol. 1, pp. 339–360.
- Yilmaz, I (2006). Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity, *Engineering Geology* Volume 85, Issues 3-4, 21 June 2006, Pages 295-301.