

Réf : D012125042D

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة 20 أوت 1955 سكيكدة

Université 20 août 1955 Skikda

Département: Génie civil



كلية التكنولوجيا

Faculté de la Technologie

## THESE DE DOCTORAT

Doctorat 3ème Cycle

Présentée par

**AMIOUR Amira**

En vue de l'obtention du diplôme de Docteur en 3ème Cycle

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

### Thème

**Comportement Mécanique des Sols Argileux Renforcés par les  
Géotextiles en Présence d'agents Chimiques Agressifs**

Soutenue publiquement, le : 14/12 /2025, devant le jury composé de :

Président	: MESSAST Salah	Professeur	Université de Skikda
Directrice de Thèse	: REHAB BEKKOUCHE Souhila	Professeur	Université de Skikda
Co-encadreur	: BOUMEZERANE Djamalddine	Professeur	Université de l'Ouest de l'Écosse, Royaume-Uni.
Examineurs	: BENZAID Riad	Professeur	Université de Jijel
	BENZERARA Mohammed	MCA	Université d'Annaba

Année Universitaire : 2025/2026

## **REMERCIEMENTS**

*En premier lieu, je remercie Dieu de m'avoir donné la capacité d'achever ce travail de thèse, et qui m'a aidé à dépasser toutes les difficultés que j'ai rencontrées.*

*J'exprime mes profonds remerciements à ma directrice de thèse, Madame **Souhila Rehab Bekkouche**, professeur à l'université de Skikda pour l'aide compétente qu'il m'a apportée, pour sa patience et son encouragement. Son œil critique m'a été très précieux pour structurer le travail et pour améliorer la qualité des différentes sections.*

*Je remercie également Monsieur **Djamalddine Boumezerane**, professeur à l'université de l'Ouest de l'Écosse, Royaume-Uni, pour avoir accepté d'être mon co-directeur et pour son aide précieuse qu'il a apporté à ce modeste travail.*

*Je remercie également les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer mon travail.*

*Je n'oublie pas de remercier les responsables et le personnel du LTPE / Laboratoire des Travaux Publics de l'Est de Constantine et l'Institut des Sciences et Techniques Appliquées d'Oum El Bouaghi de m'avoir accueillie et permis d'effectuer mon programme expérimental.*

*Je remercie toute ma famille élargie pour son soutien et ses encouragements de tous les instants et en particulier ma sœur **Souad**.*

*Enfin que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici, l'expression de ma profonde reconnaissance.*

## ***DEDICACES***

*À mon cher père LARBI, mon soutien dans la vie.*

*Ma chère mère et mon idole DJAMILA.*

*À mon frère ISMAIL, et mes soeurs NASSIRA, FATIMA ZOHRA, SOUAD, SOUMIA, AMINA.*

*A ma famille, mes amis*

*A tous à toutes, Merci.*

## Résumé

Cette thèse s'intéresse à la stabilisation des sols argileux gonflants à travers l'utilisation de solutions salines (KCl et NaCl) à différentes concentrations (0,5 ; 1 et 2 mol/l), ainsi que par leur combinaison avec des géotextiles de renforcement. Le choix de ces stabilisants a été guidé par leur disponibilité et leur efficacité potentielle dans l'amélioration des propriétés mécaniques et physico-chimiques des sols étudiés. Les échantillons, prélevés dans la région de Didouche Mourad (Constantine), ont été caractérisés au moyen de la microscopie électronique à balayage couplée à l'EDS (Energy Dispersive Spectroscopy), puis soumis à une série d'essais géotechniques (limites d'Atterberg, œdomètre, gonflement libre, compression simple, triaxial, cisaillement, Proctor et CBR (California Bearing Ratio)). Les résultats obtenus montrent l'efficacité des sels et des géotextiles dans l'amélioration des performances des sols expansifs, confirmant la pertinence de ces techniques de stabilisation. Enfin, une modélisation numérique réalisée à l'aide du logiciel Optum a permis de compléter l'analyse expérimentale et d'affiner l'évaluation du comportement des sols traités en termes de stabilisation et de performance géotechnique.

Les résultats montrent que l'ajout de sels et de géotextiles améliore significativement les caractéristiques des sols argileux gonflants. L'efficacité maximale est observée à une concentration de 2 mol/l en KCl et NaCl, avec une réduction du gonflement d'environ 74,6 % et 69,5 % respectivement, et une diminution de l'indice de plasticité de 29 % pour le KCl et 43 % pour le NaCl. Lorsque les sels sont combinés aux géotextiles, la réduction du gonflement atteint environ 78,8 % pour le KCl et 75,2 % pour le NaCl. Ces résultats indiquent que l'efficacité de la stabilisation dépend à la fois de la nature et de la concentration des sels, le KCl présentant des performances légèrement supérieures à celles du NaCl. Ainsi, l'association de solutions salines concentrées avec des géotextiles apparaît comme une méthode prometteuse pour la stabilisation des argiles expansives en génie géotechnique.

**Mots clés :** Argile, Gonflement, Essais géotechniques, Stabilisation, Sels, Géotextiles, Modélisation, Optum G2.

## **Abstract**

This doctoral research focuses on the stabilization of expansive clayey soils using saline solutions (KCl and NaCl) at different concentrations (0.5, 1, and 2 mol/l), as well as their combination with reinforcement geotextiles. The selection of these stabilizers was guided by their availability and potential effectiveness in improving the mechanical and physico-chemical properties of the studied soils. Soil samples, collected from the Didouche Mourad district (Constantine), were reconstituted and characterized using scanning electron microscopy coupled with EDS, then subjected to a series of geotechnical tests (Atterberg limits, oedometer, free swelling, unconfined compression, triaxial, shear, Proctor, and CBR). The results highlight the effectiveness of salts and geotextiles in enhancing the performance of expansive soils, thereby confirming the relevance of these stabilization techniques. Furthermore, a numerical modeling performed with the Optum software was used to complement the experimental analysis and refine the evaluation of the treated soils' behavior in terms of stabilization and geotechnical performance.

The findings indicate that the addition of salts and geotextiles significantly improves the properties of expansive clays. The optimal effect was observed at 2 M concentration of KCl and NaCl, with a reduction in swelling of about 74.6% and 69.5%, respectively, and a decrease in plasticity index by 29% for KCl and 43% for NaCl. When combined with geotextiles, the swelling reduction reached approximately 78.8% for KCl and 75.2% for NaCl. These results demonstrate that stabilization efficiency depends on both the type and concentration of the salts, with KCl showing slightly better performance than NaCl. Therefore, the association of concentrated saline solutions with geotextiles appears to be a promising method for the stabilization of expansive clays in geotechnical engineering applications.

**Keywords:** Clay, Swelling, Geotechnical tests, Stabilization, Salts, Geotextiles, Modeling, Optum G2.

## ملخص

تركز هذه الأطروحة على تثبيت التربة الطينية الانتفاخية باستخدام محاليل ملحية كلوريد البوتاسيوم و كلوريد الصوديوم بتركيز مختلفة (0.5 ؛ 1 و 2 مول/لتر)، وكذلك من خلال دمج هذه الأملاح مع الجيوتكستيل كعناصر تسليح. وقد استند اختيار هذه المثبتات إلى سهولة توفرها وفعاليتها المحتملة في تحسين الخصائص الميكانيكية والفيزيائية-الكيميائية للتربة المدروسة. جُمعت العينات من منطقة ديدوش مراد (ولاية قسنطينة)، وأعيد تشكيلها في المختبر، ثم جرى توصيفها باستخدام المجهر الإلكتروني الماسح المقرون بتحليل EDS، قبل إخضاعها لسلسلة من الاختبارات الجيوتقنية (حدود Atterberg، اختبار الانضغاط، الانتفاخ الحر، الضغط غير المحصور، ثلاثي المحاور، القص المباشر، اختبار Proctor، CBR). وقد أبرزت النتائج فعالية الأملاح والجيوتكستيل في تحسين أداء التربة الانتفاخية، مما يؤكد جدوى هذه التقنيات. كما استُكملت الدراسة بنمذجة عددية باستخدام برنامج Optum، سمحت بتعزيز التحليل التجريبي وفهم أفضل لسلوك التربة المعالجة.

أظهرت النتائج أن إضافة الأملاح والجيوتكستيل ساهمت بشكل ملحوظ في تحسين خصائص التربة الطينية الانتفاخية. حيث سُجّل أفضل أداء عند تركيز 2 مول/لتر من كلوريد البوتاسيوم و كلوريد الصوديوم، إذ انخفض الانتفاخ بنسبة تقارب 74.6% و 69.5% على التوالي، في حين انخفض مؤشر اللدونة بنحو 29% لـ KCl و 43% لـ NaCl. وعند دمج الأملاح مع الجيوتكستيل، بلغت نسبة تقليل الانتفاخ حوالي 78.8% لـ KCl و 75.2% لـ NaCl. وتشير هذه النتائج إلى أن فعالية التثبيت تعتمد على نوع الملح وتركيزه، مع تفوق طفيف لـ KCl على NaCl. و بالتالي، فإن الجمع بين المحاليل الملحية المركزة والجيوتكستيل يُعدّ أسلوباً واعداً لتثبيت التربة الطينية الانتفاخية في التطبيقات الجيوتقنية.

**الكلمات المفتاحية:** طين، انتفاخ، اختبارات جيوتقنية، تثبيت، أملاح، جيوتكستيل، النمذجة، Optum G2.

## **SOMMAIRE**

Résumé .....	i
Abstract .....	ii
ملخص .....	iii
LISTE DES FIGURES .....	iv
LISTE DES TABLEAUX .....	viii
LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES .....	x
INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>Chapitre I : Etude bibliographique sur les argiles</b>	
I.1 Introduction .....	6
I.2 Définition des argiles .....	6
I.3 Structure et minéralogie des Argiles .....	7
I.3.1 Dispositions des oxygènes .....	8
I.3.1.1 Assemblage compact .....	8
I.3.1.2 Disposition hexagonale .....	8
I.3.2 La couche tétraédrique (T) .....	9
I.3.3 La couche octaédrique (O) .....	9
I.4 Les principaux types des minéraux argileux .....	11
I.4.1 La kaolinite .....	11
I.4.2 L'illite .....	12
I.4.3 La Montmorillonite .....	13
I.5 Principales caractéristiques des minéraux argileux .....	13
I.5.1 La surface spécifique .....	14
I.5.2 Capacité d'échange cationique (CEC) .....	14
I.5.3 Densité de charge spécifique ( $\sigma$ ) .....	15
I.5.4 Degré d'hydratation .....	15
I.6 Etat de l'eau dans les sols .....	15
I.6.1 Différent types d'eau .....	16
I.6.1.1 Eau liée (adsorbée) .....	16
I.6.1.2 Eau libre .....	16
I.6.1.3 Eau capillaire .....	16
I.6.1.4 Eau de constitution .....	16
I.6.2 Phénomène de succion .....	16
I.6.2.1 Succion capillaire .....	17
I.6.2.2 Succion totale .....	17
I.6.2.3 Succion osmotique .....	17
I.6.2.4 Succion d'adsorption .....	17
I.7 Principaux problèmes des sols argileux .....	17
I.7.1 Glissement de terrain .....	18
I.7.2 Tassement .....	18
I.7.3 Gonflement .....	18
I.8 Cinétique de gonflement .....	18
I.9 Mécanisme de gonflement .....	19

I.9.1	Gonflement au sens physico-chimique .....	19
I.9.2	Gonflement au sens mécanique .....	21
I.10	Facteurs qui affectent le gonflement .....	22
I.11	Causes du gonflement .....	24
I.12	Conséquence de gonflement .....	24
I.12.1	Cas des bâtiments.....	25
I.12.2	Cas des chaussées .....	25
I.12.3	Cas de voiries et des réseaux divers.....	26
I.12.4	Cas des tunnels .....	26
I.12.5	Cas des puits pétroliers .....	27
I.13	Techniques de stabilisation des sols argileux .....	27
I.13.1	Stabilisation mécanique .....	28
I.13.1.1	Compactage .....	28
I.13.1.2	Drainage.....	29
I.13.1.3	Substitution .....	29
I.13.1.4	Préhumidification .....	29
I.13.2	La stabilisation thermique.....	30
I.13.3	La stabilisation chimique .....	30
<b>Chapitre II : Matériaux utilisés et programme expérimental</b>		
II.1	Introduction .....	34
II.2	Matériaux utilisés .....	34
II.2.1	Sol naturel .....	34
II.2.1.1	Localisation de la zone d'étude .....	35
II.2.1.2	Contexte géologique et hydrogéologique .....	36
II.2.1	Matériaux stabilisateurs .....	39
II.2.2.1	Caractéristiques des sels utilisés .....	39
II.2.2.2	Caractéristiques des géotextiles utilisés .....	40
II.3	Programme d'essais .....	42
II.3.1	Teneur en eau et densité sèche.....	43
II.3.1.1	Mode opératoire .....	43
II.3.1.2	Expression des résultats.....	44
II.3.2	L'analyse granulométriques et sédimentométrique.....	44
II.3.2.1	Principe et mode opératoire .....	44
II.3.2.2	Expression des résultats .....	45
II.3.3	Limites d'Atterberg .....	45
II.3.3.1	Mode opératoire .....	46
II.3.3.2	Limite de liquidité $W_L$ .....	46
II.3.3.3	Limite de liquidité $W_P$ .....	47
II.3.3.4	Indice de plasticité $I_p$ .....	47
II.3.3.5	Expression des résultats .....	48
II.3.4	Essai au bleu de méthylène.....	49
II.3.4.1	Principe et mode opératoire .....	49
II.3.4.2	Expression des résultats .....	50
II.3.5	Analyses chimiques .....	51

II.3.5.1	Mode opératoire d'essai au carbonate .....	51
II.3.5.2	Mode opératoire d'essai au sulfate .....	52
II.3.5.3	Expression des résultats .....	52
II.3.6	L'essai triaxial .....	53
II.3.6.1	Mode opératoire.....	53
II.3.6.2	Expression des résultats.....	54
II.3.7	L'essai de cisaillement .....	55
II.3.7.1	Mode opératoire.....	55
II.3.7.2	Expression des résultats.....	55
II.3.8	L'essai de compressibilité à l'Oedomètre .....	56
II.3.8.1	Principe de l'essai.....	56
II.3.8.2	Description de l'œdomètre .....	57
II.3.8.3	Courbe œométrique .....	57
II.3.8.4	Coefficient de gonflement (Cg) .....	58
II.3.8.5	Coefficient de compressibilité (Cc).....	58
II.3.8.6	Pression de consolidation (Pc).....	58
II.3.8.7	Expression des résultats.....	59
II.3.9	L'essai de gonflement libre à l'Oedomètre .....	60
II.3.9.1	Principe et mode opératoire .....	60
II.3.9.2	Expression des résultats.....	60
II.3.10	L'essai de compression simple .....	61
II.3.10.1	Mode opératoire.....	61
II.3.10.2	Expression des résultats.....	61
II.3.11	L'essai de proctor (compactage) .....	62
II.3.11.1	Mode opératoire.....	62
II.3.11.2	Expression des résultats.....	63
II.3.12	L'essai CBR (California Bearing Ratio) .....	64
II.3.12.1	Principe.....	64
II.3.12.2	Mode opératoire.....	65
II.3.12.3	Procédure d'essai (CBR après immersion).....	65
II.3.12.4	Expression des résultats .....	66
II.3.13	La Microscopie Electronique à Balayage MEB équipée par EDS .....	67
II.3.13.1	Principe.....	67
II.3.13.2	Appareillage.....	69
II.3.13.3	Expression des résultats.....	70
II.4	Classification du sol.....	73
II.5	Procédures des essais après traitement aux sels et géotextiles .....	74
II.5.1	Procédures des essais après traitement aux sels KCl et NaCl .....	74
II.5.1.1	Essai de limite d'Atterberg après traitement .....	74
II.5.1.2	Préparation des échantillons .....	75
II.5.1.3	Essai de CBR après traitement .....	75
II.5.2	Procédures des essais après traitement aux sels et géotextiles .....	76
II.6	Conclusion .....	77

### **Chapitre III: Résultats et discussion**

III.1	Introduction .....	79
III.2	Influence des différents sels sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol .....	79
III.2.1	L'effet des sels KCl et NaCl sur les limites d'Atterberg .....	79
III.2.2	L'effet des sels KCl et NaCl sur l'angle de frottement et la cohésion (Essais de cisaillement au triaxial type UU) .....	81
III.2.3	L'effet des sels KCl et NaCl sur les paramètres de compressibilités .....	84
III.2.4	Effet des sels KCl et NaCl la pression de gonflement libre .....	86
III.2.5	Effet des sels KCl et NaCl sur la résistance à la compression .....	86
III.2.6	Effet des sels KCl et NaCl sur les paramètres de compactage .....	88
III.2.7	Effet des sels KCl et NaCl sur CBR (California Bearing Ratio) .....	91
III.3	Influence des géotextiles Geodren W-PES sur les caractéristiques mécaniques du sol .....	94
III.3.1	Effet des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur la résistance à la compression .....	95
III.3.2	Effet des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres de compactage.....	97
III.3.3	Effet des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur CBR (California Bearing Ratio).....	100
III.4	Conclusion .....	104

### **Chapitre IV: Modélisation du comportement des argiles en interaction avec des solutions chimiques**

IV.1	Introduction .....	108
IV.2	Logiciel OPTUMG2 .....	108
IV.3	Méthodologie .....	109
IV.3.1	Principe de la méthode statistique.....	110
IV.3.2	Principe de la méthode numérique.....	110
IV.4	Analyse gaussienne et lagrangienne .....	110
IV.5	Types d'éléments de maillage utilisables avec OptumG2 .....	111
IV.6	Types d'analyse d'OptumG2 .....	113
IV.6.1	Maillage (Mesh) .....	114
IV.6.2	Infiltration (Seepage) .....	115
IV.6.3	Contraintes initiales (Initial Stresses) .....	115
IV.6.4	Élastique (Elastic) .....	115
IV.6.5	Analyse limite (Limit Analysis).....	115
IV.6.6	Réduction de la force (Strength Reduction).....	116
IV.6.7	Élastoplastique (Elastoplastic) .....	116
IV.6.8	Elastoplastique multiplicateur (Multiplier Elastoplastic) .....	116
IV.6.9	Consolidation .....	116
IV.7	Comportements des matériaux dans OptumG2 .....	116
IV.7.1	Modèle de Mohr-Coulomb (MC).....	117
IV.7.2	Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay MCC).....	118
IV.8	Modélisation de l'essai œdométrique .....	119

IV.8.1	Modèle utilisé.....	119
IV.8.2	Les conditions aux limites.....	120
IV.8.3	Procédure de calculs.....	121
IV.8.3.1	Détermination des paramètres du calcul en utilisant Modèle de Mohr Coulomb .....	121
IV.8.3.2	Détermination des paramètres du calcul en utilisant Modèle de Cam-Clay modifié.....	122
IV.8.4	Les principaux résultats .....	123
IV.9	Modélisation de l'essai triaxial .....	133
IV.9.1	Modèle utilisé .....	134
IV.9.2	Les conditions aux limites.....	134
IV.9.3	Procédure de calculs.....	135
IV.9.4	Résultats obtenus.....	136
IV.10	Conclusion .....	141
	<b>Conclusions Générale</b> .....	143
	<b>Références Bibliographiques</b> .....	145

## **LISTE DES FIGURES**

### **Chapitre I : Etude bibliographique sur les argiles**

Figure I.1: Représentation d'un plan compact ( <i>Harat, 2007</i> ) .....	8
Figure I.2: Représentation d'un plan hexagonal ( <i>Harat, 2007</i> ) .....	9
Figure I.3: Représentation d'un tétraèdre et une couche tétraédrique ( <i>cuisinier, 2009</i> ) .....	9
Figure I.4: Représentation d'un octaèdre et une couche octaédrique ( <i>cuisinier, 2009</i> ) .....	10
Figure I.5: La structure minéralogique d'une particule d'argile ( <i>Harat, 2007</i> ) .....	10
Figure I.6: Représentation schématique de la structure de kaolinite ( <i>Poppe, 2001</i> ) cité par <i>Zazi (2020)</i> .....	12
Figure I.7: Représentation schématique de la structure de l'illite ( <i>Poppe, 2001</i> ) cité par <i>Zazi(2020)</i> .....	12
Figure I.8: Représentation schématique de la structure de la montmorillonite ( <i>Gautier 2008</i> ) .....	13
Figure I.9: Courbe de type cinétique de gonflement en fonction du temps .....	19
Figure I.10: Mécanismes de gonflement des argiles ( <i>Harat, 2007</i> ) .....	21
Figure I.11: Forme de dégâts des bâtiments reposants sur les sols gonflant ( <i>Mouroux et al.,1988</i> ) .....	25
Figure I.12: Dégradation de chaussées ( <i>Djaani et Benmansour, 2016</i> ) .....	26
Figure I.13: Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel ( <i>Wakim, 2005</i> ) .....	27
Figure I.14: Effet de compactage sur la structure du sol ( <i>Lambe, 1958</i> ) .....	29

### **Chapitre II : Matériaux utilisés et programme expérimental**

Figure II.1: Image présentant l'échantillonnage des sols dans la zone de Didouche <i>Mourad</i> .....	35
Figure II.2: Méthode de transport et de stockage des échantillons .....	35
Figure II.3: La localisation de la zone d'étude .....	36
Figure II.4: Cartes géologique d'El Haria au 1/50 000 ( <i>Coiffait, Villa et Guellal, 1977</i> ) ..	36
Figure II.5: Présentation de la zone en utilisant Google Earth .....	37
Figure II.6: L'ouverture du joint et déplacement apparents des deux blocs .....	38
Figure II.7: Les fissures affectant les murs extérieurs .....	38
Figure II.8: Cisaillement du trottoir .....	38
Figure II.9: Basculement du mur de soutènement .....	39
Figure II.10: Cristallographie du chlorure de potassium .....	40
Figure II.11: Cristallographie du chlorure de sodium .....	40
Figure II.12: Géotextile tissé : Geodren W-PES .....	42
Figure II.13: Courbe analyse granulométrique et sédimentométrique du sol naturel .....	45
Figure II.14: Préparation des échantillons .....	46
Figure II.15: Détermination de la limite de liquidité .....	47
Figure II.16: Photo d'essais de limites d'Atterberg .....	47
Figure II.17: Position des sols témoins selon le diagramme de Casagrande .....	49
Figure II.18: Essai VBS .....	50
Figure II.19: Schéma d'un calcimètre .....	52
Figure II.20: Appareil triaxial de révolution .....	54

Figure II.21: Photos d'essais triaxiaux .....	54
Figure II.22: Courbe intrinsèque du sol naturel .....	56
Figure II.23: La cellule œdométrique.....	57
Figure II.24: La courbe œdométrique du sol naturel.....	59
Figure II.25: Essai de gonflement libre à l'Oedomètre .....	60
Figure II.26: Essai de compression simple.....	61
Figure II.27: Essai Proctor normal .....	63
Figure II.28: Courbe d'essai Proctor .....	64
Figure II.29: Essai CBR immergé .....	66
Figure II.30: Courbe CBR après immersion du sol naturel.....	67
Figure II.31: MEB équipé d'un détecteur EDS ( <i>Chour, 2018</i> ).....	69
Figure II.32: Appareil du MEB Tescan Vega3 .....	69
Figure II.33: Observations MEB du sol naturel à différents niveaux d'Agrandissement ...	71
Figure II.34: Diagramme montrant la concentration chimique en fonction d'énergie appliquée du sol naturel .....	73
Figure II.35: Disposition des couches de géotextile .....	76
<b>Chapitre III: Résultats et discussion</b>	
Figure III.1: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur les limites d'Atterberg.....	81
Figure III.2: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur l'angle de frottement et la cohésion ...	83
Figure III.3: L'effet des sels KCl et NaCl sur les propriétés de compressibilité .....	85
Figure III.4: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur la pression de gonflement .....	86
Figure III.5: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur la résistance à la compression .....	88
Figure III.6: Influence des sels KCl et NaCl sur les propriétés de compactage.....	90
Figure III.7: Influence des sels KCl et NaCl sur densité sèche maximale .....	90
Figure III.8: Influence des sels KCl et NaCl sur la teneur en eau optimale.....	90
Figure III.9: L'effet des sels KCl et NaCl sur l'indice CBR.....	92
Figure III.10: L'effet des sels KCl et NaCl sur la courbe force-enfoncement .....	93
Figure III.11: L'effet des sels KCl et NaCl sur le potentiel du gonflement.....	94
Figure III.12: Influence des sels et géotextiles sur la résistance à la compression (Rc) .....	97
Figure III.13: Influence des sels et géotextiles sur les propriétés de compactage.....	99
Figure III.14: Influence des sels et géotextiles sur densité sèche maximale.....	100
Figure III.15: Influence des sels et géotextiles sur la teneur en eau.....	100
Figure III.16: L'effet des sels et géotextiles sur l'indice CBR.....	102
Figure III.17: L'effet des sels et géotextiles sur le potentiel du gonflement.....	103
Figure III.18: L'effet des sels et géotextiles sur la courbe force-enfoncement.....	104
<b>Chapitre IV: Modélisation du comportement des argiles en interaction avec des solutions chimiques</b>	
Figure IV.1: Triangles de déplacement quadratique/contrainte linéaire de type Gauss et Lagrange. D'après le manuel OptumG2 (2023).....	111
Figure IV.2: OptumG2 montrant le Stage Manager à droite.....	114
Figure IV.3: Boutons de contrôle du Stage Manager .....	114
Figure IV.4: Modélisation numérique de la géométrie de l'éprouvette .....	120
Figure IV.5: Les conditions aux limites .....	121
Figure IV.6: Les étapes du calcul numérique de MC sur l'écran du logiciel OptumG2.....	123

Figure IV.7: Modélisation d'un essai oedométrique à l'état naturel avec le modèle de MC .....	124
Figure IV.8: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M KCl avec le modèle de MC.....	124
Figure IV.9: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M KCl avec le modèle de MC.....	125
Figure IV.10: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M KCl avec le modèle de MC .....	125
Figure IV.11: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M NaCl avec le modèle de MC.....	126
Figure IV.12: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M NaCl avec le modèle de MC.....	126
Figure IV.13: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M NaCl avec le modèle de MC.....	127
Figure IV.14: Les étapes du calcul numérique de MC sur l'écran du logiciel OptumG2...	129
Figure IV.15: Modélisation d'un essai oedométrique à l'état naturel avec le modèle de MCC .....	129
Figure IV.16: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M KCl avec le modèle de MCC.....	130
Figure IV.17: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M KCl avec le modèle de MCC.....	130
Figure IV.18: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M KCl avec le modèle de MCC.....	131
Figure IV.19: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M NaCl avec le modèle de MCC.....	131
Figure IV.20: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M NaCl avec le modèle de MCC.....	132
Figure IV.21: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M NaCl avec le modèle de MCC.....	132
Figure IV.22: Modélisation numérique de la géométrie de l'éprouvette .....	134
Figure IV.23: Conditions aux limites .....	135
Figure IV.24: Les étapes du calcul numérique de MC d'un essai triaxial sur l'écran du logiciel OptumG2 .....	136
Figure IV.25: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol naturel) .....	137
Figure IV.26: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 0,5 M KCl) .....	137
Figure IV.27: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 1 M KCl) .....	138
Figure IV.28: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 2 M KCl) .....	138
Figure IV.29: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 0,5 M NaCl).....	139
Figure IV.30: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 1 M NaCl).....	139

Figure IV.31: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 2 M NaCl)..... 140

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre I : Etude bibliographique sur les argiles**

Tableau I.1: Les valeurs de la CEC de différents types d'argile et de la matière organique d'après <i>Cui et al.(2013)</i> .....	14
Tableau I.2: Facteurs qui affectent le gonflement.....	22

### **Chapitre II : Matériaux utilisés et programme expérimental**

Tableau II.1: Masse des solutés.....	39
Tableau II.2: Les caractéristiques physiques, mécaniques, hydrauliques et durabilité des géotextiles utilisés .....	42
Tableau II.3: Valeur de la teneur en eau, la densité sèche et humide et le degré de saturation de matériau étudié .....	44
Tableau II.4: Classification des sols de la limite de liquidité ( <i>Mellal, 2009</i> ).....	48
Tableau II.5: Classification des sols gonflants basée sur l'Ip selon <i>Chen (1988)</i> .....	48
Tableau II.6: Résultats des limites d'Atterberg.....	48
Tableau II.7: Valeur au Bleu de Méthylène des matériaux étudiés.....	50
Tableau II.8: Classification des sols en fonction de VBS .....	51
Tableau II.9: Classification des sols en fonction de la surface spécifique des minéraux.....	51
Tableau II.10: Classification des sols en fonction de l'activité au bleu des argiles .....	51
Tableau II.11: Classification des sols en fonction de la teneur en CaCO <sub>3</sub> .....	53
Tableau II.12: Résultats d'essai triaxial .....	54
Tableau II.13: Les paramètres de résistance au cisaillement de sol naturel.....	56
Tableau II.14: Classification des sols en fonction de C <sub>g</sub> ( <i>Chassagneux et al., 1995</i> ) .....	58
Tableau II.15: Classification des sols en fonction de C <sub>c</sub> ( <i>Magnan, 2001</i> ) .....	58
Tableau II.16: Résultats d'essai Oedométrique du sol étudié .....	59
Tableau II.17: Qualité de sol en fonction de l'indice CBR.....	66
Tableau II.18: Les résultats d'essai CBR.....	66
Tableau II.19: Composition chimique élémentaire de l'échantillon argileux .....	72
Tableau II.20: Tableau Récapitulatif des caractéristiques physiques et mécaniques et chimiques du sol étudié .....	73

### **Chapitre III: Résultats et discussion**

Tableau III.1: Résultats des limites d'Atterberg à différentes concentration des sels KCl et NaCl.....	80
Tableau III.2: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur la cohésion et l'angle de frottement .....	82
Tableau III.3: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres de compressibilités .....	84
Tableau III.4: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres du l'essai de compression simple .....	87
Tableau III.5: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres du compactage.....	88
Tableau III.6: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres du l'essai CBR.....	94

Tableau III.7: Résultats de l'influence des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres du l'essai de compression simple.....	95
Tableau III.8: Résultats de l'influence des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres du compactage.....	97
Tableau III.9: Résultats de l'influence des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres du l'essai CBR.....	101
<b>Chapitre IV: Modélisation du comportement des argiles en interaction avec des solutions chimiques</b>	
Tableau IV.1: Les éléments de maillage disponibles dans OptumG2 d'après le manuel OptumG2 (2023).....	112
Tableau IV.2: Les paramètres de la loi Mohr-Coulomb .....	122
Tableau IV.3: Les paramètres de la loi Cam-Clay modifié.....	122
Tableau IV.4: Caractéristiques de l'essai oedométrique obtenues par OptumG2 avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb.....	127
Tableau IV.5: Caractéristiques de l'essai oedométrique obtenues par OptumG2 avec l'utilisation de la loi de comportement Cam-Clay modifiée .....	133
Tableau IV.6: Résultats des essais triaxiaux obtenus par expérimentation et simulation...	140

## ***LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES***

**CEC:** Capacité d'échange cationique.

**SST:** Surface spécifique totale.

**$\sigma'$ :** Contrainte effective.

**Geodren W-PES:** Géotextile tissé (woven) en polyester (PES).

**MEB:** La Microscopie Électronique à Balayage.

**EDS:** Energy Dispersive Spectroscopy (Spectroscopie de dispersion d'énergie des rayons X).

**W :** Teneur en eau.

**$\gamma_h$  :** Densité humide.

**$\gamma_d$ :** Densité sèche.

**Wp:** Limite de plasticité.

**WL:** Limite de liquidité.

**Ic:** Indice de consistance.

**Ip:** Indice de plasticité.

**VBS:** Valeur au bleu de méthylène.

**A:** Activité des argiles.

**C:** Cohésion.

**$\emptyset$ :** Angle de frottement.

**Cc:** Coefficient de compressibilité.

**Cg:** Coefficient de gonflement.

**Pc:** Pression de consolidation.

**Pg:** Pression de gonflement.

**Rc:** Résistance à la compression.

**CBR:** California Bearing Ratio.

**ICBR:** Indice CBR.

**ms:** Masse sèche.

**mw:** Masse d'eau.

**IP:** Indice portant.

**Wopt:** Teneur en eau optimal.

**$\sigma$ :** Contrainte normal.

**$\tau$ :** Contrainte tangentielle.

**$\nu$ :** Coefficient de Poisson.

**$\Psi$ :** Angle de dilatance.

**$\epsilon$ :** Déformation verticale.

## ***Introduction générale***

En génie civil, le terme « sol » signifie un matériau constitué d'un agrégat naturel de particules minérales. Depuis toujours, le sol a suscité interrogations et recherches. Dans toutes les civilisations, les hommes se sont préoccupés de ses caractéristiques avant d'entreprendre toute construction.

L'histoire montre que la majorité des sols instables par le tassement, l'effondrement, les glissements, le gonflement ou encore la liquéfaction sont généralement de nature argileuse, présentant une teneur importante en fines. Ce constat a été confirmé par de nombreuses études, notamment celles d'*Arab (2008)* et de *Lade et Yamamuro (1997)*.

Les sols expansifs constituent une part significative des sols sensibles aux variations de volume liées aux cycles de retrait et de gonflement. Selon *Gromko (1974)*, *Desai et Oza (1977)*, *Mitchell (1993)*, *Azam et Abduljawwad (2000)*, *Nagaraj et al. (2010)*, *Rehab et al. (2022)* et *Zada et al. (2023)*, plusieurs facteurs influencent le comportement de gonflement des sols, notamment : le type et l'âge de la roche d'origine, la nature et la quantité d'argile présente, l'historique des contraintes (telles que les surcharges et le cheminement des contraintes), l'activité de l'argile, la profondeur et la présence de la nappe phréatique, l'humidité ambiante, la teneur en eau initiale, les conditions de mise en place initiales, ainsi que les caractéristiques d'infiltration de l'air. Ce genre de sol couvre environ 2,5 % de la surface terrestre et se trouve majoritairement dans des zones soumises à d'importantes variations saisonnières de température et de précipitations. On le retrouve notamment en Australie, en Inde, aux États-Unis, au Canada, dans plusieurs pays d'Afrique (notamment en Éthiopie et dans les régions subsahariennes), en Amérique du Sud (notamment au Brésil, au Venezuela, au Paraguay et en Bolivie), au Mexique, ainsi qu'en périphérie du bassin méditerranéen, en particulier en Algérie et au Maroc. (*Karboua, 2024*).

Les sols expansifs engendrent un enjeu majeur à l'échelle mondiale en raison de leurs variations de volume significatives sous l'effet des changements de la teneur en eau. Ces fluctuations peuvent entraîner de graves dégradations des structures érigées à leur surface, telles que des fissures dans les chaussées, des affaissements, des instabilités de remblais ou encore des torsions (*Zhao et al., 2014*). Chaque année, les dommages attribuables à ce type de sol à travers le monde sont estimés à des pertes économiques comprises entre 2 et 9 milliards de dollars, comparables à celles provoquées par des catastrophes naturelles comme les inondations, les ouragans, les tornades ou les séismes (*Mutaz et Dafalla, 2014*). Il est important de pouvoir évaluer avec précision le potentiel de variation volumique total de ces

sols, en tenant compte aussi bien du gonflement que du retrait. Cette analyse permet une meilleure caractérisation des conditions géotechniques du terrain et favorise l'identification de techniques de traitement ou de modification adaptées pour limiter les effets de ces variations.

En Algérie, on constate que de nombreux désordres sont apparus dans les structures construites dans les régions arides et semi-arides, en raison de la forte pression de gonflement exercée par les sols gonflants. Dans ces zones, l'argile est si sèche qu'un léger apport d'eau peut libérer une énergie considérable, capable de causer des dommages importants aux structures. Ces dommages causés par le gonflement et leurs conséquences sur les bâtiments ont été bien documentés dans les études menées, entre autres, par *Hachichi et Fleureau (1999)*, *Gueddouda et al. (2006)* et *Rehab et Boukhatem (2016)*.

La stabilisation des sols est la solution extrême pour améliorer les propriétés géotechniques des sols, c'est un procédé qui comprend des techniques de traitement mécanique et chimique, où les produits chimiques visent à maintenir la stabilité et à améliorer la compressibilité du sol en limitant sa capacité d'absorption d'eau (*Cyrill, 2005 ; Fondjo et al., 2021*). Afin de limiter les problèmes et les dommages aux bâtiments et aux différentes structures, de nombreuses solutions basées sur les techniques de stabilisation ont été développées, avec des résultats plus ou moins satisfaisants ; la méthode d'amélioration la plus courante pour les sols gonflants est la modification chimique en ajoutant des solutions salines (*Abood et al., 2007*) de la chaux (*Cheshomi et al., 2017 ; Elshareif et Elhassan, 2008*), du gypse (*Yilmaz et Civelkoglu, 2007*) et du ciment (*Sriosseiriet et Muhunthan, 2009*). Cette technique vise à améliorer la stabilité des sols gonflants en augmentant la granulométrie, en diminuant l'indice de plasticité, en réduisant le potentiel de gonflement et en améliorant la résistance du sol par l'amélioration de ses propriétés mécaniques. Après avoir amélioré les performances physiques et mécaniques de ces sols par traitement chimique, les sols potentiellement gonflants peuvent être utilisés ou réutilisés comme remblai, sol de fondation ou de sous-fondation pour les travaux routiers.

Il a été rapporté que les solutions salines sont largement utilisées pour la stabilisation chimique des sols. Cette méthode a été introduite par *Blacklock et Pengelly (1988)*, qui ont étudié l'effet des sels sur le comportement des sols argileux. Par la suite, de nombreuses recherches ont approfondi ce sujet en injectant différents agents chimiques dans les sols (*Zhang et Li, 2003 ; Fattah et al., 2010 ; Zhao et al., 2014*). Dans ce contexte, *Al-Ashou et Al-Khashab (1993)*, *Fridman et Ehrenreich (1977)* ainsi que *Desai et Oza (1977)* ont examiné en laboratoire l'utilisation du chlorure de potassium (KCl) pour modifier les propriétés des argiles lourdes. Leurs travaux ont mis en évidence une réduction de l'activité de l'argile ainsi

qu'une amélioration significative de ses caractéristiques. *Gueddouda et al. (2011)* ont mis en évidence des résultats similaires après l'injection de chlorure de sodium (NaCl) dans un sol argileux.

Par ailleurs, la technique consistant à consolider les sols à l'aide de matériaux plus ou moins extensibles est une pratique ancienne en génie civil. Le renforcement des sols a commencé à se développer dès les années 1960, d'abord grâce à l'emploi de bandes métalliques dans les ouvrages de terre (*Vidal, 1966*) cité par *Djeffal (2020)*, puis, par la suite, à l'introduction des géotextiles. Aujourd'hui, le renforcement au moyen de géotextiles trouve des applications très variées tant dans le domaine hydraulique que mécanique. L'intégration de ces nappes synthétiques aux sols permet, selon la nature et la fonction de la structure, d'améliorer sensiblement leurs caractéristiques.

Il est important de souligner que l'association d'un traitement chimique et mécanique constitue une approche innovante permettant d'optimiser les performances des mélanges tout en réduisant le nombre d'expériences nécessaires. La méthode adoptée dans cette étude vise à évaluer l'efficacité d'une solution combinant l'utilisation de sels et de géotextiles pour la stabilisation des sols problématiques. Les sels, par échange ionique, diminuent la capacité de gonflement du sol, tandis que les géotextiles assurent un renforcement mécanique de sa structure.

Cette recherche s'inscrit dans le contexte général de l'étude des propriétés mécaniques des sols gonflants. Elle a pour objectif principal d'examiner une méthode de stabilisation par l'incorporation de sels (chlorure de potassium, KCl, et chlorure de sodium, NaCl) à diverses concentrations, appliqués à des échantillons prélevés dans la région de Didouche Mourad (wilaya de Constantine, Algérie). Parallèlement, l'apport de géotextiles de renforcement combinés à ces traitements est évalué afin de déterminer leur effet synergique sur la résistance et la déformabilité du sol. Les essais géotechniques comprennent des essais oedométriques pour mesurer le gonflement et la compressibilité, ainsi que des essais triaxiaux pour caractériser la résistance au cisaillement. Les performances mécaniques obtenues sont comparées à celles du sol brut, permettant de quantifier l'amélioration relative. Les critères de succès incluent la réduction significative du gonflement et l'augmentation de la portance. Enfin, les résultats visent à proposer une méthode de valorisation pratique et durable des sols gonflants locaux, adaptée aux contraintes climatiques et économiques de la région.

Cette étude s'articule autour de quatre chapitres majeurs, construits selon une progression allant du cadre général vers des aspects plus spécifiques. Elle explore d'abord les caractéristiques des sols argileux gonflants et leur formation, avant de se concentrer sur les différentes techniques utilisées pour en améliorer les propriétés. Cette thèse se déploie selon le plan suivant:

- L'introduction générale propose une brève introduction et précise l'objectif principal de ce travail de recherche.
- Le chapitre I est consacré à une revue bibliographique sur les argiles et leurs minéraux : définition, microstructure, interaction avec l'eau, propriétés mécaniques, phénomène de gonflement nuisible aux constructions, puis un résumé des principales techniques d'amélioration des sols.
- Le chapitre II décrit les matériaux utilisés dans l'étude ainsi que les essais et méthodes mis en œuvre pour la caractérisation géotechnique des sols étudiés.
- Le chapitre III présente l'analyse et la discussion des résultats des essais de laboratoire réalisés sur les différents échantillons traités et non traités.
- Le chapitre IV propose une modélisation détaillée de certains essais expérimentaux à l'aide du logiciel OptumG2.
- Enfin, la thèse se termine par une conclusion générale récapitulant l'ensemble du travail.

---

# *Chapitre I*

*Etude bibliographique sur les argiles*

---

### I.1 Introduction

En géotechnique les sols, en général, et les sols fins particulièrement sont considérés en tant que des sols d'assise ( base) pour un grand nombre de constructions et de travaux de génie civil donc il faut faire toutes les études géologiques, minéralogiques et géotechniques lors de la conception des projets afin d'éviter les désordres et certains dégâts.

L'un des problèmes les plus importants qui affectent les ouvrages de génie civil (pentes, tunnels, bâtiments, barrages...etc.) est lorsque la fondation est du sol argileux, ce dernier est considéré comme un sol très sensible à la présence d'eau (rétrécissement et gonflement), cela conduit a un gonflement, une compressibilité élevée et une faible résistance au cisaillement en réponse aux changements de la teneur en humidité ou de l'absorption (*Alazigha, 2015*). L'augmentation de la teneur en eau est le résultat de fortes précipitations et de l'absence d'évaporation de surface lorsque la zone est couverte par un bâtiment ou une route. Les argiles provoquent donc en grande partie des fissures et des fractures de la chaussée, des routes et des fondations (*Goufi, 2022*). Pour cela de nombreux ingénieurs ont travaillé pour trouver les solutions nécessaires pour améliorer les sols afin de réduire ces problèmes de plusieurs manières en éliminant le sol problématique et en le remplaçant par un sol de bonne qualité ou en l'améliorant par un traitement chimique ou mécanique (*Atahu, 2020*).

Malgré que l'argile pose plusieurs problèmes de stabilité mais elle joue aussi un rôle très essentiel dans l'industrie, car elle est utilisée comme un matériau industriel tels que la fabrication de briques comme matériau de construction, des céramiques (*Mateos, 1964 et Van Olphen, 1963*) et aussi dans de nombreuses applications pour la construction d'ouvrages en terre (remblai, barrages) ou des travaux de remblaiement (soutènements, tranchées.. etc).

Dans ce chapitre, on présente en premier lieu une revue bibliographique sur les argiles et leurs structures minéralogiques, leurs caractéristiques et les principaux problèmes causés par ce genre de sol notamment le gonflement et leur mécanisme, en deuxième lieu on parle sur les différentes techniques d'amélioration et de renforcement des sols instables.

### I.2 Définition des argiles

Dans la nature, l'argile est abondante puisqu'elle recouvre 42 % du volume de la croûte terrestre (*Levêque, 1984*) cité par *Bekhouche (2018)*. D'après le géologue ou le pédologue, l'argile est tout minéral ayant une faible granulométrie, généralement utilisée pour décrire la fraction inférieure à 2 µm obtenue après une séparation granulométrique donc le terme argile

enveloppe deux connotations, l'une liée à la taille des grains et l'autre liée à la minéralogie. On peut dire qu'un sol est argileux s'il contient plus de 50% de minéraux argileux.

L'argile est formée essentiellement de minéraux argileux résultant de l'altération (*altération physique* par désagrégation des minéraux ou *altération chimique* par transformation des minéraux) de la roche mère sous l'influence du climat suivi de phénomènes (érosion, de transport et de sédimentation) (Belabbaci, 2014).

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés et sont généralement des silicates d'aluminium, mais parfois des silicates de magnésium. C'est leur structure feuilletée qui les fait appartenir à la famille des phyllosilicates (le préfixe « phyllo » désignant des minéraux qui prennent des formes de feuillets). La structure feuilletée des minéraux argileux explique leurs plasticité, tandis que la structure fibreuse explique leurs qualités d'absorption.

Le sol argileux contient des particules très fines telles que l'illite, la smectite et la kaolinite, qui sont chargées négativement. La présence de ces particules rend le sol argileux très sensible à la présence d'eau. Cette sensibilité entraîne un changement de volume, ce qui provoque un gonflement ou un rétrécissement, et cela déclenche des problèmes dans les travaux de génie civil. On peut distinguer deux types d'argiles :

**Argiles plastiques** : elles sont très déformables et molles (tendres) ;

**Argiles raides** : à cause de la présence des carbonates et des quartzs, elles ont un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité (Abdenmour, 2017).

### I.3 Structure et minéralogie des argiles

Un minéral est une substance solide naturelle et homogène avec une composition chimique spécifique et une structure atomique organisée.

La minéralogie est l'une des sciences de la terre les plus anciennes, elle vise à identifier les propriétés de tous les types de minéraux. Elle a aussi pour but d'étudier les minéraux et les éléments naturels qui composent la croûte terrestre, qui sont dépourvues d'organisation, liées entre elles par une force appelée affinité.

Dans la plupart des cas, les minéraux argileux sont caractérisées principalement par une structure en feuillets et sur cette base, ils sont appelés phyllosilicates. Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets résultant de l'union de deux unités structurales de base. Ces feuillets sont formés grâce à la juxtaposition de couches structurales tétraédriques (silice) et de couches octaédriques (aluminium). Les couches structurales elles-mêmes sont

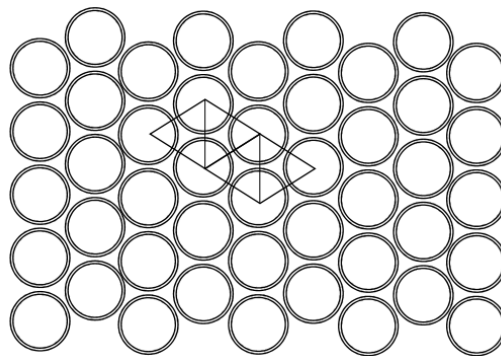
composées d'unités structurales de base grâce à l'empilement d'ions ou d'hydroxydes dans un agencement hexagonal ou compact (*Zazi, 2020*).

### I.3.1 Dispositions des oxygènes

Les molécules d'argile ont deux dispositions pour la position de l'oxygène, dont l'une est spécifique aux ions oxygènes uniquement et l'autre est spécifique aux ions oxygènes et hydroxydes. Ce dernier type se caractérise par sa simplicité car il s'agit d'un assemblage compact.

#### I.3.1.1 Assemblage compact

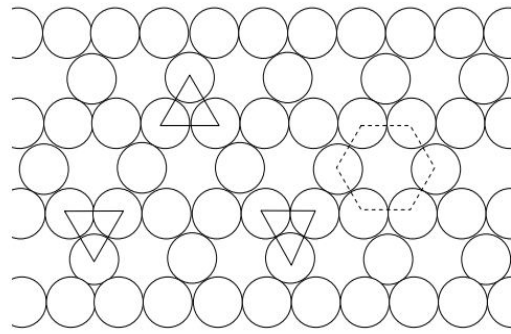
C'est un arrangement valable pour les ions oxygènes et les hydroxydes, on peut mettre en considération que les atomes ont une forme sphérique (Figure I.1). Ils sont reliés en niveaux (plans) successifs, étroitement disposés, grâce à l'emplacement des centres de ces sphères, qui sont sur des lignes parallèles entre elles. Ces sphères appartenant à deux rangées adjacentes sont décalées d'un rayon, et les centres des deux sphères appartenant à une ligne adjacente sont situés au sommet d'un triangle équilatéral (*Amieur, 2015*).



**Figure I.1:** Représentation d'un plan compact (*Harat, 2007*).

#### I.3.1.2 Disposition hexagonale

C'est un arrangement applicable seulement pour les ions oxygènes, il est obtenu à partir de l'arrangement précédent en supprimant une sphère sur deux toutes les deux rangées, on peut voir que chaque cavité est définie par 6 sphères, parfois appelé plan hexagonal (Figure I.2) (*Harat, 2007*).

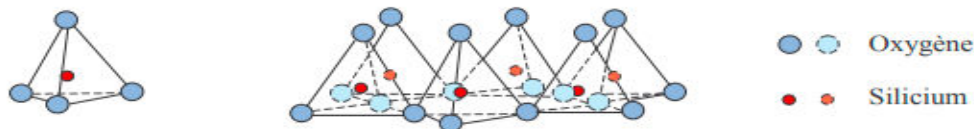


**Figure I.2:** Représentation d'un plan hexagonal (*Harat, 2007*).

Par la superposition d'un plan hexagonal et un plan compact on a des tétraèdres et tandis qu'en superposant les deux plans compacts on forme un octaèdre.

### I.3.2 La couche tétraédrique (T)

Est à base de silice  $\text{SiO}_4$ , Le tétraèdre est constitué d'un ion de silicium ( $\text{Si}^{4+}$ ) entouré de quatre ions d'oxygènes ( $\text{O}^{2-}$ ). Ces tétraèdres sont disposés ensemble pour former une couche tétraédrique (Figure I.3). Cette dernière est de 4,6 Å d'épaisseur et le bilan de charges est (-1) puisque chaque tétraèdre est constitué d'un cation  $\text{Si}^{4+}$  et de trois anions  $\text{O}^{2-}$  qui forment la base du feuillet et qui appartiennent aussi à un tétraèdre voisin, et d'un autre anion  $\text{O}^{2-}$  (le quatrième) qui lui n'est pas partagé. Donc  $(4 + 3 \times (-2)/2 + (-2) = -1)$  (*Gautier, 2008*).



**Figure I.3:** Représentation d'un tétraèdre et une couche tétraédrique (*cuisinier, 2009*).

### I.3.3 La couche octaédrique (O)

Est à base d'hydroxyde d'aluminium  $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ . L'octaèdre est constitué d'un atome d'aluminium ( $\text{Al}^{3+}$ ) entouré par six groupes d'hydroxyle ( $\text{OH}^-$ ). Des substitutions peuvent se produire au sein de ces octaèdres, car l'aluminium peut être remplacé par du magnésium ( $\text{Mg}^{2+}$ ) ou du fer ( $\text{Fe}^{3+}$ ) (*cuisinier, 2009*). Ces octaèdres s'ordonnent entre eux pour former une couche octaédrique (Figure I.4), cette couche est de 5,05 Å d'épaisseur et son bilan de charges est (+1) (*Geombalet, 2004*), (dans un feuillet le bilan de charge est de +3 pour le cation d'aluminium ( $\text{Al}^{3+}$ ) et -1 pour le groupement hydroxyle, mais chaque hydroxyle ( $\text{OH}^-$ ) est partagé avec trois cations, ce qui donne  $+3 + 6 \times (-1)/3 = +1$ ).

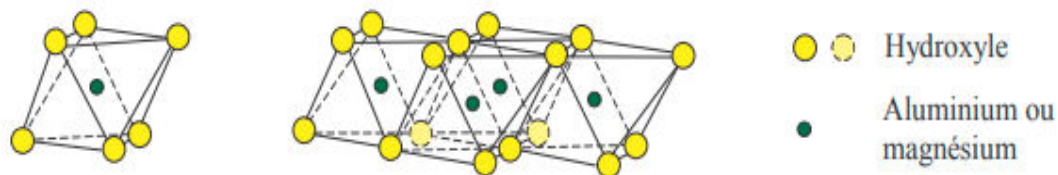


Figure I.4: Représentation d'un octaèdre et une couche octaédrique (cuisinier, 2009).

L'organigramme suivant présente la structure minéralogique d'une particule d'argile (Figure I.5)

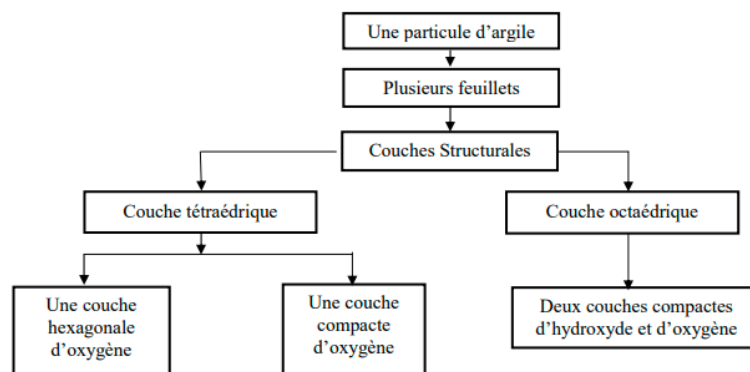


Figure I.5: La structure minéralogique d'une particule d'argile (Harat, 2007).

Les minéraux argileux sont constitués par l'empilement des feuillets élémentaires formés à partir de deux différentes couches de base (une couche tétraédrique et une couche octaédrique). Selon la structure de ces minéraux on peut distinguer leurs différents types par :

- Le nombre de couches (tétraédriques et octaédriques) dans le même feuillet élémentaire.
- L'Égalité de distance dans des conditions naturelles.
- Le changement de cette équidistance sous l'influence des traitements divers.

Selon l'ordre d'empilement des couches octaédriques (O) et tétraédriques (T), les minéraux argileux sont classés en trois types :

**Minéraux de type 1:1 ou T-O :** le feuillet est formé d'une couche tétraédrique T et d'une couche octaédrique O, avec une épaisseur de 7 Å et une structure de base dissymétrique, ce type est présenté par le groupe des kaolinites et des serpentites qui sont les plus rares.

**Minéraux de type 2:1 ou T-O-T:** le feuillet est formé d'une couche octaédrique O entourée de deux couches tétraédriques T, son épaisseur est 10 Å. Ce type présente une unité structurale de base symétrique, contient d'illites, smectites.

**Minéraux de type 2:1:1 ou T-O-T-O:** le feuillet est constitué de deux couches octaédriques encadrée par deux couches tétraédriques, ce type se différencie du type 2 par une couche octaédrique supplémentaire (*Bekhouché, 2018*). L'équidistance est alors d'environ 14 Å. Ce type contient de chlorites, il est stable par rapport les autres types (*Bensaïfi, 2020*).

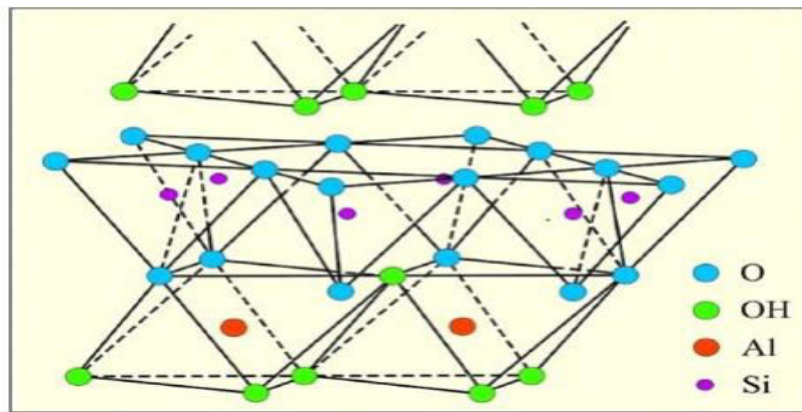
### I.4 Les principaux types des minéraux argileux

D'un point de vue technique, il y a trois minéraux argileux: Kaolinite, Illite et Montmorillonite

#### I.4.1 La kaolinite [ $\text{Si}_4 \text{Al}_4 \text{O}_{10} (\text{OH})_8$ ]

C'est le minéral le plus commun des roches sédimentaires, est de couleur gris-blanchâtre légèrement, jaunâtre (*Millot, 1964,1972*) cité par *Benkhedaa (2016)*. La structure de la kaolinite est formée d'un feuillet comprenant une couche tétraédrique (Si) et d'une couche octaédrique (Al), ce qui explique donc que la kaolinite est considérée comme un minéral argileux de type 1:1, son l'épaisseur est de 7 Å.

La kaolinite a une faible surface et capacité d'échange cationique (*Melik, 2019*) cité par *Idoui (2018)*. La liaison entre deux feuillets voisins est assurée par des liaisons hydrogènes. Ces liaisons naissent entre les hydroxyles de la couche octaédrique et les oxygènes de la couche tétraédrique, ce qui donne un rapprochement des feuillets adjacents donc la kaolinite a des intensités des liaisons d'hydrogènes entre éléments très fortes ce qui empêche toute pénétration d'eau et de molécules organiques et ne l'autorise pas de les circuler entre les feuillets, donc il n'existe aucune possibilité de gonflement et alors assurer la stabilité de ce minéral (*Assifaoui, 2002*). La structure de la kaolinite est présentée dans la Figure I.6.

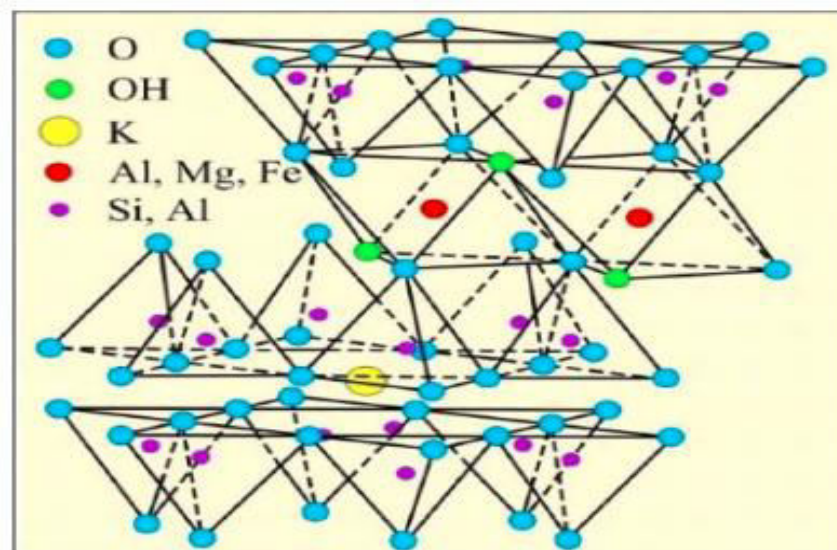


**Figure I.6:** Représentation schématique de la structure de kaolinite (*Poppe, 2001*) cité par *Zazi (2020)*.

#### I.4.2 L'illite $[(K, H_2O)_2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_{4.6} O_{20} (OH)_4]$

Le feuillet d'illite est composé d'une couche d'aluminium (octaédrique) encadrée par deux couches de silice (tétraédrique), il est considéré comme un minéral argileux de type 2:1, son épaisseur est d'environ à 10 Å (Figure I.7).

L'illite est un minéral argileux vert légèrement plastique qui peut être produit par altération, en milieu basique, des feldspaths alcalins et des micas. Bien que ce type de minéraux fonde à basse température, il possède de merveilleuses propriétés adsorbantes dues à la présence d'ions de potassium ( $K^+$ ) entre les feuillets, qui rétablissent l'équilibre et renforcent les liaisons, par conséquent, ce type d'argile est moins sensible au phénomène de gonflement. Sa capacité d'échange cationique est supérieure à celle de la kaolinite (*Kumari et Mohan, 2021*).



**Figure I.7:** Représentation schématique de la structure de l'illite (*Poppe, 2001*) cité par *Zazi (2020)*.

### I.4.3 La Montmorillonite $[(OH)_4 Si_8(Al_{10/3},Mg_{2/3})O_{20},nH_2O]$

La montmorillonite est blanche formée d'après l'altération des roches volcaniques, c'est le représentant le plus important de la famille des smictites c'est une famille très dangereuse parce qu'elle peut augmenter de plusieurs fois son volume d'origine lorsqu'elle en contact avec l'eau, ainsi se forment des couches d'eau qui contiennent généralement des cations sodiques ou calciques libres, ce qui entraîne un écartement des feuillets variables selon les conditions du milieu. la montmorillonite se caractérise par des liaisons faibles entre feuillets donc elle est classée comme une argile gonflante (Bultel, 2001).

Damour et Salvétat (1847) cité par Medjnoun (2014) est celui qui a proposé le terme Montmorillonite, d'après le nom de la ville de Montmorillon (Vienne, France), le feuillet de la montmorillonite se constitue d'une couche octaédrique aluminium (l'aluminium peut être partiellement remplacé par du magnésium) (Mekki, 2006), comprise entre deux couches tétraédriques, ces dernières sont occupés par le silicium, son épaisseur est d'environ 10, considéré comme un minéral argileux de type 2:1 (Figure I.8).

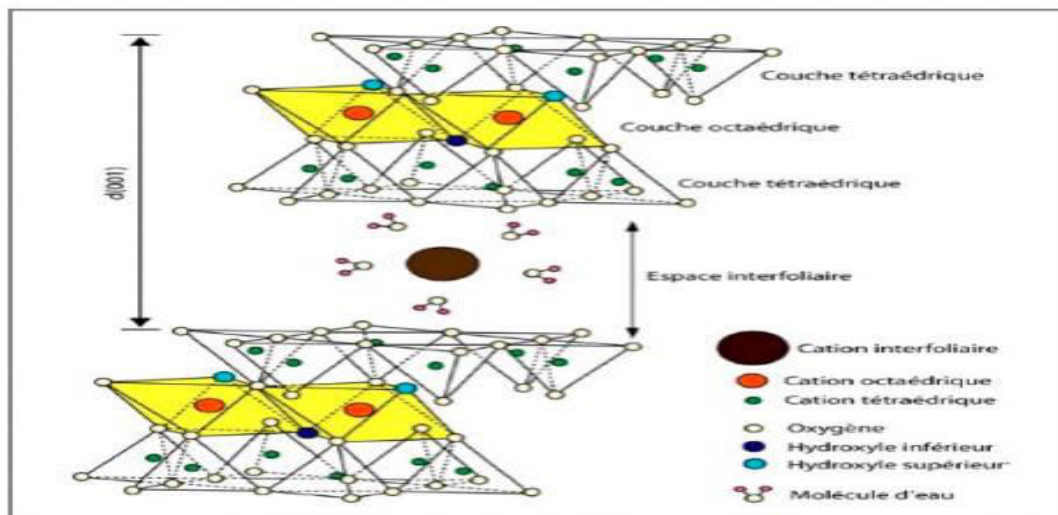


Figure I.8: Représentation schématique de la structure de la montmorillonite (Gautier 2008).

### I.5 Principales caractéristiques des minéraux argileux

Les principales caractéristiques des minéraux argileux sont représentées par : la surface spécifique  $S_s$ , la capacité d'échange cationique CEC, la densité de charge spécifique, le degré d'hydratation.

### I.5.1 La surface spécifique

La surface spécifique c'est l'une des principales propriétés d'argile, elle est constituée d'une surface externe entre les particules et d'une surface interne correspondant à l'espace interfoliaire.

Selon *Warkentin et Bozozuk (1961)* ils ont indiqué que le gonflement est plus fort lorsque la surface spécifique de l'argile est grande, cela est dû à la fine taille de particules argileuse et à la grande surface spécifique par rapport au volume de ces particules, de plus, comme les particules d'argile ont des surfaces spécifiques très importantes cela leur permet d'attirer un grand nombre de molécules d'eau et d'ions. Il en résulte des forces d'interaction importantes entre elles. Ces forces affectent grandement le comportement mécanique des argiles (*Harat, 2007*).

### I.5.2 Capacité d'échange cationique (CEC)

Lorsque la particule argileuse est mise en contact avec un fluide, il y a une forte possibilité que la composition cationique du fluide soit différente de celle de l'argile, ce qui crée un déséquilibre chimique.

La capacité d'échange cationique (CEC) est une propriété très importante pour l'étude d'une argile, elle mesure la capacité d'une argile à échanger des cations, CEC représente donc, la charge nécessaire pour atteindre l'électro-neutralité (en distribuent les cations).

La capacité d'échange cationique s'exprime en nombre milliéquivalent de cations pouvant être adsorbés par 100 g d'argile. Pour les argiles qui ont une valeur élevée de CEC elles ont tendance à peu gonfler (*Lefévre et Lajudie, 1987*).

D'après les études faites par *Olphen (1971)* et *Samson (1954)* ont trouvés que le pH de l'eau du sol influe sur la CEC cité par *Hafsi (1993)*.

**Tableau I.1:** Les valeurs de la CEC de différents types d'argile et de la matière organique d'après *Cui et al. (2013)*.

Constituant	surface interne (m <sup>2</sup> /g)	surface externe (m <sup>2</sup> /g)	surface totale (m <sup>2</sup> /g)	CEC (meq/100g)
<b>Kaolinite</b>	0	10-30	10-30	3-15
<b>Illite</b>	20-50	80-120	100-175	20-50
<b>Chlorite</b>	-	100-175	100-175	10-40
<b>Montmorillonite</b>	600-700	80	700-800	80-150
<b>Vermiculite</b>	700	40-70	760	100-150
<b>Matière organique</b>	-	-	-	200-400

### I.5.3 Densité de charge spécifique

C'est le rapport entre la capacité d'échange cationique CEC et la surface spécifique  $S_s$  de la particule argileuse (*Belabbaci, 2014*).

L'augmentation de la densité de la charge spécifique entraîne l'attraction des ions, ce qui condense la double couche et réduisant son épaisseur. Cette augmentation a pour conséquence de réduire le gonflement des matériaux argileux. (*lefevre et lajudie, 1999*) cité par *allam (2011)*.

Il existe deux catégories de charges :

- La charge permanente ou structurelle qui liée aux substitutions ioniques dans les couches tétraédriques et octaédriques (*Kumari et Mohan, 2021*).
- La charge de surface variable qui dépend de pH du milieu liée aux réactions chimiques de la surface de particule.

### I.5.4 Degré d'hydratation

Le degré d'hydratation varie selon les familles d'argiles, certains minéraux argileux ont une grande capacité d'absorber les molécules d'eau dans leur structure comme la montmorillonite, Cette eau entraîne une modification des dimensions de la couche et donc une forte possibilité de gonflement. Ces types d'argile sont appelés argiles gonflantes.

À la pression atmosphérique, l'incorporation d'eau est considérée comme réversible, car la pression dépend de la température et de la pression de vapeur. Plus l'air est humide, plus la quantité d'eau incorporée par l'argile est importante (*Fagel, 2005*).

## I.6 Etat de l'eau dans les sols

L'eau est l'un des éléments les plus important qui détermine les propriétés des argiles, elle se trouve sous différentes formes dans la structure d'argile. L'eau a la capacité d'attirer par ses côtés (extrémités) positifs vers la surface négative des minéraux argileux, Cette attraction entraîne une modification des propriétés hydrodynamiques de l'eau en fonction de la distance entre les molécules d'eau et la surface de l'argile.

### **I.6.1 Différent types d'eau**

Le volume du sol argileux change avec la teneur en eau. On distingue quatre types d'eau existant dans la matrice argileuse.

#### **I.6.1.1 Eau liée (adsorbée)**

Les molécules d'eau sont attachées à la surface des particules argileuses par des forces d'attractions moléculaires importantes, ces dernières diminuent avec la distance entre les molécules d'eau et les grains. Ce type d'eau ne participe pas aux écoulements (*Benaissa, 1993*).

#### **I.6.1.2 Eau libre**

Appelée aussi eau interstitielle, c'est l'eau qui remplit l'espace libre des pores et les vides entre les grains du sol, elle peut de se déplacer sous l'influence de la gravité (*Berthaud et al., 2013*).

#### **I.6.1.3 Eau capillaire**

Grâce aux forces de tension superficielle, ce type d'eau est retenu dans le sol, ce qui conduit au phénomène de remontée capillaire, selon *Benaissa (1993)* l'eau capillaire a une pression inférieure à la pression atmosphérique, et sa hauteur de remontée peut dépasser un mètre dans les sols fins.

#### **I.6.1.4 Eau de constitution**

*Benaissa (1993)* a indiqué que ce type d'eau ne s'évapore qu'à des températures très élevées (550° à 1000° c), elle fait partie intégrante de l'organisation moléculaire des grains constituant le sol.

### **I.6.2 Phénomène de succion**

La succion est utilisée pour expliquer le comportement mécanique des sols saturés, elle a été définie en géotechnique en 1965, comme une mesure d'affinité entre le sol et l'eau interstitielle, elle combine plusieurs composants (*Cui et al., 2002*).

### **I.6.2.1 Succion capillaire**

Lorsque le liquide et le gaz sont en contact, le siège de tension superficielle est l'interface entre eux, car la tension superficielle est considérée comme une caractéristique des surfaces liquides et résulte des forces partielles qui se développent à l'interface entre l'air et le liquide.

### **I.6.2.2 Succion totale**

C'est l'énergie indispensable pour déplacer les molécules d'eau par évaporation. Dans le cas où la concentration des sels est faible ou absente la succion totale est réduite à la succion matricielle (*Chikhi, 2011*).

### **I.6.2.3 Succion osmotique**

Le potentiel de la succion osmotique égale à la différence entre la succion totale et la succion matricielle.

la succion osmotique dépend à la concentration de sel où les phénomènes osmotiques qui affectent la migration des molécules d'eau dans les pores du sol résultent de la concentration de sel dissous dans l'eau, car l'ajout de sels à l'eau a un très faible effet sur la tension superficielle et, dans la plupart des cas, le potentiel osmotique est négligé, donc la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle (*Chikhi, 2011*).

### **I.6.2.4 Succion d'adsorption**

L'origine de la succion d'adsorption est due à l'adsorption de particules d'argile, qui sont souvent chargées négativement d'eau à leur surface, où les forces d'influence sont du type hydrogène associé à l'hydratation des cations du sol.

## **I.7 Principaux problèmes des sols argileux**

Les sols argileux sont reconnus comme des sols sensibles aux changements hydriques qui se produisent au cours des cycles saisonniers, pouvant causer des dommages importants aux applications d'ingénierie. Ces dommages peuvent être causés par des erreurs de conception, une mauvaise exécution, le changement des conditions climatiques et les propriétés des matériaux de construction (comme un sol expansif) (*Lucian, 2006*).

### I.7.1 Glissement de terrain

Un glissement de terrain est un phénomène géologique très dangereux correspond a des mouvements généralement lents de masses de terrain cohérentes ou meubles d'une surface de rupture vers l'aval, il est destructeur non seulement par le glissement du terrain lui-même mais aussi par l'accumulation des roches et de débris divers en bas de la pente de terre.

La profondeur du glissement peut aller d'un mètre à quelques dizaines, voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels, provoquant de nombreuses pertes en vies humaines et d'importants dégâts matériels, et c'est ce qui s'est produit à Saint-Janvier en 1971 (*Tavenas et al., 1971*).

L'eau joue souvent un rôle important dans les glissements de terrain par l'influence des pressions interstitielles et des écoulements souterrains ou par les pressions résultant du gonflement des minéraux argileux.

### I.7.2 Tassement

C'est une déformation verticale, elle résulte de l'abaissement du volume de certains sols très compressibles, sous l'influence des charges appliquées et également d'une diminution du niveau des nappes aquifères suite à une exploitation excessive (*Rouabhia, 2017*).

### I.7.3 Gonflement

Phénomène de gonflement est lié au variation d'humidité de certains sols argileux qui sont capables de fixer l'eau disponible ,ce phénomène peut provoquer des contraintes parasites dans les ouvrages et au niveau des fondations grâce à l' augmentation de volume qui peut surpasser la pression vers le bas exercée par une structure légère et donc provoquer des déformations (*Rehab et al., 2018*).

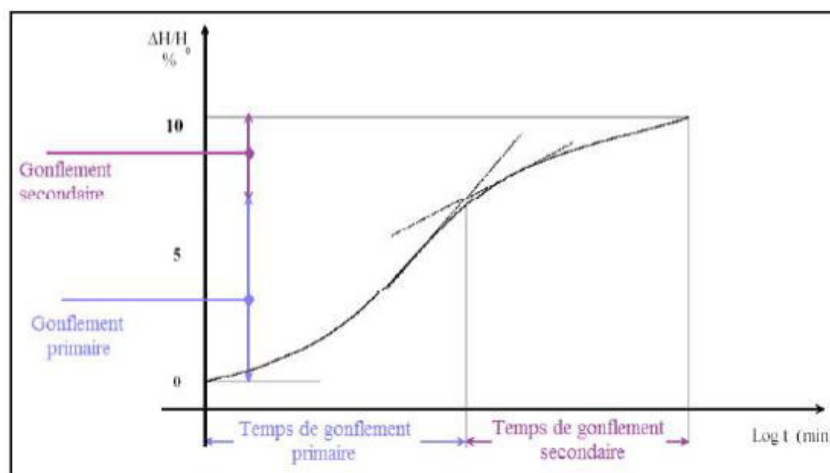
## I.8 Cinétique de gonflement

Les sols argileux sont des sols qui ont une faible perméabilité à cause de cette propriété le gonflement des sols est très lent. Il est donc nécessaire d'étudier le gonflement par l'étude de cinétique.

La cinétique est la relation entre la déformation de gonflement et le temps, elle dépend de plusieurs facteurs : la perméabilité du sol, la succion ou gradient hydraulique et la structure du sol. D'après la Figure I.9 qui représente une courbe de gonflement en fonction de logarithme

du temps on distingue qu'elle est composée d'un gonflement primaire et un gonflement secondaire.

- **Gonflement primaire:** lié à la migration de l'eau dans l'éprouvette, il est plus ou moins lent et cela est dû à la nature de sol, le chargement appliqué et la procédure d'imbibition (par une seule face ou les deux). La plus grande déformation se produit à cette phase.
- **Gonflement secondaire:** c'est la phase la plus problématique, puisque le chargement et la direction de la déformation de gonflement sont opposés, ce gonflement est très lent car il dépend du niveau de chargement. Généralement pour les faibles charges et dans les conditions normales de laboratoire il est difficile d'atteindre à l'équilibre. (Bekhouché, 2018).



**Figure I.9:** Courbe de type cinétique de gonflement en fonction du temps.

### I.9 Mécanisme de gonflement

Les matériaux qui sont susceptibles de gonfler sous l'action d'eau sont les sols argileux naturels et les roches argileuses.

Le processus de gonflement est un phénomène complexe et comprend de nombreux phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend de l'organisation des plaquettes entre elles (la texture), et aussi représente l'extension des doubles couches entourant les particules argileuses.

#### I.9.1 Gonflement au sens physico-chimique

En raison de la dépendance des effets physico-chimiques sur les propriétés de l'eau et l'absorption des cations, le contraste de phénomène physico-chimique présente des

interactions très importantes entre les particules d'argile et l'eau. Ces interactions peuvent entraîner un gonflement du sol, cela est dû à la proximité résultant de la forte liaison des particules d'argile qui ont une texture de surface avec l'eau.

L'approche physico-chimique est généralement illustrée par la théorie de la double couche, cette théorie est la plus connue qui permet de fournir une explication satisfaisante du phénomène de gonflement au niveau microscopique, Cela fait suite à plusieurs études expérimentales qui ont démontré l'exactitude de cette théorie (*Mitchell, 1976*).

La formation de la double couche est essentiellement liée à la charge des particules d'argile, elle est généralement négative à cause de substitutions symétriques au niveau des couches, et celle-ci lie à leur surface une première couche d'ions dénommée couche stationnaire. Au-delà, la particule est entourée d'une atmosphère dite diffusante d'ions par le relâchement des forces de liaison, donc le tout formant une double couche.

Le gonflement dépend de la structure minéralogique et du type de solution hydratante. D'après *Mouroux et al. (1988)* le gonflement se produit par deux processus distincts : le gonflement inter particulaire et le gonflement inter foliaire (intra particulaire) (Figure I.10).

**Le gonflement inter particulaire:** C'est un gonflement qui peut affecter toutes les familles d'argiles, permettant ainsi la réaction entre l'eau ionisée et les groupes de feuillets argileux appelés plaquettes (l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules argileuses), sa réaction est lente (peut atteindre des années) contrairement au gonflement inter foliaire (*Gueddouda, 2011*).

**Le gonflement inter foliaire:** D'après la structure minéralogique de certaines argiles comme les smectites et quelques chlorites ce gonflement résulte de la cassure des faibles liaisons entre les feuillets des particules d'argile, et permettant ainsi la pénétration d'eau à la structure des particules, bien que ce gonflement soit très rapide, son expansion est en revanche très notable.

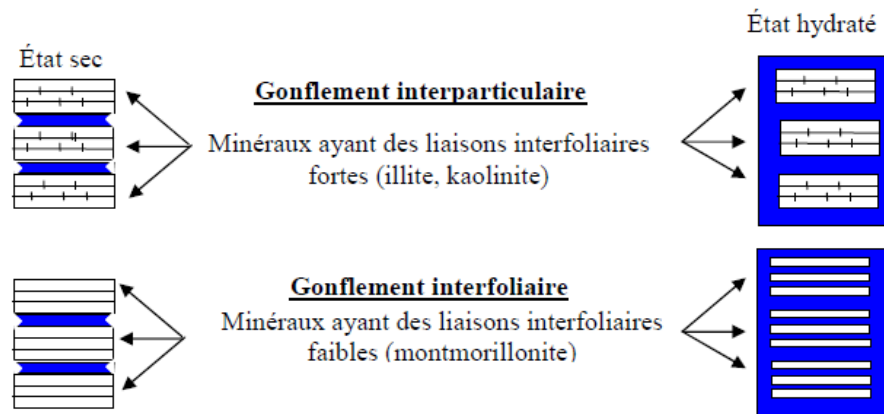


Figure I.10: Mécanismes de gonflement des argiles (Harat, 2007).

### I.9.2 Gonflement au sens mécanique

En présence d'eau, le phénomène de gonflement comme le tassement, peut provenir d'un changement de l'état de contraintes dans le sol. Donc il est nécessaire de rappeler les bases de la mécanique des sols appliqués à l'état de contrainte dans un sol.

Un sol est un système composé de 3 phases: une phase solide (les particules sont à l'état solide), phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air). La phase gazeuse disparaît lorsque le sol est saturé, c'est-à-dire lorsque tous les espaces (vides) inter particulaires sont remplis d'eau interstitielle. L'approche mécanique du gonflement est liée à l'énergie stockée dans la structure solide (Terzaghi, 1941) citée par Harat (2007).

- Si on considère que le sol est saturé, il est soumis à une contrainte total  $\sigma$ , selon la théorie de Terzaghi, cette contrainte est comme suit :

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{Avec : } u : \text{ la pression interstitielle de l'eau}$$

$\sigma'$ : la contrainte effective exercée sur le sol solide

- Si on considère que le sol est sec, la pression interstitielle  $u$  sera nulle, on aura:  $\sigma = \sigma'$
- Si on considère que le sol est situé sous la nappe phréatique à une hauteur  $h$ , on aura :  $u = u_0 = \gamma_w \cdot h$ .
- Alors le phénomène de consolidation va se développer après avoir laissé drainer le sol (c'est le transfert de la contrainte de l'eau sur le squelette solide), on obtient un nouvel équilibre :  $u_0 = 0$  et  $\sigma' = \sigma$ .
- Si on considère que le sol est situé au-dessus de la nappe phréatique, il peut être saturé ou non, cela est du selon les caractéristiques du matériau qui le constitue et la distance qui le sépare de la surface de la nappe phréatique.

- Si on considère que la contrainte  $\sigma$  est alors supprimée, la pression interstitielle devient négative (appelée succion), c'est une caractéristique importante du phénomène qui permet au sol de retenir l'eau au-dessus de la surface de la nappe phréatique grâce à son réseau poreux donc un phénomène de gonflement se produit et se développe ensuite, qui exprime l'adsorption de l'eau et le transfert de pression négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :  $u = 0$   
 $\sigma' = 0$
- Donc la consolidation peut diminuer la pression interstitielle jusqu'à son annulation, et le gonflement peut aussi de diminuer la succion jusqu'à son annulation.

### I.10 Facteurs qui affectent le gonflement

Le gonflement des argiles est un phénomène qui résulte la combinaison de plusieurs facteurs (les facteurs intrinsèques et des facteurs externes) et le potentiel de gonflement dépend de l'influence de ces facteurs dans le sol argileux.

Durant ces dernières années, plusieurs études ont été effectuées afin de traiter l'impact des différents facteurs sur le gonflement, d'après *Holtz et Gibbs (1991)*, *Azzouz (2006)*, *Bengraa (2004)*, *Hachichi et Fleureau (1999)*, *Cuisinier (2002)*, *Belabbaci (2014)*, on peut résumer tout ces facteurs dans le Tableau I.2.

**Tableau I.2 :** Facteurs qui affectent le gonflement.

Facteur	Description
La quantité d'argile et la minéralogie	La quantité d'argile est le premier facteur qui affecte le gonflement, car à mesure que le pourcentage d'argile augmente, la possibilité de gonflement augmente. Les minéraux argileux qui ont un potentiel de gonflement très élevé sont de type montmorillonite
La fraction des grains	Le taux de gonflement augmente avec l'augmentation de la quantité de particules fines
La teneur en eau initiale	L'état hydrique de sol argileux est représenté par la teneur en eau initiale Plus le matériau argileux est sec, plus sa tendance à gonfler par saturation est grande. Pareillement, la pression de gonflement diminue lorsque la teneur en eau initiale augmente.
La densité sèche initiale	La densité sèche initiale est le facteur ayant le plus d'importance sur le potentiel de gonflement, lorsque la densité sèche augmente les particules gonflantes qui se trouvent par unités de volume devient plus important donc c'est l'augmentation des propriétés de gonflement.

Les conditions de compactage (statique ou dynamique)	Au niveau de laboratoire afin de réaliser les essais de gonflement sur les échantillons reconstitués, il existe différentes méthodes de compactage qui permettent d'aboutir à des structures différentes de l'échantillon ce qui pourrait influencer le résultat de gonflement.
Le frottement latéral	Le frottement latéral qui en résulte sur les parois des cellules de mesure du gonflement ne peut être sous-estimé, il dépend essentiellement des dimensions des éprouvettes et des conditions de placement des échantillons.
Les facteurs d'environnement	<p>Le contexte hydrogéologique : Cela est dû à la présence d'une nappe phréatique indéfinie et l'existence de circulation souterraine, qui peuvent être responsables de variations de la teneur en eau et ainsi provoquer le retrait-gonflement.</p> <p>Les conditions climatiques : chaque sol in situ est caractérisé par une limite supérieure et une limite inférieure de la teneur en eau, et la variation de cette teneur est en relation directe avec le changement climatique on a donc deux paramètres :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La précipitation: si elle dépasse l'évaporation la teneur se rapproche de la limite supérieure donc le potentiel de gonflement devient nul</li> <li>• L'évapotranspiration: si son taux est élevé la teneur en eau est généralement proche à la limite inférieure donc le potentiel de gonflement augmente</li> </ul> <p>L'effet de la végétation : pour les plantes qui demandent beaucoup d'eau ils ont un taux de transpiration élevée causant des pertes d'eau au sol de fondation, ce déséquilibre hydrique conduit à une nouvelle habilités de succion de sol donc une probabilité de gonfler</p> <p>La température : elle affecte certains minéraux argileux, comme la smectite, elle entraîne dans certains cas une déshydratation, car la smectite contient des liaisons faibles qui se caractérisent par leur capacité à retenir l'eau.</p>
La composition du fluide interstitiel	Le type de cations présent dans le fluide (solution) influe sur les caractéristiques du gonflement, selon les résultats rapportés indiquent que la prédominance des cations monovalent augmente le gonflement (Le gonflement mesuré en présence de cations monovalents est supérieur au gonflement mesuré en présence de cations divalents et trivalents).
La concentration de l'électrolyte	Selon la théorie de la double couche, les ions s'accumulent au voisinage de la particule de telle sorte que la concentration ionique dans la double couche dépasse celle de la solution. Cette différence de concentration entraîne une diffusion d'eau entre les particules et produit ainsi un gonflement.

Il existe aussi deux facteurs internes qui ont un effet très important sur le gonflement des sols argileux on cite:

- La Capacité d'échange en cations (CEC).
- La Surface spécifique (Ss).

### I.11 Causes du gonflement

Le gonflement du sol se produit lorsque des minéraux expansifs entrent en contact avec de l'eau. Toutes les observations sur les résultats supposés du gonflement du sol ont conduit à la formation de l'équation suivante : « minéraux expansifs + eau = gonflement », qu'elle soit liée à la construction de tunnels, de bâtiments, de routes et autres travaux de génie civil.

Lorsqu'un ouvrage est mis en contact avec un terrain expansif, les perturbations qui peuvent l'affecter ou après sa construction sont dues au gonflement du terrain qui l'entoure. Ce gonflement résulte d'un changement de la teneur en eau de ce terrain, et sa source s'avère généralement être une ou plusieurs de ces causes suivantes :

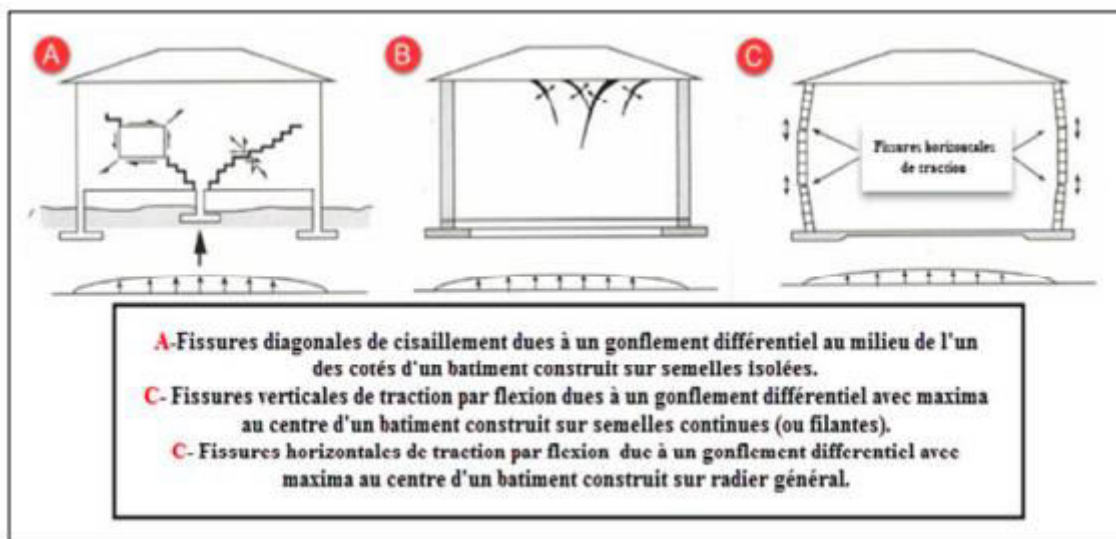
- Les travaux d'aménagement pouvant entraîner des changements de teneur en eau souterraine, par exemple la présence d'un réseau humide enfoui dans le sol, qui a un impact sur l'état hydrique du sous-sol donc le déclenchement du gonflement.
- Construire des structures dans des zones avec des saisons constatées (saison sèche et saison humide).
- Le mode de réalisation ou de soutènement des ouvrages utilise de l'eau (par exemple : eau de puits pour soutenir le tunnel de Mornay) (*Bekhouche, 2018*).
- Lors de la construction d'un tunnel par exemple, la ventilation est supprimée, entraînant une augmentation de la teneur en eau de l'air ambiant.
- La non-prise en compte des mesures d'étanchéité, ce qui contribue à rendre le sol sensible aux changements saisonniers (saison sèche - saison des pluies).
- Les canalisations sont cassées, provoquant une infiltration d'eau dans le sol gonflant.

### I.12 Conséquence de gonflement

Le gonflement est l'un des troubles importants qui affectent les structures, il est généralement accompagné d'un changement des propriétés mécaniques et physico-chimiques du sol, cela peut donc avoir un impact sur la durée et la vie de la structure.

### I.12.1 Cas des bâtiments

Si le sol est en argile gonflée sous l'ensemble du bâtiment ou de maison individuelle l'arrivée d'eau résultant de fuites à l'intérieur de la maison ou de précipitations provoque un gonflement. Ce dernier ne peut pas être simultané sous toutes les fondations et donc il y aura un soulèvement différentiel des fondations capable de provoquer des dommages et des fissures dans les murs porteurs, les murs de soutènement et les fondations par exemple radier, semelle superficielle et les pieux (*Wakim, 2005*). Les dommages aux structures des bâtiments reposant sur des sols gonflés ont été estimés à 2,25 milliards de dollars en 1972 (*Levron, 1984*) cité par *Bekhouché (2018)*. La Figure I.11 montre les différents types de dommages causés à un bâtiment posé sur un sol gonflant.



**Figure I.11** : Forme de dégâts des bâtiments reposants sur les sols gonflant (*Mouroux et al., 1988*)

### I.12.2 Cas des chaussées

Le gonflement est un phénomène qui peut causer des dommages importants à la structure routière, sa cause est due au changement de teneur en eau du sous-sol. Ce changement peut être attribué au climat et à la surcharge.

Les désordres qui affectent la route en général sont des fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche (pendant la sécheresse un retrait se produit à partir des accouchements vers le centre de la chaussée) et pendant la saison des pluies, elles apparaissent sur les accotements de la route (le sol se rehumidifie et regonfle et devient plus fissuré) (Figure I.12). Ces fissures permettent en grande partie à l'eau de s'infiltrer facilement dans le sol, ce qui conduit à une saturation de ces zones et donc leur gonflement, déformant ainsi la chaussée.



**Figure I.12:** Dégradation de chaussées (*Djaani et Benmansour, 2016*).

### **I.12.3 Cas de voiries et des réseaux divers**

Dans certains cas, les réseaux d'assainissement sont exposés à des réflexions dans les pentes. Ces réflexions peuvent provoquer des inondations au niveau des drains et conduisent ainsi à l'apparition du phénomène de gonflement. Plusieurs facteurs affectent le gonflement de voiries et des réseaux divers, notamment les facteurs climatiques, la végétation, l'hydrogéologie et la topographie.

### **I.12.4 Cas des tunnels**

Dans les zones gonflantes, les tunnels posent de grandes difficultés en termes de construction et après exploitation, le creusement de ce tunnel conduit à modifier les contraintes entourant de l'ouvrage. Cette modification provoque souvent l'apparition de fissures et facilite ainsi la circulation de l'eau et l'hydratation des minéraux argileux. Cela entraîne un gonflement du sol.

Selon *Wakim (2005)*, il existe de nombreuses perturbations affectent les tunnels, notamment le soulèvement du radier puis sa dislocation, et le bombement et convergence des piédroits.

Afin de décrire le comportement des tunnels, *Einstein et Bishoff (1975)* ont trouvé que la déformation des tunnels est due à l'augmentation de volume. C'est le résultat de l'adsorption d'eau, qui conduit d'une part à un gonflement dû à la différence de concentration chimique et aux liaisons insaturées typiques, et d'autre part, elle est le résultat de l'absorption d'eau résultant de changements de contraintes (Figure I.13).



**Figure I.13 :** Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel (*Wakim, 2005*).

### **I.12.5 Cas des puits pétroliers**

Les boues de forage sont constituées d'un mélange complexe de différents matériaux chimiques. Ce mélange joue un rôle important en assurant une bonne stabilité des parois du puits et une transmission efficace de la puissance hydraulique.

*Dzialowski et al. (1998)*, cité par *Wakim (2005)*, ont indiqué que 90 % des formations rocheuses utilisées dans les puits de pétrole sont des argiles et sont impliquées dans 75 % des problèmes. L'un de ces problèmes le plus important c'est le gonflement de la roche entourant des puits, il est dû à la pression osmotique générée entre la boue de forage et l'eau des pores et à la pression d'hydratation qui est causé par l'interaction entre les ions de la boue.

D'après *Wakim (2005)*, aux U.S.A, les dommages causés par le gonflement des puits pétroliers sont estimés à 500 millions de dollars par an.

### **I.13 Techniques de stabilisation des sols argileux**

D'après les conséquences des sols expansifs, les améliorations et les renforcements de sol sont en général la première option étudiée par plusieurs chercheurs afin de rendre ces sols moins sensible au changement de leur teneur en eau.

Il existe plusieurs techniques de stabilisation, il est donc important de faire un choix judicieux de la technique la plus appropriée lorsque cela est possible, car il n'existe pas de technique unique adaptée à tous les types de sols. Ce choix repose sur la nature du sol et les caractéristiques géotechniques du sol (le potentiel de gonflement, la structure minéralogique d'argile, des grandeurs physiques et mécaniques tels que la densité, la saturation, la porosité, la compressibilité et la perméabilité), les conditions climatiques (précipitations, humidité et évaporation,...) , l'importance du projet et de la conception architecturale, car les petites constructions telles que celles à usage résidentiel sont d'un niveau de qualité inférieur à celui

des structures industrielles, la durée de l'opération et la durabilité et coût de la solution choisie (économie).

Le but essentiel de la stabilisation des sols est de diminuer le volume des vides entre les particules solides, d'améliorer la résistance mécanique par la création des liens et le renforcement des liaisons existantes entre les particules et de réduire la sensibilité à l'eau (*Belabbaci, 2014*).

Parmi les méthodes de traitement les plus populaires c'est l'élimination du sol problématique et son remplacement par un matériau de bonne qualité (*Alazigha, 2015*). Quant aux méthodes de stabilisation, il existe trois méthodes qui permettent de maintenir la stabilité d'une masse de sol en modifiant ses propriétés faibles en propriétés capables de supporter toutes les charges résultant des travaux effectués. Parmi ces méthodes, on citera la stabilisation mécanique, la stabilisation thermique et la stabilisation chimique.

### I.13.1 Stabilisation mécanique

#### I.13.1.1 Compactage

Le compactage est la densification des sols par application d'énergie mécanique afin d'améliorer les caractéristiques géotechniques des sols, il permet de:

- Diminuer la porosité du sol par expulsion de l'air emprisonné donc c'est l'augmentation de la densité jusqu'à l'optimum.
- Réduire la perméabilité
- Améliorer la résistance du sol et diminuer la déformabilité (l'élimination des risques de tassement)
- Réduire les changements indésirables de volume qui provoquent un gonflement.

Pour les sols fins, *Lambe (1958)* a trouvé que la structure argileuse compactée change avec la variation de la teneur en eau de compactage (Figure I.14), si on compacte à gauche de l'optimum une structure flocculée caractérise par une dispersion bout à bout, et si on compacte à droite de l'optimum une structure dispersée qui a tendance à réduire la perméabilité du sol en diminuant les vides entre les particules.

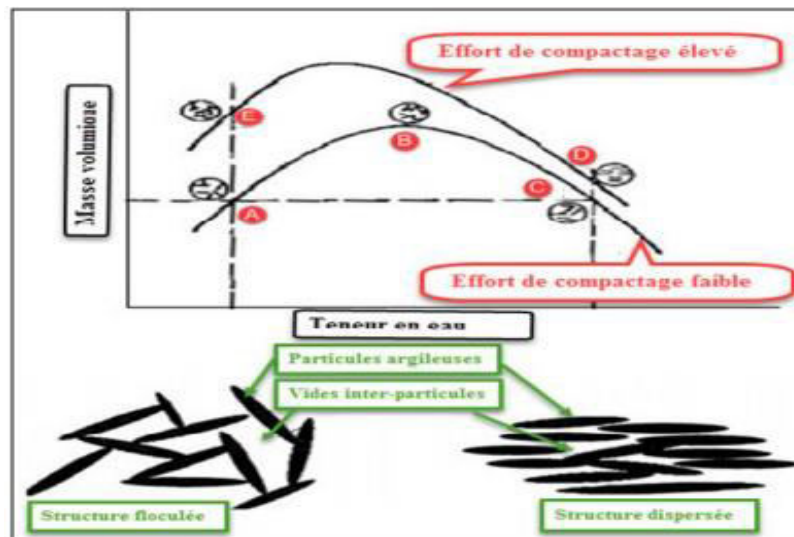


Figure I.14: Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958).

### I.13.1.2 Drainage

Cette technique est considérée comme l'une des techniques les plus classiques mises en œuvre. Il existe plusieurs procédés qui sont utilisés, tels que les tranchées de drainage, les drains en cartons et les drains verticaux de sable.

### I.13.1.3 Substitution

Selon Bengraa (2004), il s'agit de l'élimination de la couche de sol gonflant. Lorsque l'épaisseur de cette couche est importante, elle ne peut pas être entièrement supprimée, car son retrait nécessite de creuser jusqu'à une certaine profondeur, puis de remblayer avec du sable ou d'autres matériaux granulaires. Cette solution est considérée comme très coûteuse.

### I.13.1.4 Préhumidification

La préhumidification du sol est une technique ancienne de stabilisation basée sur le principe selon lequel l'augmentation de la teneur en eau provoque un gonflement (Mouroux et al., 1988). Théoriquement, la présence d'un pourcentage élevé d'eau dans le sol ne conduit pas à surélever l'ouvrage, et donc cette technique est mise en œuvre à la fin de la saison des pluies, puis la teneur en eau est maintenue grâce à l'arrosage artificiel ou par la création de bassins au-dessus du sol gonflant. Cette technique est appliquée dans les zones à fortes précipitations et dans les zones où l'arrosage artificiel peut être garanti. Donc la construction ne commence que lorsque le gonflement du sol se stabilise (Zenkhrri, 2009).

### I.13.2 La stabilisation thermique

La répulsion électrique entre les particules argileuses peut diminuer grâce à l'augmentation de la température, l'effet de la température entraîne un écoulement de l'eau interstitielle en raison du gradient de température appliqué. En 1934, ce traitement fut présenté pour la première fois par Ostachev. Il s'agit de soumettre le sol à un chauffage contrôlé en injectant dans le sol de l'air ou du gaz chauffé à une température comprise entre 200 et 800 degrés Celsius pendant plusieurs jours, ce qui conduit à dissoudre la structure du sol et ainsi à augmenter le contact entre les particules. Donc assurant l'amélioration d'une argile.

### I.13.3 La stabilisation chimique

C'est une opération qui provoque une modification physico-chimique qui intervient dans la stabilisation des sols, elle est basée sur l'ajout d'additifs chimiques dans le sol naturel d'origine pour former de nouveaux matériaux améliorant ainsi les propriétés de sol (moins de gonflement et une meilleure portance). En général cette technique est utilisée pour les sols à texture fine comme les argiles.

La stabilisation chimique du sol peut être utilisée avant le compactage sur le chantier (in situ) ou avec des sols excavés ou apportés d'un autre endroit. Elle se fait après avoir effectué une analyse préalable nécessaire de la nature de ce sol avant chaque traitement, c'est elle qui détermine la nature du sol et la technique la plus appropriée à sa mise en œuvre (*Gadouri, 2017*)

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs tels que les hydrophobants, les liants et les solutions salines.

- **Les hydrophobants :** Les substances hydrophobes sont des produits issus de composés cationiques tels que les amines aromatiques ou les amines grasses. Elles ont des propriétés qui leur permettent de rendre le sol insensible à l'eau, quelles que soient les conditions extérieures, car elles agissent principalement pour réduire l'affinité du sol de manière temporaire ou permanente. , ce qui entraîne une augmentation de la résistance mécanique du sol.
- **Les liants :** Cette technique repose sur le principe de l'agglomération des particules solides du sol et donc de l'adhésion des particules entre elles. Il existe deux grandes familles de liants : les liants hydrauliques et les liants organiques.

Les liants hydrauliques comprennent les ciments, les chaux, les cendres volantes et les pouzzolanes, Ce sont des produits d'origine minérale définis comme des minéraux qui réagissent en présence d'eau en formant des réseaux cristallins imbriqués qui ont une bonne cohésion et ainsi, au séchage, ces liants se solidifient (*Bekkouche et al., 2001*).

La stabilisation chimique du sol par l'ajout de deux additifs, à savoir de la chaux ou du ciment, est la technique de traitement du sol la plus utilisée pour construire les couches de base et les sous-couches au lieu d'importer des matériaux granulaires. Cette technique permet d'éviter de gros volumes de terrassement en cas de remplacement de sols médiocres, de donner également au sol argileux une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Cela démontre une modification des propriétés du sol.

La stabilisation des sols par l'utilisation de ciment et/ou de chaux a été étudiée par plusieurs auteurs. Leurs études ont montré que l'ajout de différentes proportions de chaux ou de ciment entraîne une diminution importante du gonflement.

*Gueddouda et al. (2013)* ont montré une diminution du potentiel de gonflement de 70 % avec le mélange chaux/ciment et de 80 % avec chaux/sel.

*Martinez et Molina (2009)* cité par *Belabbaci (2014)* ont trouvé que les valeurs du comportement mécanique de montmorillonite de Michoacán ont été améliorées après un mélange avec la chaux avec des dosages de 2,4 à 6%.

*Al-Rawas et al. (2005)* ont montré que l'addition de 6% de la chaux sur les sols expansifs d'Al-Khoud entraîne une réduction du potentiel de gonflement à zéro.

Selon *Chen et Jones*, cité par *Khalifa (1994)*, l'argile gonflante de Porterville de Californie a été traitée avec du ciment portland à raison de 2 à 6 % où une réduction significative du potentiel de gonflement a été observée.

- **Les solutions salines :** Dans le domaine du génie civil, les sols gonflants sont stabilisés à l'aide de sels sous forme de solution. L'eau distillée est considérée comme le solvant de ces sels, elle est le conducteur des charges électriques.

La technique de traitement des sols gonflants par ajout de sels est considérée comme l'une des techniques les plus importantes qui présente l'avantage d'obtenir des rendements assez notables. L'application de cette technique a pour but d'augmenter la concentration ionique de l'eau libre, de réduire le phénomène d'échange, de diminuer la plasticité, de minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau, de réduire le gonflement donc l'augmentation de la résistance, assurant l'amélioration des sols

Plusieurs études ont montré que la stabilisation avec des sels peut réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous pouvons voir quelques exemples de ces études :

*Hachichi et Fleureau (1999)* ont trouvé que le gonflement de plusieurs échantillons a été diminué après l'utilisation des sels (le chlorure de potassium, le chlorure de calcium, le Chlorure de sodium, le sulfate de sodium, le chlorure d'ammonium). La meilleure réduction a été obtenue avec le chlorure de potassium et le chlorure de calcium ce qui donne une structure très stable.

*Aboubekr et Aissa Mamoune (2004)* ont étudié l'effet des sels (chlorure de potassium, Chlorure de Sodium, Chlorure de Calcium, Sulfate d' Ammonium.) sur le gonflement libre des argiles naturelles et artificielles, ils ont trouvé des réductions importantes après l'association d'un sel de chlorure de potassium.

*Waller et Lawler (1976)*, cité par *Belabbaci (2014)* ont constaté que l'association entre le KCl et le polymère donne un effet très important sur les argiles reconstituées à partir du déblai de forage.

*Ittis (1979)* a utilisé deux agents stabilisants (le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine) pour déterminer l'effet de ces sels sur différents types de gonflement.

*Frydman et al. (1977)* ont découvert que la dose de 5,5% de KCl a été une valeur idéale pour atteindre les objectifs souhaités (l'amélioration des sols argileux).

*Al-Omari et al. (2010)* ont exploité le KCl pour améliorer les sols argileux de leur partie (Bagdad). Ils ont constaté que l'effet optimal de chlorure de potassium se produisait à une valeur de 5%, sachant que cette dose a entraîné une diminution de gonflement.

*Belabbaci (2014)* a étudié l'influence des sels (Chlorure de Potassium et Chlorure de Magnésium) sur quatre sols situés dans la wilaya Tlemcen (nord-ouest d'Algérie) dans une zone active de point de vue gonflement. Il a trouvé que les sels peuvent augmenter les limites de retrait et ceci, bien entendu, réduit le gonflement.

---

# *Chapitre II*

*Matériaux utilisés et programme  
expérimental*

---

### II.1 Introduction

L'étude des sols, ou plutôt l'étude géotechnique des sols, est considérée comme une étape très essentielle dans la planification de tout projet de construction, qu'il s'agisse de maisons individuelles, de bâtiments commerciaux, etc. Il est nécessaire d'assurer la stabilité des futures constructions, et cela en fournissant des informations détaillées sur toutes les caractéristiques géologiques et géotechniques du terrain, car cette étude contribue grandement au succès à long terme du projet

Le but essentiel de ce travail de recherche est de trouver une solution au gonflement des sols de la zone de Didouche Mourad (Constantine) par l'utilisation des ajouts comme traitement. Pour notre cas, les solutions salines et les géotextiles sont les matériaux de traitement choisis. Par cette étude, nous posons comme objectif de réduire au maximum le gonflement et la pression de gonflement afin qu'aucun danger ne menace les structures, tout en assurant l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques de ces sols.

Dans ce chapitre on commence d'abord par l'étude géotechnique de matériau utilisé (sol naturel gonflant) au laboratoire. Dans ce cadre, nous allons exposer les méthodes expérimentales par une série d'essais notamment les essais d'identification, de compressibilité, ainsi que les essais de cisaillement, de Proctor et de compression simple. Tout ca est pour effectuer une caractérisation physique, mécanique et chimiques de notre sol, en utilisant les procédures standard données par les normes françaises (AFNOR). Enfin, nous avons exploré la microstructure du sol à travers une étude microscopique à la microscopie électronique à balayage (MEB). L'étude expérimentale a été réalisée au sein du laboratoire des Travaux Publics de L'Est (Constantine).

### II.2 Matériaux Utilisés

#### II.2.1 Sol naturel

Dans cette étude, le sol utilisé a été prélevé à une profondeur de 3,5 m à 5 m sous la surface naturelle du sol (Figure II.1). Les échantillons ont été transportés au laboratoire par deux façons : des échantillons remaniés dans des sacs en plastique (Figure II.2(a)) pour maintenir la teneur en humidité et de faire les différents essais d'identification (la teneur en eau, granulométrie, limites d'Atterberg...); et des échantillons intacts « carottes » (Figure II.2(b)) pour faire les essais mécaniques (triaxial, œdomètre, cisaillement...). Dans un

premier temps, le sol a été séché dans une étuve de 50 à 105 C° pendant 24 h. Deuxièmement, le sol a été concassé et broyé manuellement pour la préparation et la réalisation des essais.



**Figure II.1:** Image présentant l'échantillonnage des sols dans la zone de Didouche Mourad.



**(a)**



**(b)**

**Figure II.2:** Méthode de transport et de stockage des échantillons.

### II.2.1.1 Localisation de la zone d'étude

Le sol a été prélevé d'une zone située en contre bas d'un bassin versant limité par une route surmontant la cité d'Al-Amal à Didouche Mourad, dans la wilaya de Constantine (Figure II.3), situé à 431 km à l'est de la capitale Alger. Son altitude est d'environ 673 m par rapport au niveau de la mer elle se trouve entre les coordonnées suivantes : 36°25'44"N 6°38'37"E. La morphologie globale présente donc une topographie très en pente.

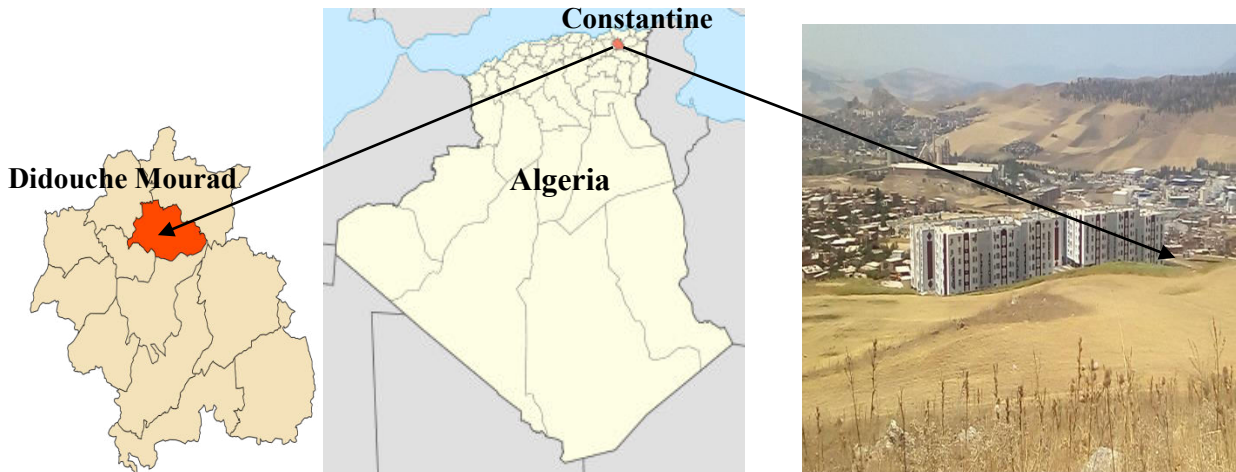


Figure II.3: La localisation de la zone d'étude.

### II.2.1.2 Contexte géologique et hydrogéologique

Cette zone présente plusieurs formations géologiques dont la première est couverte par une argile limoneuse rougeâtre à concrétions carbonatée suivi par une couche d'argile marneuse rougeâtre à jaunâtre, gypseuse et plastique avec des passages humide. D'après la Carte géologique (Figure II.4), la région d'étude est composée par des formations géologiques sédimentaires, peu ou pas tectonisées, constituées essentiellement d'argiles rouges sableuses avec conglomérats.

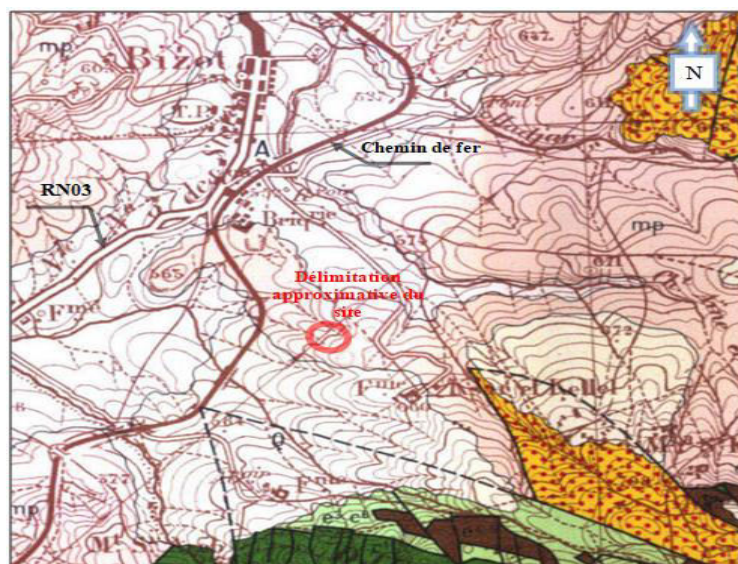


Figure II.4: Cartes géologique d'El Haria au 1/50 000 (Coiffait, Villa et Guellal, 1977).

Du point de vue hydrogéologique, cette zone est encadrée par plusieurs cours d'eaux temporaires qui constituent un drainage naturel du versant existant dans les saisons de pluies vers Oued El Hamma. Elle est également située sur deux légères dépressions, encadrée de part et d'autre d'une chaaba au sud et par un écoulement temporaire au nord.



**Figure II.5:** Présentation de la zone en utilisant Google Earth.

Dans les zones urbaines de la région de Didouche Mourad, exactement dans une zone de 250 logements collectifs et 50 logements semi-collectifs, la plupart des sols expansifs sont composés d'argiles gonflantes ou de marnes caractérisées par leur sensibilité à l'eau. Ces argiles sont à l'origine d'une grande partie des dégâts sur les constructions, nous avons choisi ces zones en raison de différents dommages au niveau des constructions représenté sur les Figures II.6, II.7, II.8 et II.9, parmi ces dommages nous citons :

- L'ouverture de joints séparant certains blocs des bâtiments. La direction de l'ouverture de ces joints laisse voir, par moment, un basculement par tassement différentiel. On enregistre, également, le déplacement de certains panneaux constituant les murs de soutènement.
- Apparition de quelques fissures verticales, horizontales et obliques qui affectent les murs extérieurs de certains blocs, et témoignent ainsi de la possibilité du phénomène de tassement / gonflement, outre l'apparition de fissures ouvertes enregistrées sur les trottoirs et conduisent ainsi au mouvement (déplacement) des blocs de bâtiments.

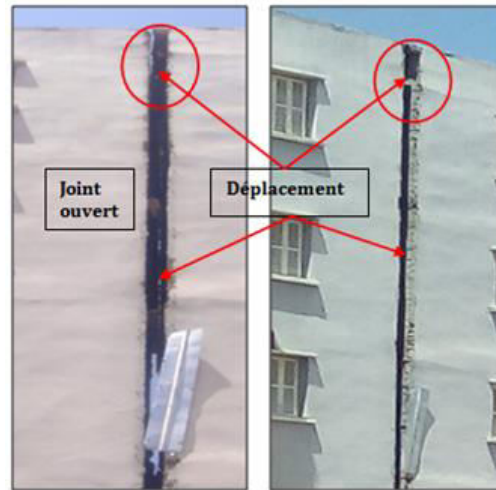


Figure II.6: L'ouverture du joint et déplacement apparents des deux blocs.

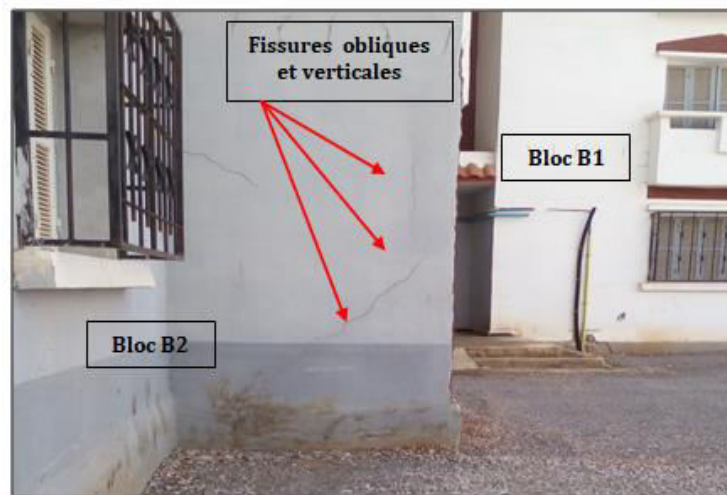


Figure II.7: Les fissures affectant les murs extérieurs.

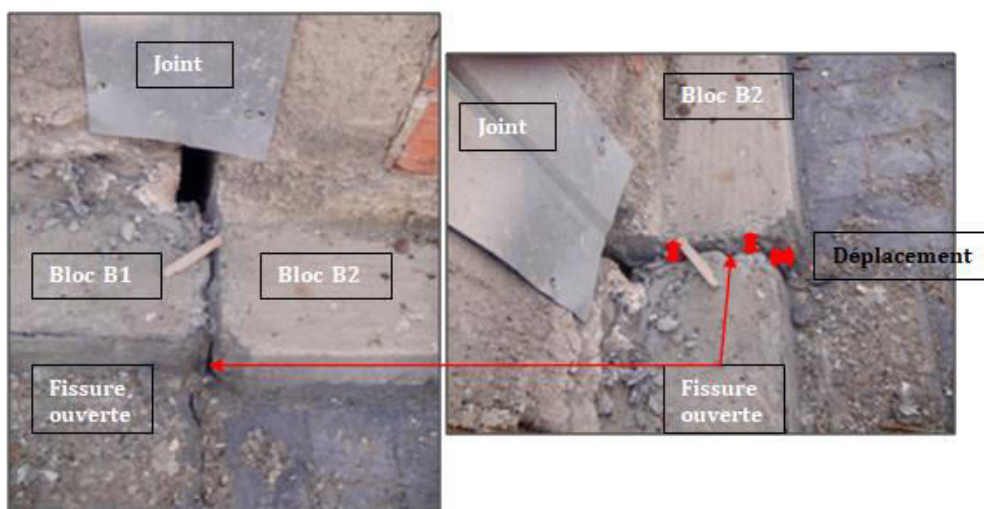


Figure II.8: Cisaillement du trottoir.



Figure II.9: Basculement du mur de soutènement.

## II.2.1 Matériaux stabilisateurs

### II.2.2.1 Caractéristiques des sels utilisés

Les solutions salines ont été préparées par dissolution de sels dans l'eau distillée (eau distillée +sels), le Tableau II.1 présente la masse des solutés nécessaires pour préparer les solutions de différentes concentrations. Les sels utilisés dans cette recherche sont : le chlorure de potassium (KCl) et le chlorure de sodium (NaCl), à différentes concentrations 0,5M, 1M et 2 M (M est la molarité de la solution saline ( $M = \text{mol/litre}$ )).

Tableau II.1 : Masse des solutés

Sel	Masse molaire du sel (g/mol)	Concentration (mol/l)	Volume (l)	Masse de soluté (g)
NaCl	58,44	0,5	1	29,22
		1	1	58,44
		2	1	116 ,88
KCl	74,55	0,5	1	37,275
		1	1	74,55
		2	1	149,1

Sachant que : la masse de soluté = masse molaire\* concentration \* volume

- **Chlorure de potassium**

Le chlorure de potassium est un composant chimique qui a la formule de  $KCl$ . Il a une structure cristallographique cubique et une forme minéralogique de la sylvine. C'est un sel minéral composé de potassium et de chlore. À l'état pur, il est inodore et a l'apparence d'un cristal vitreux incolore ou blanc.



**Figure II.10:** Cristallographie du chlorure de potassium.

- **Chlorure de sodium**

Le chlorure de sodium ou le sel de table est un composé chimique de formule  $NaCl$ , c'est une source majeure de sodium et de chlore qui est utilisée comme matières premières dans l'industrie chimique pour produire du chlore etc.



**Figure II.11:** Cristallographie du chlorure de sodium.

### II.2.2.2 Caractéristiques des géotextiles utilisés

Les géotextiles sont des tissus, tissés ou non tissés utilisés dans de nombreux travaux géosynthétiques. Ces produits se caractérisent par leur diversité et polyvalence et peuvent donc être utilisés pour plusieurs fonctions selon les exigences de la situation en plus du coût de production. La fabrication de ces tissus est due à des matières premières principales, qui sont : polyester, polypropylène et polyéthylène (*Berg, 2000*).

Les géotextiles est l'une des solutions géotechniques utilisée pour la protection des sols, le renforcement des structures dans les travaux civils, hydrauliques, maritimes et de transport. Grâce aux géotextiles, il est possible de faire des infrastructures ayant un faible impact environnemental par rapport aux solutions traditionnelles, en garantissant une durabilité très importantes des structures dans le temps. Par exemple, des géotextiles et géogrilles peuvent augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur des sols de fondation très mous (meubles) , et aussi la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides par rapport au sols non renforcés (*Comité français des géosynthétiques, 2015*).

Il existe plusieurs types de géotextiles. Dans notre cas, nous avons utilisé des géotextiles tissés de renforcement de type (Geodren W-PES 150/50 : Géotextile tissu en chaîne et en trame, en filaments de polyester de haute ténacité.), qui est sous forme d'une nappe de textile produite avec les techniques classiques de tissage (Figure II.12), par entrelacement de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandes ou d'autres composants, ce qui lui donne une apparence caractéristique qui montre deux groupes de fils parallèles entrelacés à angle droit. Les fils qui sont utilisés pour industrialiser les tissés peuvent être des multifilaments ou des monofilaments, ou des combinaisons des deux (*Shukla, 2016*).

Les géotextiles tissés de renforcement agissent comme un élément de renforcement en combinaison avec le sol pour produire un système géotechnique ayant de meilleures propriétés mécaniques et une bonne résistance, par rapport au sol non renforcé.

La connaissance des propriétés des géotextiles permet à l'ingénieur de choisir le type de géotextile à utiliser et cela dépend de son application (*Djeffal et Belkacemi, 2020*).

Ces propriétés sont généralement regroupées dans les quatre catégories suivantes :

**Propriétés physiques :** Les principales propriétés physiques des géotextiles sont l'épaisseur et la masse surfacique (la masse par unité de surface). Cette dernière s'exprime en  $\text{g/m}^2$  ou  $\text{kg/m}^2$  et avec des valeurs usuelles qui varie entre 100 et 300  $\text{g/m}^2$  pour les tissés, entre 90 et 400 pour les non-tissés.

**Propriétés mécaniques :** Sont les caractéristiques mécaniques qui indiquent la résistance à contraintes mécaniques résultantes de forces externes appliquées ou de conditions d'application.

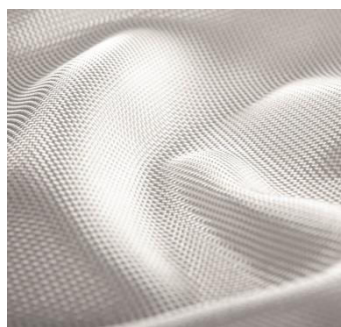
**Durabilité :** Les principales propriétés de la durabilité sont la résistance aux agents atmosphériques et la résistance à l'hydrolyse.

**Propriétés hydrauliques :** Le facteur important pour déterminer les propriétés hydrauliques est de savoir si le géotextile assure une fonction de filtrage ou de drainage.

Les caractéristiques des géotextiles utilisés sont présentées dans le Tableau ci-dessous.

**Tableau II.2:** Les caractéristiques physiques, mécaniques, hydrauliques et durabilité des géotextiles utilisés.

<b>Caractéristiques physiques</b>	<b>Valeur</b>	<b>Unité de mesure</b>
Masse surfacique	320	g/m <sup>2</sup>
<b>Caractéristiques mécaniques</b>	<b>Valeur</b>	<b>Unité de mesure</b>
Résistance à traction	160	kN/m
Déformation à l'effort de traction maximale	10	%
Résistance à 2% d'allongement	30	kN/m
Résistance à 5% d'allongement	90	kN/m
Résistance au poinçonnement dynamique	25	mm
Résistance au poinçonnement statique (CBR)	10	kN
<b>Caractéristiques hydrauliques</b>	<b>Valeur</b>	<b>Unité de mesure</b>
Indice de vitesse	10	mm/s
Ouverture de filtration caractéristique	100	μm
<b>Durabilité</b>		
Résistance aux agents atmosphériques	A couvrir sous 15 jours après l'exposition	
Résistance à l'hydrolyse	Prévision de durabilité de minimum 25 ans dans des terrains naturels avec 4<pH<9 et températures < 25°C.	



**Figure II.12:** Géotextile tissé : Geodren W-PES.

### **II.3 Programme d'essais**

Le programme expérimental consiste à réaliser une série d'essais préliminaires afin de déterminer un nombre important de paramètres et d'indices permettant l'identification et la

caractérisation des états du sol testé. Les essais d'identification effectués dans notre travail sont les suivants:

Teneur en eau et densité sèche

L'analyse granulométriques et sédimentométrique

L'essai des limites d'Atterberg

L'essai au bleu de méthylène

Analyses chimiques

L'essai triaxial

L'essai de cisaillement

L'essai de compressibilité à l'Oedomètre

L'essai de gonflement libre

L'essai de compression simple

L'essai de Proctor

L'essai CBR après immersion

La Microscopie Electronique à Balayage (MEB) équipée par (EDS)

### II.3.1 Teneur en eau et densité sèche

#### II.3.1.1 Mode opératoire

La teneur en eau est considérée comme l'une des caractéristiques physiques les plus importantes pour déterminer la teneur en eau des sols dans le cas d'étude. Selon différentes références, elle s'exprime comme le rapport du poids de l'eau par rapport au poids des grains solides dans l'échantillon. Au début de chaque essai au laboratoire, l'échantillon est pesé dans des tares (2 ou 3 tares), puis placé dans une étuve pendant 24 heures à une température de 105°C. Une fois la dessiccation réalisée, l'échantillon est pesé à nouveau, et donc la masse d'eau évaporée est donnée à partir de la différence entre les deux pesées.

Teneur en eau :

$$W \% = (P_w / P_s) * 100 \quad (1)$$

Avec :  $P_h$  = poids humide,  $P_w$  = poids de l'eau dans l'échantillon et  $P_s$  = poids des grains solides dans l'échantillon.

La densité sèche est connue comme étant le poids volumique du sol en état sec, selon la norme française NF P 94-053. Elle s'agit du rapport des grains solide secs par rapport au volume total de l'échantillon.

$$\gamma_d = P_s / V_t \quad (2)$$

Avec :  $P_s$  = poids des grains solides et  $V_t$  = et le volume totale.

La densité humide est connue comme étant le poids volumique du sol en état humide, le principe de la détermination de la densité est à partir de mesurer successivement les paramètres masses et volumes qui caractérisent un même échantillon de sol, Pour mesurer cette densité, nous avons utilisé la méthode de pesée, qui dépend de l'obtention de la masse et du volume par pesée après immersion de l'échantillon dans l'eau.

Relation :

$$\text{Densité humide:} \quad \gamma_h = P_h / V_n \quad (3)$$

Avec :  $P_h$  = poids humide et  $V_n$  = le volume net = Volume Brut - Volume de la Paraffine.

Volume Brut = ( $P_h$  + la Paraffine) - (Poids de matériau dans l'eau).

Volume de la Paraffine = (Poids de la Paraffine/ la densité de la paraffine).

Poids de la Paraffine = ( $P_h$  + Paraffine) -  $P_h$ .

### II.3.1.2 Expression des résultats

Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau II.3.

**Tableau II.3:** Valeur de la teneur en eau, la densité sèche et humide et le degré de saturation de matériau étudié

Type de sol	W (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
Sol naturel	15,44	1,88	2,17	99,96

Les résultats du Tableau 1 indiquent que l'argile utilisée dans cette étude possède une teneur en eau naturelle modérée, atteignant 15,44 % avec un taux de saturation de 99,96 %. Ces données montrent que le sol est à la fois humide et saturé d'après Terzaghi.

## II.3.2 L'analyse granulométriques et sédimentométrique

### II.3.2.1 Principe et mode opératoire

L'analyse granulométrique est un essai d'identification très important, Cela dépend de la séparation des grains agglomérés d'une masse connue de matériau. Le but principal de cet essai est la détermination des proportions de grains de différentes tailles d'un matériau et d'obtention des courbes de distribution granulométrique des échantillons étudiés. Cet essai s'effectue :

- Par le tamisage (une série des tamis) pour des grains qui ont un diamètre supérieur à 80  $\mu\text{m}$ , il consiste à séparer tous les granules du matériau à l'aide d'une série de tamis emboîtés les uns dans les autres, et les dimensions de leurs ouvertures sont décroissantes de haut en bas. La quantité de matériau étudié est placée en haut de la colonne. , puis il est séparé par une vibration par tamisage manuel, et enfin les refus sur chaque tamis sont enregistrés.

- Par sédimentométrie a été appliquée pour les grains les plus fins. Elle permet de laisser décanter une suspension de sol au fond d'une éprouvette remplie d'eau. Plus les grains sont petits (fins), plus la vitesse de sédimentation (décantation) est lente. Donc l'analyse granulométrique est complétée par une analyse sédimentométrique.

D'après *Fattohi et al. (1990)* et *Benzagouta (1991)*, la stabilité est beaucoup plus grande pour les sols qui ont une forte granulométrie (élevée) avec forte perméabilité en général par rapport aux sols à grains fins.

### II.3.2.2 Expression des résultats

D'après la Figure II.13, la courbe granulométrique montre que : La fraction fine (celle inférieure à 80µm) représente 100% de la masse. Dans cette fraction fine, les particules argileuses (inférieure à 2 µm) sont dominantes et représentent 75%, les particules limoneuses (2 µm à 20 µm) représentent 23%.

La fraction sableuse pour les sables fins (20 µm à 0,2 mm) représente 2%. La fraction sableuse (0,2 mm à 2 mm) et la fraction graveleuse (>2 mm) représentent 0%. On peut conclure que le sol est une argile très fine avec plus de 75% de particules ayant un diamètre inférieur à 2 µm.

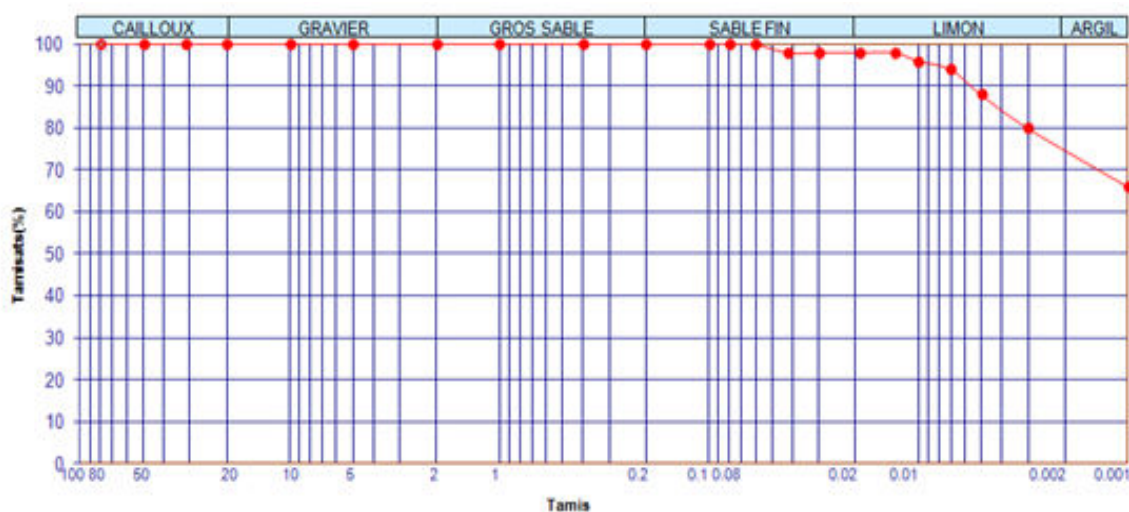


Figure II.13: Courbe analyse granulométrique et sédimentométrique du sol naturel.

### II.3.3 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont été réalisées selon la norme Française NF P 94-051, par définition les limites sont les teneurs en eau pour les quelles le sol passe de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide (*Starzewski et Wilun, 1975*). Ces limites sont déterminées sur les parties de sol qui passent au tamis de 400 micromètres.

**II.3.3.1 Mode opératoire**

Après avoir prélevé des échantillons de sol et les avoir homogénéisés par brassage, une masse du matériau est trempée (imbibée) dans un bol d'eau à température ambiante pendant au moins 24 heures. Cette masse doit être plus de 200 fois les dimensions des plus gros éléments du sol évalués visuellement. De même, le tamisât au tamis de 400  $\mu\text{m}$  doit donner au moins 200 g de particules solides. Une fois trempé, le matériau est tamisé à l'aide d'un tamis de 400  $\mu\text{m}$ . L'eau de lavage et de tamisage est récupérée. Sans ajout de matériau visant à accélérer la sédimentation ou à utiliser le processus de centrifugation pendant une période d'au moins 12 heures, l'eau pure est extraite du bac sans que les particules solides ne protestent, car l'excès d'eau s'évapore à une température ne dépassant pas 50 degrés Celsius. Figure II.14 présente la préparation du sol afin d'obtenir une pâte utilisée dans l'essai de limites d'Atterberg.



**Figure II.14:** Préparation des échantillons.

**II.3.3.2 Limite de liquidité  $W_L$** 

Elle est exprimée comme la plus petite quantité d'eau que le sol peut contenir pour être liquide, sachant que le sol peut se déplacer facilement sous l'influence d'une légère pression ou contrainte. Cet essai s'effectue par la recherche de la teneur en eau  $W_L$  pour laquelle une rainure de dimension normalisée, on pratique sur un sol à une fraction passant au tamis de 0,4 mm, disposé dans la coupelle de Casagrande, il se ferme par un centimètre sous l'effet de 25 chocs appliqués de la même manière.

Pour déterminer  $W_L$ , il faut utiliser le dispositif de Casagrande, il consiste en une coupelle uniforme qui est montée sur un support métallique avec une manivelle, et le tout est fixé sur une base en bois solide qui permet de faire tomber la coupe d'une hauteur de 10 mm sur le bloc de bois massif, car chaque impact provoque la fermeture de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol (Figure II.15).



Figure II.15: Détermination de la limite de liquidité.

### II.3.3.3 Limite de liquidité $W_p$

Le pourcentage minimum d'humidité qu'un sol cohésif peut contenir est considéré comme ayant un comportement plastique. La limite de plasticité  $W_p$  est déterminée par le test au rouleau, qui est effectué en laminant la pâte préparée pour le matériau jusqu'à ce qu'elle atteigne un diamètre de 3 mm et environ de 10 à 15 cm de longueur et ne doit pas être creuse. Lorsque la première fissure apparaît à ce diamètre, on mesure la teneur en eau, qui est la limite de plasticité (Figure II.16).



Figure II.16: Photo d'essais de limites d'Atterberg.

### II.3.3.4 Indice de plasticité $I_p$

Les limites d'Atterberg sont également utilisées dans le calcul d'autres facteurs qui ont une relation importante avec la classification du sol, parmi ces paramètres, nous avons l'indice de plasticité, cet indice est connu comme la différence entre  $W_L$  et  $W_p$ . Elle est également

définie comme la teneur en eau du sol qui le fait rester dans un état plastique. Plus cette différence est grande, plus le sol est plastique.

$$I_p = W_L - W_P \quad (4)$$

**II.3.3.5 Expression des résultats**

D'après *Dakshanamurthy et Raman (1973)* cités par *Mellal (2009)*, la limite de liquidité  $W_L$  peut être un indicateur du taux de gonflement du sol (Tableau II.4). De même, selon *Chen (1988)*, l'indice de plasticité  $I_p$  peut également refléter ce taux de gonflement (Tableau II.5).

**Tableau II.4:** Classification des sols de la limite de liquidité (*Mellal, 2009*).

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

**Tableau II.5 :** Classification des sols gonflants basée sur l' $I_p$  selon *Chen (1988)*.

$I_p$ (%)	Potentiel de gonflement
0-15	Faible
10-35	Moyen
20-35	Elevé
>35	Très élevés

Les résultats issus de la détermination des limites d'Atterberg sont récapitulés dans le Tableau ci-dessous.

**Tableau II.6 :** Résultats des limites d'Atterberg.

Type du sol	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	$I_p$
Sol naturel	76,62	38,07	38,55

Notre sol a montré des valeurs élevées de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité avec des pourcentages de 38,55% et 76,62% respectivement.

Selon la classification GTR 2000 (*Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme*) NF- P 11-300, l'abaque de Casagrande (Figure II.17),

l'abaque de *Williams et Donaldson (1980)*, *Dakshanamurphy et Raman (1973)* et les Tableaux II.4 et II.5. Le sol étudié est classé comme un sol très plastique (classe A3) et présente un gonflement très élevé.

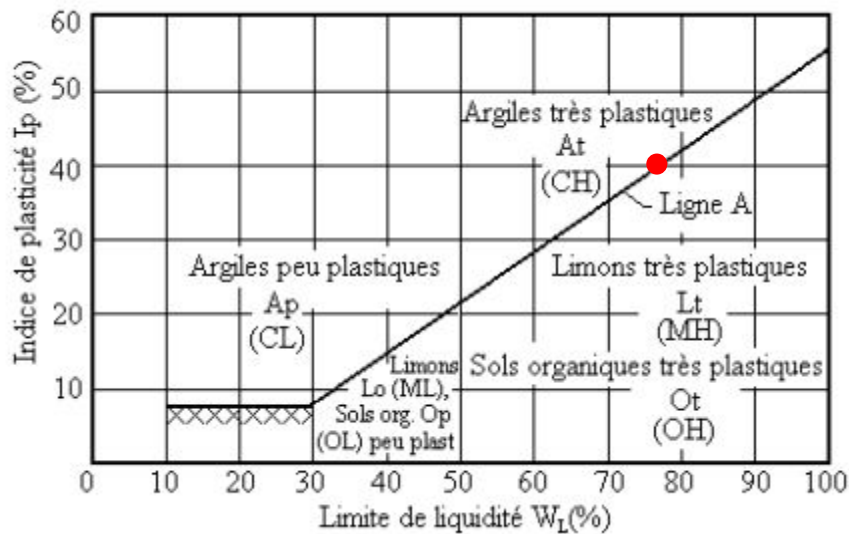


Figure II.17: Position des sols témoins selon le diagramme de Casagrande.

### II.3.4 Essai au bleu de méthylène

#### II.3.4.1 Principe et mode opératoire

Parmi les propriétés physico-chimiques des sols argileux, la valeur du bleu de méthylène est la propriété la plus importante en raison de sa mesure, considérée comme la plus systématique. Il est donc plus approprié de la choisir pour déterminer le potentiel de gonflement des sols argileux.

L'essai est réalisé selon la norme (NF EN 933 .9), cela dépend de mesurer la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols en suspension dans l'eau, et donc une mesure indirecte de la surface spécifique de grains solides (*Santamarina et al., 2002 ; Yilmaz, 2006*). D'après le test de bleu Méthylène et la formule de *Tran (1977)* la surface spécifique totale est  $(21 \cdot VBS)$  ( $m^2 / g$ ).

La capacité d'absorption de la substance est déterminée à l'aide du test de la tâche (coloration), qui consiste à former une goutte de suspension sur le papier filtre uniforme. Il s'agit d'un sédiment de sol de couleur bleu entouré d'une zone généralement incolore et humide. L'apparition d'un excès de couleur bleue entraîne l'apparition d'une auréole bleu clair dans cette zone et à partir de là, le test est positif.

En pratique, la détermination de la valeur de bleu de méthylène à la tâche sur la fraction 0/2 mm, et exprimée en grammes de bleu pour 100g de fines qui est donnée par :

$$VBS = V/M \quad (5)$$

Avec V : Volume de bleu de méthylène et M : Masse d'échantillon (Figure II.18).

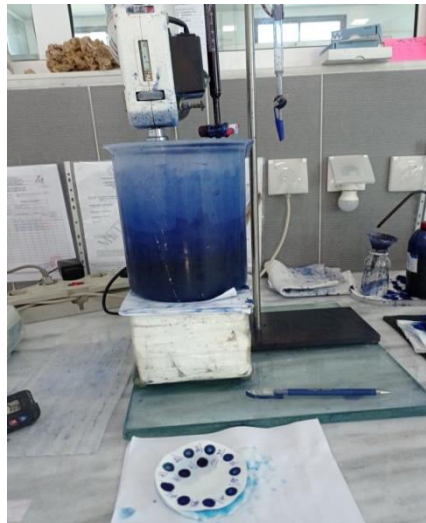


Figure II.18: Essai VBS.

### II.3.4.2 Expression des résultats

Les résultats de l'argile de Didouche Mourad obtenus par cet essai au laboratoire sont comme suit:

Tableau II.7 : Valeur au Bleu de Méthylène des matériaux étudiés.

Type de sol	VBS	SST (m <sup>2</sup> /g)	Acb
Sol naturel	7,5	157,5	10

Sachant qu'Acb est l'activité au bleu des argiles d'après *Lautrin (1989)* et égale :

$$Acb = \frac{100 * VBS}{C2} \quad (6)$$

Dans le cas de la présente étude :

$$SST = 21 * 7,5 = 157,5 \text{ m}^2/\text{g}$$

$$Acb = 100 * 7,5 / 75 = 10 \text{ avec } C2 : \text{teneur en éléments de dimensions } < 2 \mu\text{m } (\%)$$

Selon les résultats du bleu de méthylène du sol et la Classification des sols d'après *Philipponnat et Bertrand (2003)*, *Mitchell (1993)* et *Lautrin (1989)*, le sol étudié est un sol argileux très actif avec une forte sensibilité et donc un fort potentiel de gonflement. Ce dernier est classé entre l'illite et montmorillonite.

**Tableau II.8 :** Classification des sols en fonction de VBS (*Philipponnat et Bertrand, 2003*).

Valeur au bleu du sol (VBS)	Catégorie de sol	Sensibilité
0,2 < VBS < 1,5	Sol sablo limoneux.	Faible
1,5 < VBS < 2,5	Sol sablo argileux, peu plastiques	Faible
2,5 < VBS < 6,0	Sol limoneux de plasticité moyenne	Moyenne
6,0 < VBS < 8,0	Sol argileux	Forte
VBS > 8,0	Sol très argileux	Très forte

**Tableau II.9 :** Classification des sols en fonction de la surface spécifique des minéraux argileux les plus courants (*Mitchell, 1993*).

Type de sol	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
SST (m <sup>2</sup> /g)	10-20	80-100	400-800

**Tableau II.10 :** Classification des sols en fonction de l'activité au bleu des argiles d'après *Lautrin (1989)*.

Acb	Types d'argile	Classe
0 à 1	Sol non argileux	1
1 à 3	Argiles inactives	2
3 à 5	Argiles peu actives	3
5 à 8	Argiles normales	4
8 à 13	Argiles actives	5
13 à 18	Argiles très actives	6
> 18	Argiles nocives	7

### II.3.5 Analyses chimiques

On observe habituellement l'accumulation de carbonate de calcium dans les sols formés dans les climats arides ou semi-arides. On le retrouve également dans les sols dérivés de calcaire dans toutes les zones climatiques.

#### II.3.5.1 Mode opératoire d'essai au carbonate

L'essai au carbonate (CaCO<sub>3</sub>) dépend de la détermination du volume de dioxyde de carbone libéré sous l'influence d'un excès d'acide chlorhydrique (sachant que la température et la pression atmosphérique sont connues) à partir d'un échantillon préparé pour l'essai.

L'appareil utilisé dans cet essai est le calcimètre (Figure II.19), où nous pesons 1 gramme de l'échantillon qui est placé dans l'appareil de mesure et y ajoutons 10 millilitres d'acide chloridrique, et enfin la teneur en carbonate  $\text{CaCO}_3$  de l'échantillon est lue.

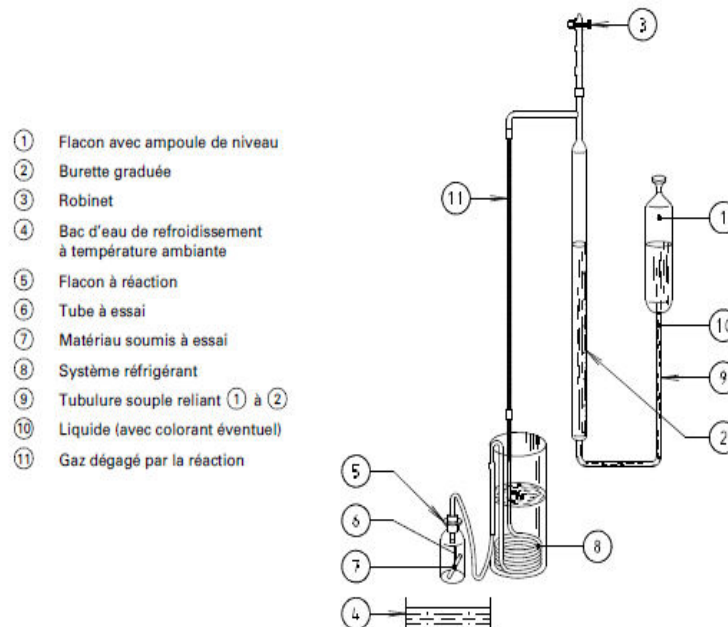


Figure II.19: Schéma d'un calcimètre.

### II.3.5.2 Mode opératoire d'essai au sulfate

L'essai au sulfate permet de mesurer le pourcentage de sulfate de l'échantillon utilisé. La méthode pour mener cette expérience consiste à peser d'abord 1 gramme de l'échantillon. Deuxièmement, en plaçant cet échantillon dans une tasse en verre additionnée de 100 ml d'eau distillée et de 20 ml d'acide chloridé. Le mélange est agité pendant une heure sur une plaque chauffante. Après agitation, le mélange est placé dans une étuve pendant 2 heures, puis l'échantillon est pesé immédiatement à la sortie de l'étuve.

### II.3.5.3 Expression des résultats

Le résultat de teneur en carbonate obtenu pour notre sol est de 14.96 % ; Ce résultat indique la présence d'une quantité importante des grains de carbonate de calcium. En se rapportant à la classification donnée dans le Tableau II.11, la nature de ce sol est une argile marneuse. Selon Gibbs et Holland (1960), les supports intergranulaires sont généralement constitués principalement d'argile de montmorillonite avec une petite quantité d'illite, et les carbonates, généralement compris entre 4 et 20%, servent de structure secondaire pour ces sols ce qui confirme la nature de sol étudié (Holtz et Gibbs, 1951).

En outre, la présence des sulfates atteint un pourcentage de 5.88%, ce qui dénote un sol très fortement agressif selon la norme française P18-011.

**Tableau II.11** : Classification des sols en fonction de la teneur en CaCO<sub>3</sub> (*Rahmani et al., 2018*).

La teneur en carbonate (%)	Nature du sol
0-10	Argile
10-30	Argile limoneuse
30-70	Marne
70-100	Calcaire

### II.3.6 L'essai triaxial

L'essai triaxial est réalisé à l'aide d'un dispositif triaxial de révolution (Figure II.20) qui a été initialement conçu par *Bishop et Henkel (1962)*, il s'applique à tous types de sols naturels, artificiels ou reconstitués au niveau de laboratoire. Il existe trois types : essai consolidé - drainé (C.D), essai consolidé-non drainé (C.U) et essai non consolidé-non drainé (U.U) , ce dernier est utilisé sur les sols saturés ou non qui ayant une faible perméabilité sachant que le drainage étant fermé, aucun échange avec l'extérieur n'est possible. Le choix du type d'essai est du selon la nature du sol et l'importance du projet.

Le triaxial est l'un des essais de laboratoire le plus utilisé qui a permis de connaître les principaux paramètres de résistance des échantillons dans le domaine de la connaissance du comportement mécanique des sols, ces paramètres sont influencés par la composition, la disposition, la liaison et les micro-effets des particules du sol (*Han et al., 2018*).

#### II.3.6.1 Mode opératoire

Cette expérience est réalisée en plaçant un échantillon de sol (une éprouvette) de forme cylindrique et de section circulaire sur un support solide, équipé ou non d'un disque de drainage à l'intérieur d'une enceinte étanche . Sur sa face latérale, l'échantillon est recouvert d'une membrane souple et imperméable et à la partie supérieure de l'éprouvette, une base solide est posée dessus sur laquelle le piston est centré. L'éprouvette est soumise à une déformation axiale à vitesse constante. Cette déformation est obtenue en augmentant F (force appliquée) sur le piston à vitesse constante, tout en maintenant une pression constante .Par conséquent, l'éprouvette se déforme sous l'influence de deux facteurs : la pression hydrostatique imposée à l'intérieur de la boîte par le liquide, et la déformation axiale due au déplacement relatif des deux bases (Figure II.21).



Figure II.20: Appareil triaxial de révolution.



Figure II.21: Photos d'essais triaxiaux.

### II.3.6.2 Expression des résultats

Les résultats d'essai triaxial de type UU sont présentés dans le Tableau II.12, on a trouvé que l'angle de frottement interne est égal à  $3,9^\circ$  très faible, indiquant un sol peu drainant et très peu frottant donc un sol très peu résistant au cisaillement, avec une cohésion modérée égale à 22,2 kPa typique d'un sol argileux.

Le GTR classe les sols en fonction de leur plasticité. Avec une cohésion élevée et un angle de frottement très faible, ce sol est très probablement un sol argileux de forte plasticité.

Tableau 3.12: Résultats d'essai triaxial.

Type de sol	L'angle de frottement interne (degrés)	Cohésion apparente (bars)
Sol naturel	3,90	0,222

### II.3.7 L'essai de cisaillement

Essai de cisaillement direct est l'un des essais géotechniques le plus ancien, Il y a plus de 200 ans, Coulomb a utilisé une boîte de cisaillement pour déterminer expérimentalement les paramètres utilisés dans son équation (*Holtz et Gibbs, 1991*).

Cet essai est réalisé sur trois éprouvettes au minimum afin de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne d'un sol. D'après la loi de Coulomb, sur la surface de rupture la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) est en fonction de : la contrainte normale ( $\sigma$ ) appliquée, le frottement interne ( $\varphi$ ) du matériau et de sa cohésion ( $c$ ) :

$$\tau = \sigma \cdot \tan (\varphi) + c \quad (7)$$

#### II.3.7.1 Mode opératoire

Selon la norme (NF P 94. 071-2), l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement formée de deux demi-boîtes indépendantes. Sachant que le plan de séparation des deux demi-boîtes conduit à la formation d'un plan glissant qui correspond au plan de cisaillement de l'échantillon. Le mode opératoire est comme suit :

- Tailler les éprouvettes avec une façon que ses dimensions soient ajustées selon la boîte.
- Peser l'échantillon et mesurer sa hauteur ensuite il faut placer une plaque drainante (pierre poreuse) dans le fond de la demi-coquille qui se trouve à l'inférieure.
- Introduire l'éprouvette dans les deux demi-boîtes.
- Mettre en application sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) qui reste constant pendant toute la durée de l'essai.
- Après la consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement est produit dans l'échantillon selon le long du plan horizontal lorsque les deux demi-boîtes glissent l'une par rapport à l'autre, où un déplacement relatif est imposé à vitesse constante. Et donc mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

#### II.3.7.2 Expression des résultats

La Figure II.22 montre la courbe intrinsèque obtenue par l'essai de cisaillement directe de type CD

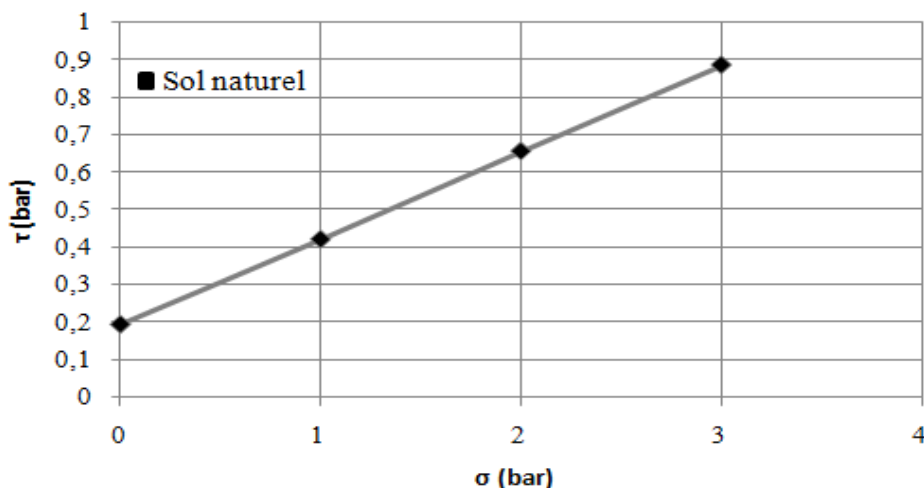


Figure II.22: Courbe intrinsèque du sol naturel.

Les paramètres de résistance au cisaillement déterminés sur le sol naturel sont résumés dans le Tableau suivant.

Tableau II.13: Les paramètres de résistance au cisaillement de sol naturel.

Type de sol	L'angle de frottement effectif (degrés)	Cohésion effective (bars)
Sol naturel	13	0,193

Selon la Figure II.22 et le Tableau II.13, ce sol présente une faible cohésion ainsi qu'un angle de frottement réduit, caractérisé par une résistance au cisaillement limitée.

### II.3.8 L'essai de compressibilité à l'Oedomètre

L'étude de la déformation des sols peut reproduite au laboratoire grâce à un dispositif crée au début de XXème siècle (l'oedomètre de Terzaghi).

#### II.3.8.1 Principe de l'essai

Selon la norme (NF P 94. 090-1), l'essai oedometrique est effectué sur un échantillon placé dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un effort axial vertical est appliqué sur cet échantillon par un dispositif, après cela l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée au cours de l'essai.

La charge est appliquée par paliers qui restent constants, croissantes et décroissantes (chargement et déchargement) selon un programme spécifique. Toutes les variations de hauteur de l'échantillon au cours de l'essai sont mesurées en fonction de la durée d'application de cette charge. Et donc le but essentiel ce cet essai est de déterminer des caractéristiques de compressibilité et de tracer la courbe de compressibilité afin d'avoir la pression de

consolidation, le coefficient de compressibilité et le coefficient de gonflement d'un sol qui permettent d'estimer le tassement et gonflement d'un sol.

### II.3.8.2 Description de l'œdomètre

C'est un appareil permet de :

- Faire un chargement axial sur une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide.
- Mesurer la variation  $\Delta H$  de hauteur  $H$  de l'éprouvette.

La cellule œdométrique constituée de matériaux chimiquement inertes est constituée des éléments suivants:

- Une bague œdométrique a un diamètre intérieur  $D$  est supérieur ou égal à 60 mm et sa hauteur égale à la hauteur initiale de l'éprouvette cette bague a été terminée par une trousse coupante.
- Un réservoir d'imbibition
- Un dispositif permet de répartir l'effort appliqué sur l'éprouvette de matériau par l'intermédiaire d'un cylindre rigide.
- Deux pierres poreuses (disques drainants rigides

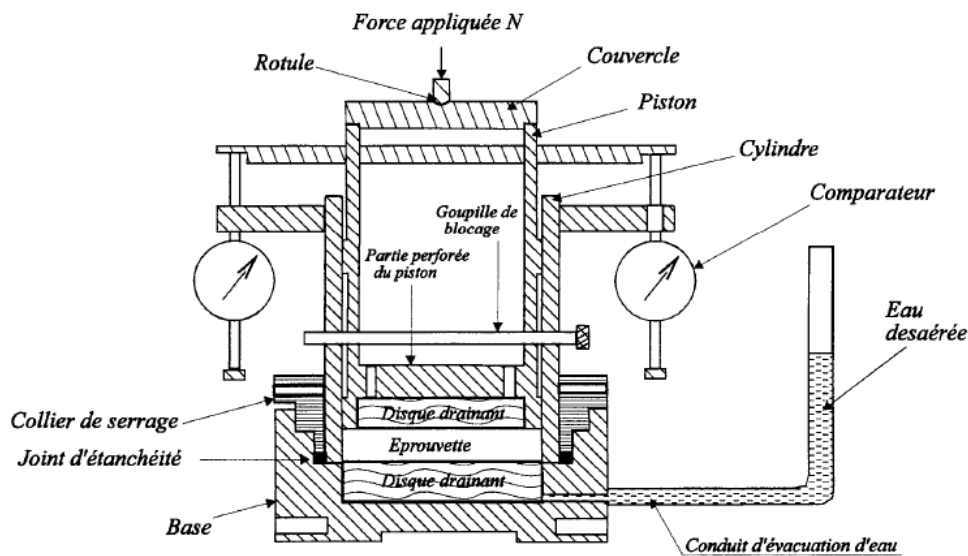


Figure II.23: La cellule œdométrique.

### II.3.8.3 Courbe œométrique

C'est la courbe qui représente le diagramme qui donne l'indice des vides ( $e$ ) de l'éprouvette soumise à essai à la fin de consolidation, en fonction de la contrainte totale ( $\sigma_v$ ) qui lui est appliquée début d'essai. Une représentation de diagramme dans un système de

coordonnées semi-logarithmique est généralement choisie :  $e = f(\log \sigma'v)$ . Sachant que  $\sigma'v = \sigma v$  et la pression interstitielle est nulle à la fin du palier.

**II.3.8.4 Coefficient de gonflement (Cg)**

C'est un coefficient sans dimension qui traduit l'importance de la déformation de gonflement conduit par le déchargement par rapport un état de contraintes donné (lorsque le sol est soumis à une contrainte inférieure à la pression de consolidation), c'est à dire il est défini par la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma)$  obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique.

On peut classer le sol selon le gonflement en fonction de (Cg) (Tableau II.14)

**Tableau II.14 :** Classification des sols en fonction de Cg (Chassagneux et al., 1995).

$C_g < 0,025$	faible
$0.025 < C_g < 0,05$	moyenne
$0.05 < C_g < 0,09$	forte
$0.09 > C_g$	très forte

**II.3.8.5 Coefficient de compressibilité (Cc)**

C'est un indice sans dimension représentant la pente de la tangente à la courbe de chargement. Il est utilisé pour estimer le tassement d'une couche de sol lorsqu'elle est soumise à une contrainte supérieure à la pression de consolidation.

**II.3.8.6 Contrainte de Préconsolidation (Pc)**

C'est la contrainte maximale que le sol a subie au cours de son existence.

On peut classer le sol vis-à-vis du gonflement en fonction de la compressibilité d'un sol (Cc) (Tableau II.15)

**Tableau II.15:** Classification des sols en fonction de Cc (Magnan, 2001).

$C_c < 0,020$	Sol incompressible
$0,020 < C_c < 0,050$	Sol très peu compressible.
$0,050 < C_c < 0,100$	Sol peu compressible.
$0,100 < C_c < 0,200$	Sol moyennement compressible.
$0,200 < C_c < 0,300$	Sol assez fortement compressible
$0,300 < C_c < 0,500$	Sol très compressible.
$C_c > 0,500$	Sol extrêmement compressible

II.3.8.7 Expression des résultats

Les résultats obtenus par cet essai sur sol naturel sont présentés dans le tableau ci-dessous et la Figure II.24.

Tableau II.16 : Résultats d'essai Oedométrique du sol étudié.

Type de sol	C <sub>g</sub>	C <sub>c</sub>	P <sub>c</sub> (bars)
Sol naturel	0,069	0,182	1,47

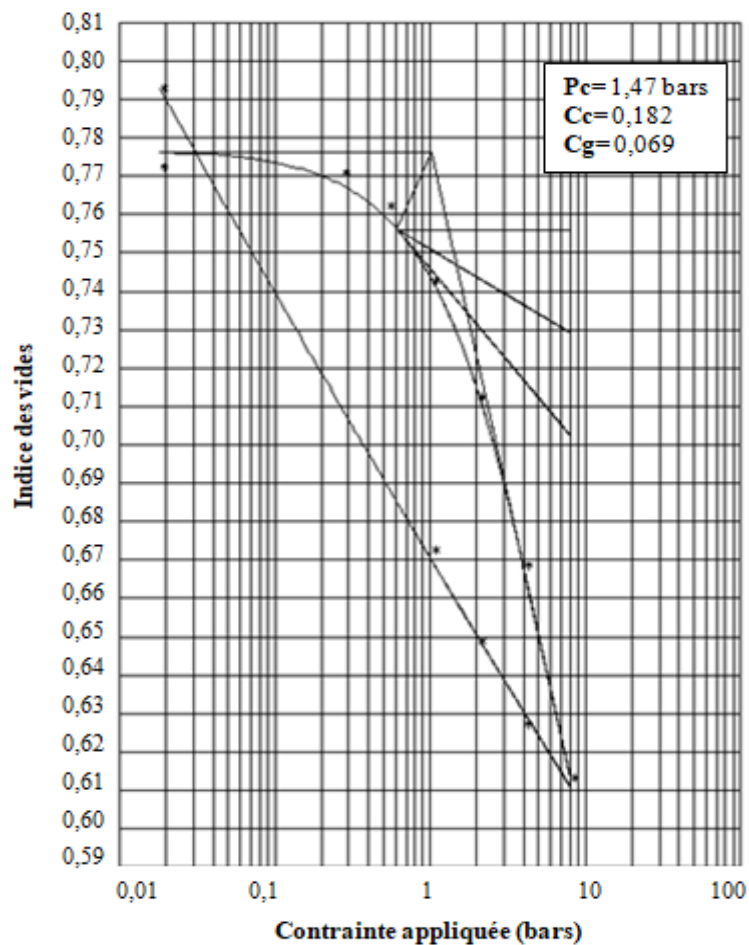


Figure II.24: La courbe oedométrique du sol naturel.

D'après les résultats des sols (Tableau II.16) et selon la classification du C<sub>c</sub> (Tableau II.15) et C<sub>g</sub> (Tableau II.14) : le sol naturel est un sol moyennement compressible avec un gonflement élevé, sa pression de consolidation indique que ce sol est très surconsolidé. Cela signifie que le sol a subi par le passé des charges beaucoup plus importantes qu'actuellement.

### II.3.9 L'essai de gonflement libre à l'Oedomètre

#### II.3.9.1 Principe et mode opératoire

Selon la même norme de l'essai œdométrique, l'essai de gonflement libre à l'œdomètre permet de déterminer la pression de gonflement d'un échantillon de sol ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis en présence d'eau à une contrainte verticale correspondante à la pression du piston (Figure II.25).

L'échantillon d'essai a été préparé en respectant les dimensions de l'anneau œdométrique, dont le diamètre intérieur est de 70 mm et la hauteur ( $H_0$ ) de 20 mm. Une fois pesé, l'échantillon est placé dans la cellule œdométrique entre deux disques de drainage secs recouverts de papier filtre.

Il est d'abord soumis à la seule pression exercée par le bras œdométrique, soit 0,015 bar. Par la suite, de l'eau distillée est ajoutée dans le réservoir de la cellule œdométrique, permettant ainsi à l'échantillon de gonfler librement. Lorsque la déformation se stabilise, la consolidation suit le chargement par palier en plusieurs étapes de manière progressive, en plaçant les charges nécessaires afin de ramener l'échantillon à sa hauteur initiale, et on obtient ainsi la pression de gonflement  $P_g$  exprimée en bars.



**Figure II.25:** Essai de gonflement libre à l'Oedomètre.

#### II.3.9.2 Expression des résultats

Selon cet essai, la pression de gonflement du sol naturel a été mesurée à 3,75 bars, ce qui indique une forte tendance du sol à gonfler lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce comportement est caractéristique des sols très expansifs, notamment les argiles, qui peuvent provoquer d'importants mouvements différentiels en fonction des variations d'humidité.

En général, les sols ayant une pression de gonflement supérieure à 2 bars sont classés comme fortement expansifs (*Chen, 1975; Nelson et Miller, 1992*).

### II.3.10 L'essai de compression simple

#### II.3.10.1 Mode opératoire

La résistance à la compression simple du sol  $R_c$  est déterminée par l'essai de compression simple selon la norme NF P 94-077, pour les conditions de masse volumique sèche maximale et la teneur en eau optimale extraits à partir de l'essai Proctor.

L'essai de compression simple s'effectue sur une éprouvette cylindrique placée entre deux plateaux parallèles d'une presse, Après la mise en contact des deux plateaux avec l'éprouvette, le chargement axial est appliqué avec une vitesse de déplacement constante (Figure II.26) sachant que la contrainte de confinement égale à 0 :  $\sigma_3 = 0$ . A partir de la force maximale (axiale)  $F_{max}$  de rupture qui est affichée par la machine on a calculé la résistance à la compression simple  $R_c$  résultant du rapport entre la force de rupture  $F_{max}$  et la section transversale de l'éprouvette  $A$ :

$$R_c = F_{max} / A \quad (8)$$



Figure II.26: Essai de compression simple.

#### II.3.10.2 Expression des résultats

Selon *Terzaghi (1943)*, la résistance à la compression mesurée peut être utilisée pour estimer la capacité portante du sol sous une fondation peu profonde.

D'après cet essai, la résistance à la compression du sol naturel a été mesurée à 0,401 MPa avec une force appliquée de 315,17 Kg. Généralement, la résistance à la compression simple

des sols argileux varie entre 0,1 et 1,5 MPa, selon leur teneur en eau, leur densité et leur composition (Das, 2010). Une valeur de 0,401 MPa indique une argile de résistance faible à moyenne.

D'après Bowles (1996), une argile ayant une résistance à la compression entre 0,25 et 0,5 MPa peut être considérée comme une argile moyennement ferme. Cela signifie qu'elle peut supporter certaines charges mais qu'un renforcement ou une stabilisation pourrait être nécessaire pour des structures lourdes. Donc cette valeur est relativement faible, ce qui est typique des sols argileux, qui sont généralement moins résistants que les sols granulaires comme les sables ou les graviers.

### II.3.11 L'essai de proctor (compactage)

Il existe deux types d'essai Proctor, Proctor normal ou Proctor modifié. Les deux types ont le même principe, mais ils connaissent une différence dans les valeurs des paramètres qui déterminent l'énergie de compactage appliquée. Nous avons utilisé dans cette étude le Proctor normal en raison de l'utilisation d'un sol argileux.

Le compactage a été effectué selon le principe de l'essai Proctor Normal (NF P 94-093) qui consiste à déterminer la densité sèche maximale et teneur en eau optimale. La procédure de cet essai est réalisée par l'humidification d'un matériau à plusieurs teneurs en eau (l'essai est répété plusieurs fois de suite sur les mêmes échantillons avec différentes teneurs en eau) et à le compacter dans un moule normalisé par l'utilisation d'une dame normalisée, Selon un procédé bien précis, l'échantillon de sol est bien étudié en mesurant ses propriétés.

Pour chacune teneur en eau. La courbe Proctor est tracé, et elle représente les caractéristiques optimales de compactage Proctor normal (la valeur maximale de la densité sèche du matériau qui est obtenue par la valeur optimale de la teneur en eau), sachant que l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée est de la densité sèche optimale.

L'objectif de cet essai est de conduire à une réduction des vides remplis par l'air afin d'augmenter la résistance au cisaillement et de diminuer la compressibilité.

#### II.3.11.1 Mode opératoire

La masse totale de sol nécessaire pour exécuter l'essai Proctor peut varier entre 15 kg et 100 kg suivant la granularité du matériau étudié, elle est séchée à l'air libre ou dans une étuve réglée à 50°C jusqu'à l'obtention d'un prélèvement sec prêt à commencer l'essai.

Après le séchage, un broyage manuel a été fait suivi par un tamisage par un tamis de 5 mm pour les sols fins et 20 mm pour les sols grenus. Donc le matériau est homogénéisé et divisé en parties égales par appréciation visuelle.

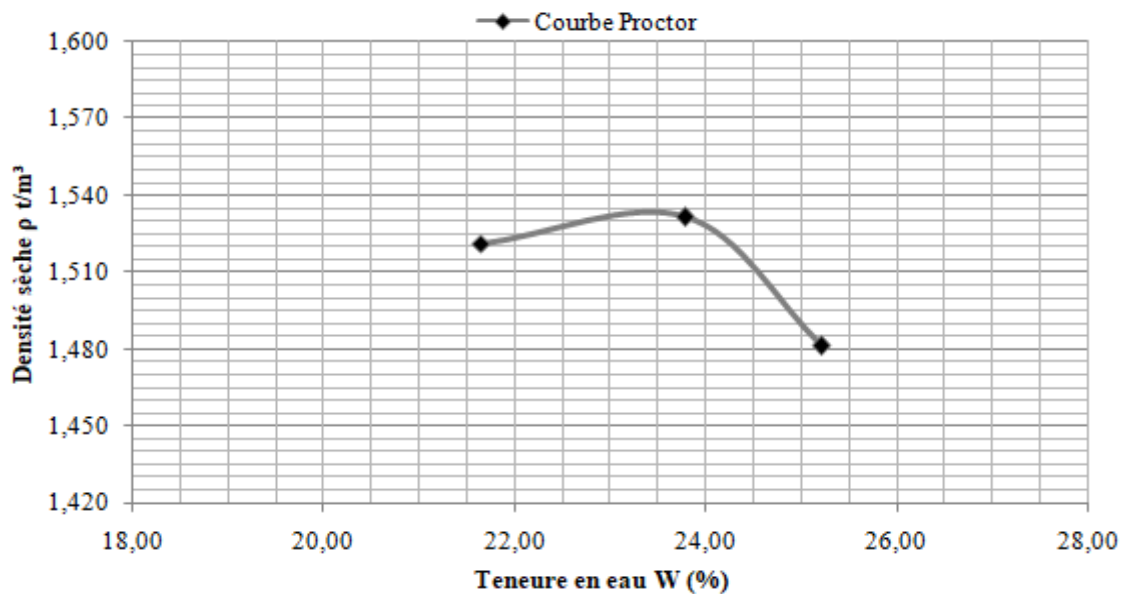
Les parts sont humidifiées par plusieurs teneurs en eau sachant que les teneurs varient entre 0,8  $W_{OPN}$  et 1,2  $W_{OPN}$ , Ces échantillons sont ensuite conservés dans des sacs plastiques hermétiquement fermés pendant un certain temps afin d'assurer une répartition homogène de l'eau. Et finalement les éprouvettes sont réalisées afin de déterminer les points de la courbe Proctor (Figure II.27).



Figure II.27: Essai Proctor normal.

### II.3.11.2 Expression des résultats

Les résultats de l'essai Proctor, exprimés sous forme de courbe de compactage, sont présentés dans la Figure II.28. On remarque que la courbe de compactage de l'argile naturelle a une forme en cloche et représente une densité sèche maximale égale à 1,532 t/m<sup>3</sup> (c'est la valeur la plus élevée que le sol peut atteindre lorsqu'il est compacté dans des conditions de laboratoire optimales), avec une teneur en eau optimale de 23,78 % (c'est la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la densité sèche maximale. À cette teneur en eau, l'eau agit comme un lubrifiant entre les particules de sol, facilitant leur réarrangement sous l'effet du compactage) (Lambe *et al.*, 1969; Das, 2013).



**Figure II.28:** Courbe d'essai Proctor.

### II.3.12 L'essai CBR (California Bearing Ratio)

#### II.3.12.1 Principe

L'essai CBR est un essai très fréquent dans la géotechnique, il nous permet d'avoir une idée rapide et globale sur les propriétés du sol et de mettre un chiffre sur sa qualité de portance puisque la connaissance des sols est importante avant d'élaborer des projets.

Selon la norme française (NF P 94-078), l'essai CBR permet de mesurer les efforts appliqués à un poinçon cylindrique afin de le faire pénétrer à une vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Il est aussi permet de déterminer la résistance au poinçonnement.

Il ya deux types de cet essai : Essai CBR immédiat et essai CBR après immersion :

– Immersion : pendant 4 jours dans de l'eau.

– Pas d'immersion : essai immédiat

Selon ces essais on mesure deux types d'indices en fonction des buts fixés :

- Indice C.B.R. immédiat (IPI): Il mesure la capacité portante d'un sol support (ou d'un matériau de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau, sans influence des conditions d'humidité externes.
- Indice C.B.R. après immersion: Il évalue la variation de la portance d'un sol support (ou d'un matériau de chaussée) après compactage à différentes teneurs en eau, en tenant compte des effets des fluctuations hydriques.

Les indices CBR et IPI sont en effet des caractéristiques qui dépendent en partie de la nature du sol granulaire et plastique, mais ils dépendent davantage de sa teneur en eau, de sa densité sèche et de son degré de saturation (caractéristiques d'état).

Pour les travaux routiers (remblais et couches de forme) l'essai CBR permet de déterminer la portance du sol, de calculer l'épaisseur des couches de fondation d'une route (chaussée).

### II.3.12.2 Mode opératoire

L'expérience CBR est quelque peu similaire à l'expérience Proctor, car les échantillons sont séchés de la même façon de Proctor dans une étuve à une température de 50 degrés Celsius pendant 24h. Après cela, un broyage manuel est effectué, suivi d'un tamisage à l'aide d'un tamis de 20 mm. Les échantillons sont humidifiés avec la teneur en eau optimale obtenue à partir de l'expérience Proctor. Ces échantillons sont ensuite conservés dans des sacs plastiques hermétiquement fermés pendant un certain temps afin d'assurer une répartition homogène de l'eau. Et finalement les éprouvettes sont réalisées par compactage dans un moule CBR en utilisant la dame Proctor normal 2,5 Kg.

### II.3.12.3 Procédure d'essai (CBR après immersion)

Immerger les éprouvettes dans un bain d'eau pendant 4 jours (96 h) sous la charge des disques.

Mesurer quotidiennement l'évolution du gonflement vertical à l'aide d'un comparateur à cadran.

Après 4 jours d'immersion, retirer l'éprouvette de l'eau.

Placer l'ensemble « la plaque de base, le moule CBR et l'éprouvette » sur la presse en utilisant la position centrée par rapport au piston sous le pénétromètre CBR.

Appliquer une charge progressive à l'aide d'un piston qui a une section de 19,3 cm<sup>2</sup> à vitesse d'enfoncement constante 1,27 mm/min.

Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0,625 - 1,25 - 2 - 2,5 - 5 - 7,5 et 10 mm où le poinçon s'arrête à cette valeur.

Relever les charges correspondantes à la pénétration standard (2,5 mm et 5 mm).

Calculer l'indice CBR, il est connu comme étant la plus grande valeur, il est exprimé en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés :

$$I_{CBR(2,5)} = (\text{Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (en KN)} * 100 / 13,35)$$

$$I_{CBR(5)} = (\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en KN)} * 100 / 19,93)$$

Et donc le CBR à prendre est : **CBR = max (I<sub>CBR(2,5)</sub>, I<sub>CBR(5)</sub>)**. (Figure II.29)



Figure II.29: Essai CBR immergé.

Selon *Harrat (2005)*, on peut évaluer la qualité du sol en utilisant l'indice CBR (Tableau II.17).

Tableau II.17 : Qualité de sol en fonction de l'indice CBR.

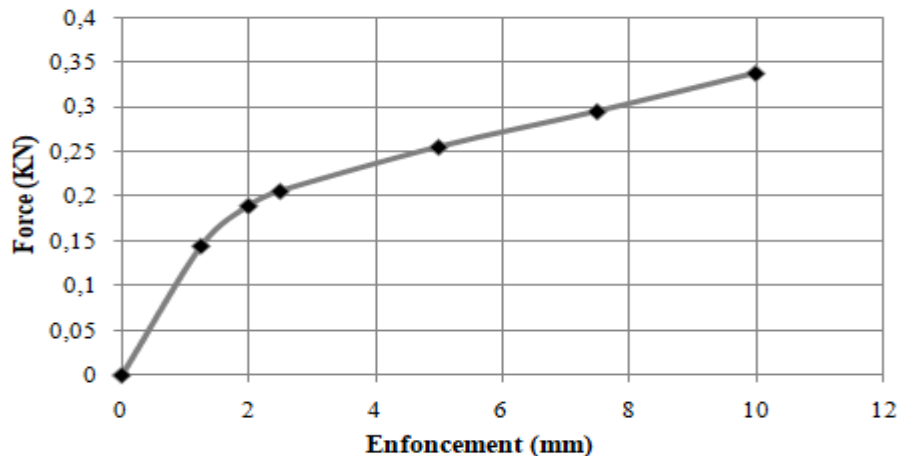
Indice CBR	Portance
$I_{CBR} < 5$	Mauvaise
$5 < I_{CBR} < 10$	Moyenne
$I_{CBR} > 10$	Bonne

#### II.3.12.4 Expression des résultats

Le Tableau ci-dessous présente les résultats obtenu par cet essai.

Tableau II.18 : Les résultats d'essai CBR.

Type de sol	$\gamma_d$ OPN (t/m <sup>3</sup> )	W (%)	$IP_{CBR}$	CBR à 95%	Gonflement(%)
Sol naturel	1,53	23,78	1,55	1,43	3,87



**Figure II.30:** Courbe CBR après immersion du sol naturel.

D'après le Tableau II.17 et II.18, on a constaté que :

- Le sol est argileux, avec une faible densité sèche et une forte teneur en eau optimale.
- Il présente une très mauvaise portance (CBR = 1,55 inférieure à 5), indiquant qu'il est faiblement porteur. Cela signifie qu'il ne peut supporter que de faibles charges avant de se déformer, le rendant inadapté pour les routes et les fondations sans amélioration.
- De plus, son gonflement modéré (3,87 %, soit supérieur à 3 %) peut causer des désordres dans les structures en cas de variations d'humidité (*Chen, 1975*).

### **II.3.13 La Microscopie Electronique à Balayage MEB équipée par EDS**

La microscopie est un groupe de techniques utilisées afin d'imager de petits objets, elle désigne à l'observation de très petits objets invisibles à l'œil nu. . Quelle que soit la technique utilisée, l'appareil utilisé qui rend cette observation possible est appelé microscope. Il existe trois types de microscopies : la microscopie électronique, la microscopie optique et la microscopie à sonde locale.

#### **II.3.13.1 Principe**

La Microscopie Électronique à Balayage (MEB) couplée à la Spectroscopie de Dispersions d'Énergie (EDS) est une méthode d'analyse microscopique effectuée en laboratoire, utilisant un canon à effet de champ. Cette technique permet de produire des images en très haute résolution de la surface d'un prélèvement car elle peut faire un grossissement de l'ordre de \*1000000. Cette technique est utilisée pour étudier la composition chimique et la morphologie des matériaux solides par l'exploration de la surface de l'échantillon sous forme de lignes successives et ainsi de visualiser les minéraux à des grossissements variables.

Cette technique repose principalement sur la détection des électrons secondaires émis par la surface sous l'effet d'un faisceau très fin et précis d'électrons primaires monocinétiques. Ces derniers explorent la surface de l'échantillon, où ils interagissent avec la matière dans une zone spécifique appelée la poire d'interaction. Il existe plusieurs types d'électrons réémis :

Les électrons secondaires : ce sont des électrons qui étaient initialement liés à l'atome et qui sont libérés après avoir absorbé une partie de l'énergie de l'électron incident. Ils sont utilisés en imagerie pour fournir des informations détaillées sur la topographie de la surface de l'échantillon.

Les électrons rétrodiffusés : ces électrons proviennent de l'interaction entre les électrons primaires et les noyaux atomiques.. Ils se caractérisent par une énergie élevée, car ils sont réémis dans une zone allant jusqu'à un micromètre de profondeur. Ce type d'électrons conduit à l'obtention d'images en contraste chimique.

Les photons X : ces rayons sont produits en supprimant l'excitation du cortège électronique des atomes auxquels un électron primaire a été attaché sous l'influence de l'électron. Ce type de rayonnement X fournit toutes les informations chimiques qualitatives et quantitatives spécifiques à l'atome cible. (Analyse EDS : Energy Dispersive Spectroscopy).

Donc, l'analyse EDS détermine la composition et la répartition des éléments chimiques dans l'échantillon analysé, car il est possible d'effectuer une analyse élémentaire en un point précis ou en un point moyen d'une surface, afin de former un profil de concentrations sur une certaine distance ou pour effectuer une cartographie élémentaire de la surface (*Salhi, 2017*).

Les caractéristiques principales du MEB sont :

- La capacité de créer des images à fort grossissement
- Une très grande résolution (jusqu'à 3nm) avec une forte profondeur de champ qui permet de visualiser simultanément de grandes et de petites particules.
- Une possibilité de coupler la microanalyse avec l'imagerie et la préparation des échantillons est relativement facile.

La Figure II.31 représente le schéma du principe d'un MEB équipé d'un détecteur EDS

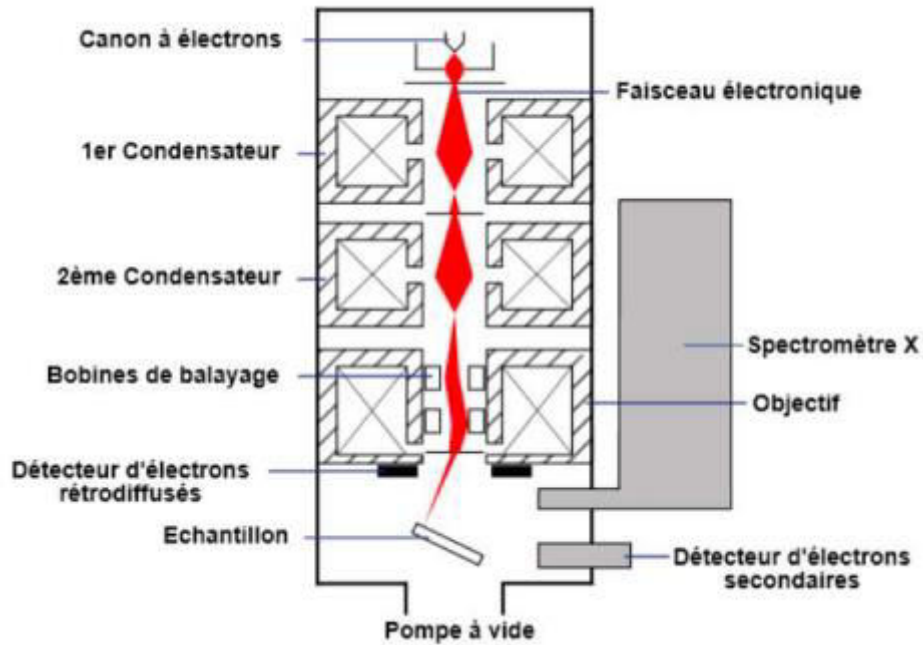


Figure II.31: MEB équipé d'un détecteur EDS (Chour, 2018).

### II.3.13.2 Appareillage

La Figure II.32 illustre l'ensemble du matériel utilisé. Les observations ont été effectuées par microscopie électronique à balayage (MEB) en mode électrons secondaires, couplée à une analyse par spectroscopie à dispersion d'énergie (EDS). Les analyses ont été réalisées à l'aide d'un microscope **Tescan Vega3 SBU Low-Vacuum** (fonctionnant en mode basse pression). Ce microscope permet une variation de la tension d'accélération entre 200 V et 30 kV, avec un grossissement allant de 2,5x à 1 000 000x, et une résolution pouvant atteindre 3 nm à 30 kV. Les échantillons, sous forme de poudres, ont été déposés sur des supports en aluminium pour l'analyse



Figure II.32: Appareil du MEB Tescan Vega3.

### II.3.13.3 Expression des résultats

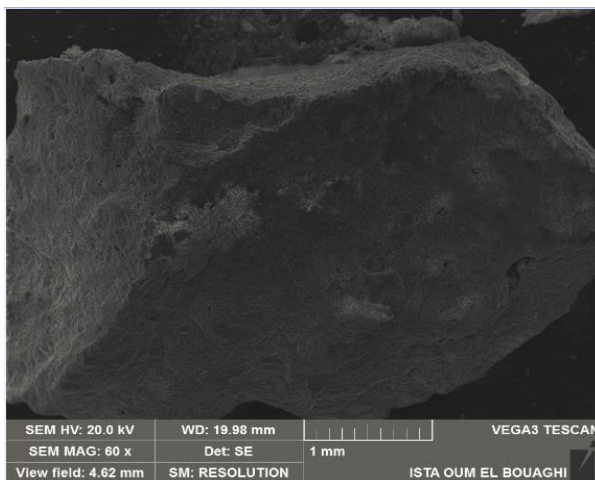
- **Analyse par microscopie électronique à balayage (MEB)**

L'observation topographique de la poudre à l'aide d'un microscope électronique à balayage (MEB) permet d'analyser l'homogénéité et la morphologie des agrégats de la substance étudiée. Ces résultats sont illustrés à la Figure II.33.

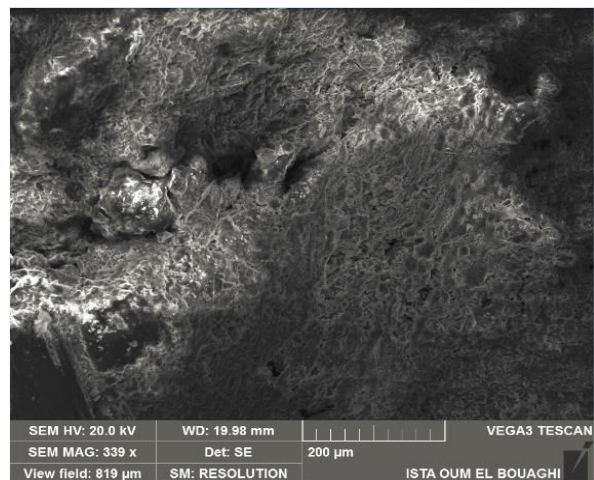
Les images obtenues révèlent la formation de composés chimiques répartis de manière hétérogène sur les surfaces des échantillons. Plusieurs caractéristiques sont observées :

- ✓ Une structure feuilletée typique des sols argileux, propre aux minéraux tels que la kaolinite, l'illite ou la montmorillonite. Cette structure influence la cohésion et le gonflement du sol en présence d'eau.
- ✓ Une disposition irrégulière des particules, alternant entre zones compactes et zones poreuses, où la présence d'espaces vides suggère une certaine perméabilité et capacité de rétention d'eau (*Junique, 2021*).
- ✓ Des fissures sous forme de lignes sombres et irrégulières, probablement causées par les conditions de séchage ou la préparation de l'échantillon, témoignant de la résistance mécanique et du retrait du sol (*Yigzaw, 2009*).

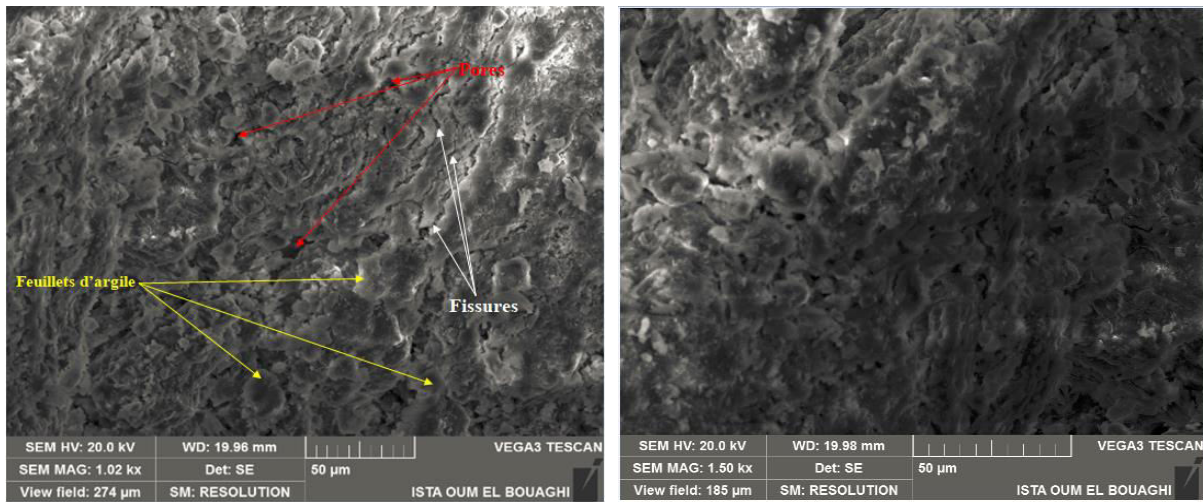
Ces observations rejoignent celles de *Yigzaw (2009)*, qui a mis en évidence, dans les argiles vertes à l'état naturel, une microstructure composée de feuillets empilés avec une porosité interparticulaire. Les observations en microscopie électronique à balayage de son étude ont également révélé la présence de pores de tailles diverses, accompagnées de fissures induites par les cycles hydriques.



*Agrandissement X60*

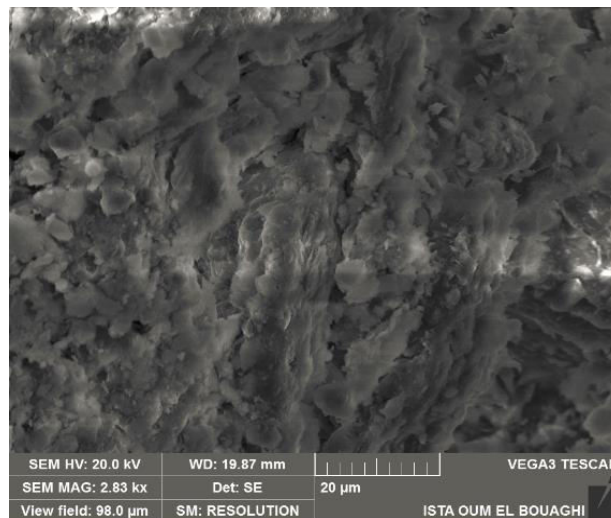


*Agrandissement X339*



*Agrandissement X1020*

*Agrandissement X1500*



*Agrandissement X2830*

**Figure II.33:** Observations MEB du sol naturel à différents niveaux d'Agrandissement.

- **Analyse par spectroscopie à énergie dispersive (EDS)**

Les résultats des analyses EDS présentés dans le Tableau II.19 et Figure II.34 donne les compositions chimiques du sol argileux testé dans cette étude. Ces résultats illustrent clairement la présence d'oxygène par un pourcentage élevé de 55,38% puis la silicone 18,37% puis l'aluminium de 10,8%. Ce qui indique que notre sol est une argile silicate. Ainsi que la présence de calcium et de carbone dans des proportions faibles à significatives indique également la présence de calcite dans le matériau.

La faible proportion de potassium (1,70 %) dans le sol indique une présence limitée d'illite. On peut estimer approximativement la teneur en illite à partir de la concentration en potassium dans le sol argileux. Il a également été constaté que la teneur moyenne en fer dans la composition chimique de ce sol contribue à sa capacité d'absorption d'eau ainsi qu'à sa forte capacité de gonflement (*Belabbaci, 2014*).

Le rapport alumine/silice fournit une indication sur la perméabilité du matériau à l'humidité : plus ce rapport est élevé, plus la perméabilité est importante (*Jarraya et al., 2010*). Dans notre cas, ce rapport est relativement faible, avec une valeur de 1,7, ce qui correspond à une faible perméabilité du matériau.

La composition totale des autres composés chimiques (carbone, fer, magnésium, potassium, calcium, sodium), atteint un rapport de 15,44, ce qui indique que notre argile n'est pas pure (*Sadki et al., 2014*).

**Tableau II.19** : Composition chimique élémentaire de l'échantillon argileux.

Sol naturel	
Elément	% massique
Oxygène	55,38
Silicone	18,37
Carbone	6,19
Aluminium	10,81
Fer	3,95
Magnésium	1,29
Potassium	1,70
Potassium	1,62
Sodium	0,69

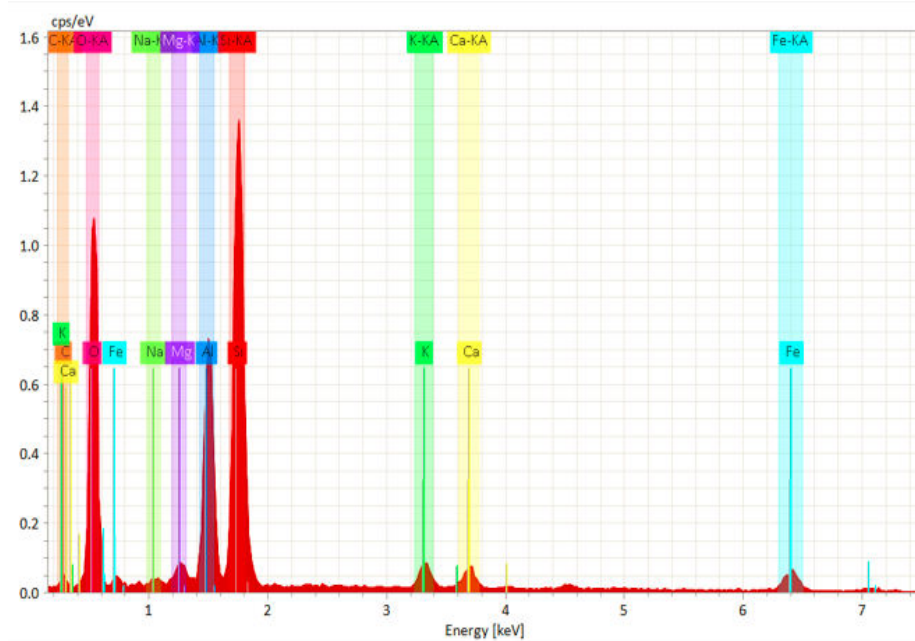


Figure II.34: Diagramme montrant la concentration chimique en fonction d'énergie appliquée du sol naturel.

#### II.4 Classification du sol

Tableau II.20: Tableau Récapitulatif des caractéristiques physiques et mécaniques et chimiques du sol étudié.

Paramètre	Valeur	Norme
Teneur en eau (%)	15.44	<b>NF P 94. 050</b>
Limite de liquidité (%)	76.62	<b>NF P 94. 051</b>
Limite de plasticité(%)	38.07	
Indice de plasticité (%)	38.55	
Valeur du bleu de méthylène	7.5	<b>NF EN 933 .9</b>
Répartition granulométrique		<b>NF P 94.056</b>
Sable fin (%)	02	
Limon (%)	23	
Argile (%)	75	
Taux d'Insolubles (%)	70.80	<b>NF P 94. 048</b>
Taux de carbonates (%)	14.96	

Taux de sulfates (%)	5.88	
L'angle de frottement interne (°)	3.90	<b>NF P 94. 070</b>
Cohésion apparente (bars)	0.222	
Angle de frottement effectif (°)	13	<b>NF P 94. 071-2</b>
Cohésion effective (bars)	0.193	
Contrainte de préconsolidation (bars)	1.47	<b>NF P 94. 090-1</b>
Coefficient de compressibilité	0.182	
Coefficient de gonflement	0.069	
Pression de gonflement (bars)	3.75	
Force appliquée Fs (Kg)	315.17	<b>NF P 94-077</b>
Résistance à la compression(MPa)	0.401	
Densité sèche maximale (t/m <sup>3</sup> )	1.532	<b>NF P 94.093</b>
Teneur en eau optimale (%)	23.78	
Potentiel de gonflement G (%)	3.87	<b>NF P 94.078</b>

Selon le GTR (2000) et les résultats présentés dans le Tableau II.20, le sol de Didouche Mourad est une argile marneuse très plastique, classée A3. Il présente une activité très élevée, ce qui indique un potentiel de gonflement important. Ce type de sol est fortement expansif et presque imperméable. Il se caractérise par une agressivité marquée, se traduisant par une résistance mécanique limitée et une mauvaise portance à une teneur en eau moyenne. Par conséquent, ce sol présente des difficultés tant pour sa manipulation en laboratoire que pour sa mise en œuvre sur chantier.

## **II.5 Procédures des essais après traitement aux sels et géotextiles**

### **II.5.1 Procédures des essais après traitement aux sels KCl et NaCl**

#### **II.5.1.1 Essai de limite d'Atterberg après traitement**

Afin de mesurer les limites de consistance des mélanges sol-solutions salines, la portion de sol naturel a été séchée à l'air (après le tamisage humide) et mélangée à différentes concentrations de sels 0.5,1et 2 M de KCl d'une part et de NaCl de l'autre part comme pendant le traitement du sol. Après avoir bien mélangé pendant environ 10 minutes pour assurer

l'homogénéité, la méthode standard a été appliquée pour mesurer les limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-051.

### II.5.1.2 Préparation des échantillons

Selon la norme française NF P 94.093 un test Proctor normal a été réalisé pour déterminer la densité sèche optimale et la teneur en eau optimale pour les mélanges sol-sels avec différentes concentrations 0.5, 1 et 2 M du KCl et NaCl, respectivement. L'humidification a été assurée, dans notre expérimentation, grâce à des solutions de chlorure de potassium et de chlorure de sodium.

Premièrement, une quantité de sol a été séchée, broyée manuellement et tamisée par un tamis de 5 mm. Ensuite, le sol a été humidifié avec une certaine quantité de solution saline à différentes concentrations (0.5,1 et 2 M du KCl d'une part et de 0.5,1 et 2 M du NaCl de l'autre part ), ce mélange a été conservé dans des sacs en plastiques bien fermés pour assurer la répartition homogène des sels , après cela le compactage a été fait dans un moule cylindrique de 116.4 mm d'hauteur intérieure et de 101 mm de diamètre par l'utilisation d'une dame normalisée afin d'atteindre la teneur en solution et la densité sèche optimales déterminées par les tests de Proctor effectués sur chaque mélange sol-sels à différentes concentrations .

Les paramètres des tests de Proctor ont été utilisés pour préparer les échantillons afin de faire des essais de : triaxial, compression simple, gonflement libre à l'oedometre et la compressibilité à l'oedometre, ces tests ont été réalisés chacun selon sa propre norme française mentionnée ci-dessus dans les parties II.3.6; II.3.10; II.3.9 et II.3.8 respectivement, où leurs échantillons ont été taillés directement à partir des éprouvettes de Proctor qui ont donné la teneur en solution et la densité sèche optimales pour chaque concentration des différents sels utilisés.

### II.5.1.3 Essai de CBR après traitement

Des essais de CBR immergé ont été réalisés sur des échantillons traités avec des solutions salines (KCl et NaCl) à différentes concentrations. Ces échantillons ont été préparés de la même manière que le test Proctor, à la seule différence que le tamisage a été effectué à l'aide d'un tamis de 20 mm, ainsi que le diamètre du moule, où un moule de 152 mm de diamètre a été utilisé (plus grand qu'un moule de Proctor de 101 mm), conformément à la norme française P 94-078, ces expériences ont été réalisées comme mentionné précédemment dans la partie II.3.12.

### II.5.2 Procédures des essais après traitement aux sels et géotextiles

Les géotextiles de renforcement ont été employés dans plusieurs essais, notamment la compression simple, le Proctor et le CBR immergé.

Cette procédure a été appliquée sur des mélanges de sol-sels, où il a été humidifié avec des sels KCl et NaCl à différentes concentrations de 0.5, 1 et 2 M.

Après l'hydratation, les échantillons ont été compactés individuellement dans des moules Proctor, CBR et de compression simple, conformément aux normes françaises mentionnées précédemment. Les géotextiles ont été disposés selon l'agencement suivant :

Découper le géotextile aux dimensions du moule.

Placer une première couche de sol dans le moule (les géotextiles ayant été positionnés parallèlement à la surface horizontale). Après leur mise en place, les échantillons sont compactés à l'aide d'une tige de compactage. Déposer ensuite une couche de géotextile sur la couche de sol compactée, puis ajouter une nouvelle couche de sol par-dessus le géotextile et compacter à nouveau Figure II.35, en respectant les normes en vigueur (nombre de couches et nombre de coups de dame définis).

Différents essais ont été réalisés afin de déterminer la hauteur initiale de l'échantillon et la position optimale des couches de géotextiles. Après avoir établi la position appropriée du géotextile, de nouveaux échantillons ont été préparés.

Cette opération est répétée jusqu'au remplissage complet du moule, en respectant rigoureusement la méthodologie des essais. La méthode de préparation des échantillons utilisée pour les essais est celle adoptée par *Bera et al. (2009)*.

Ainsi, les échantillons étaient prêts pour l'ensemble des tests destinés à évaluer l'effet des géotextiles sur la densification, le comportement mécanique du sol, sa capacité portante et sa résistance à la compression.



**Figure II.35:** Disposition des couches de géotextile

### II.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons tout d'abord présenté les différents essais réalisés dans le cadre de cette étude, en commençant par les essais d'identification physique, mécanique et chimique, essentiels pour la caractérisation et la classification des sols. Une brève définition de chaque essai a été donnée, suivie de la présentation, de l'analyse et de la discussion des résultats obtenus. Les essais réalisés sont les suivants : analyse granulométrique, limites d'Atterberg, bleu de méthylène, analyses chimiques, essai triaxial UU, essai de cisaillement, compressibilité, gonflement libre, compression simple, compactage, CBR et MEB.

Dans un second temps, la méthodologie adoptée avant et après traitement a été détaillée. Une description précise de la préparation des échantillons reconstitués a été fournie, en fonction de la nature et du type d'essai, tout en respectant les normes françaises en vigueur.

---

# *Chapitre III*

*Résultats et discussion*

---

### **III.1 Introduction**

Afin d'étudier l'effet de l'ajout de sels et de géotextiles sur l'amélioration des propriétés physiques et mécaniques du sol gonflant puis sa stabilisation, nous avons élaboré un protocole expérimental basé sur des essais géotechniques standards et des techniques utilisées principalement dans la recherche selon les normes françaises AFNOR.

Le programme expérimental de recherche a été mené dans deux laboratoires distincts. Le premier est le laboratoire de mécanique des sols relevant du département géotechnique du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (LTP-Est) à Constantine. Le second est le laboratoire de l'Institut des Sciences et Technologies d'Oum El Bouaghi, utilisé pour les analyses au microscope électronique à balayage (MEB).

À partir des résultats obtenus, nous avons analysé l'influence du traitement par les sels et les géotextiles sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol de Didouche Mourad.

Les résultats des essais discutés dans ce chapitre montrent la différence de comportement mécanique, géotechnique du sol gonflant avant et après son traitement par les sels (KCl, NaCl) et les géotextiles. Une grande partie de ce chapitre a été consacrée à l'étude de l'influence des fortes concentrations en sel sur le comportement mécanique du sol.

Ce chapitre donc va s'articuler sur deux campagnes d'essais :

- Effet du traitement par l'utilisation des sels KCl et NaCl à différentes concentrations 0,5 M, 1M et 2 M sur les caractéristiques physique et mécanique du sol étudié.
- Effet du traitement par l'utilisation des sels et des géotextiles de renforcement sur la résistance à la compression, les paramètres de compactage et la portance du sol traité dans les conditions imbibées.

### **III.2 Influence des différents sels sur les caractéristiques mécaniques du sol**

#### **III.2.1 L'effet des sels KCl et NaCl sur les limites d'Atterberg**

Le changement des limites d'Atterberg après l'ajout de sels KCl et NaCl a montré un effet notable par durcissement.

L'analyse de l'impact des sels KCl et NaCl sur les limites d'Atterberg révèle que la concentration saline influence fortement le comportement des sols fins. L'augmentation de la concentration entraîne une diminution notable de la plasticité, attribuée aux interactions ioniques entre les sels et les minéraux argileux. Cela s'explique par la réduction de l'épaisseur de la double couche diffuse et par l'augmentation de la résistance au cisaillement entre les particules du sol, ce qui induit un phénomène de floculation (*Frydman et Ehrenreich, 1977 et Al-Omari et al., 2010*).

D’après le Tableau III.1, On remarque que la limite de liquidité du sol non traité est de 76,62 %. Après l’ajout de 0,5 M, 1 M et 2 M de KCl, elle diminue respectivement à 72,9 %, 65,19 % et 57,27 %. De la même manière, l’ajout de 0,5 M, 1 M et 2 M de NaCl entraîne une diminution de la limite de liquidité, qui passe respectivement à 63,02 %, 63,8 % et 49,17 %.

Concernant la limite de plasticité, elle varie entre 40,02 % et 30,08 % pour des concentrations de 0,5 M à 2 M de KCl, alors qu’à l’état naturel, elle est de 38,07 %. Pour le NaCl, avec les mêmes concentrations, la limite de plasticité se situe entre 34,6 % et 27,1 %.

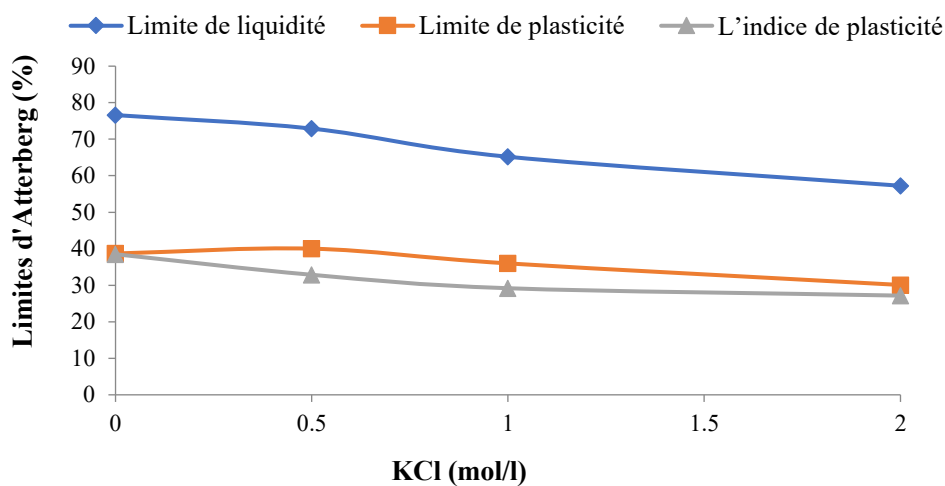
En ce qui concerne l’indice de plasticité, il est compris entre 32,87 % et 27,17 % pour le KCl, et entre 28,43 % et 22,06 % pour le NaCl.

Comme illustré à la Figure III.1, l’ajout de KCl et de NaCl entraîne une diminution notable de l’indice de plasticité, avec une réduction maximale observée à une concentration de 2 M.: environ 29 % pour KCl et 43,1 % pour NaCl. À cette concentration, la limite de liquidité et la limite de plasticité sont également réduites : respectivement de 26 % et 21 % pour KCl, et de 35 % et 29 % pour NaCl. Cela indique une augmentation de la taille des particules. (*Rehab et Boukhatem, 2016*)

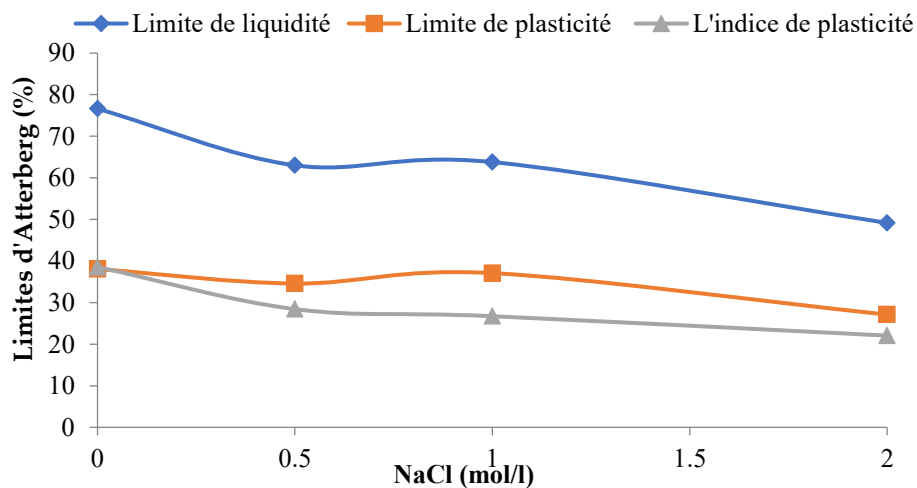
Le même comportement a été observé par *Schmitz et Van Paasen (2003)*, *Al-Omari et al. (2010)*, *Lo et al. (2002)* et *Shukla et al. (2018)*. Ils ont constaté que la réduction de la limite de liquidité est liée à l’augmentation de la molarité du sel. Cette diminution se produit même lorsque la teneur en eau est élevée, ce qui confirme que l’ajout de sels à différentes concentrations rend le sol plus consistant par rapport à son état normal en modifiant la chimie de l’eau interstitielle, particulièrement dans les argiles expansives. Ainsi, un potentiel de gonflement plus faible a été observé, ce qui traduit une amélioration de la maniabilité du sol ainsi qu’un meilleur compactage (*Atahu, 2020*).

**Tableau III.1:** Résultats des limites d’Atterberg à différentes concentration des sels KCl et NaCl.

Concentration des sels (mol/l)		Limites d’Atterberg		
		Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	L’indice de plasticité
<b>KCl et NaCl</b>	0	76.62	38.07	38.55
<b>KCl</b>	0,5	72,9	40,02	32,87
	1	65,19	35,9	29,19
	2	57,27	30,08	27,17
<b>NaCl</b>	0,5	63,02	34,59	28,43
	1	63,8	37,09	26,73
	2	49,17	27,11	22,06



(a)



(b)

Figure III.1: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur les limites d'Atterberg.

### III.2.2 L'effet des sels KCl et NaCl sur l'angle de frottement et la cohésion (Essais de cisaillement au triaxial type UU)

Les paramètres de la résistance au cisaillement sont influencés par la composition, la structure, les liaisons interparticulaires ainsi que par les effets microscopiques des particules du sol (Han et al., 2018). Ils varient également selon le type et la teneur des additifs incorporés. Comme le montre la Figure 4.2 (a, b) et Tableau III.2, les résultats révèlent que les sels KCl et NaCl ont un impact significatif sur ces paramètres. En particulier, la cohésion et l'angle de frottement augmentent avec la concentration en sel. Toutefois, l'ajout de NaCl engendre une hausse plus marquée de ces deux propriétés comparé au KCl, ce qui souligne

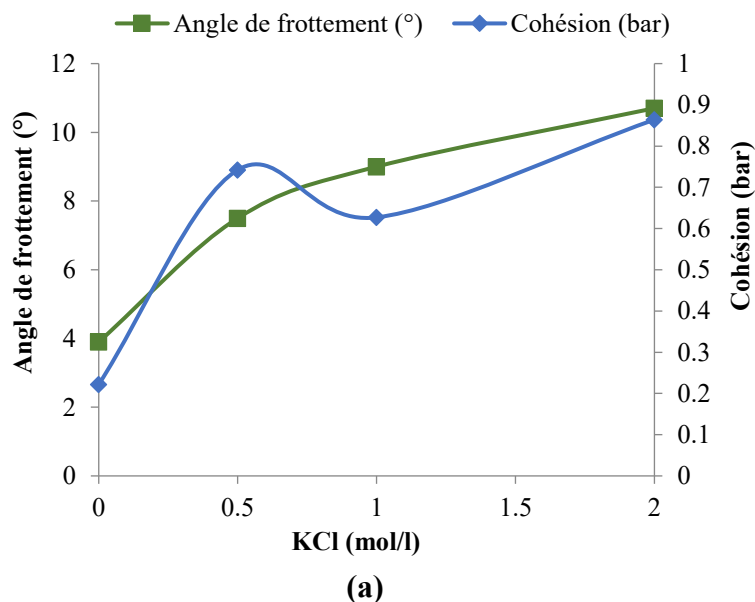
l'influence notable du type et de la concentration de sel sur la résistance au cisaillement du sol.

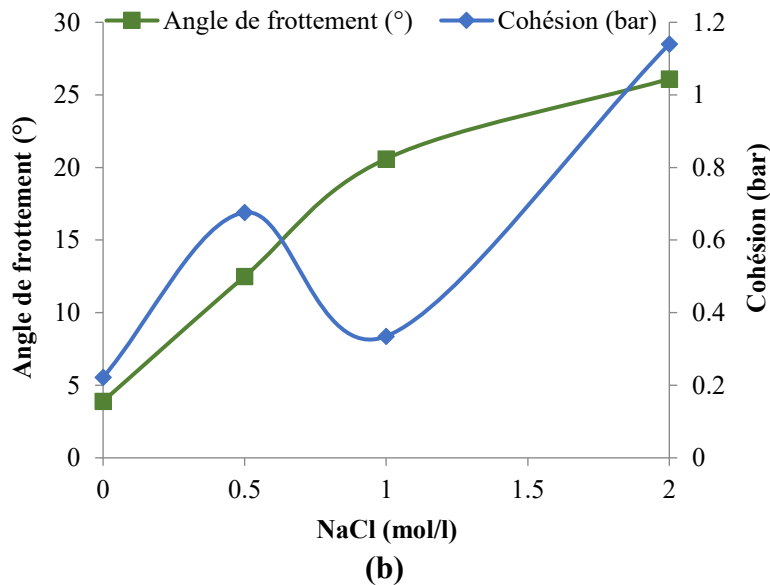
**Tableau III.2 :** Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur la cohésion et l'angle de frottement.

	Sol naturel	KCl (mol/l)			NaCl (mol/l)		
	/	0,5	1	2	0,5	1	2
<b>Cohésion (bar)</b>	0,22	0,74	0,62	0,86	0,67	0,33	1,14
<b>Angle de frottement (°)</b>	3,9	7,5	9	10,7	12,5	20,6	26,1

D'après le Tableau III.2, qui montre l'effet des sels sur l'angle de frottement et la cohésion, on peut conclure que ces paramètres augmentent avec la concentration en sels dans le sol. Cela indique une amélioration des propriétés de cisaillement, due au remplissage des vides entre les particules du sol par les sels, rendant la structure plus rugueuse que celle d'un sol non traité.

Selon la Figure III.2, on observe que la plus forte amélioration des propriétés mécaniques se produit à une concentration de 2 M en KCl et NaCl, avec une augmentation des valeurs de  $C_u$  d'environ 289,2 % et 413,5 % respectivement. De même, les valeurs de  $\Phi_u$  ont augmenté d'environ 174,4 % pour le KCl et 569,2 % pour le NaCl. En absence de sels (0 M), les valeurs de  $C_u$  et  $\Phi_u$  étaient respectivement de 0,222 bar et 3,90°.





**Figure III.2:** L'effet des sels de KCl et de NaCl sur l'angle de frottement et la cohésion.

L'ajout de 0,5 M de sel a entraîné une augmentation linéaire de  $C_u$  et  $\Phi_u$ . Toutefois, à une concentration de 1 M en KCl et NaCl, une diminution de la cohésion a été constatée, probablement en raison de l'allongement des distances interparticulaires et de la baisse de l'intensité des forces d'attraction entre les particules d'argile (*Al-Shayea, 2001*). Cela suggère que l'épaississement de la double couche diffuse augmente l'espacement entre les particules, limitant ainsi leur capacité d'adsorption supplémentaire.

À une concentration de 2 M, une nette amélioration a été enregistrée dans les paramètres de cohésion et l'angle de frottement. Par conséquent, L'ajout de sels permet d'améliorer la cohésion de l'argile. Selon la classification des sols basée sur  $C_u$ , le sol passe d'un état mou (non traité) à un état ferme (traité). Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus par *Dubey et Jain (2015)*, qui ont également observé une augmentation des valeurs de  $C_u$  et  $\Phi_u$  après l'ajout de NaCl.

La variation de performance entre le NaCl et le KCl à différentes concentrations peut s'expliquer par l'effet des ions sur les propriétés du sol argileux, ainsi que par les caractéristiques des cations  $Na^+$  et  $K^+$ , telles que leur taille ionique, leur valence et leur comportement en solution hydratée, sachant que plus un ion est de grande taille, plus sa capacité de remplacement est élevée (*Azouz, 2006*).

Il en résulte que l'ajout de sel dans le sol entraîne une augmentation de la concentration en ions dans l'eau interstitielle, tout en réduisant simultanément l'épaisseur de la double couche. Cela provoque une diminution de la répulsion entre les particules et une augmentation de leur attraction, ce qui se traduit par une plus grande cohésion du sol (*Perloff, 1976*).

### III.2.3 L'effet des sels KCl et NaCl sur les paramètres de compressibilités

L'influence des sels de KCl et de NaCl sur les paramètres de compressibilité est présentée au Tableau III.3. Les résultats obtenus montrent une amélioration significative des propriétés mécaniques du sol traité. En particulier, on observe une réduction marquée de coefficient de gonflement ainsi qu'une augmentation notable de l'indice de compressibilité, en fonction de la concentration des solutions salines appliquées.

**Tableau III.3:** Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres de compressibilités

	Naturel	KCl (mol/l)			NaCl (mol/l)		
	/	0,5	1	2	0,5	1	2
<b>Pc (bar)</b>	1,47	1,53	2,93	4,40	1,38	2,90	2,33
<b>Cc</b>	0,18	0,26	0,21	0,19	0,27	0,23	0,23
<b>Cg</b>	0,069	0,068	0,044	0,040	0,065	0,057	0,051

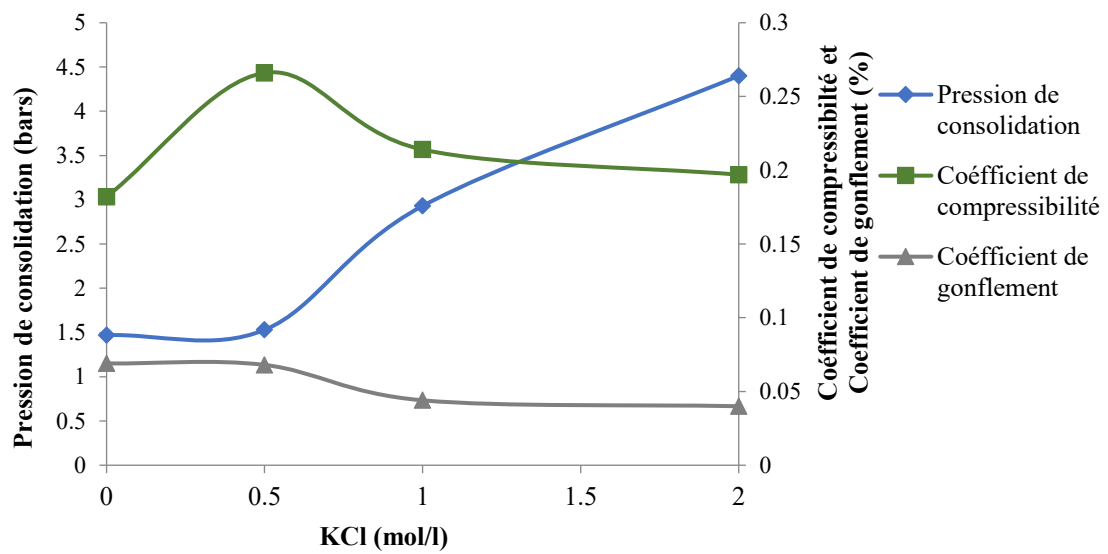
D'après la Figure III.3 (a et b) et par rapport à l'état naturel du sol, le coefficient de gonflement a été réduit de 43 % avec une concentration de 2 M de KCl et de 27 % avec la même concentration de NaCl. En parallèle, une augmentation du coefficient de compressibilité a été enregistrée, atteignant 8,3 % pour le KCl et 28,6 % pour le NaCl à une concentration de 2 M. Sur la base de la classification des sols selon les indices de gonflement (Cg) et de compressibilité (Cc), le sol est passé d'un état très gonflant à un état moyennement à peu gonflant suite à l'ajout de 2 M de KCl ou NaCl. De plus, le sol initialement moyennement compressible devient assez fortement compressible après traitement avec 2 M de NaCl.

Cette réduction du coefficient de gonflement après traitement peut être attribuée à plusieurs facteurs :

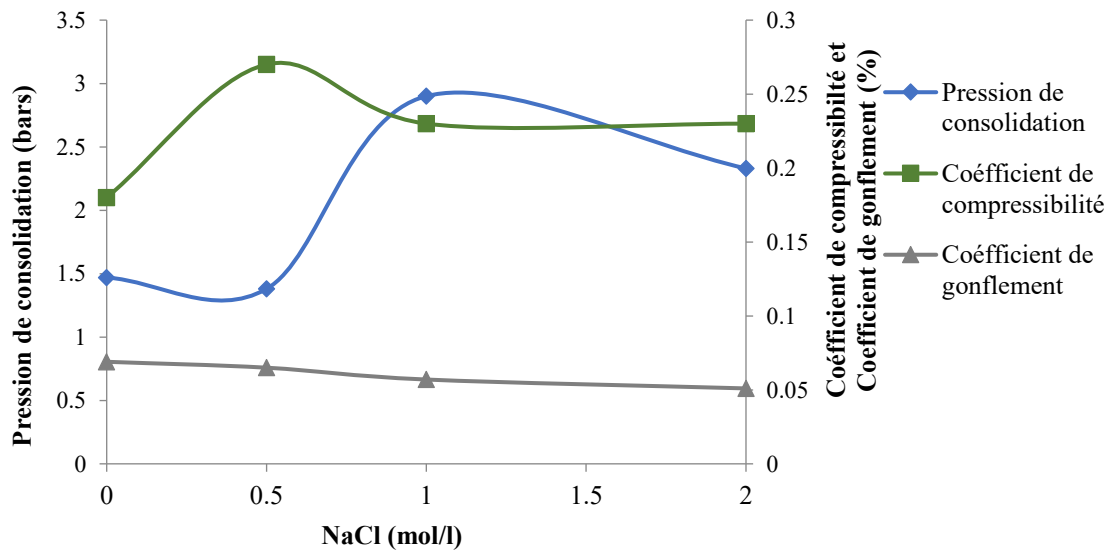
- L'augmentation des ions ( $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$ ), qui diminue la solubilité du gypse et du calcaire présents dans le matériau (comme expliqué dans le chapitre 2). Ainsi, une diminution du paramètre de gonflement avec l'augmentation de la salinité semble raisonnable.
- La réduction de l'épaisseur de la double couche et l'augmentation des forces d'attraction entre les particules à mesure que la concentration du fluide interstitiel augmente.
- De plus, le sel utilisé agit comme un matériau de remplissage dans les pores du sol et crée de nouvelles liaisons entre les particules. Une structure de floculation se forme alors, et les cristaux de sel peuvent également se déposer dans les pores du sol, jouant

un rôle de ciment. Cela empêche ainsi le sol de se dilater par adsorption d'eau (Alamdar, 1999).

Une augmentation du coefficient de compressibilité indique que l'argile devient plus compressible en présence de sels (Un coefficient plus élevé signifie que le sol est plus compressible), notamment de chlorure de sodium. Cela est dû aux changements dans l'interaction électrostatique entre les particules d'argile causés par la nature de la concentration des ions introduits. Cela signifie que la stabilité du sol argileux et sa capacité portante peuvent être modifiées par la salinité, ce qui est très important dans les travaux de construction ou les travaux en milieu salin et pollué.



(a)



(b)

Figure III.3: L'effet des sels KCl et NaCl sur les propriétés de compressibilité.

### III.2.4 Effet des sels KCl et NaCl la pression de gonflement libre

Selon les résultats du test de gonflement libre réalisé à l'œdomètre, résumés dans la Figure III.4, la réduction la plus significative de la pression de gonflement a été observée à une concentration de 2 M en KCl et en NaCl. À cette concentration, la pression de gonflement a diminué d'environ 66 % pour le KCl et 60 % pour le NaCl par rapport au sol non traité. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par *Abu Baker et al. (2004)*, *Bekkouche et al. (2007)*, *Al-Omari et al. (2010)* et *Gueddouda et al. (2011)*, qui ont tous mis en évidence l'effet important du KCl et du NaCl dans la réduction de la pression de gonflement. Par ailleurs, le gonflement libre du sol montre une diminution linéaire avec l'augmentation de la concentration en produits chimiques jusqu'à atteindre une valeur optimale, au-delà de laquelle l'effet devient négligeable.

L'effet le plus marqué du KCl par rapport au NaCl peut être attribué aux propriétés spécifiques de l'ion potassium ( $K^+$ ), qui possède un rayon hydraté plus petit que celui du sodium ( $Na^+$ ), ce qui lui permet de pénétrer plus efficacement entre les feuillets d'argile et de provoquer une réduction plus forte des interactions répulsives. Plusieurs études antérieures confirment cette tendance, notamment celles de *Komine et Ogata (1999)*.

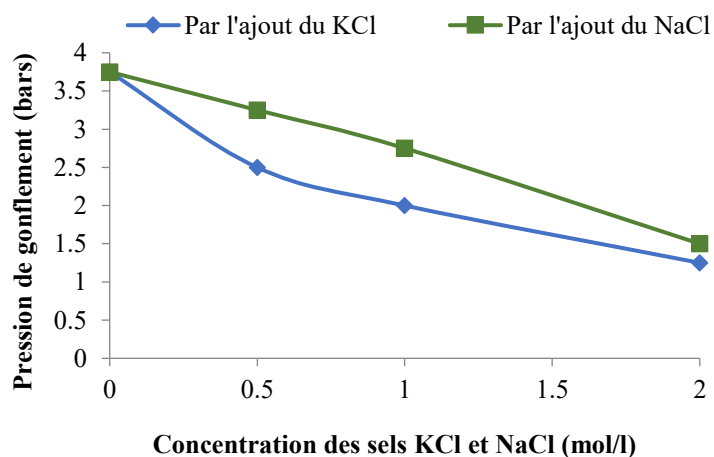


Figure III.4: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur la pression de gonflement.

### III.2.5 Effet des sels KCl et NaCl sur la résistance à la compression

Le Tableau III.4 illustre la variation de la résistance à la compression uniaxiale ( $R_c$ ) d'un sol argileux stabilisé à l'aide de sels (KCl et NaCl) à différentes concentrations (0,5 M, 1 M et 2 M). La résistance à la compression du sol témoin est de 0,401 MPa. L'ajout de KCl et de NaCl à une concentration de 2 M a permis d'augmenter cette résistance à 0,860 MPa et 0,680 MPa respectivement. La concentration de 2 M s'est avéré la plus efficace pour améliorer la

résistance à la compression, quel que soit le sel utilisé. L'augmentation maximale observée est de 114,5 % pour le KCl et de 70 % pour le NaCl. Ces résultats sont similaires avec ceux rapportés par *Shukla et al. (2018)* ainsi que par *Prakhar et Rajesh (2015)*.

**Tableau III.4:** Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres du l'essai de compression simple.

	Sol naturel	KCl (mol /l)			NaCl (mol /l)		
	/	0,5	1	2	0,5	1	2
<b>Fs (Kg)</b>	315,17	347,87	492,03	670	400	510,3	540,1
<b>Rc (MPa)</b>	0,401	0,443	0,626	0,860	0,510	0,650	0,680

À une concentration de 0,5 M et 1M, le NaCl donne une meilleure amélioration que le KCl, tandis que ce dernier apparaît meilleur à une concentration de 2M (Figure III.5). Cela est dû probablement au fait que le sodium est un ion à charge unique qui réduit les distances entre les particules du sol argileux, ce qui améliore la capacité du sol à drainer initialement l'eau à de faibles concentrations. En revanche, l'ion potassium est capable de remplacer les ions hydrogène et d'autres ions présents à la surface des grains d'argile. Ainsi, à de faibles concentrations (0,5 et 1 M), l'ion sodium (Na<sup>+</sup>) améliore bien la stabilité du sol car il pénètre entre les particules du sol et favorise le compactage et le drainage. Après avoir augmenté la concentration à 2 M, l'accumulation de sodium peut entraîner la dispersion de l'argile plutôt que son agglomération. Dans ce cas, le potassium devient plus efficace. Donc Na<sup>+</sup> à basse concentration améliore la dispersion et la densification et K<sup>+</sup> à haute concentration favorise la floculation et la cohésion (*Norton et Wang, 1999; Sharma et Sivapullaiah, 2011*).

On conclut que l'amélioration de la résistance à la compression de l'argile après traitement au KCl et NaCl reflète une modification de la structure interne du sol, favorisant une meilleure agrégation des particules. Les résultats de cette étude sont similaires avec les résultats obtenus par :

*Nalbantoglu et Tuncer (2001)* qui ont trouvé que le traitement des sols argileux avec des solutions salines (calcium et potassium) augmente considérablement la résistance à la compression. Cet effet est probablement dû à la diminution de la teneur en eau et à l'amélioration de la compaction.

*Yilmaz (2006)* a également rapporté que le potassium est efficace pour améliorer la résistance à la compression des sols argileux, en raison de la forte affinité du K<sup>+</sup> pour les surfaces argileuses.

*Sivapullaiah et al. (2000)* ont constaté que l'ajout de chlorure de potassium (KCl) à des sols argileux améliore considérablement leur résistance à la compression, en raison d'une meilleure floculation et stabilité de la structure argileuse.

*Zhou et al. (2014)* ont aussi trouvé que la résistance à la compression non confinée est augmentée avec des concentrations croissantes de sels.

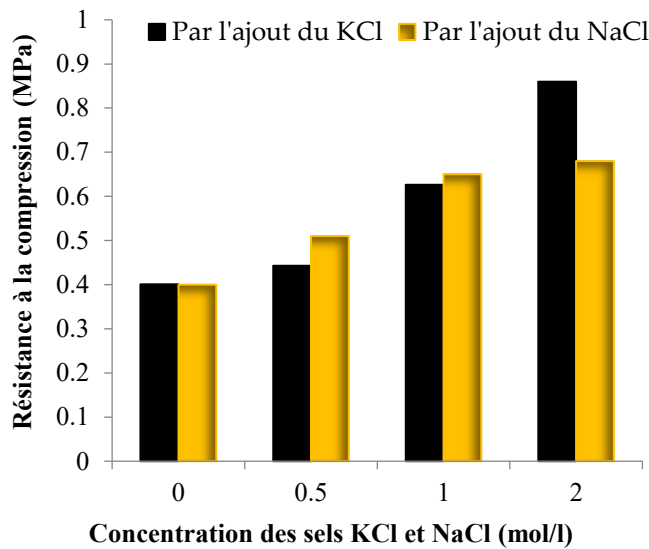


Figure III.5: L'effet des sels de KCl et de NaCl sur la résistance à la compression.

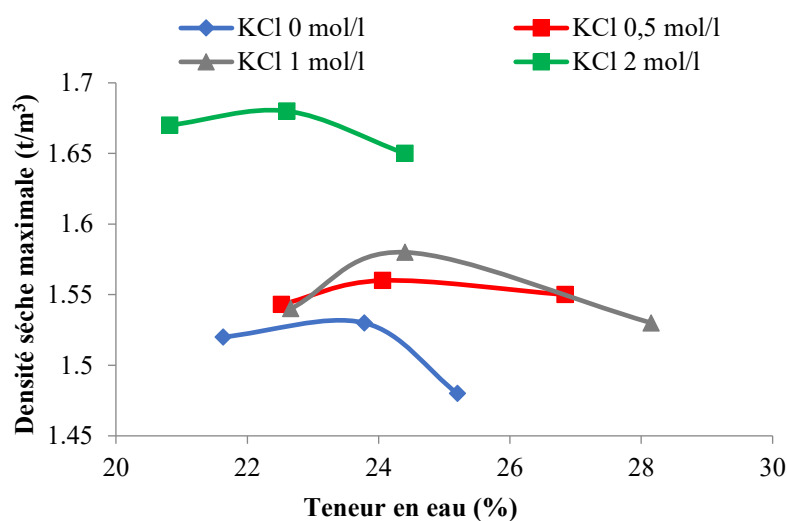
### III.2.6 Effet des sels KCl et NaCl sur les paramètres de compactage

Le Tableau III.5 présente les résultats des propriétés de compactage, notamment la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale, pour le sol témoin ainsi que pour le sol traité avec différentes concentrations de sels de KCl et de NaCl. Ce tableau indique que la densité sèche du sol non traité est de 1,53 t/m<sup>3</sup>. Avec l'ajout de KCl à des concentrations de 0,5 M, 1 M et 2 M, la densité sèche augmente respectivement à 1,56 t/m<sup>3</sup>, 1,58 t/m<sup>3</sup> et 1,68 t/m<sup>3</sup>. En présence de NaCl aux mêmes concentrations, elle atteint respectivement 1,61 t/m<sup>3</sup>, 1,63 t/m<sup>3</sup> et 1,64 t/m<sup>3</sup>. En revanche, la teneur en eau optimale du sol non traité est de 23,78 %. Celle-ci diminue à 22,6 % avec 2 M de KCl, et à 21,96 % avec 2 M de NaCl.

Tableau III.5: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres du compactage.

	Sol naturel	KCl (mol/l)			NaCl (mol/l)		
	/	0,5	1	2	0,5	1	2
Teneur en eau W (%)	23,78	24,04	24,4	22,6	23,35	22,55	21,96
Densité sèche maximale $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,53	1,56	1,58	1,68	1,61	1,63	1,64

Pour le chlorure de potassium, la teneur en eau a augmenté jusqu'à une concentration de 1 M, atteignant 24,4 %. Cela reflète le phénomène de floculation des particules d'argile, car les ions  $K^+$  neutralisent partiellement les charges négatives à la surface des feuillets, ce qui améliore l'agrégation et augmente la porosité du sol. Cette structure agglomérée permet au sol de retenir plus d'eau (Abood, 2007). Cependant, après cette concentration de 2 M, la teneur en eau a diminué à 22,6 %, indiquant une saturation ionique et une compression de la double couche diffusée, conduisant ainsi à une structure plus compacte, c'est-à-dire que sa capacité de rétention d'eau a diminué. En parallèle, la densité sèche maximale a atteint sa valeur la plus élevée (1,68  $t/m^3$ ), indiquant une amélioration de la compacité du sol. En revanche, un comportement similaire a été observé avec le chlorure de sodium, car les ions  $Na^+$  les plus hydratés étaient moins efficaces pour déterminer les charges, conduisant à une floculation plus modérée. Cette diminution progressive de la teneur en eau s'est accompagnée d'une augmentation régulière de la densité sèche (jusqu'à 1,64  $t/m^3$  à 2 M), reflétant une meilleure organisation des particules sous l'effet du compactage (Wood, 1971 ; Lambe, 1958).



(a)

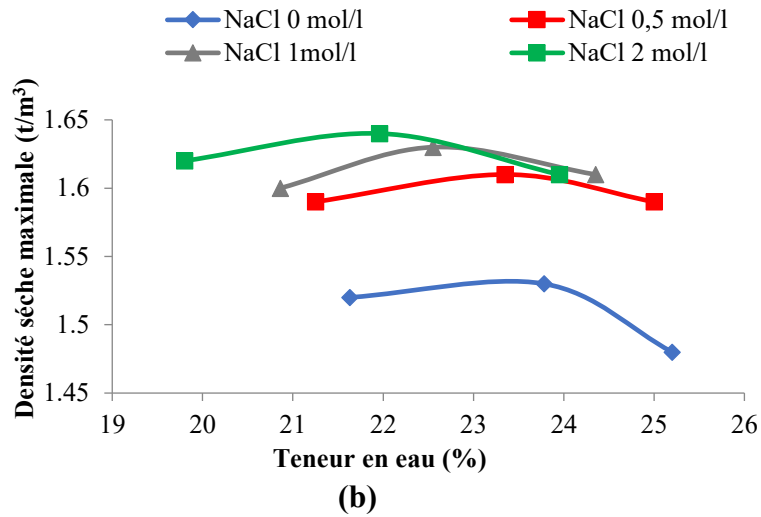


Figure III.6: Influence des sels KCl et NaCl sur les propriétés de compactage.

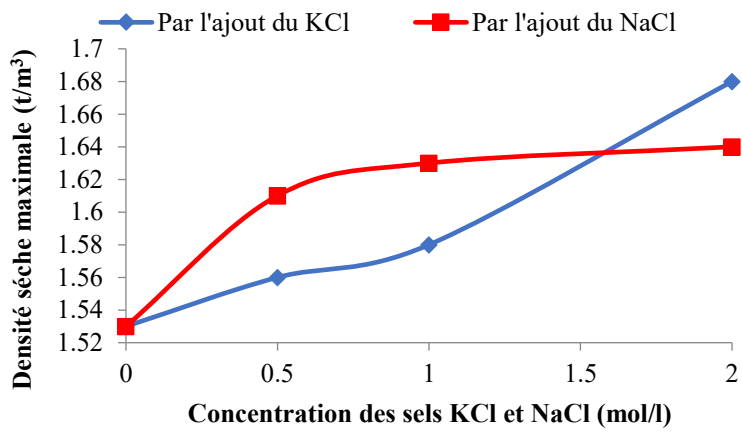


Figure III.7: Influence des sels KCl et NaCl sur densité sèche maximale.

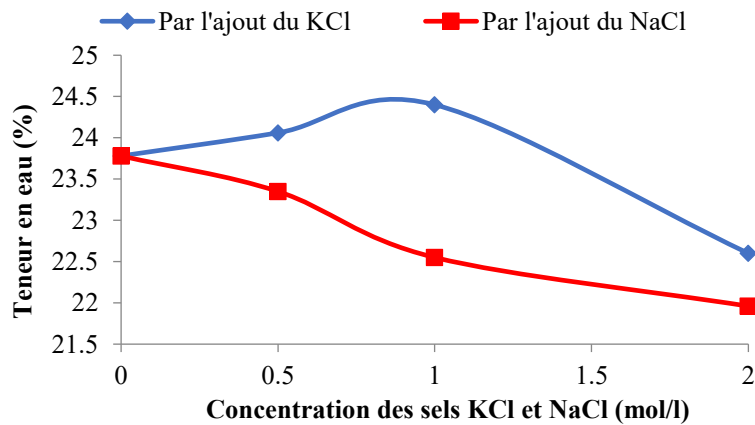


Figure III.8: Influence des sels KCl et NaCl sur la teneur en eau optimale.

Les Figures III.6 (a, b), III.7 et III.8 présentent les courbes de compactage du sol traité avec différentes concentrations de sels. On observe une relation proportionnelle entre la densité sèche maximale et l'ajout de sels, ainsi qu'une relation inversement proportionnelle entre l'ajout de sels et la teneur en eau optimale. Aussi le changement le plus important est enregistré dans le côté sec que le côté humide.

La densité sèche du sol augmente avec la concentration des sels. Notamment, les valeurs les plus élevées de densité sèche maximale et les plus faibles de teneur en eau optimale sont obtenues avec un ajout de 2M de sels. Après l'incorporation de 2M de KCl et de NaCl, la densité sèche a augmenté de 9,8 % et 7,8 %, respectivement. Ces résultats sont similaires avec les observations rapportées par *El Kady et al. (2020)*, *Afrin (2017)*, *Al-Omari et al. (2010)* et *Shukla et al. (2018)*.

Les tests montrent que l'ajout de sels améliore significativement les propriétés de compactage du sol. Cette amélioration s'explique par la réaction des chlorures de sodium (NaCl) et de potassium (KCl) avec les oxydes et hydroxydes de calcium présents dans le sol, conduisant à la formation de chlorure de calcium (CaCl<sub>2</sub>). Ce dernier joue un rôle très important dans le durcissement du sol et la réduction de sa teneur en eau (*Otoko, 2014*).

### **III.2.7 Effet des sels KCl et NaCl sur CBR (California Bearing Ratio)**

L'essai CBR a été réalisé afin d'évaluer la capacité portante des sols de Didouche Mourad, améliorés par traitement aux sels de KCl et de NaCl à diverses concentrations. La Figure III.9 présente les résultats des valeurs de CBR pour les échantillons testés. Il est remarquable que la valeur maximale du CBR a été atteinte avec l'ajout de la concentration la plus élevée de KCl (2 M), comparativement au NaCl. Les valeurs de CBR ont augmenté respectivement de 241 % et 106 % pour le KCl et le NaCl à 2 M. Selon *Harrat (2007)*, la qualité du sol peut être évaluée à l'aide de l'indice CBR. Ainsi, à 2 M de KCl, la qualité du sol passe de mauvaise à moyenne, selon le Tableau III.17 présenté dans la section II.3.12 du chapitre précédent.

L'analyse des courbes force-enfoncement issues de l'essai CBR après immersion est présentée à la Figure III.10 (a, b). Ces courbes montrent clairement l'effet bénéfique des sels (KCl et NaCl) sur la portance d'un sol argileux. Le sol naturel présente la résistance la plus faible, illustrant la forte sensibilité de l'argile à l'eau ainsi que sa tendance au gonflement et à la dispersion. L'ajout progressif de KCl et de NaCl (0,5 M, 1 M, puis 2 M) entraîne une augmentation significative de la force mesurée à chaque niveau d'enfoncement. Cette amélioration est attribuée à la réduction de la double couche diffuse entourant les

particules argileuses, ce qui favorise leur floculation et limite le gonflement. À une concentration de 2 M de KCl et de NaCl, le sol atteint une résistance maximale, traduisant une stabilisation efficace de sa structure interne, même après immersion : la force atteint 1,32 kN à 10 mm d'enfoncement pour le KCl, contre 0,89 kN pour le NaCl.

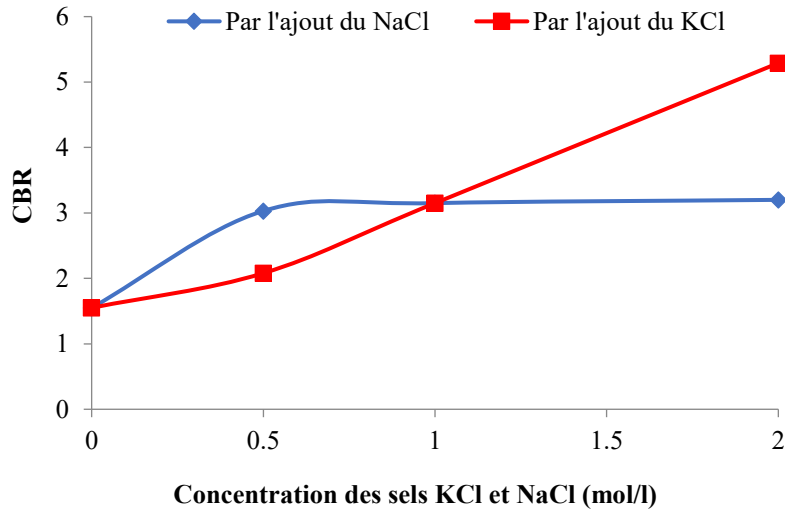
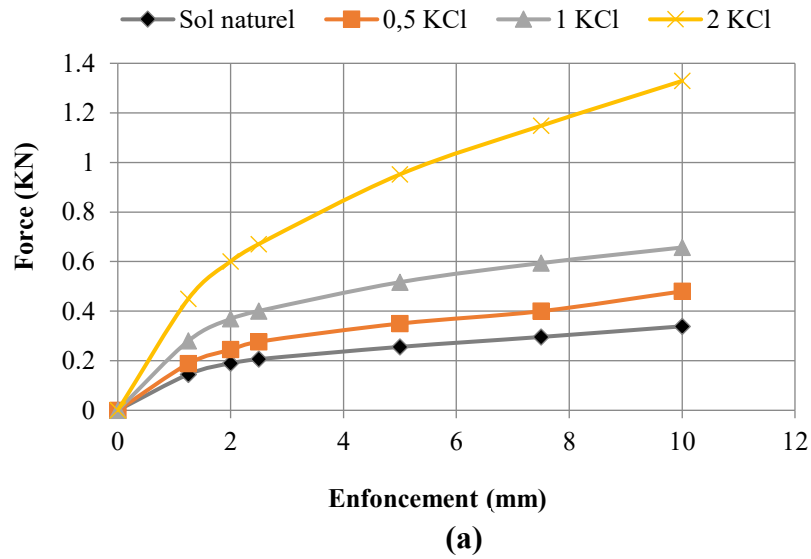


Figure III.9: L'effet des sels KCl et NaCl sur l'indice CBR.



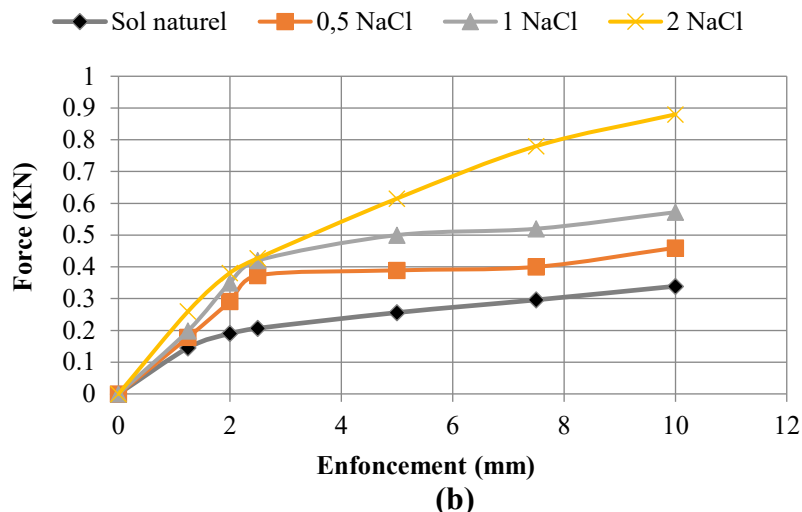


Figure III.10: L'effet des sels KCl et NaCl sur la courbe force-enfoncement.

L'action des sels KCl et NaCl sur le potentiel de gonflement diffère d'une argile à l'autre. Cette caractéristique est liée à la structure minéralogique de l'argile. De manière générale, les solutions salines ont un effet bénéfique sur la réduction du gonflement, en particulier lorsque des concentrations élevées de sels sont utilisées (Hachichi et Fleureau, 1999).

Le chlorure de potassium, notamment, réduit le gonflement des sols en facilitant la fixation des cations entre les feuillets argileux. Cette action entraîne une réduction rapide du gonflement, même à de faibles concentrations (Belabbaci, 2014).

Dans notre étude, le potentiel de gonflement a été réduit de 74,58 % et 69,50 % respectivement avec des solutions à 2 M de KCl et NaCl, comparativement au sol non traité. (Figure III.11).

Le gonflement des sols argileux est dû à l'infiltration d'eau dans la structure cristalline des minéraux argileux, provoquant la séparation des feuillets. L'ajout de sels introduit des cations ( $\text{Na}^+$  ou  $\text{K}^+$ ) qui remplacent ceux naturellement présents comme le  $\text{Ca}^{2+}$ , ce qui atténue la répulsion électrostatique entre les feuillets et limite leur aptitude à absorber l'eau. Ce phénomène atteint une saturation autour de 2 M, suggérant une occupation maximale des sites d'échange cationique. Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par Hachichi et Fleureau (1999), Belabbaci (2014), ainsi que Srinivas et Raju (2010).

Par ailleurs, Zhao et al. (2014) ont étudié l'effet de cinq agents stabilisants chimiques sur un sol expansif. Ils ont conclu que le mécanisme de réduction du gonflement repose sur l'augmentation de la concentration des agents chimiques, ce qui permet de comprimer l'épaisseur de la double couche diffuse et de former ainsi une structure argileuse plus stable.

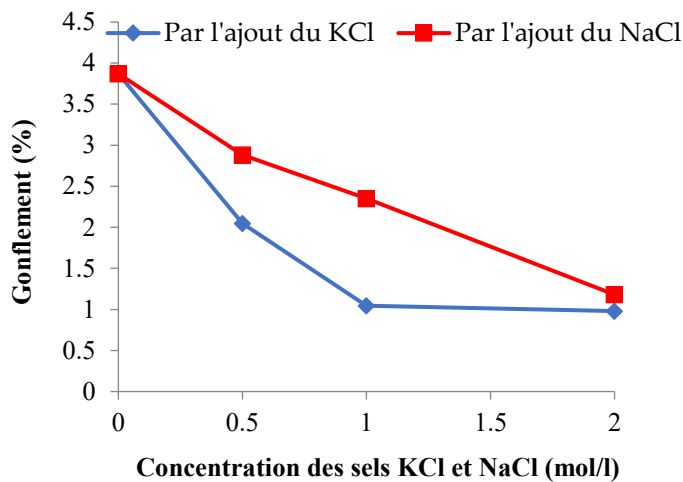


Figure III.11: L'effet des sels KCl et NaCl sur le potentiel du gonflement.

Tous les résultats obtenus à partir de l'essai CBR sont résumés dans le Tableau ci-dessous.

Tableau III.6: Résultats de l'influence des solutions salines KCl et NaCl sur les paramètres du l'essai CBR

		CBR	CBR à 95%	Gonflement
<b>Sol naturel</b>		1,55	1,43	3,87
<b>Par l'ajout du KCl</b>	<b>0,5 M</b>	2,08	1,98	2,04
	<b>1 M</b>	3,15	3	1,05
	<b>2 M</b>	5,29	5,04	0,98
<b>Par l'ajout du NaCl</b>	<b>0,5 M</b>	3,03	2,88	2,88
	<b>1 M</b>	3,15	3	2,35
	<b>2 M</b>	3,20	3,04	1,18

### III.3 Influence des géotextiles Geodren W-PES sur les caractéristiques mécaniques du sol

Le choix du géotextile de type Geodren W-PES, un géotextile tissé en polyester, pour l'amélioration des sols argileux gonflants repose sur plusieurs critères techniques déterminants. Premièrement, ce matériau présente une résistance mécanique élevée, indispensable pour la stabilisation des sols sujets à des variations volumétriques importantes, en limitant les déformations différentielles. Deuxièmement, sa durabilité exceptionnelle sous sollicitations cycliques de gonflement et de retrait garantit le maintien des performances mécaniques à long terme, sans dégradation prématurée, ce qui est essentiel pour assurer la pérennité des ouvrages. Par ailleurs, sa légèreté, sa flexibilité ainsi que sa disponibilité en grandes largeurs facilitent grandement sa mise en œuvre, notamment sur des surfaces étendues, réduisant ainsi les délais et coûts d'exécution. Enfin, le recours à ce type de

géotextile s'inscrit dans la continuité des recherches et débats techniques initiés dès 1988 sur l'optimisation des techniques d'amélioration des sols sensibles aux variations hydriques.

**III.3.1 Effet des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur la résistance à la compression**

Le Tableau III.7 présente l'évolution de la résistance à la compression uniaxiale ( $R_c$ ) d'un sol argileux stabilisé à l'aide de sels (KCl et NaCl) à différentes concentrations (0,5 M, 1 M et 2 M), ainsi qu'en présence de géotextiles. La résistance initiale du sol non traité est de 0,401 MPa. L'introduction de KCl et de NaCl à une concentration de 2 M a entraîné une augmentation de la  $R_c$  à 0,860 MPa et 0,680 MPa, respectivement. En combinant cette même concentration (2 M) avec l'utilisation de géotextiles, la résistance a atteint 1,04 MPa pour le KCl et 0,90 MPa pour le NaCl. La concentration de 2 M s'est révélée la plus efficace pour améliorer la résistance à la compression, quel que soit le sel utilisé, lorsque des géotextiles sont également présents. Les augmentations maximales observées sont de 159,6 % pour le KCl et de 124,4 % pour le NaCl.

**Tableau III.7:** Résultats de l'influence des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres du l'essai de compression simple.

		<b>F<sub>s</sub> (Kg)</b>	<b>R<sub>c</sub> (MPa)</b>
<b>Sol naturel</b>	<b>0</b>	315.17	0.401
<b>KCl</b>	<b>0,5</b>	347,87	0,443
	<b>1</b>	492,03	0,626
	<b>2</b>	670	0,860
<b>NaCl</b>	<b>0,5</b>	400	0,510
	<b>1</b>	510,3	0,650
	<b>2</b>	540,1	0,680
<b>KCl + Géotextiles</b>	<b>0,5</b>	730	0,930
	<b>1</b>	790,2	1,01
	<b>2</b>	820	1,04
<b>NaCl + Géotextiles</b>	<b>0,5</b>	460	0,59
	<b>1</b>	600	0,76
	<b>2</b>	710	0,90

L'effet des sels (KCl et NaCl) et des géotextiles sur la résistance à la compression d'un sol argileux peut être significatif, mais il dépend de plusieurs facteurs, notamment du type d'argile, de la concentration des sels et de la nature du géotextile.

L'amélioration des sols argileux par l'ajout de sels (KCl et NaCl) à différentes concentrations, combinée ou non à des géotextiles, a été évaluée à travers des essais de compression simple. Les résultats montrent une nette augmentation de la résistance à la compression du sol traité,

comparée à celle du sol naturel ( $R_c = 0,401$  MPa). Plus précisément, l'ajout de chlorure de potassium a entraîné des valeurs de résistance plus élevées que celles observées avec le chlorure de sodium, atteignant 0,860 MPa à une concentration de 2 M sans géotextile, et jusqu'à 1,04 MPa en présence de géotextile (Figure III.12). Cette amélioration peut être attribuée à la capacité du potassium à modifier la chimie de l'eau interstitielle et les propriétés physico-chimiques du sol, notamment en réduisant plus efficacement la double couche diffuse des particules argileuses, ce qui favorise la floculation et la cohésion des grains (*Mitchell et Soga, 2005*).

L'ajout de géotextile à un sol argileux lors d'un essai de compression simple permet une amélioration significative de ses propriétés mécaniques. En effet, le géotextile joue un rôle de renforcement en limitant les déformations latérales du sol, ce qui permet une meilleure mobilisation de sa cohésion. Cette action se traduit par une augmentation de la résistance à la compression simple, pouvant atteindre jusqu'à 150 % selon les conditions expérimentales (*Hamza et al., 2022*). Par ailleurs, le sol renforcé présente un comportement plus ductile, ce qui retarde la rupture et améliore la stabilité globale. On observe également une réduction des tassements verticaux. L'efficacité du renforcement dépend aussi du nombre et de la position des couches de géotextile : une seule couche placée à mi-hauteur peut déjà produire des effets positifs, tandis que plusieurs couches (comme dans notre cas), réparties uniformément, peuvent améliorer encore davantage la résistance, bien que l'effet devienne moins marqué au-delà de trois couches. Lorsque le géotextile est combiné à des sels, le renforcement limite également la propagation des fissures sous contrainte de compression (*Palmeira, 2009 ; Bouazza, 2002*).

Ces résultats confirment les observations antérieures sur les effets des ions sur la stabilisation des sols fins (*Tang et al., 2007 ; Sharma et Sivapullaiah, 2010*), et suggèrent que le traitement chimico-physique combiné (sels + géotextiles) constitue une solution efficace pour l'amélioration des sols argileux à faible portance.

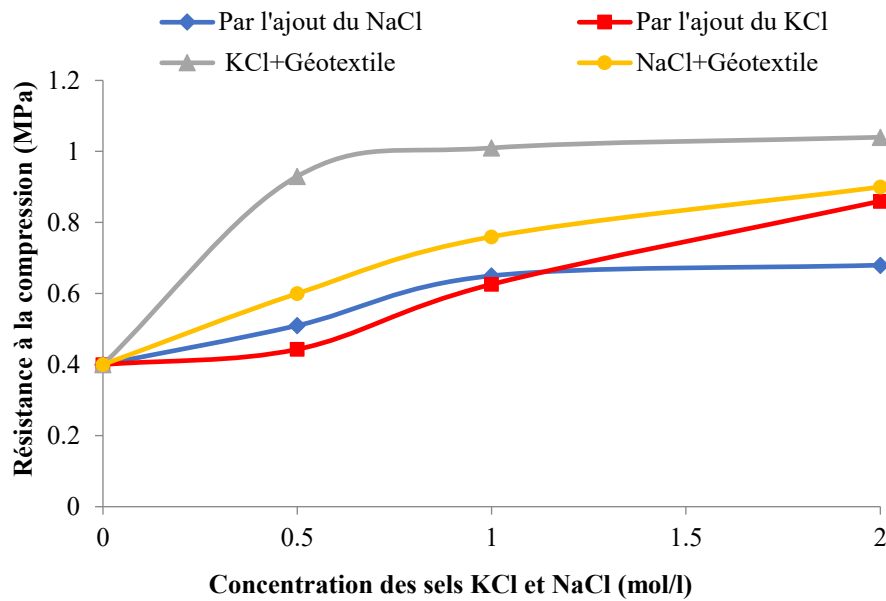


Figure III.12: Influence des sels et géotextiles sur la résistance à la compression (Rc).

### III.3.2 Effet des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres de compactage

Les résultats de compactage des échantillons de sol non renforcé et renforcé par l'ajout des sels (KCl et NaCl) à différentes concentrations et les géotextiles obtenus à partir d'essais Proctor normal sont présentées dans le Tableau III.8. On y observe que la densité sèche maximale de tous les échantillons augmente avec l'augmentation de la concentration des sels en présence des géotextiles. Ce tableau montre que la densité sèche du sol non traité est de 1,53 t/m<sup>3</sup>. Lors de l'ajout de KCl à des concentrations de 0,5 M, 1 M et 2 M et les géotextiles, la densité sèche augmente respectivement à 1,58 t/m<sup>3</sup>, 1,62 t/m<sup>3</sup> et 1,64 t/m<sup>3</sup>. Avec l'ajout de NaCl et les géotextiles aux mêmes concentrations, elle atteint respectivement 1,58 t/m<sup>3</sup>, 1,60 t/m<sup>3</sup> et 1,62 t/m<sup>3</sup>. Concernant la teneur en eau optimale, elle est de 23,78 % pour le sol non traité, et diminue à 20 % avec 2 M de KCl, puis à 22,8 % avec 1 M de NaCl.

Tableau III.8: Résultats de l'influence des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres du compactage.

	Naturel	KCl + Géotextiles			NaCl + Géotextiles		
	0	0,5 M	1 M	2 M	0,5 M	1 M	2 M
Teneur en eau W (%)	23,78	22,03	20,5	20	23,4	22,8	23,7
Densité sèche maximale $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,53	1,58	1,62	1,64	1,58	1,60	1,62

L'augmentation de la densité sèche avec l'ajout de KCl et NaCl en présence de géotextiles est probablement due à une interaction ionique. En effet, les cations (K<sup>+</sup>, Na<sup>+</sup>) présents dans ces sels réduisent la répulsion électrostatique entre les particules d'argile, celles-ci étant naturellement chargées négativement. Cela favorise un resserrement des particules du sol,

améliorant ainsi leur compactage, comme indiqué précédemment dans la partie III.2.6. De plus, cet effet favorise la floculation des particules d'argile, créant une structure plus dense et augmentant ainsi la densité sèche maximale. La concentration en sels joue également un rôle important : plus elle est élevée, plus la densité sèche tend à augmenter (*Kemper et al., 1984 ; Naeini et Ghorbanirad, 2010*).

Il existe une relation proportionnelle entre la densité sèche maximale et l'ajout de sels, cette densité augmentant avec la concentration en sel en présence de géotextile. Après l'ajout de 2M de KCl et de NaCl, la densité a augmenté respectivement de 8 % et 6 % par rapport à l'état naturel. La comparaison de ces résultats avec ceux obtenus dans la section III.2.6 permet d'affirmer que le géotextile joue un rôle secondaire dans cette expérience (légère amélioration). Cela s'explique probablement par le fait que le géotextile, n'étant pas un matériau dense, agit principalement comme une armature sans interagir chimiquement avec les particules d'argile. Il peut ainsi créer des espaces qui ne se compactent pas aussi efficacement que de l'argile pure. Le géotextile assure un confinement latéral du sol sous charge, limitant ainsi l'expansion horizontale. Toutefois, en conditions de laboratoire (sans surcharge), son effet peut être modéré, car il agit surtout sous charge et non pendant la mesure classique du Proctor. Malgré cela, le géotextile reste essentiel pour redistribuer les contraintes et réduire les déformations, en contribuant au maintien de la structure, donc il améliore la stabilité des sols argileux principalement par un effet de confinement, sans modifier sensiblement les paramètres de compactage standards (*Bouazza, 2002 ; Koerner, 2012*).

Les Figures III.13 (a, b), III.14 et III.15 présentent les courbes de compactage de notre sol. On observe une relation inversement proportionnelle entre l'ajout de sels et la teneur en eau optimale (la teneur en eau diminue avec l'augmentation de la concentration en sels en présence de géotextiles), sauf à 2M de NaCl, où l'on constate une légère remontée de la teneur en eau. Cela peut être dû, d'une part, à l'effet d'osmose inverse : à très forte concentration en sels (saturation en ions), le sol commence à retenir davantage d'eau pour équilibrer les gradients de concentration (phénomène d'adsorption osmotique). Par ailleurs, cela peut s'expliquer par la formation d'une structure plus poreuse due à une floculation excessive, entraînant la création de vides plus importants qui nécessitent une plus grande quantité d'eau pour être comblés. De plus, comme mentionné précédemment, les ions  $\text{Na}^+$  ont tendance à disperser les argiles davantage que les ions  $\text{K}^+$ , en raison de leur plus grande hydratation et mobilité, ce qui peut également expliquer pourquoi, à forte concentration de NaCl, la teneur en eau remonte légèrement (*Shariatmadari et al., 2011*).

Le géotextile peut modifier la distribution de l'eau dans le sol en réduisant les déplacements locaux lors de la compaction. Toutefois, son impact sur ce paramètre reste généralement limité dans le cadre d'un essai de compactage classique (*Basile, 2003*).

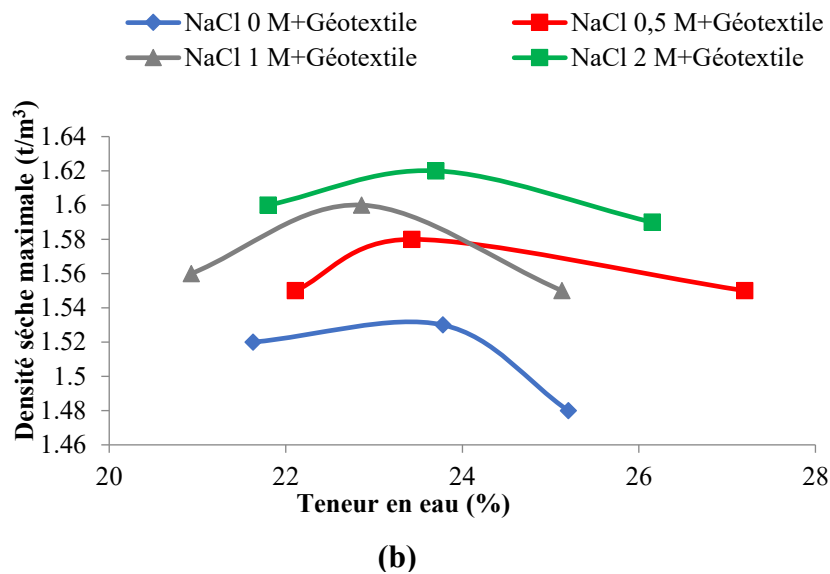
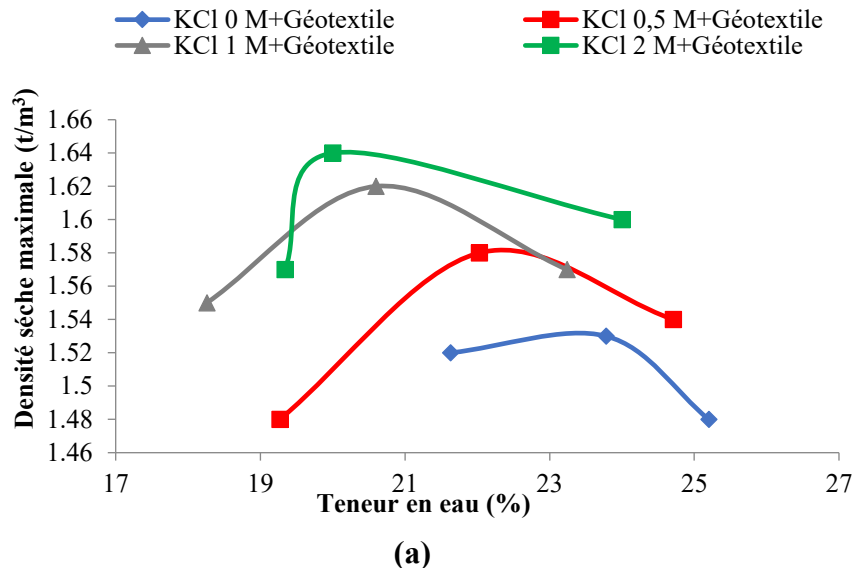


Figure III.13: Influence des sels et géotextiles sur les propriétés de compactage.

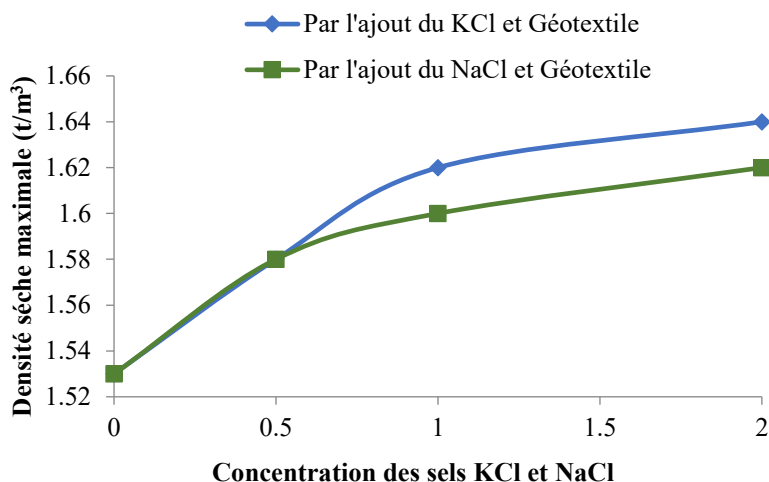


Figure III.14: Influence des sels et géotextiles sur densité sèche maximale.

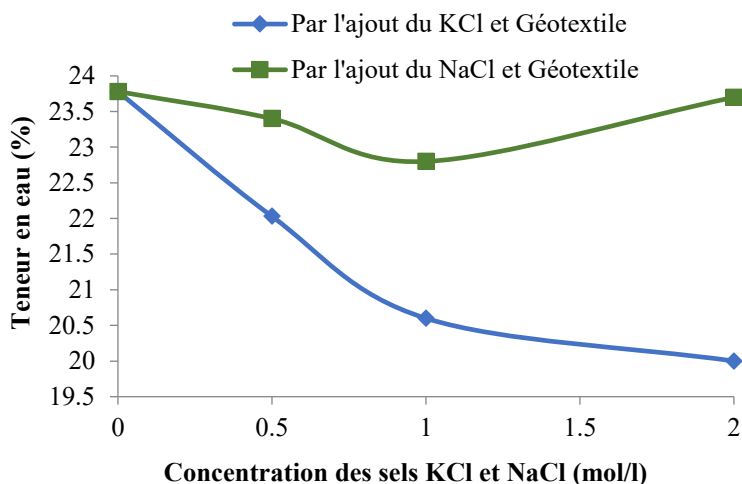


Figure III.15: Influence des sels et géotextiles sur la teneur en eau.

### III.3.3 Effet des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur CBR (California Bearing Ratio)

Le Tableau III.9 présente les résultats des essais CBR réalisés sur les échantillons testés après l'ajout de sels et de géotextile. On remarque que la valeur maximale du CBR a été obtenue avec l'ajout de la concentration la plus élevée de KCl (2 M), comparativement au NaCl. En effet, les valeurs du CBR ont augmenté de 151 % pour le KCl et de 48 % pour le NaCl à une concentration de 2 M.

**Tableau III.9:** Résultats de l'influence des sels (KCl et NaCl) et les géotextiles sur les paramètres du l'essai CBR

		<b>CBR</b>	<b>CBR à 95%</b>	<b>Gonflement</b>
<b>Sol naturel</b>	<b>0 M</b>	1,55	1,43	3,87
<b>KCl et Géotextiles</b>	<b>0,5 M</b>	1,70	1,61	1,73
	<b>1 M</b>	3,82	3,62	0,94
	<b>2 M</b>	3,90	3,70	0,82
<b>NaCl et Géotextiles</b>	<b>0,5 M</b>	1,57	1,50	2,79
	<b>1 M</b>	2,10	2,01	2,24
	<b>2 M</b>	2,31	2,19	0,96

D'après les Figures III.16 et III.17, les résultats obtenus montrent une amélioration significative des propriétés mécaniques et de la stabilité volumique après un traitement chimique à base de chlorure de potassium (KCl) et de chlorure de sodium (NaCl), combiné à l'utilisation de géotextiles. L'argile naturelle (non traitée) présente une très faible capacité portante (CBR de 1,55) et un fort potentiel de gonflement (3,87 %). Suite à l'ajout de KCl et à la pose du géotextile, il a été constaté qu'une augmentation de la concentration en KCl entraîne une amélioration de la capacité portante. Cela montre que le KCl est particulièrement efficace, notamment à des concentrations élevées, car il permet de réduire la sensibilité du sol à l'eau et d'améliorer sa résistance mécanique en favorisant une meilleure adhérence et une redistribution plus homogène des charges par le géotextile.

Concernant le gonflement, il diminue fortement, passant de 3,87 % à seulement 0,82 %, ce qui traduit une nette réduction de l'activité expansive de l'argile. Le traitement au NaCl, bien qu'efficace, reste moins performant que celui au KCl, avec un CBR maximal de 2,31 et un gonflement réduit à 0,96 % à la concentration de 2 M. L'ajout de KCl et de NaCl réduit le gonflement des sols de 74 % et 69 % respectivement, par rapport au sol non traité. En combinant ces solutions avec des géotextiles, les valeurs de gonflement sont encore réduites, atteignant une diminution de 78,8 % pour une concentration de 2 M de KCl et de 75,2 % pour la même concentration de NaCl, toujours par rapport au sol non traité. Ces résultats s'expliquent par l'effet des ions  $K^+$  et  $Na^+$  sur la réduction de la double couche diffuse des minéraux argileux et la floculation des particules, conduisant à une amélioration de la cohésion du sol et une réduction de sa perméabilité.

On peut conclure que l'intégration de géotextiles dans le sol s'avère être une méthode efficace pour renforcer la capacité portante et atténuer les effets négatifs du gonflement, en particulier pour les sols argileux sensibles à l'eau, car les géotextiles travaillent principalement pour

renforcer, séparer et confiner les effets, contribuant ainsi à redistribuer les charges appliquées au sol de manière plus homogène (Bouassida et Mili, 2004). Les géotextiles diminuent les déplacements latéraux des particules fines et augmentent la cohésion apparente du sol, ce qui améliore significativement sa résistance au cisaillement, sa résistance à la compression et ses valeurs de CBR (California Bearing Ratio).

De nombreuses études antérieures ont montré que l'introduction d'une ou plusieurs couches de géotextile, notamment tissés, peut doubler, voire tripler, les valeurs de portance, en fonction de l'emplacement et des propriétés mécaniques du géotextile utilisé (Sadek et Najjar, 2013). Par ailleurs, les géotextiles jouent un rôle important dans la réduction du gonflement des sols argileux en agissant comme une barrière physique à la migration de l'eau et en assurant une meilleure stabilité volumétrique du sol. Ils atténuent les variations d'humidité dans les couches sous-jacentes en empêchant l'infiltration directe, cela réduit les changements de volume associés aux cycles humides et secs alternés. Cette capacité à réguler l'humidité et à confiner le sol est un facteur clé pour réduire le phénomène de soulèvement et de fissuration dans les structures à base d'argile fortement gonflée (Koerner et al., 1993). En somme, l'utilisation de géotextiles constitue une stratégie technique performante et économique pour l'amélioration durable des sols à faible portance ou sujets au gonflement. Ainsi, la combinaison de traitements chimiques et de géotextiles permet d'obtenir un matériau mécaniquement stable avec une faible sensibilité à l'eau.

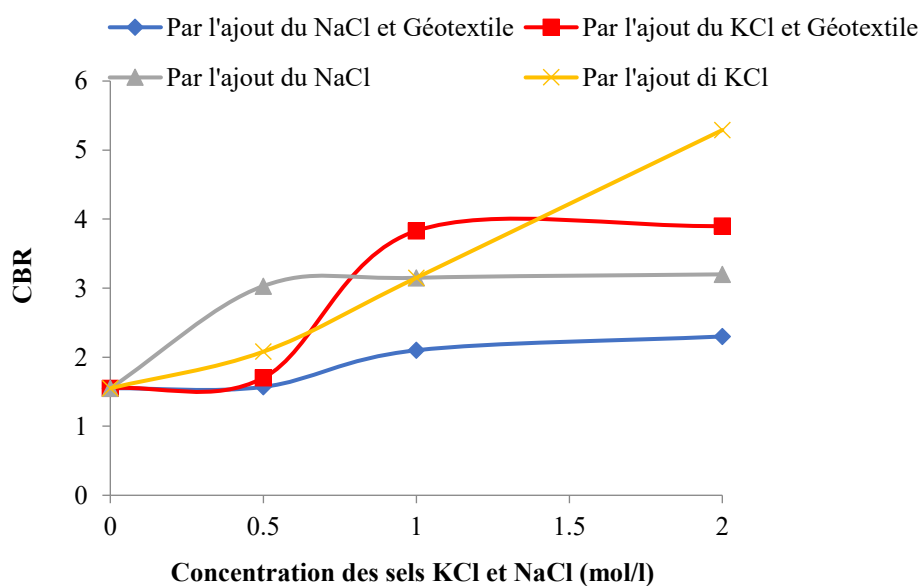


Figure III.16: L'effet des sels et géotextiles sur l'indice CBR.

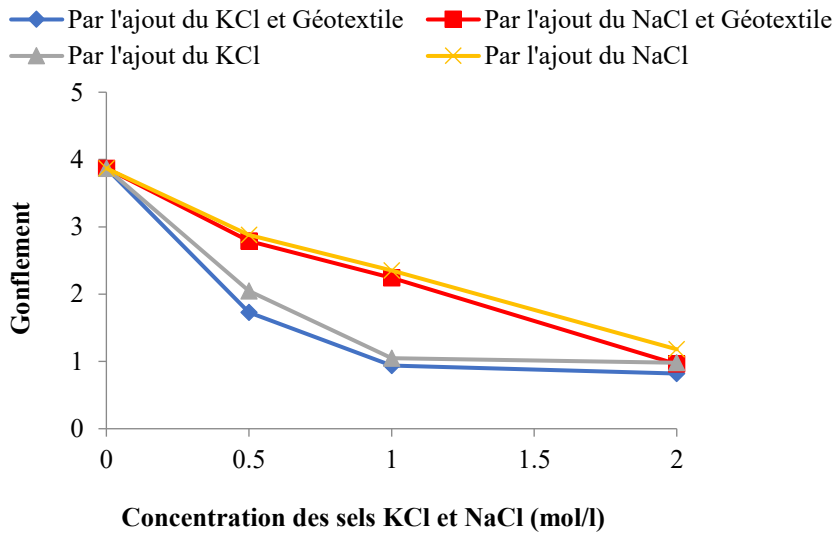
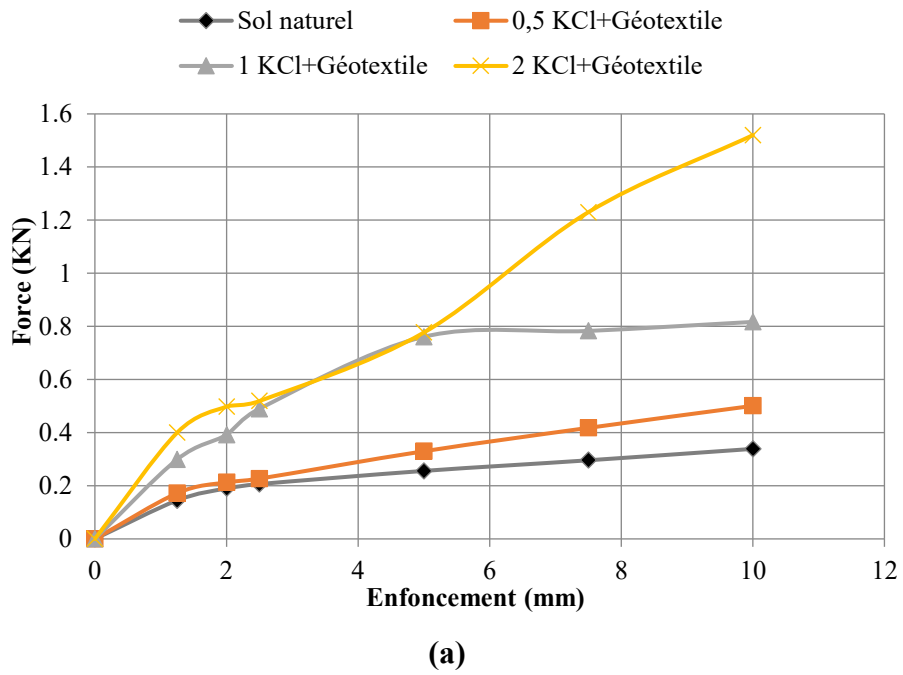
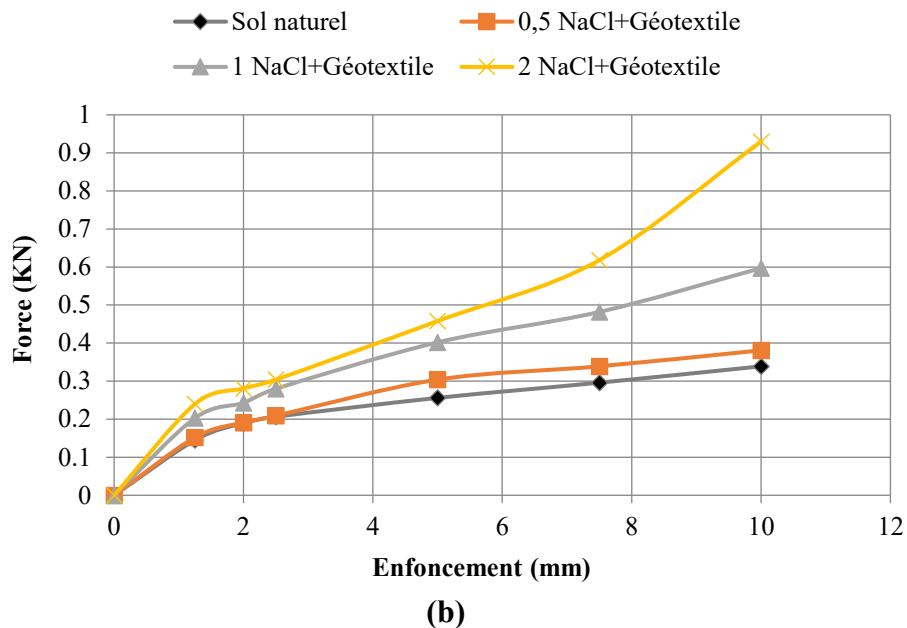


Figure III.17: L'effet des sels et géotextiles sur le potentiel du gonflement.





**Figure III.18:** L’effet des sels et géotextiles sur la courbe force-enfoncement.

La Figure III.18 (a, b) illustre les courbes force-enfoncement obtenues lors de l’essai CBR après immersion, mettant en évidence l’impact positif des traitements par sels (KCl et NaCl) ainsi que l’utilisation de géotextile sur la portance d’un sol argileux. Le sol non traité affiche la plus faible résistance, révélant sa forte sensibilité à l’humidité, son caractère gonflant et sa propension à se disperser. En revanche, l’introduction des sels et du géotextile améliore nettement les performances mécaniques du sol, avec une élévation marquée de la force à chaque niveau d’enfoncement. À une concentration de 2 M, les deux sels permettent une stabilisation significative du sol, même après immersion : le KCl montre la meilleure performance avec une force de 1,52 kN à 10 mm d’enfoncement, contre 0,93 kN pour le NaCl. En comparant ces résultats à ceux obtenus avec l’ajout des sels uniquement, il est remarquable que l’ajout du géotextile joue un rôle très efficace pour augmenter la résistance à de fortes concentrations.

### III.4 Conclusion

Cette recherche vise à caractériser le comportement mécanique d’un sol argileux gonflant, extrait de la zone de Didouche Mourad dans la wilaya de Constantine, traité d’une part par des solutions chimiques (KCl et NaCl) à trois concentrations : 0,5 M, 1 M et 2 M, et d’autre part par une combinaison de ces sels avec des géotextiles, dans le but de réduire l’expansion et d’améliorer la résistance du sol. Le choix de ce site d’étude est justifié par son extension à des zones à risque, où des dommages importants ont été observés sur les infrastructures routières, les bâtiments et les ouvrages de génie civil légers.

Les essais réalisés ont permis de conclure que le traitement appliqué à notre argile a une influence significative sur ses caractéristiques mécaniques. En effet, le traitement modifie de manière notable ses paramètres de plasticité, sa résistance au cisaillement, sa pression de consolidation, son indice de gonflement, sa résistance à la compression, ses paramètres de compaction ainsi que son indice CBR.

Les principales conclusions que l'on peut tirer des résultats de l'amélioration du sol par l'utilisation des sels (KCl et NaCl) sont les suivantes :

- Le chlorure de potassium et le chlorure de sodium diminuent la limite de liquidité, l'indice de plasticité, le coefficient de gonflement, la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. L'effet optimal est obtenu à 2 M de KCl et NaCl, où :
  - L'indice de plasticité est réduit d'environ 29 % et 43 % respectivement ;
  - La pression de gonflement est diminuée d'environ 66 % et 60 % respectivement ;
  - Le gonflement est réduit d'environ 74,58 % et 69,5 % respectivement.
- Le chlorure de potassium et le chlorure de sodium augmentent l'indice CBR. On conclut que la meilleure amélioration se produit à 2 M de KCl et NaCl, où le CBR est augmenté d'environ 241 % et 106 % respectivement.
- Le chlorure de potassium et le chlorure de sodium augmentent la densité sèche maximale et diminuent la teneur en humidité optimale. L'ajout de 2 M de KCl et NaCl donne la densité sèche maximale la plus élevée, avec une augmentation respective d'environ 9,8 % et 7,8 %.
- Le chlorure de potassium et le chlorure de sodium augmentent la résistance à la compression de 114,5 % et 70 % respectivement pour une concentration de 2 M.
- La concentration la plus élevée de KCl et de NaCl inverse les propriétés de cisaillement de la diminution à l'augmentation, sachant que la cohésion et l'angle de frottement interne sont augmentés d'un facteur d'environ 289,2 % et 174,4 % (pour 2 M KCl) ; et 413,5 % et 569,2 % (pour 2 M NaCl).

Les essais de stabilisation du sol réalisés par la combinaison de sels (KCl et NaCl) avec des géotextiles permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Une amélioration notable de la résistance à la compression est constatée : elle augmente d'environ 159,6 % pour le KCl et 124,4 % pour le NaCl à une concentration de 2 M.
- Le KCl et le NaCl augmentent la densité sèche maximale tout en réduisant la teneur en eau optimale. À 2 M de concentration, l'ajout de ces sels en présence de géotextiles

permet d'atteindre la densité sèche maximale la plus élevée, avec des augmentations respectives d'environ 8 % (KCl) et 6 % (NaCl).

- L'ajout de KCl et de NaCl en présence de géotextiles améliore significativement l'indice CBR. La meilleure performance est observée à une concentration de 2 M, avec une augmentation du CBR d'environ 151 % pour le KCl et 48 % pour le NaCl. De plus, le gonflement du sol est réduit d'environ 78,8 % pour le KCl et 75,2 % pour le NaCl.

Les sels, en particulier la concentration saline et les types de cations, jouent un rôle important dans le comportement mécanique des matériaux argileux. Ils agissent sur la double couche diffuse, modifiant ainsi la structure physico-chimique des argiles en réduisant l'épaisseur de cette double couche autour des particules argileuses. Cela entraîne une réduction significative du gonflement, une amélioration de la compacité et une augmentation de la résistance mécanique du sol traité.

L'intégration des géotextiles, en tant que matériaux de renforcement, contribue à la stabilisation du sol en limitant les déformations, en assurant une meilleure répartition des charges et en améliorant la tenue globale du sol, en particulier sous sollicitation mécanique.

---

# *Chapitre IV*

*Modélisation du comportement des argiles en  
interaction avec des solutions  
chimiques*

---

### **IV.1 Introduction**

Dans le domaine des études de stabilité des ouvrages de génie civil, de nombreux organismes de recherche à travers le monde ont développé, au fil du temps, des logiciels et codes de calculs performants. Ces outils sont capables de traiter des analyses complexes en deux ou trois dimensions, en intégrant diverses lois de comportement des matériaux (tels que Plaxis, Flac/Flac 3D et Optum G2/G3 etc.). Par ailleurs, au cours des vingt dernières années, de nombreuses méthodes ont été mises au point afin d'intégrer la notion d'aléa dans l'analyse des problèmes mécaniques.

L'étude du comportement mécanique des sols fins, en particulier des sols argileux, revêt une grande importance dans le domaine de la géotechnique en raison de leur sensibilité aux contraintes mécaniques et aux changements des conditions hydriques. En raison de leur nature compressible, les sols argileux présentent des comportements très complexes qui sont difficiles à comprendre par le biais d'expériences seules. Dans ce contexte, la modélisation numérique apparaît comme un outil complémentaire puissant permettant une compréhension plus approfondie de phénomènes mécaniques spécifiques et la simulation de diverses conditions de chargement, prédisant ainsi le comportement des sols en dehors du domaine expérimental.

Ce chapitre s'inscrit dans la continuité du travail expérimental mené précédemment, en s'appuyant sur les données obtenues pour adopter une approche de modélisation plus générale et prédictive. Cette section vise à introduire le logiciel numérique Optum G2, employé dans le cadre de cette thèse, et à simuler numériquement les résultats des essais œdométriques et triaxiaux effectués sur le sol analysé. Cette démarche vise à valider la capacité des modèles de comportement à représenter de manière satisfaisante les réponses observées, tout en soulignant l'importance d'une caractérisation expérimentale approfondie pour garantir la fiabilité des simulations.

### **IV.2 Logiciel OPTUM G2**

Optum G2 est un outil de simulation numérique utilisant la méthode des éléments finis, spécialement développé pour répondre aux besoins de l'ingénierie géotechnique. Il permet de modéliser des problèmes en déformation plane ou axisymétrique, et se distingue par son efficacité dans la résolution des problèmes plastiques grâce à l'utilisation de formulations hybrides et de solveurs performants (*Krabbenhoft et al., 2015*). Développé par la société Optum CE, fondée en partie par Krabbenhoft et Lyamin de l'Université de Newcastle (Australie), il est sorti en 2013. Il s'agit vraisemblablement du premier logiciel à mettre en

œuvre de manière systématique une approche par éléments finis du calcul à la rupture, aussi bien pour l'analyse statique que cinématique (*Krabbenhoft et al, 2007*).

Le logiciel propose une large gamme de modèles de comportement des matériaux, allant du modèle élastoplastique simple (Mohr-Coulomb) à des modèles plus avancés comme Hardening Soil ou Modified Cam Clay, spécialement conçus pour les terrains à granulométrie fine, comme les sols argileux.

Parmi ses fonctionnalités avancées, adaptées à la modélisation et à l'analyse géotechnique, on peut citer :

- Analyse des limites

Évaluation précise de la capacité de rupture par l'estimation encadrée des charges critiques, à l'aide de méthodes de bornes supérieure et inférieure.

- Analyse par réduction de résistance

Évaluation des facteurs de sécurité en réduisant graduellement les paramètres de résistance au cisaillement.

- Analyse élastoplastique

Modélisation du comportement non linéaire des matériaux, permettant l'étude de l'aptitude au service et la modélisation de la construction par étapes.

- Analyse d'infiltration

Simulation des écoulements en milieu partiellement saturé, selon les principes de l'hydraulique des sols.

- Détermination des contraintes initiales

Calcul des contraintes in situ sur la base du coefficient de pression des terres (K), applicable aux états de repos ou de préconsolidation.

- Éléments structurels intégrés

Possibilité de modéliser des structures telles que murs de soutènement, ancrages ou autres éléments de renforcement.

- Maillage adaptatif automatique

Optimisation du maillage selon les gradients de contrainte ou de déformation, garantissant précision et efficacité numérique.

### IV.3 Méthodologie

Chaque approche probabiliste combine une technique numérique et une méthode statistique. Dans ce contexte, la méthode numérique employée est celle des éléments finis,

mise en œuvre à l'aide du logiciel Optum G2, spécifiquement adapté à la modélisation et à l'analyse de phénomène de consolidation unidimensionnelle. Du côté statistique, c'est la méthode de Monte Carlo qui est utilisée, permettant d'intégrer la variabilité intrinsèque des propriétés du sol dans l'évaluation du processus de consolidation.

### **IV.3.1 Principe de la méthode statistique**

Cette méthode permet d'évaluer l'incertitude de conception en introduisant une approche probabiliste, généralement par échantillonnage de Monte Carlo ou d'autres techniques statistiques. Elle est considérée comme la seule méthode actuellement applicable aux calculs complexes par éléments finis (*Magnan et Bouheraoua, 1996*), car elle permet d'analyser la fiabilité en étudiant la sensibilité aux paramètres géotechniques et en estimant la probabilité de rupture.

### **IV.3.2 Principe de la méthode numérique**

La méthode des éléments finis est un outil mathématique permettant de trouver des solutions approchées à des équations différentielles. Développée dans les années 1960, elle permet de modéliser le comportement global d'une structure complexe en s'appuyant sur des fonctions simples et paramétrées, définies localement sur chaque sous-domaine du modèle. Cette méthode repose sur la division du domaine analysé, qui est segmenté en zones réduites appelées éléments. Ces éléments sont connectés entre eux en des points spécifiques nommés nœuds.

Le principe de cette méthode est de transformer une équation aux dérivées partielles en un système discret, afin d'en obtenir une solution approchée. Pour cela, des conditions aux limites sont imposées afin de garantir l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations fondamentales uniquement en un nombre fini de points (les nœuds). On aboutit ainsi à une formulation algébrique du problème initial, dont la solution fournit les composantes de l'approximation recherchée sur chaque élément (*Boudiaf, 2020*).

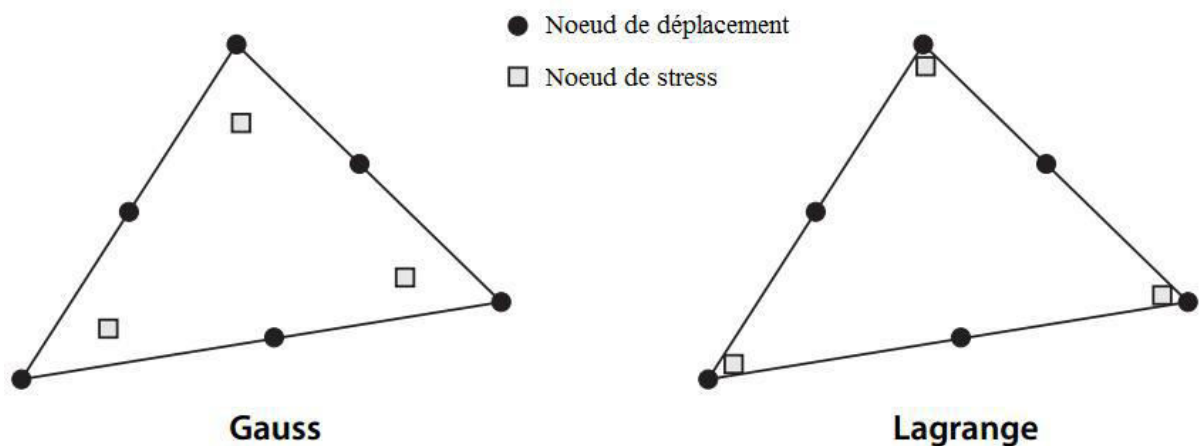
## **IV.4 Analyse gaussienne et lagrangienne**

La méthode des éléments finis mise en œuvre dans Optum G2 repose sur deux approches de modélisation distinctes : le modèle gaussien et le modèle lagrangien. Dans cette méthode, les contraintes sont interpolées à l'aide de fonctions de forme dont le degré polynomial est

inférieur à celui des fonctions utilisées pour représenter les déplacements. Ces dernières sont toujours des polynômes de Lagrange, associés à des nœuds placés aux points dits de Lagrange.

En revanche, déterminer les points d'interpolation des contraintes s'avère plus complexe. Deux options sont possibles : utiliser les points de Gauss ou bien les points de Lagrange. Optum G2 prend en charge ces deux configurations, et les types d'éléments sont désignés en conséquence: éléments Gauss ou éléments Lagrange.

La Figure IV.1 illustre cette distinction : les déplacements  $y$  sont modélisés par des fonctions quadratiques, tandis que les contraintes suivent une variation linéaire. Pour les éléments de type Gauss, les contraintes sont évaluées aux points de Gauss, définis par des coordonnées barycentriques. En revanche, dans le cas des éléments Lagrange, ce sont les nœuds d'angle qui servent de points d'interpolation des contraintes (*Boudiaf, 2020*).



**Figure IV.1:** Triangles de déplacement quadratique/contrainte linéaire de type Gauss et Lagrange. D'après le manuel Optum G2 (2023).

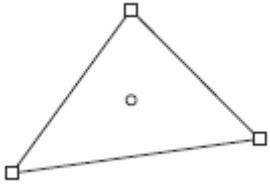
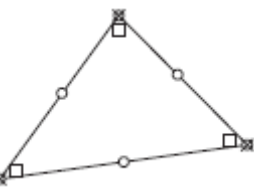
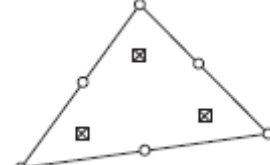
#### **IV.5 Types d'éléments de maillage utilisables avec Optum G2**

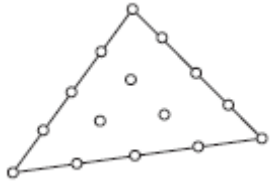
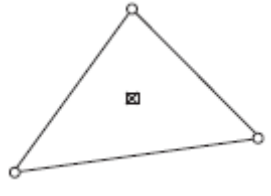
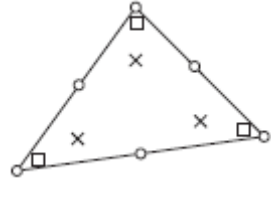
Dans le cadre des analyses géotechniques menées avec le logiciel Optum G2, le maillage représente une étape fondamentale du processus de modélisation numérique. Le domaine physique est discrétisé à l'aide d'un maillage constitué d'éléments finis, généralement triangulaires ou quadrilatéraux, en vue de permettre sa résolution numérique par la méthode des éléments finis. Cette opération permet de transformer un milieu continu en un système

discret, sur lequel les équations de la mécanique des milieux continus peuvent être résolues de manière numérique. Le maillage facilite ainsi l'application des lois constitutives propres aux matériaux (comportement élastique, plastique, etc.) et permet l'évaluation précise de grandeurs telles que les contraintes, les déformations ou encore les facteurs de sécurité.

Optum G2 propose un maillage adaptatif, capable de s'affiner automatiquement dans les zones où les gradients mécaniques sont importants, en particulier lors des calculs par méthodes à bornes (supérieures et inférieures). Ce raffinement progressif permet d'améliorer la précision des résultats tout en optimisant le temps de calcul. La qualité du maillage joue un rôle très important : un maillage trop grossier peut conduire à des résultats erronés, tandis qu'un maillage excessivement fin peut allonger considérablement les temps de simulation sans gain significatif (Koliesnikova, 2019). Le logiciel offre à l'utilisateur la possibilité de définir manuellement la densité du maillage, notamment dans les zones critiques telles que les interfaces sol-structure ou les zones de concentration de contraintes, ce qui permet d'adapter la modélisation aux exigences spécifiques de chaque étude. Le Tableau IV.1 présente les éléments disponibles dans Optum G2.

**Tableau IV.1** : Les éléments de maillage disponibles dans Optum G2 d'après le manuel Optum G2 (2023).

	<p><b>Inférieur</b></p> <p>Ce modèle utilise une interpolation linéaire des contraintes avec des déplacements constants par élément. Il autorise des discontinuités de contrainte statiquement admissibles entre les éléments, permettant ainsi d'obtenir des estimations rigoureuses et inférieures de la charge de rupture.</p>
	<p><b>Supérieur</b></p> <p>Cet élément applique une interpolation quadratique pour les déplacements et une interpolation linéaire pour les contraintes, garantissant ainsi la continuité des déplacements entre les différents éléments. La matrice B est calculée à partir des sommets du maillage triangulaire. Ce procédé permet d'obtenir une estimation rigoureuse et majorante de la charge de rupture.</p>
	<p><b>Gauss à 6 noeuds</b></p> <p>Les déplacements sont interpolés de manière quadratique, tandis que les contraintes le sont linéairement. L'intégration de la matrice B est effectuée en utilisant la méthode des points de Gauss, garantissant ainsi une précision optimale dans les calculs.</p>

	<p><b>Gauss à 15 noeuds</b></p> <p>Les déplacements sont modélisés à l'aide d'une fonction quadratique, tandis que les contraintes sont représentées par une fonction cubique. L'intégration de la matrice B est réalisée à l'aide de la méthode de quadrature de Gauss, assurant ainsi une précision maximale dans les calculs.</p>
	<p><b>Gauss à 3 noeuds (Autres)</b></p> <p>L'interpolation linéaire des déplacements, associée à des contraintes constantes, permet une modélisation efficace, même en présence de discontinuités cinématiques entre éléments. Cette approche autorise une représentation réaliste des ruptures mécaniques. Elle offre souvent des résultats plus précis que les bornes supérieures, notamment dans les cas de milieux très confinés.</p>
	<p><b>Lagrange à 6 noeuds (Autres)</b></p> <p>L'interpolation quadratique est utilisée pour les déplacements, tandis que les contraintes sont interpolées linéairement. La matrice B est intégrée de manière exacte, ce qui permet à cet élément de fournir des résultats plus précis que l'élément Gauss à 6 noeuds. Cependant, il n'est pas recommandé pour les matériaux purement frictionnels.</p>

○ Noeud de déplacement   □ Noeud de contrainte   × point d'intégration

#### IV.6 Types d'analyse d'Optum G2

Le type d'analyse à exécuter pour une étape donnée est sélectionné via le Gestionnaire d'étapes (Stage Manager). La fenêtre de Stage Manager se compose de deux sections disposées horizontalement. La partie supérieure inclut trois colonnes. La première contient le nom de l'étape, modifiable à volonté. La deuxième colonne inclut un menu déroulant permettant de sélectionner l'étape initiale. L'étape de départ précède l'étape actuelle et toutes les variables d'état (contraintes, déplacements, etc.) sont transférées à l'étape actuelle comme état initial. Les modifications de géométrie, de chargement, de matériaux, etc. sont identifiées automatiquement et aucune autre mesure que la sélection de l'étape de départ correspondante n'est nécessaire pour relier les étapes. Enfin, la dernière colonne contient un menu déroulant permettant de sélectionner l'analyse pour l'étape actuelle.

La moitié inférieure de la fenêtre du Gestionnaire d'étapes présente les différentes options et paramètres relatifs au type d'analyse en cours. Ceux-ci sont spécifiques à une étape donnée et peuvent varier d'une étape à l'autre pour un même type d'analyse (Figure IV.2) (Krabbenhoft et al., 2016).

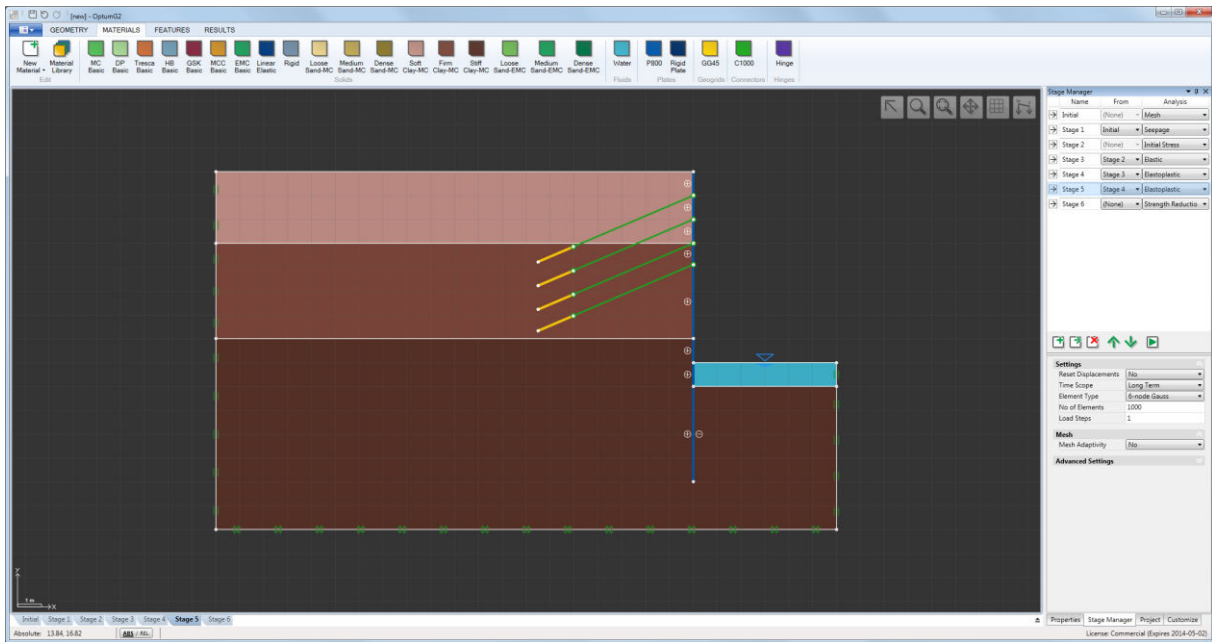


Figure IV.2: Optum G2 montrant le Stage Manager à droite.

Entre les deux parties de la fenêtre du Stage Manager se trouve une rangée de boutons de contrôle (Figure IV.3).

Ces boutons permettent diverses manipulations : ajouter de nouvelles étapes, cloner des étapes existantes, supprimer des étapes et déplacer les étapes vers le haut ou vers le bas dans la liste des étapes à traiter. Le dernier bouton exécute les calculs et les étapes sont traitées dans l'ordre où elles apparaissent dans la liste.

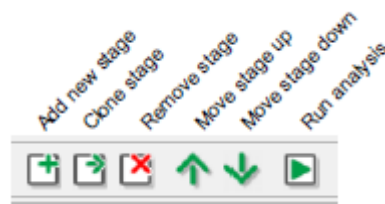


Figure IV.3: Boutons de contrôle du Stage Manager.

Les types d'analyse disponibles dans Optum G2 d'après le manuel Optum G2 (2023) sont : Maillage, Infiltration, Contraintes initiales, Élastique, Analyse limite, Réduction de la force, Élastoplastique, Multiplicateur élastoplastique, Consolidation.

#### IV.6.1 Maillage (Mesh)

Ce type d'analyse est considéré comme atypique car il n'implique aucune physique mais génère uniquement le maillage. Le maillage est généré en subdivisant le modèle géométrique

en éléments de taille réduite, disposés selon la géométrie et les paramètres sélectionnés. Cette étape est considérée comme essentielle et nécessaire à la préparation de tout modèle avant toute simulation numérique.

### IV.6.2 Infiltration (Seepage)

L'infiltration désigne le processus par lequel l'eau pénètre et circule à travers les pores du sol. Elle permet d'analyser la recharge des nappes phréatiques, les infiltrations d'eau de pluie et leurs effets sur le sol. Cette étude est nécessaire pour évaluer les pressions interstitielles et la stabilité des terrains.

### IV.6.3 Contraintes initiales (Initial Stresses)

Les contraintes initiales dans le sol constituent souvent un aspect crucial de l'analyse de la déformation et de la résistance. Elles représentent l'état de contrainte du sol avant tout chargement, appelé état de repos, et servent de point de départ à toute analyse géotechnique réaliste. En géotechnique, l'état de contrainte initial est généralement caractérisé par le coefficient de pression au repos du sol  $K_0$ . Cette approche offre la possibilité de reproduire de manière précise le comportement initial du sol.

### IV.6.4 Élastique (Elastic)

L'analyse élastique se limite à l'étude du comportement du matériau dans sa zone élastique, sans tenir compte des contraintes limites ou non linéaires. Elle considère uniquement les charges fixes, en négligeant les charges avec multiplicateurs. Ce type d'analyse simplifie les calculs mais peut omettre des effets importants (*Krabbenhoft et al., 2016*).

### IV.6.5 Analyse limite (Limit Analysis)

L'analyse des limites permet une évaluation rapide de la stabilité ou de la capacité portante des structures géologiques sans qu'il soit nécessaire de procéder à une analyse élastoplastique complète, étape par étape. Elle vise à déterminer le facteur de sécurité basée sur la mécanique des milieux continus à rupture. Cette caractéristique unique de l'Optum G2 est la possibilité de calculer les limites supérieure et inférieure de la charge d'effondrement.

### **IV.6.6 Réduction de la force (Strength Reduction)**

La méthode de réduction de la force consiste à diminuer progressivement la cohésion et l'angle de frottement d'un sol afin d'évaluer son facteur de sécurité. Elle est couramment utilisée pour analyser la stabilité des pentes, des talus et des digues. Cette analyse permet de déterminer dans quelle mesure les propriétés mécaniques du sol doivent être réduites pour provoquer un début d'effondrement. Un facteur de sécurité supérieur à 1 indique que la structure est stable, tandis qu'un facteur inférieur à 1 révèle un risque d'instabilité.

### **IV.6.7 Élastoplastique (Elastoplastic)**

L'analyse élastoplastique est similaire à l'analyse élastique, elles diffèrent dans le critère de défaillance de tous les éléments rigides et structurels inclus dans l'analyse. Comme dans l'analyse élastique, seules les charges constantes sont prises en compte, tandis que les charges de multiplicateur sont ignorées. Ce comportement permet de modéliser de manière réaliste la réponse du sol en prenant en compte les déformations permanentes après chargement. Il est essentiel pour analyser les déformations progressives et les effets des cycles de chargement.

### **IV.6.8 Elastoplastique multiplicateur (Multiplier Elastoplastic)**

Le multiplicateur élastoplastique sert à déterminer le facteur de charge qui conduit à la rupture plastique d'une structure. Il s'appuie sur un comportement élastoplastique, se rapprochant de l'analyse limite tout en intégrant la déformation. Cette analyse peut être considérée comme combinant l'analyse limite et élastoplastique. Cela se fait de manière élastoplastique étape par étape avec des déformations calculé à chaque étape de chargement.

### **IV.6.9 Consolidation**

La consolidation vise à analyser le comportement du sol saturé sous l'effet de la dissipation de la surpression interstitielle au fil du temps. Cette étude examine les tassements à long terme et les impacts du drainage. Les exemples incluent les fondations à chargement rapide, les remblais construction, excavations et diverses autres analyses de construction par étapes.

## **IV.7 Comportements des matériaux dans Optum G2**

Le logiciel Optum G2 est un outil numérique permet d'analyser les problèmes géotechniques en deux dimensions. Il repose sur la méthode des éléments finis et intègre des

solveurs puissants pour l'analyse limite, l'élasticité, la plasticité et la consolidation. Un aspect fondamental de toute modélisation géotechnique dans Optum G2 est le choix du modèle de comportement du matériau, qui permet de représenter de manière réaliste la réponse mécanique des sols ou des roches sous diverses sollicitations.

Parmi les modèles les plus couramment utilisés figurent le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb et le modèle Cam-Clay modifié, chacun étant adapté à des types de sols et à des situations spécifiques, ils présentent des avantages spécifiques selon les conditions de chargement et la nature du sol. *Gay (2000)* et *Abdelouhab (2010)* définissent ces paramètres à partir de résultats d'essais oedométriques et triaxiaux de laboratoire.

Dans cette étude, on a utilisé ces deux modèles afin de comparer leurs performances et leur pertinence selon les cas étudiés.

#### **IV.7.1 Modèle de Mohr-Coulomb (MC)**

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élasto-plastique classique, largement utilisé en géomécanique pour simuler le comportement des sols cohérents et granulaires. Il repose sur une loi de rupture linéaire dans l'espace des contraintes, définie par deux paramètres principaux : la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\phi$  (Comme présenté à l'équation (7) du chapitre II).

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi) + c \quad (7)$$

Où :

$\tau$  : contrainte de cisaillement

$\sigma$  : contrainte normale

$c$  : cohésion

$\phi$  : angle de frottement interne

Ce modèle suppose une réponse élastique linéaire jusqu'à l'atteinte d'un critère de rupture, suivi d'un comportement plastique parfait ou avec écrouissage, selon la formulation choisie. Bien que simplifié, ce modèle est robuste et efficace pour les analyses de stabilité des pentes, fondations superficielles et structures de soutènement.

Le modèle de comportement de Mohr-Coulomb requiert la détermination de six paramètres géotechniques fondamentaux. Ces paramètres, généralement obtenus par des essais en

laboratoire (essais triaxiaux, œdométriques, etc.), sont essentiels à la modélisation du comportement mécanique des sols, notamment dans les analyses de déformation et de stabilité

- **Densité ( $\rho$ )** : masse volumique du matériau. Elle intervient directement dans l'évaluation du poids propre du sol, influençant les contraintes verticales et les calculs de stabilité.
- **Module d'élasticité ou module de Young ( $E$ )** : paramètre caractérisant la raideur du sol dans le domaine élastique. Il définit la relation linéaire entre contraintes et déformations élastiques. Plus  $E$  est élevé, plus le matériau est rigide présente une faible déformabilité. La relation entre le module de Young ( $E$ ) et le module oedométrique ( $E_{oed}$ ) dépend du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et repose sur l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire du sol.

$$E = E_{oed} \cdot \frac{(1-\nu)(1+\nu)}{(1-2\nu)} \quad (9)$$

- **Coefficient de Poisson ( $\nu$ )** : rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale dans un état de contrainte uniaxiale. Pour les sols, prend typiquement des valeurs comprises entre 0,2 et 0,5.
- **Angle de frottement interne ( $\Phi$ )** : caractérise la résistance au cisaillement due aux interactions par frottement entre les grains.
- **Cohésion ( $C$ )** : correspond à la composante de la résistance au cisaillement qui est indépendante de la contrainte normale appliquée. Elle reflète la présence de liaisons interparticulaires (chimique, capillaire ou mécanique).
- **Angle de dilatance ( $\Psi$ )** : angle décrivant l'expansion volumique du sol sous cisaillement. Il est souvent supposé nul pour les matériaux plastiques ou remaniés afin de simplifier les analyses.

#### IV.7.2 Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay MCC)

Le modèle Cam-Clay modifié est un modèle élasto-plastique à surface de charge, spécialement conçu pour représenter le comportement des argiles normalement consolidées ou surconsolidées. Les modèles élaborés par Roscoe et ses collègues (*Roscoe et Burland 1968 ; Schofield et Wroth 1968*) dans les années 1960 ont été largement appliqués en géomécanique et constituent la base d'un grand nombre de modèles ultérieurs. Le modèle d'argile Cam modifiée de Roscoe et Burland (1968) a été particulièrement populaire. Une

version légèrement enrichie de ce modèle, intégrant une cohésion finie, est implémentée dans Optum G2 suivant le schéma développé par *Krabbenhoft et Lyamin (2012)*. Les paramètres du matériau d'argile selon le modèle Cam-clay modifié sont, dans une certaine mesure, interdépendants. Il n'est donc pas possible de distinguer aussi nettement les paramètres de résistance et de rigidité que pour d'autres matériaux. Les paramètres sont décrits comme suit : En plus des paramètres de cohésion et d'angle de frottement, on distingue le rapport de compression vierge  $\lambda$  (pente de la ligne de compression normale), le rapport de recompression ou de gonflement  $\kappa$  (pente de la ligne de recompression élastique).

$$C_c = 2,3. \lambda \quad (10)$$

$$C_g = 2,3. \kappa \quad (11)$$

Où :

$C_c$  : Coefficient de compressibilité.

$C_g$  : Coefficient de gonflement.

#### **IV.8 Modélisation de l'essai œdométrique**

Nous avons réalisé des essais œdométriques à chargement par paliers, conformément à la norme NF P 94-090-1, au sein du Laboratoire des Travaux Publics de l'Est, sur un échantillon de sol témoin d'une part, et d'autre part sur des échantillons mélangés avec des sels KCl et NaCl à différentes concentrations (0,5 M, 1 M et 2 M). Les échantillons testés sont des argiles provenant du site de Didouche Mourad à Constantine.

Notre choix de comparer les résultats du modèle numérique aux essais réalisés sur ces sols repose sur l'analyse des courbes de compressibilité.

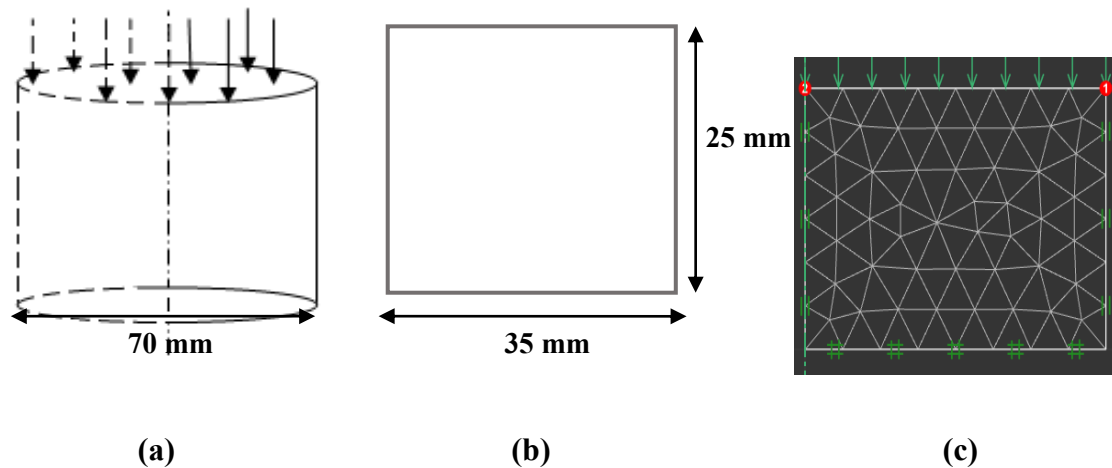
Un œdomètre de type Bishop, à chargement frontal, équipé d'une cellule œdométrique de 70 mm de diamètre et 25 mm de hauteur, a été utilisé pour la réalisation de ces essais.

##### **IV.8.1 Modèle utilisé**

La géométrie du modèle est très simple. L'échantillon de sol installé dans l'anneau œdométrique correspond à une géométrie en 2D axisymétrique. Ce modèle numérique est similaire à celui de l'éprouvette utilisée dans l'essai œdométrique. Pour la modélisation, nous avons utilisé l'option d'axisymétrie (autrement dit, seule une moitié de l'éprouvette a été prise en compte dans la modélisation) puisque l'éprouvette expose un axe de révolution. Les dimensions retenues pour la cellule œdométrique sont de 35 mm de largeur et 25 mm de

hauteur (Figure IV.4 (a,b)). Le maillage est formé d'éléments finis triangulaires à 6 nœuds (éléments de type Gauss), avec un total de 100 éléments (Figure IV.4 c).

La modélisation a été réalisée en deux étapes : dans un premier temps, nous avons utilisé le modèle de Mohr-Coulomb ; dans un second temps, nous avons appliqué le modèle de Cam-Clay modifié.



**Figure IV.4:** Modélisation numérique de la géométrie de l'éprouvette.

#### IV.8.2 Les conditions aux limites

Avec les conditions aux limites illustrées à la Figure IV.5, l'éprouvette est assimilée à une couche de sol étendue soumise à une charge verticale. Les déplacements horizontaux sont bloqués, ce qui empêche toute expansion ou contraction latérale. Le matériau ne peut donc se déformer que dans la direction verticale. Ce principe correspond au fonctionnement de l'essai œdométrique, où la déformation se produit uniquement selon l'axe Y : la déformation verticale est donc non nulle, tandis que les déformations latérales restent nulles.

Les conditions aux limites imposées à l'éprouvette sont les suivantes :

- Le fond de l'éprouvette est complètement fixé dans toutes les directions, tant en rotation qu'en translation, par rapport aux axes principaux  $x$  et  $y$ .
- Les deux côtés de l'éprouvette sont bloqués en rotation et en translation par rapport à l'axe  $x$ .
- Pour simuler l'essai, une contrainte verticale est appliquée à la partie supérieure de l'échantillon. Cette contrainte correspond à une charge surfacique, appliquée sur la face supérieure de l'éprouvette. Lors du calcul, le logiciel Optum G2 distribue cette charge surfacique sur les nœuds afin d'obtenir des charges nodales.

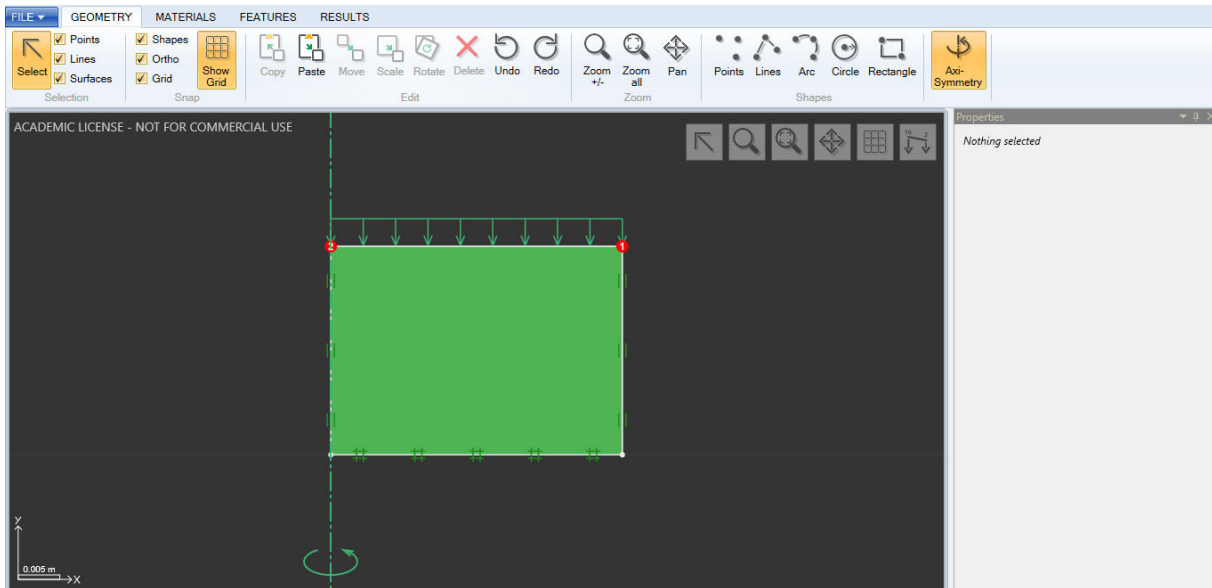


Figure IV.5: Les conditions aux limites.

### IV.8.3 Procédure de calculs

#### IV.8.3.1 Détermination des paramètres du calcul en utilisant Modèle de Mohr-Coulomb

L'introduction de la détermination des paramètres de calcul sur le logiciel Optum G2, à partir du comportement de Mohr-Coulomb issu d'un essai oedométrique, permet d'analyser la réponse mécanique d'un sol sous chargement vertical. L'essai fournit des paramètres géotechniques essentiels tels que le coefficient de compressibilité ( $C_c$ ) et le coefficient de gonflement ( $C_g$ ). Ces paramètres, combinés à d'autres issus d'essais complémentaires triaxiaux, permettent d'estimer des variables telles que l'angle de frottement interne ( $\phi$ ), la cohésion ( $c$ ) et le module d'élasticité ( $E$ ), qui sont ensuite introduits dans Optum G2 pour simuler les réponses du sol sous différentes sollicitations.

Les paramètres requis par Optum G2 pour la loi de comportement de Mohr-Coulomb des échantillons sont regroupés dans le Tableau IV.2.

- Le module d'élasticité ( $E$ ) est calculé à partir de l'équation (5), en sachant qu' $E_0$  est extrait des courbes œdométriques.
- Pour le calcul, la valeur du coefficient de Poisson ( $\nu$ ) a été fixée à 0,3.
- La cohésion ( $C$ ) et l'angle de frottement interne ( $\Phi$ ) de tous les sols sont déterminés à partir des essais triaxiaux.
- L'angle de dilatance ( $\Psi$ ) est considéré comme nul ( $\psi = 0$ ).

**Tableau IV.2:** Les paramètres de la loi Mohr-Coulomb.

	Sol naturel	Sol traité par le KCl			Sol traité par le NaCl		
	/	0,5 M	1 M	2 M	0,5 M	1 M	2 M
E (MPa)	10,5	7	12	28	5,7	11	13
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
C (kPa)	22,2	74,2	62,7	86,4	67,6	33,5	114
$\Phi$ (°)	3,9	7,5	9	10,7	12,5	20,6	26,1
$\Psi$ (°)	0	0	0	0	0	0	0

#### IV.8.3.2 Détermination des paramètres du calcul en utilisant Modèle de Cam-Clay modifié

Cam-Clay modifié est un modèle élasto-plastique, largement utilisé en géomécanique, permet de représenter de manière réaliste les phénomènes de consolidation, de plasticité et de rupture. Ses paramètres peuvent être déterminés à partir d'essais œdométriques, où les indices de compression ( $\lambda$ ) et de gonflement ( $\kappa$ ) sont obtenus par leur relation avec les indices de compressibilité ( $C_c$ ) et de gonflement ( $C_g$ ) Provenant de l'essai œdométrique (équations 6 et 7). La cohésion et l'angle de frottement ont été définis dans le paragraphe précédent. L'indice de vides initial est extrait des courbes obtenues lors des essais œdométriques. Une fois ces paramètres calibrés, ils permettent de simuler avec précision la réponse mécanique des sols sous divers chargements à l'aide du logiciel Optum G2. Une validation rigoureuse, effectuée par comparaison avec des données expérimentales, garantit la fiabilité du modèle pour des applications pratiques en ingénierie géotechnique. Les paramètres demandés par Optum G2 pour la loi de comportement de Cam-Clay modifié sont groupés dans le Tableau ci-dessous.

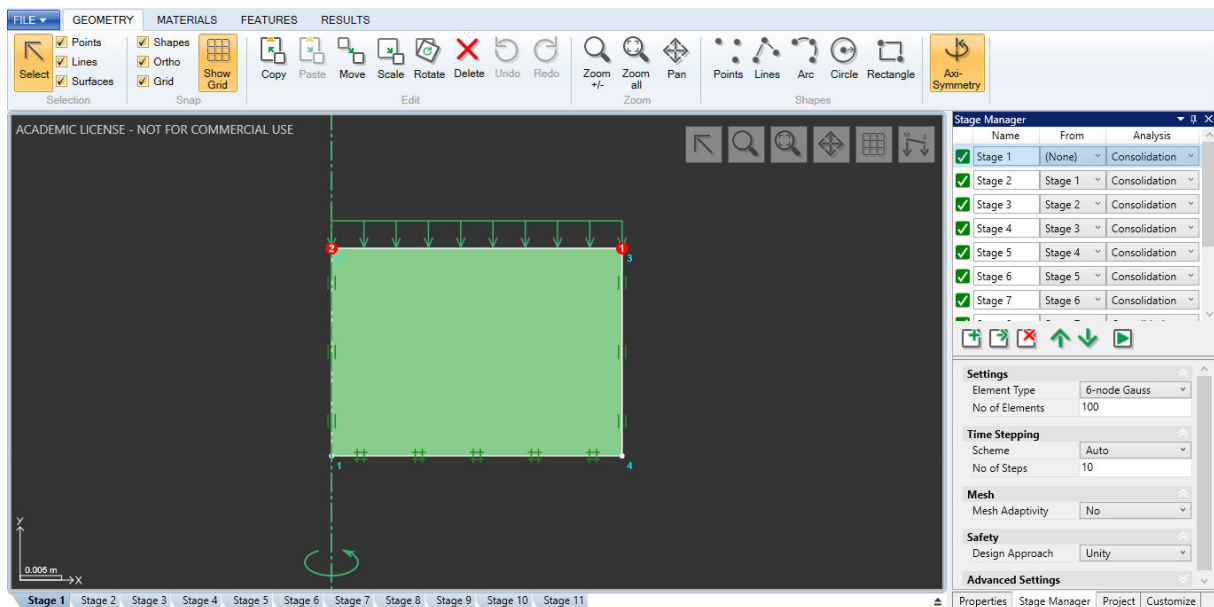
**Tableau IV.3:** Les paramètres de la loi Cam-Clay modifié.

	Sol naturel	Sol traité par le KCl			Sol traité par le NaCl		
	/	0,5 M	1 M	2 M	0,5 M	1 M	2 M
Cc	0,18	0,26	0,21	0,19	0,27	0,23	0,23
Cg	0,069	0,068	0,044	0,040	0,065	0,057	0,051
$\kappa$	0,03	0,029	0,019	0,017	0,028	0,024	0,022
$\lambda$	0,078	0,113	0,091	0,082	0,117	0,1	0,1
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
C (kPa)	22,2	74,2	62,7	86,4	67,6	33,5	114
$\Phi$ (°)	3,9	7,5	9	10,7	12,5	20,6	26,1
e <sub>0</sub>	0,775	0,830	0,749	0,705	0,905	0,782	1,772
$\sigma_0$ (kPa)	2	2	2	2	2	2	2

#### IV.8.4 Les principaux résultats

Des simulations d'essais œdométriques seront réalisées à l'aide du logiciel Optum G2, en appliquant deux modèles de comportement distincts. Les conditions aux limites, déjà présentées dans les paragraphes précédents, seront appliquées aux échantillons de sol traités et non traités.

- Pour la loi de Mohr-Coulomb, une série de contraintes verticales croissantes, allant de 2 kPa à 800 kPa, est appliquée au modèle (de l'étape 1 à l'étape 7), toutes en mode consolidation. Ensuite, ces contraintes sont successivement déchargées (étapes 8 à 11). En cas d'ajout de 2 M de KCl, le chargement atteint 1600 kPa. Ces étapes sont similaires à celles de l'essai réalisé en laboratoire. L'ensemble des étapes de calcul est illustré à la Figure IV.6.



**Figure IV.6:** Les étapes du calcul numérique de MC sur l'écran du logiciel Optum G2.

Le logiciel Optum G2 ne permet pas de calculer la valeur des indices des vides. Par conséquent, il n'est pas possible d'établir la courbe de compressibilité représentant l'évolution de l'indice des vides en fonction du logarithme des contraintes effectives appliqué. Pour contourner cette limitation, nous avons directement tracé les courbes de déformations en fonction des contraintes appliquées pour l'ensemble des sols étudiés, puis les avons comparées aux déformations expérimentales.

Les courbes obtenues à partir des simulations numériques, en utilisant la loi de comportement de Mohr-Coulomb, sont présentées dans les Figures suivantes :

- Figure IV.7 : sol naturel.
- Figures IV.8, IV.9 et IV.10 : sol traité avec KCl.
- Figures IV.11, IV.12 et IV.13 : sol traité avec NaCl.

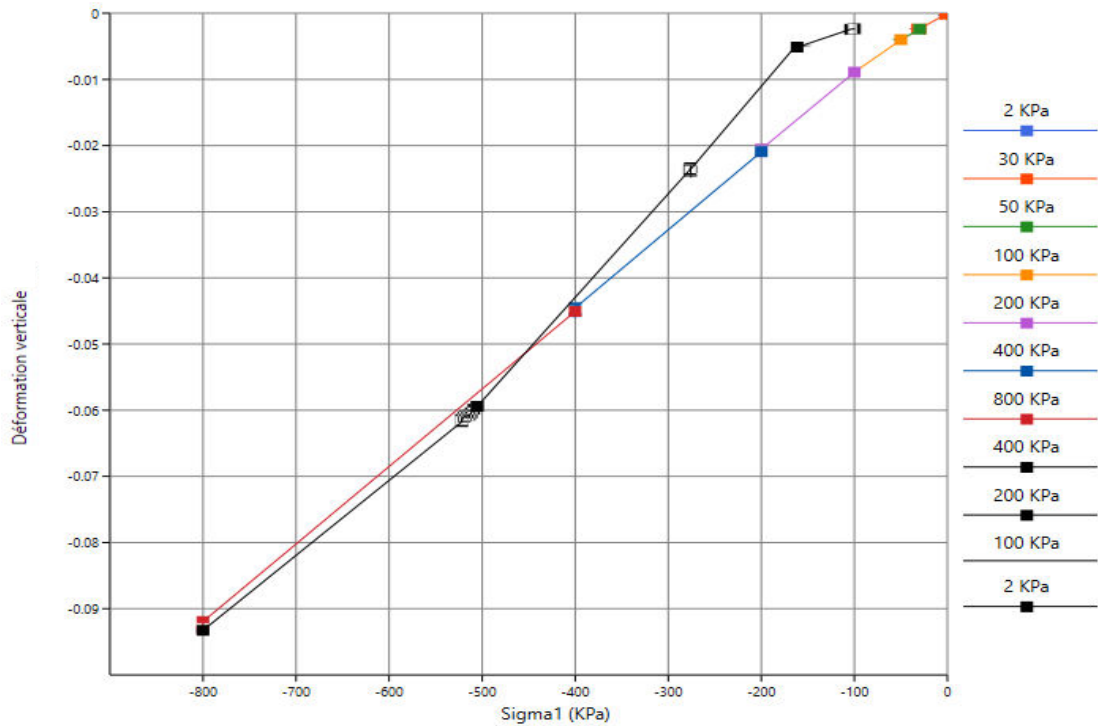


Figure IV.7: Modélisation d'un essai oedométrique à l'état naturel avec le modèle de MC.

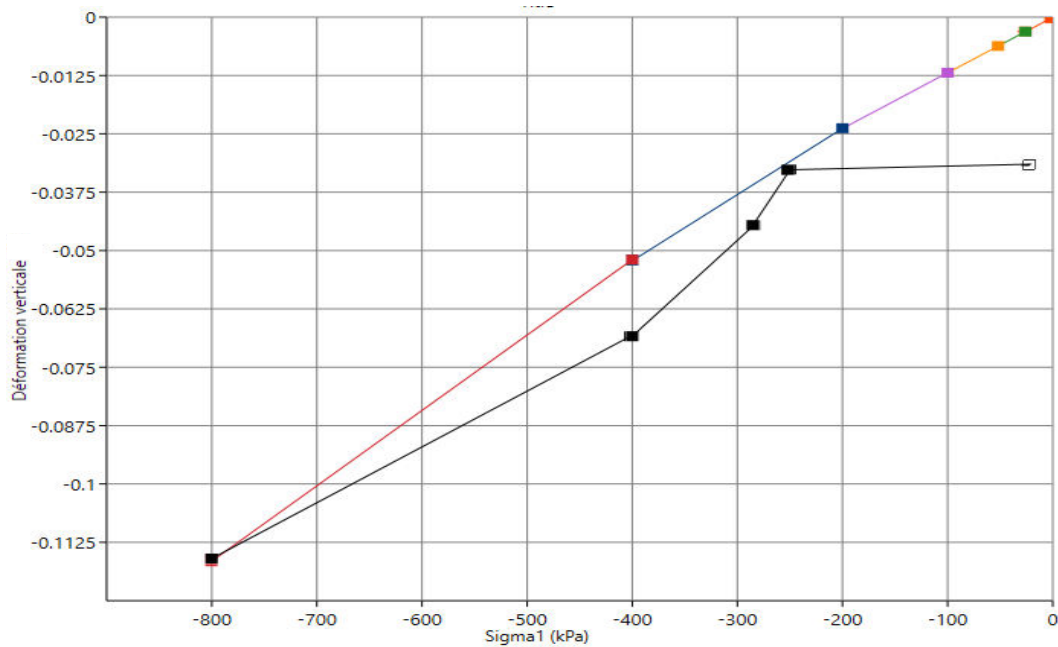


Figure IV.8: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M KCl avec le modèle de MC.

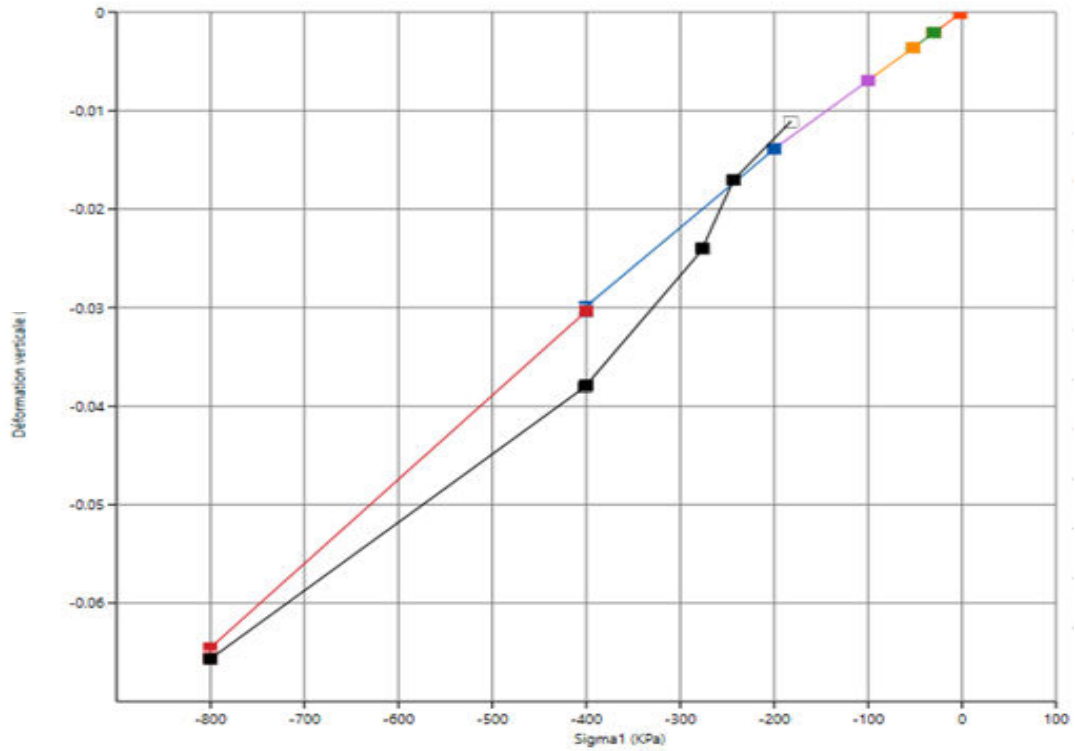


Figure IV.9: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M KCl avec le modèle de MC.

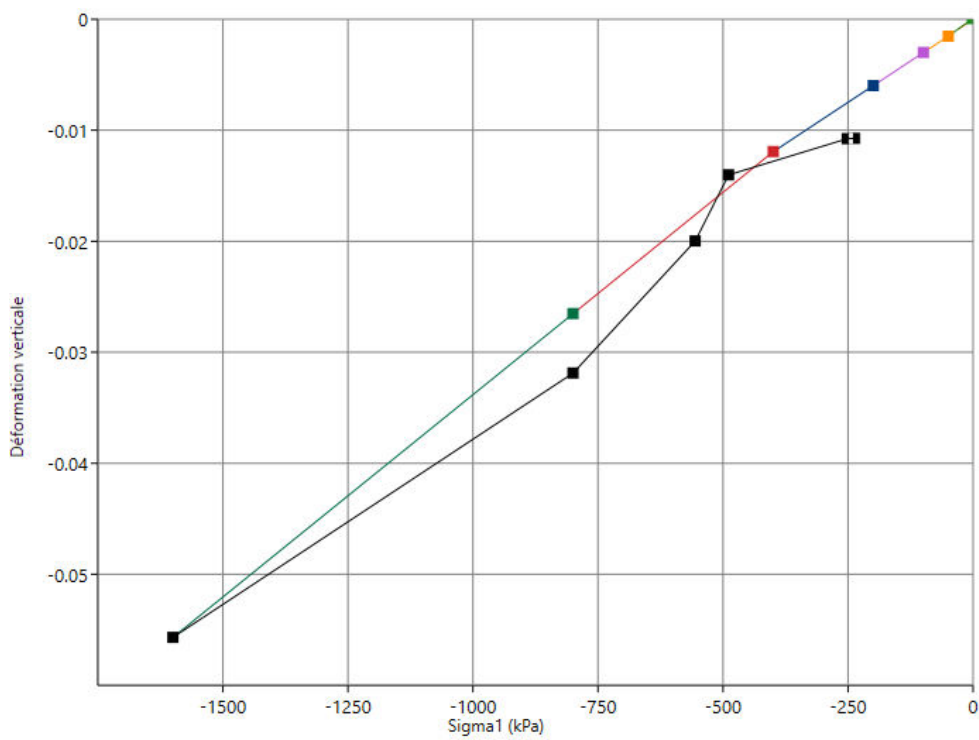


Figure IV.10: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M KCl avec le modèle de MC.

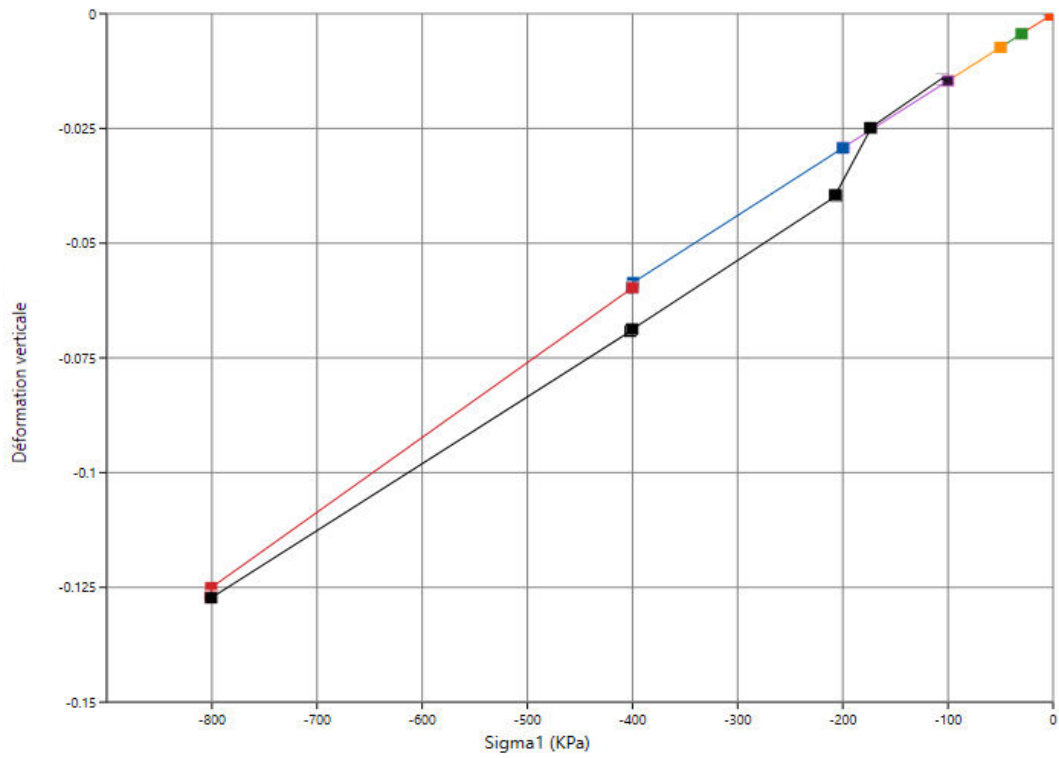


Figure IV.11: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M NaCl avec le modèle de MC.

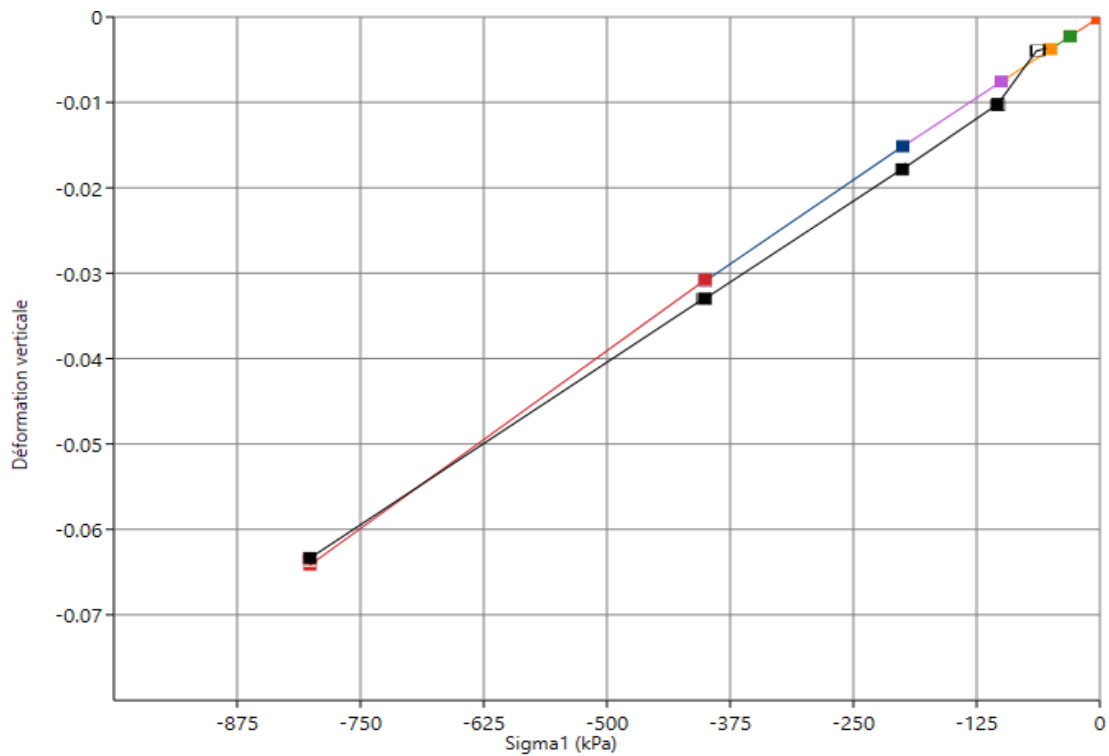
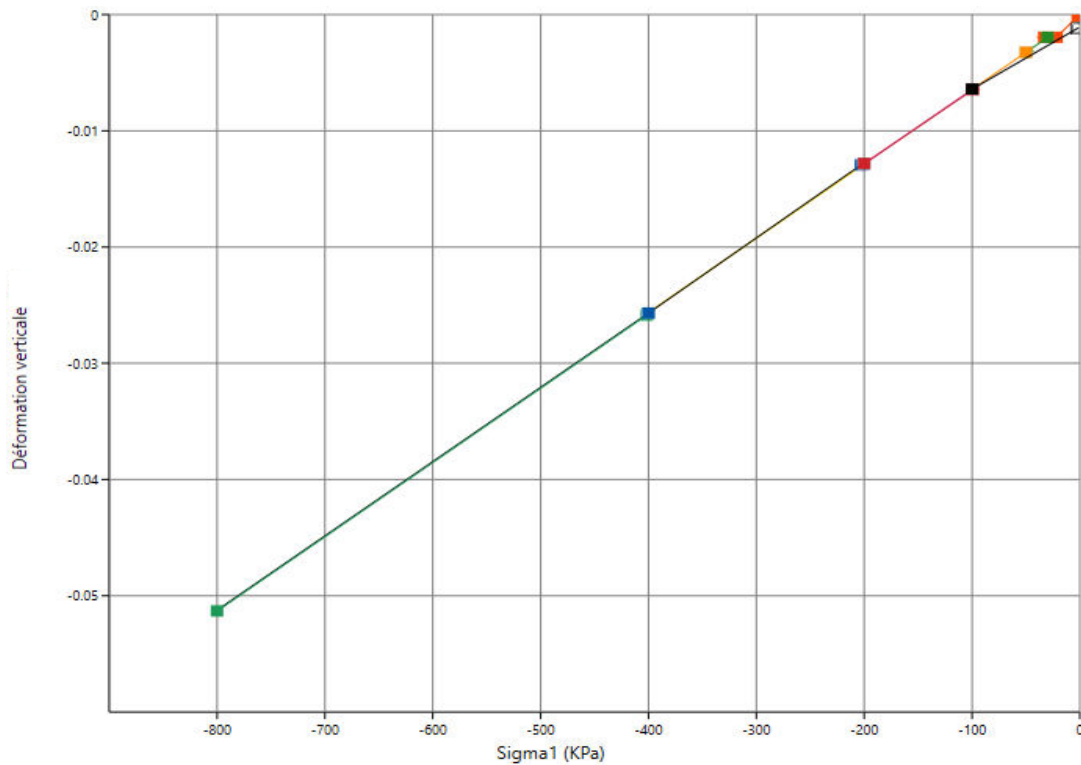


Figure IV.12: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M NaCl avec le modèle de MC.



**Figure IV.13:** Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M NaCl avec le modèle de MC.

On observe que les résultats obtenus sont quasiment identiques au chargement et s'écartent progressivement au déchargement pour tous les échantillons non traités et traités. Il y a une relation quasi-linéaire entre la contrainte verticale et la déformation, plus la contrainte  $\sigma_1$  devient grande (en compression), plus la déformation verticale est importante. On constate également que la courbe du sol non traité revient quasiment à zéro, tandis qu'après l'ajout de sels KCl et NaCl à différentes concentrations, le sol ne revient pas à zéro, ce qui indique une diminution du gonflement. Donc on peut dire que l'effet de chargement n'est le même que l'effet de déchargement. Le Tableau ci-dessous donne les valeurs de déformations de ces courbes.

**Tableau IV.4:** Caractéristiques de l'essai oedométrique obtenues par Optum G2 avec l'utilisation de la loi de comportement Mohr-Coulomb.

	Sol naturel	Sol traité par le KCl			Sol traité par le NaCl		
	/	0,5 M	1 M	2 M	0,5 M	1 M	2 M
<b>Déformation verticale par Optum G2 (%)</b>	9,3	11,3	6,5	5,5	12,5	6,5	5,1
<b>Déformation verticale par essais expérimentaux (%)</b>	9,1	11,7	6,3	7	12,6	6,7	5,1

Ce tableau présente, d'une part, les déformations mesurées lors des essais en laboratoire, et d'autre part, celles obtenues par simulation à l'aide du logiciel Optum G2. La différence entre les valeurs expérimentales et celles prédites par le modèle permet d'évaluer la significativité des effets observés. La comparaison entre la réponse mesurée des sols et celle calculée par le modèle montre également que ces valeurs peuvent être considérées comme équivalentes.

Selon les résultats de la simulation et des essais expérimentaux, la déformation verticale augmente légèrement par rapport au sol naturel après l'ajout de sels à une concentration de 0,5 M. Cette augmentation est probablement due à la modification de la structure des sols argileux induite par les sels (NaCl, KCl), lesquels provoquent une dispersion des particules en altérant le doublet diffus. Cette dispersion accroît la compressibilité du sol. Le sodium, en raison de son plus petit rayon ionique et de son pouvoir dispersant plus élevé comparé au potassium, accentue davantage cette déformation.

On observe qu'Optum G2 prédit une déformation plus faible que celle mesurée expérimentalement avec une solution à 2 M de KCl. Cela s'explique par le fait que la modélisation repose sur des paramètres matériaux ( $C_c$  et  $C_g$ ) qui ne prennent peut-être pas en compte l'ensemble des effets physico-chimiques réels, en particulier à de fortes concentrations ioniques. Ainsi, Optum G2 peut sous-estimer la déformation, car il ne simule pas certains phénomènes complexes tels que l'adsorption des cations sur les surfaces argileuses. En revanche, les essais expérimentaux intègrent l'ensemble du comportement physico-chimique du sol, ce qui peut expliquer une déformation légèrement plus importante que celle prédite par le modèle numérique.

On en conclut que le modèle restreint représente correctement la déformation donc ce modèle de MC est valable pour la modélisation numérique des essais oedométriques.

- Dans le cadre de la loi de Cam-Clay modifiée, les phases de chargement et de déchargement s'effectuent de manière similaire à la loi de Mohr-Coulomb, mais en utilisant l'analyse élastoplastique. Ces différentes étapes reproduisent fidèlement celles observées lors des essais en laboratoire. Le processus de calcul complet est présenté à la Figure IV.14.

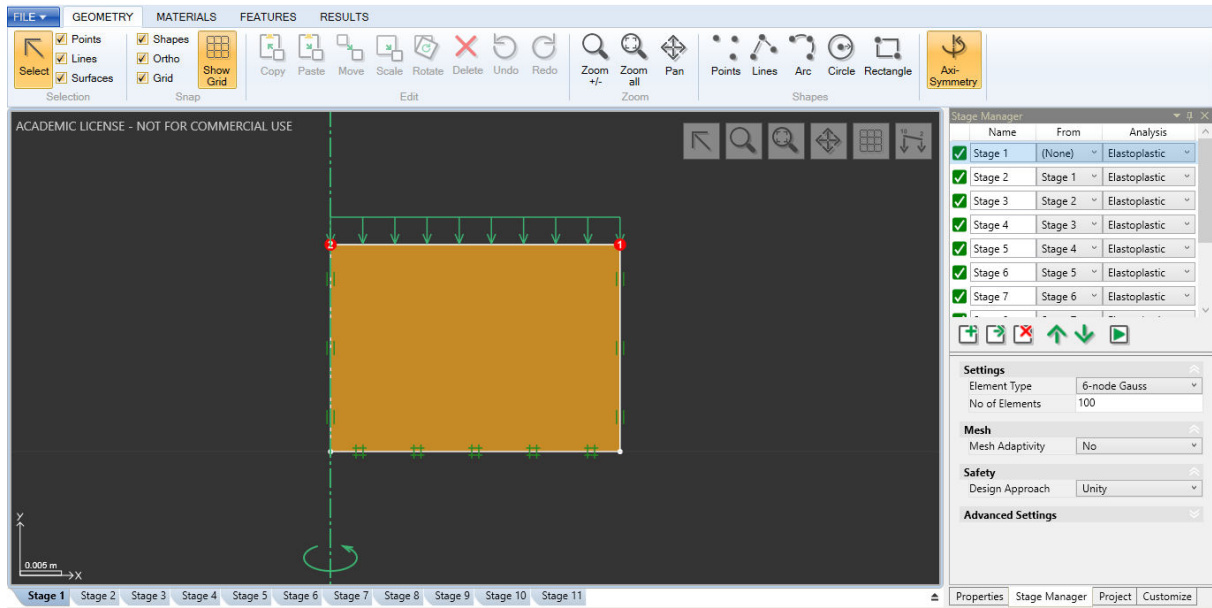


Figure IV.14: Les étapes du calcul numérique de MC sur l'écran du logiciel Optum G2.

Les courbes de déformation-contraintes des échantillons obtenues à partir d'Optum G2, en utilisant la loi de comportement Cam-Clay modifiée, sont présentées dans les Figures ci-dessous.

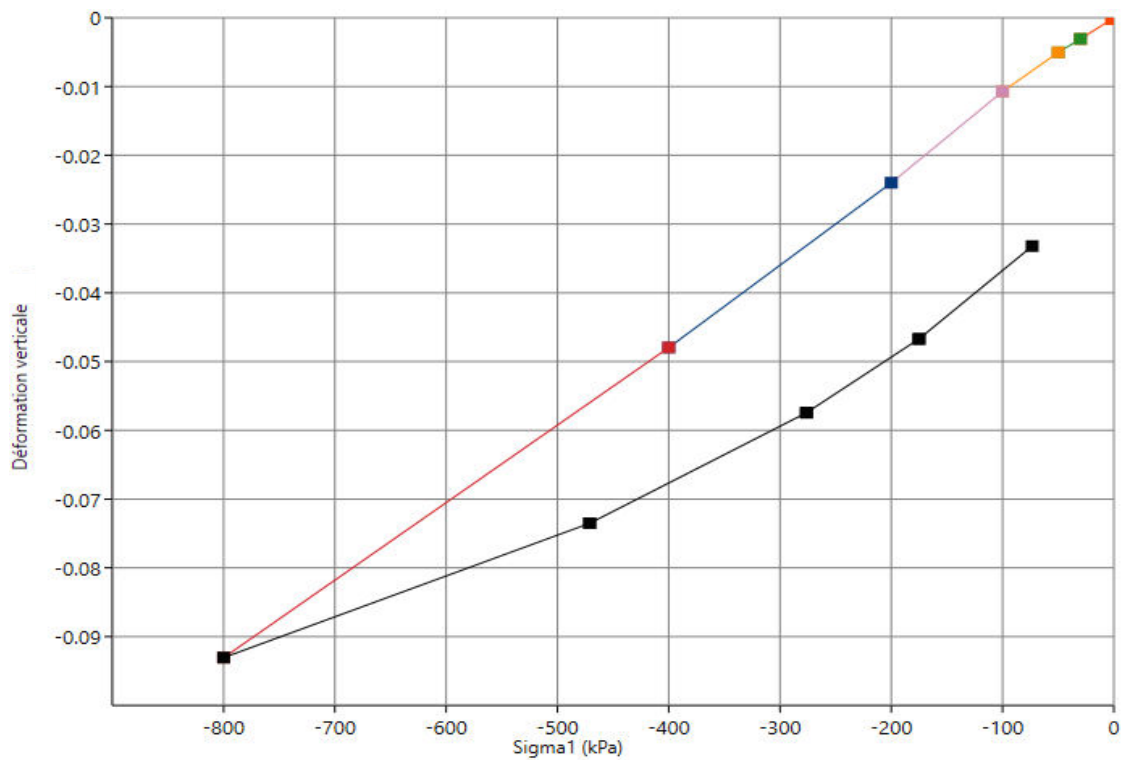


Figure IV.15: Modélisation d'un essai oedométrique à l'état naturel avec le modèle de MCC.

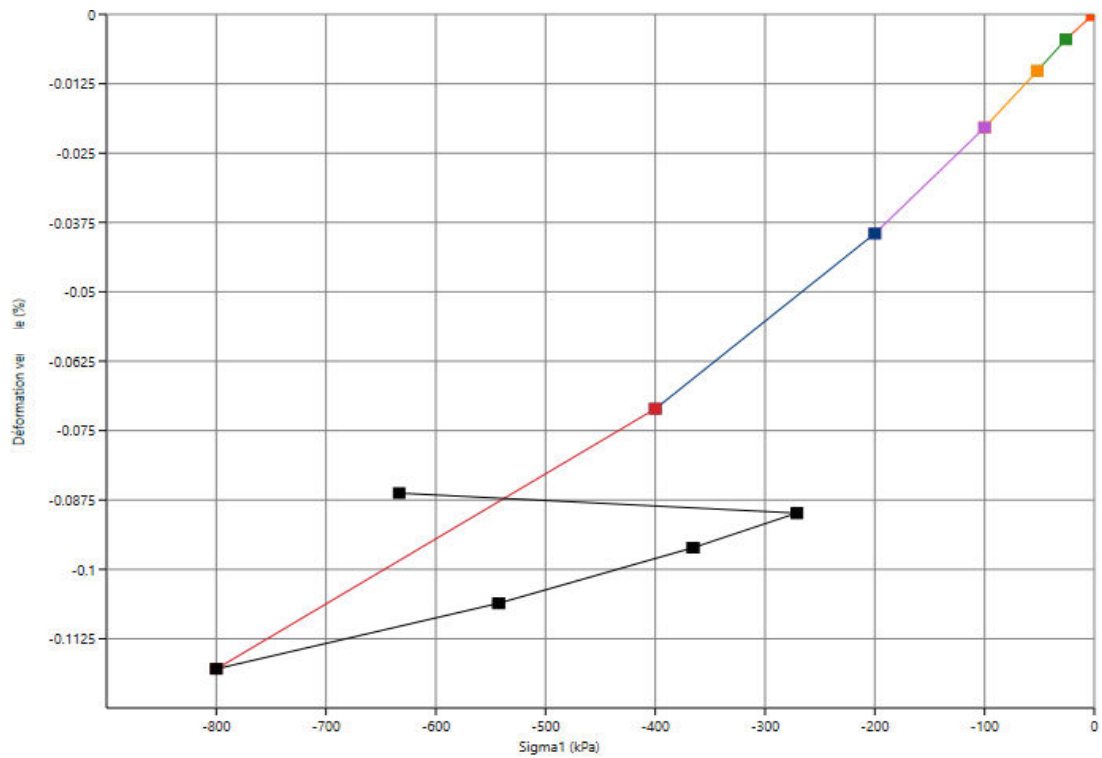


Figure IV.16: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M KCl avec le modèle de MCC.

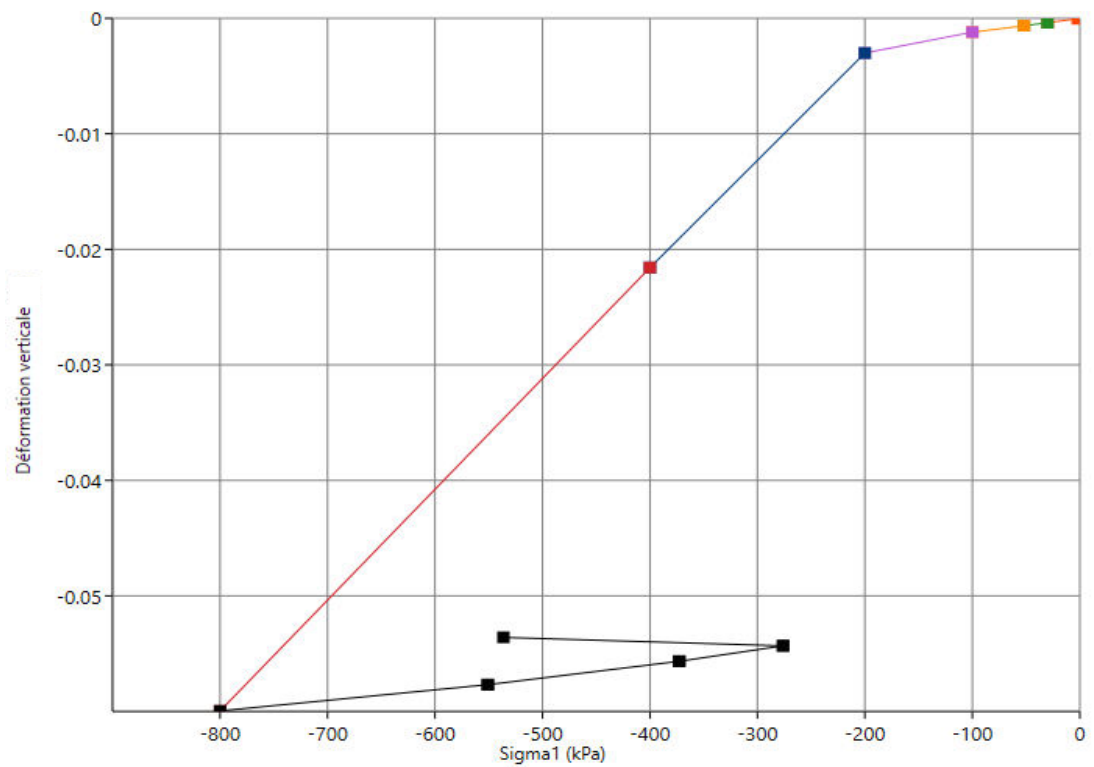


Figure IV.17: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M KCl avec le modèle de MCC.

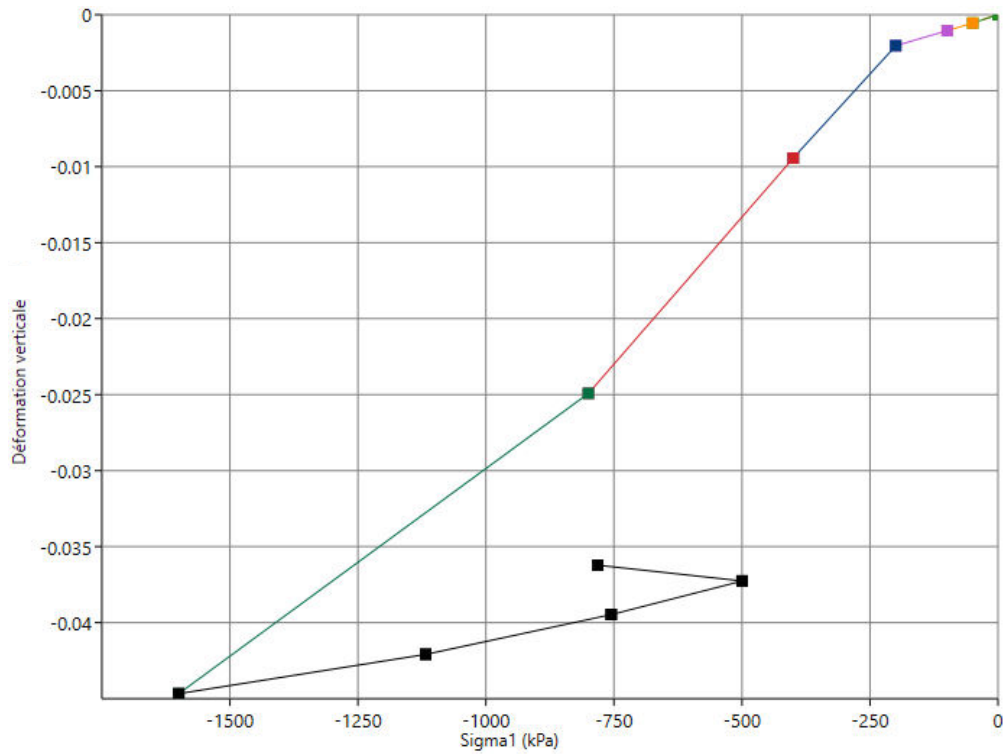


Figure IV.18: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M KCl avec le modèle de MCC.

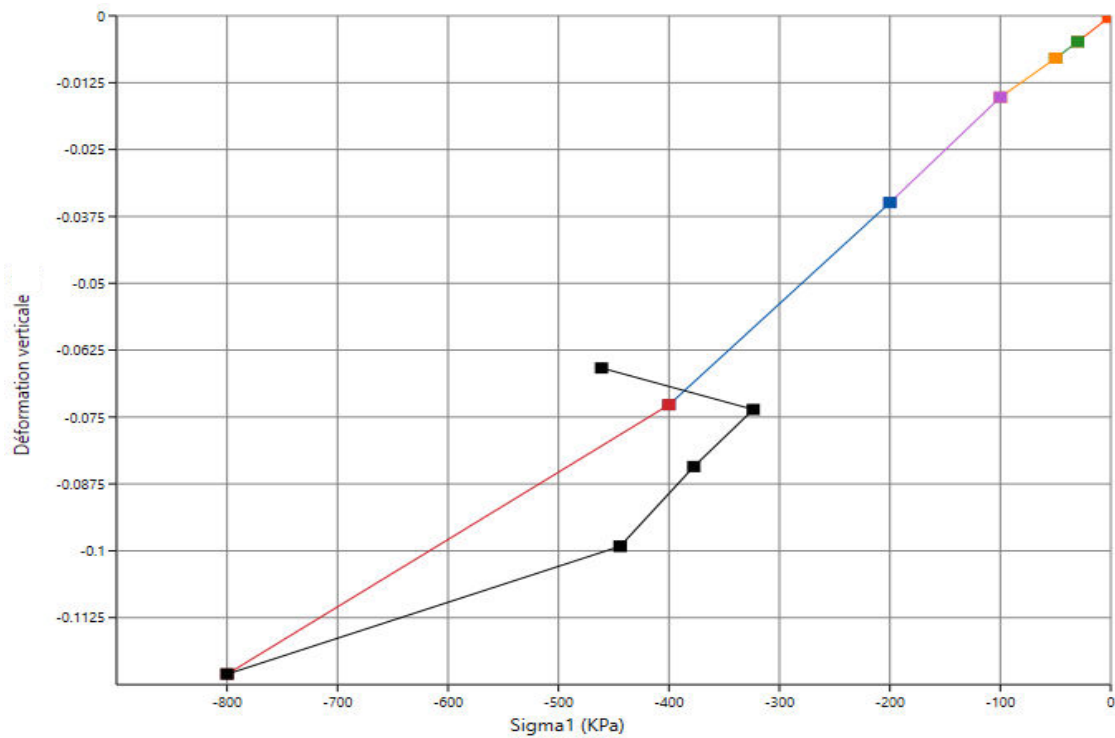


Figure IV.19: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 0,5 M NaCl avec le modèle de MCC.

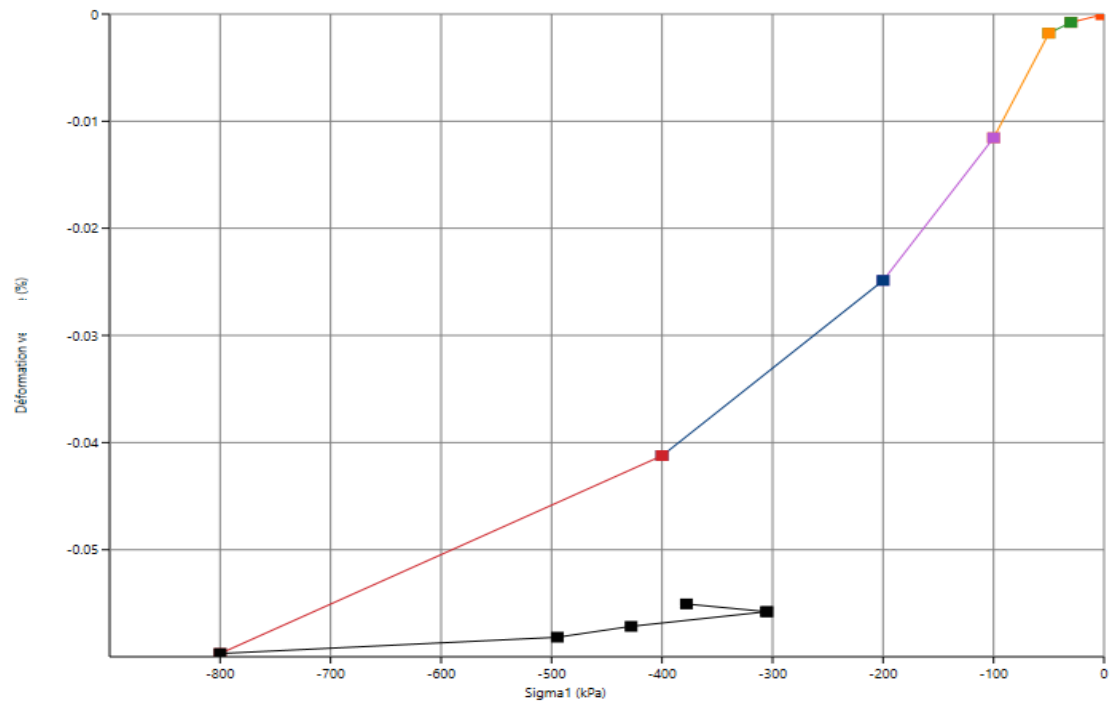


Figure IV.20: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 1 M NaCl avec le modèle de MCC.

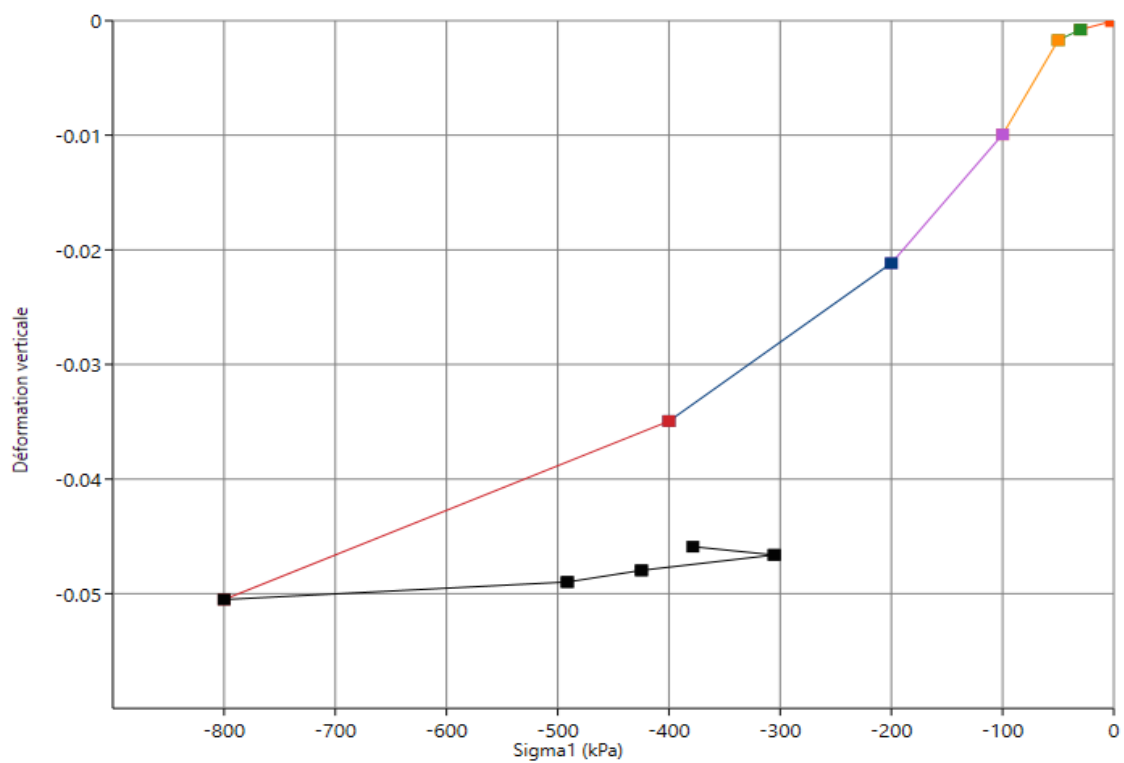


Figure IV.21: Modélisation d'un essai oedométrique après l'ajout de 2 M NaCl avec le modèle de MCC.

Les courbes obtenues présentent une forte similarité avec celles issues des essais en laboratoire. De plus, les résultats fournis par le modèle sont presque identiques à ceux du comportement MC : ils coïncident largement durant la phase de chargement, avant de diverger progressivement lors du déchargement, aussi bien pour les échantillons traités que non traités. On observe également que le sol non traité tend à retrouver son état initial. En revanche, l'ajout de sels (KCl et NaCl) à différentes concentrations empêche ce retour, ce qui témoigne d'une diminution de la capacité de gonflement. Le Tableau ci-dessous récapitule les valeurs de déformation associées à ces courbes.

**Tableau IV.5:** Caractéristiques de l'essai oedométrique obtenues par Optum G2 avec l'utilisation de la loi de comportement Cam-Clay modifiée.

	Sol naturel	Sol traité par le KCl			Sol traité par le NaCl		
	/	0,5 M	1 M	2 M	0,5 M	1 M	2 M
<b>Déformation verticale par Optum G2 (%)</b>	9,2	11,6	6	4,5	12	6	5
<b>Déformation verticale par essais expérimentaux (%)</b>	9,1	11,7	6,3	7	12,6	6,7	5,1

D'après ce tableau et les résultats obtenues on peut conclure que : l'étude de la déformation verticale lors des essais œdométriques simulés à l'aide du logiciel Optum G2, en comparant les lois de comportement de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié, a montré une grande cohérence avec les résultats expérimentaux. Les déformations obtenues par les deux modèles numériques sont très proches de celles mesurées en laboratoire, avec des écarts minimes pour toutes les concentrations de KCl et NaCl étudiées. Cette convergence confirme que les deux lois de comportement sont capables de modéliser efficacement la réponse mécanique du sol traité par sels dans un cadre œdométrique. Le modèle de Mohr-Coulomb, plus simple, et le modèle de Cam-Clay modifié, plus représentatif des sols fins en conditions de consolidation, donnent tous deux des résultats fiables, suggérant leur pertinence dans la simulation du comportement mécanique de sols traités chimiquement.

#### **IV.9 Modélisation de l'essai triaxial**

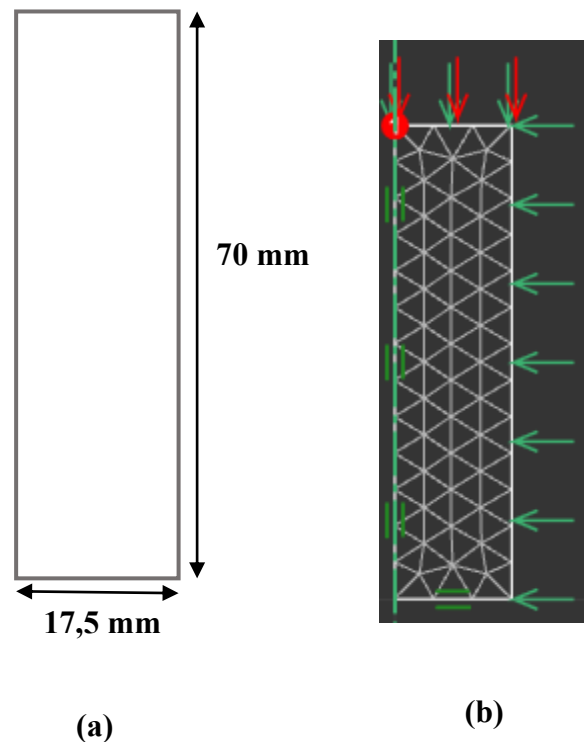
Nous avons effectué des essais triaxiaux conformément à la norme NF P 94-070. La méthodologie de préparation des échantillons a été suivie comme indiqué précédemment. L'objectif principal est d'obtenir des courbes de déformation en fonction des contraintes à partir d'un modèle numérique basé sur les essais réalisés sur notre sol, puis de comparer ces

résultats.

Un échantillon cylindrique de 35 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur a été utilisé pour la réalisation de ces essais.

#### IV.9.1 Modèle utilisé

Un essai triaxial peut être modélisé de manière simplifiée à l'aide d'une géométrie axisymétrique en deux dimensions (2D), représentant une éprouvette de 17,5 mm de diamètre et de 70 mm de hauteur (Figure IV.22, a). Le maillage est constitué d'éléments finis triangulaires à six nœuds (éléments de type Gauss), pour un total de 100 éléments (Figure IV.22, b), conformément à la configuration adoptée pour le maillage de l'essai œdométrique. La modélisation a été réalisée en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, dans le cadre d'une analyse de compression triaxiale elastoplastique multiplicateur (Triaxial Compression, TC).

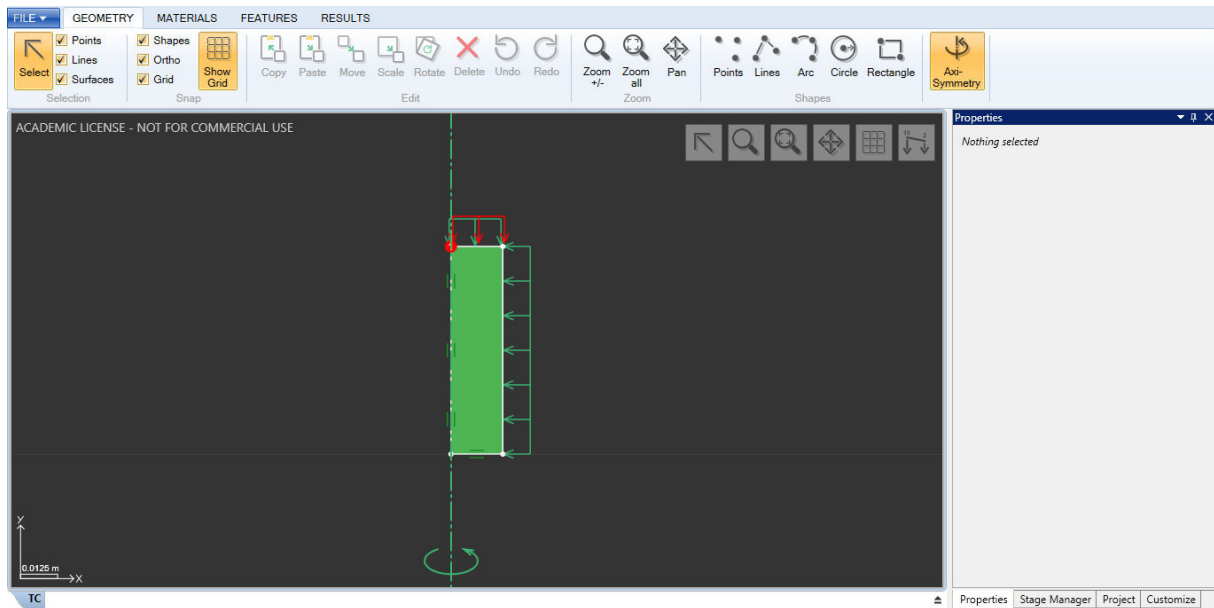


**Figure IV.22:** Modélisation numérique de la géométrie de l'éprouvette.

#### IV.9.2 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites du modèle d'un essai triaxial effectué sur le logiciel Optum G2 sont établies de manière à simuler un comportement axisymétrique. Le côté gauche de l'échantillon est aligné avec l'axe de symétrie, ce qui est matérialisé par une contrainte de déplacement horizontal nul (condition de symétrie). Le bas de l'échantillon est totalement

bloqué, empêchant tout déplacement horizontal et vertical, ce qui simule une base rigide. Le côté droit de l'échantillon est soumis à une pression latérale uniforme, représentant la pression de confinement appliquée durant l'essai triaxial. Enfin, le sommet de l'échantillon est soumis à une pression verticale, modélisant la charge axiale appliquée durant l'essai (Figure IV.23). Ces conditions reproduisent fidèlement le cadre d'un essai triaxial classique en géomécanique, permettant d'évaluer le comportement mécanique du matériau étudié sous des contraintes tridimensionnelles contrôlées.



**Figure IV.23:** Conditions aux limites.

### IV.9.3 Procédure de calculs

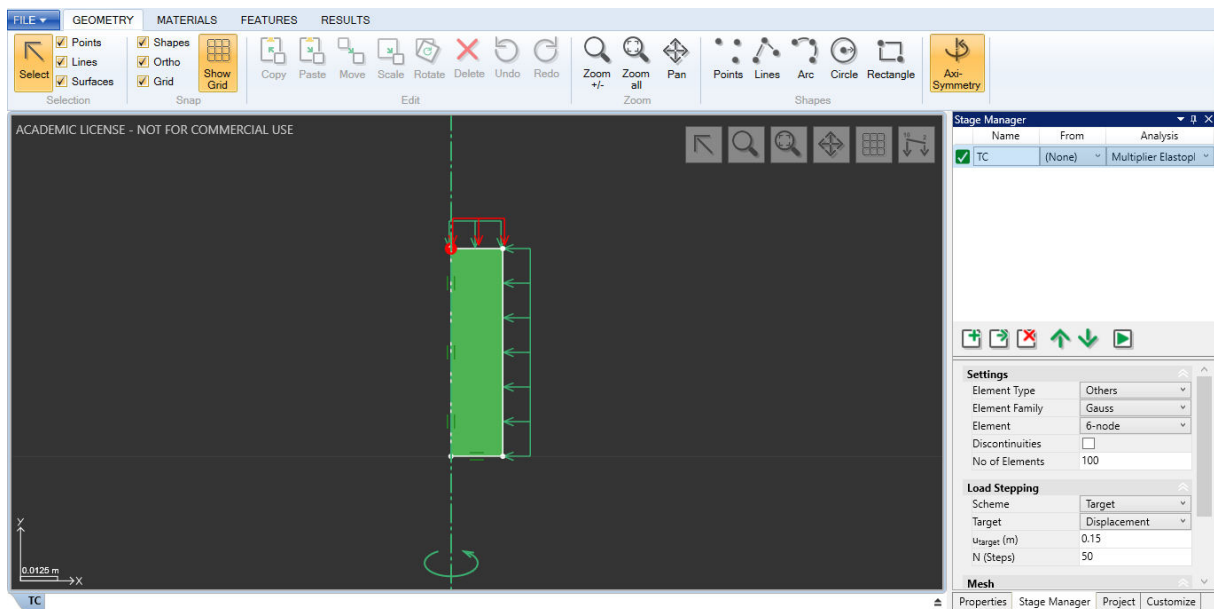
La caractérisation des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb à partir d'un essai triaxial permet d'évaluer la réponse mécanique d'un sol soumis simultanément à un chargement verticale et à une pression de confinement latérale. Cet essai fournit des propriétés géotechniques clés, telles que l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ). Ces données peuvent être complétées par des paramètres mécaniques additionnels issus d'essais oedométriques, notamment le module d'élasticité ( $E$ ).

Les paramètres requis par Optum G2 pour modéliser le comportement des échantillons selon la loi de Mohr-Coulomb sont identiques à ceux déterminés lors des essais oedométriques, présentés précédemment dans la section III.2.3.

#### IV.9.4 Résultats obtenus

Des simulations d'essais triaxiaux ont été effectuées à l'aide du logiciel Optum G2, en intégrant le modèle de comportement Mohr-Coulomb (MC). Les conditions aux limites, détaillées précédemment, ont été appliquées aux échantillons de sol, qu'ils soient traités ou non. Dans le cadre de la loi de Mohr-Coulomb, une séquence de contraintes verticales et latérales croissantes a été imposée au modèle numérique, suivant rigoureusement le protocole expérimental utilisé en laboratoire. Le déroulement complet des étapes de calcul est illustré à la Figure IV.24.

Dans notre cas, les paramètres  $c$  et  $\phi$  ont été directement renseignés dans le modèle de matériau afin de simuler le comportement du sol et d'analyser la déformation induite. Des courbes représentant les déformations en fonction des contraintes appliquées ont été générées pour l'ensemble des sols testés, puis confrontées aux résultats expérimentaux.



**Figure IV.24:** Les étapes du calcul numérique de MC d'un essai triaxial sur l'écran du logiciel Optum G2.

Les courbes issues des simulations numériques, basées sur le modèle de Mohr-Coulomb, sont présentées dans les Figures suivantes.

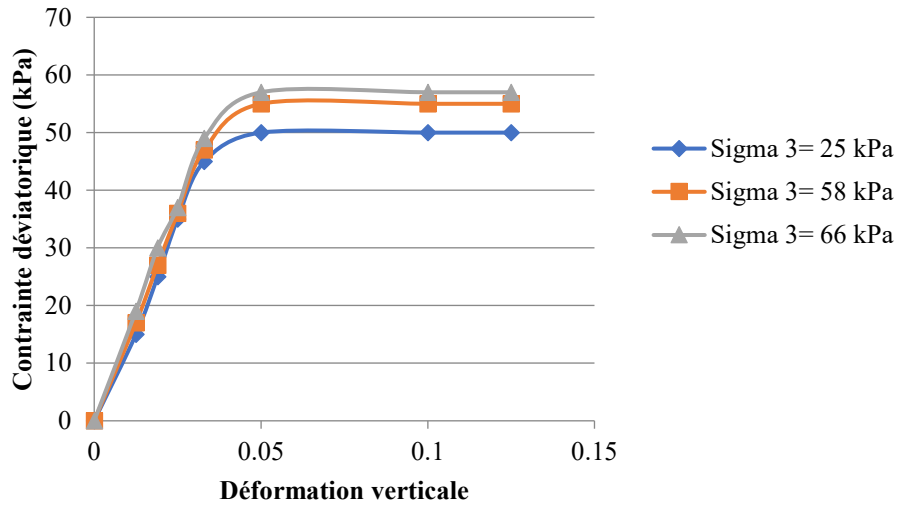


Figure IV.25: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol naturel).

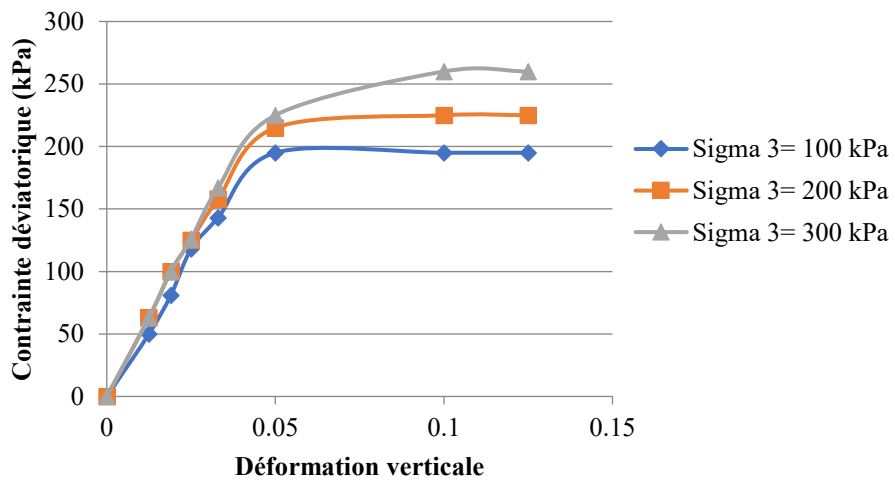


Figure IV.26: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 0,5 M KCl).

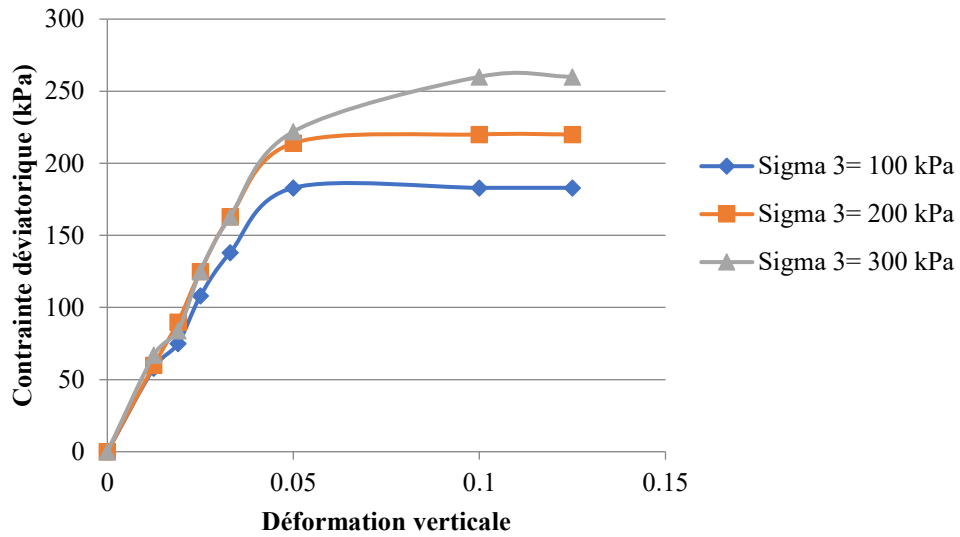


Figure IV.27: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 1 M KCl).

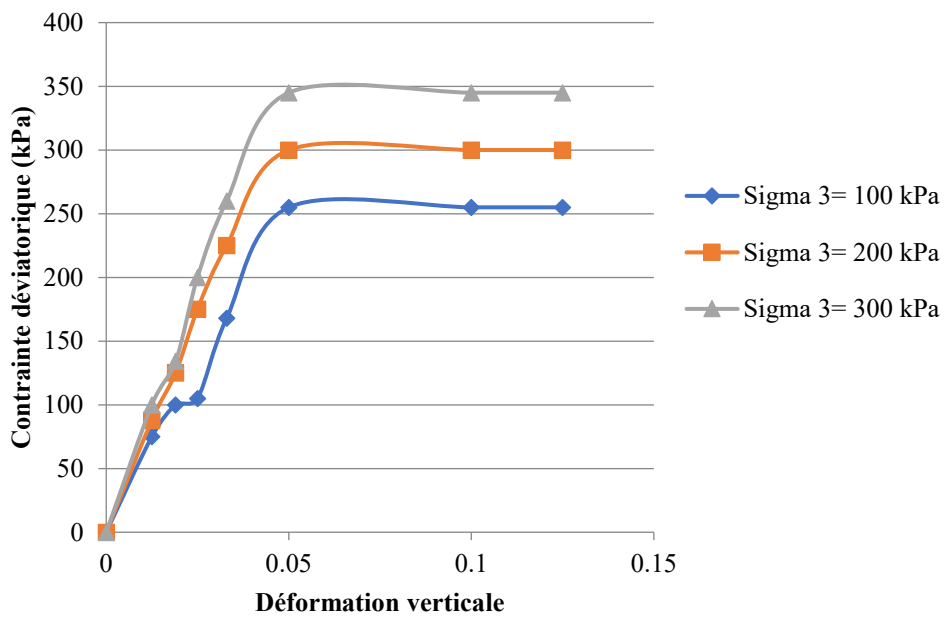


Figure IV.28: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 2 M KCl).

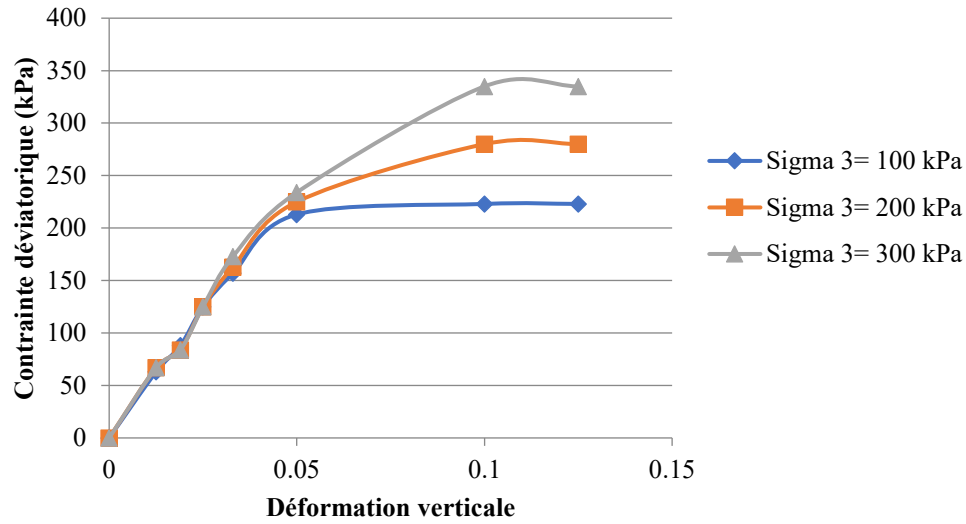


Figure IV.29: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 0,5 M NaCl).

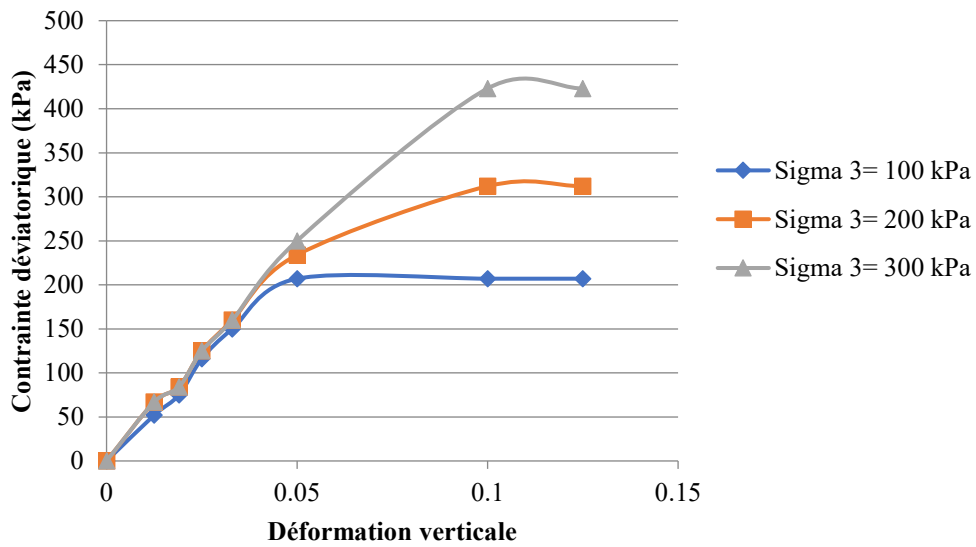


Figure IV.30: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 1 M NaCl).

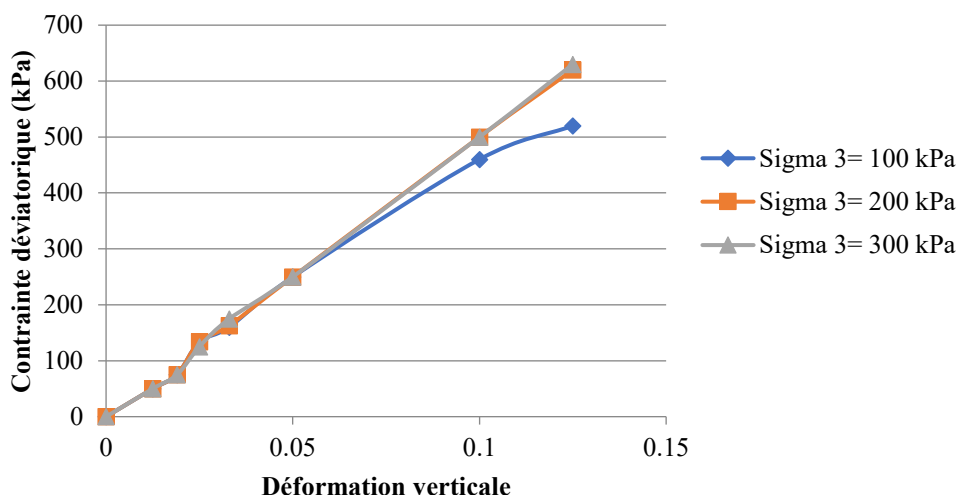


Figure IV.31: Courbe contrainte déviatorique-déformation verticale (sol traité par 2 M NaCl).

Dans le logiciel Optum G2, la déformation verticale a été limitée à 12,5 % afin de permettre une comparaison rigoureuse des contraintes déviatoriques entre un sol naturel et un sol traité par différents sels à diverses concentrations. Les résultats indiquent que la contrainte déviatorique augmente de manière progressive avec la hausse de la contrainte de confinement. Pour le sol naturel, une contrainte de confinement de 66 kPa génère une contrainte déviatorique de 57 kPa. Avec 0,5 M de KCl et une contrainte de confinement de 300 kPa, cette contrainte atteint 260 kPa, valeur qui reste constante à 1 M, traduisant un effet de saturation. À 2 M de KCl, la contrainte déviatorique augmente à 345 kPa. Pour le NaCl, les valeurs sont plus élevées : 335 kPa à 0,5 M, 423 kPa à 1 M, et 630 kPa à 2 M, soulignant une amélioration mécanique plus marquée. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus expérimentalement et confirment que l'efficacité du traitement dépend à la fois de la concentration et de la nature du sel.

L'augmentation de contrainte déviatorique ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ) avec l'augmentation de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ), que ce soit pour le sol naturel ou traité s'explique par le fait que, sous des confinements plus élevés, les particules du sol sont mieux interconnectées et davantage résistantes à la rupture, ce qui augmente la capacité du matériau à mobiliser des contraintes plus élevées avant la rupture.

Tableau IV.6: Résultats des essais triaxiaux obtenus par expérimentation et simulation.

		$\epsilon$ (%)	$q$ (kPa)	$\epsilon_{\text{experimental}}$ (%)	$q_{\text{experimental}}$ (kPa)
Sol naturel	Sigma3 = 25	12,5	50	13,1	51,4
	Sigma 3 = 58	12,5	55	12,7	54,2
	Sigma 3 = 66	12,5	57	13,6	57,0
Sol traité	Sigma 3 =100	12,5	195	12,09	198,8

<b>par 0,5 M KCl</b>	Sigma 3 =200	12,5	225	11 ,80	283,3
	Sigma 3 =300	12,5	260	12,34	261,0
<b>Sol traité par 1 M KCl</b>	Sigma 3 =100	12,5	183	10,58	183,7
	Sigma 3 =200	12,5	220	13,35	281,3
	Sigma 3 =300	12,5	260	11,09	258,0
<b>Sol traité par 2 M KCl</b>	Sigma 3 =100	12,5	255	13,86	255,5
	Sigma 3 =200	12,5	300	13,35	276,0
	Sigma 3 =300	12,5	345	14,76	343,7
<b>Sol traité par 0,5 M NaCl</b>	Sigma 3 =100	12,5	223	11,08	221,5
	Sigma 3 =200	12,5	280	9,06	282,7
	Sigma 3 =300	12,5	335	9,56	334,4
<b>Sol traité par 1 M NaCl</b>	Sigma 3 =100	12,5	207	10,57	208,5
	Sigma 3 =200	12,5	312	14,60	306,5
	Sigma 3 =300	12,5	423	14,76	430,9
<b>Sol traité par 2 M NaCl</b>	Sigma 3 =100	12,5	520	9,07	526,5
	Sigma 3 =200	12,5	620	13,16	674,5
	Sigma 3 =300	12,5	630	14,61	576,6

Ce tableau récapitule les mesures des contraintes déviatoriques et des déformations axiales mesurées expérimentalement et simulées numériquement à l'aide du logiciel Optum G2. Il présente également les écarts relatifs entre les valeurs expérimentales et les valeurs prédites par le modèle numérique, permettant ainsi d'évaluer la fidélité de la modélisation.

L'analyse comparative des réponses mécaniques observées et simulées met en évidence une concordance satisfaisante, les écarts restant globalement contenus dans des marges acceptables. Ces résultats indiquent que le modèle restreint est en mesure de reproduire de manière robuste les comportements mécaniques observés lors des essais triaxiaux, tant en termes de résistance que de déformabilité.

#### **IV.10 Conclusion**

En conclusion, la modélisation des essais œdométriques et triaxiaux réalisée à l'aide du logiciel Optum G2, en s'appuyant sur les lois de comportement de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié, a permis de reproduire de manière satisfaisante le comportement mécanique des sols observé expérimentalement. Les résultats obtenus pour les essais œdométriques montrent une très bonne concordance avec les données expérimentales, tant en termes de déformations que de contraintes. De même, la modélisation des essais triaxiaux à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb a abouti à des résultats acceptables, renforçant ainsi la pertinence et la fiabilité des approches numériques utilisées.

Ce travail met en évidence l'importance cruciale d'une caractérisation expérimentale rigoureuse, condition indispensable pour garantir la fiabilité des simulations numériques. Il souligne également la capacité des modèles constitutifs classiques, intégrés dans Optum G2, à reproduire de manière réaliste le comportement des sols sous différentes conditions de chargement. Par ailleurs, il confirme l'intérêt de la modélisation numérique en tant qu'outil complémentaire à l'expérimentation, notamment pour l'analyse préliminaire et la compréhension des phénomènes mécaniques complexes en géotechnique.

## *Conclusion Générale*

Le problème majeur rencontré dans les sols expansifs est essentiellement lié aux phénomènes de déformation volumique et aux mouvements différentiels du terrain, qui affectent directement la stabilité et la durabilité des structures implantées. Ces sols, caractérisés par une forte teneur en minéraux argileux sensibles aux variations hygrométriques, subissent des gonflements significatifs lorsqu'ils sont hydratés, suivis de retrait lors des phases de dessiccation. Ces cycles d'hydratation et de dessiccation engendrent des déformations volumétriques cycliques, pouvant entraîner des dommages différentiels importants au niveau des fondations, générant ainsi des contraintes mécaniques non uniformes et localisées dans les éléments porteurs.

Des déplacements de sol trop importants peuvent mettre en péril la stabilité des structures : apparition de fissures, décollement des revêtements, et, dans les cas les plus graves, soulèvement des dallages ou rupture des réseaux enterrés (canalisations, câbles, conduits), avec des conséquences majeures en termes de sécurité et de maintenance des infrastructures. La sensibilité de ces sols aux variations d'humidité exige une approche rigoureuse : toute intervention sur des sols expansifs doit s'appuyer sur une étude géotechnique approfondie comprenant la caractérisation précise du profil géologique, la mesure des propriétés physico-mécaniques et l'analyse des conditions hydrogéologiques locales influençant leur comportement.

Dans ce contexte, la stabilisation des sols argileux a fait l'objet de nombreuses recherches visant à maîtriser le phénomène de gonflement. Plusieurs méthodes et équipements ont été mis au point pour améliorer les sols expansifs. Le choix d'une technique de stabilisation dépend à la fois du budget disponible, de la composition du sol, du délai d'exécution envisagé, de l'accès aux matériaux nécessaires et des conditions environnementales.

Le gonflement des sols est un phénomène très complexe mettant en jeu de nombreux paramètres intrinsèques et environnementaux. La présente étude vise à montrer qu'il est possible de ramener le potentiel de gonflement d'un sol reconstitué en laboratoire à un niveau acceptable grâce à l'ajout de solutions salines (chlorure de potassium KCl et chlorure de sodium NaCl) à diverses concentrations. Elle examine aussi l'impact de ces sels combinés avec les géotextiles de renforcement sur le même sol. Le sol témoin a été observé au microscope électronique à balayage (MEB) équipé d'un analyseur EDS afin de comprendre précisément sa micro structure. Enfin, l'étude a été complétée par la modélisation des essais œdométriques et triaxiaux afin de quantifier l'influence des traitements salins.

- Notre recherche s'est déroulée en plusieurs étapes répondant à différents critères. Nous avons d'abord réalisé une revue bibliographique sur le comportement des sols argileux, le phénomène de gonflement et la stabilité des sols. Nous avons ensuite décrit en détail les divers matériaux utilisés dans l'étude. Le travail s'est poursuivi par une analyse de la microstructure à l'aide de la microscopie électronique à balayage, puis par l'étude du comportement du sol traité, principalement au moyen d'une série d'essais géotechniques (limites d'Atterberg, essai triaxial, essai de cisaillement direct, essai œdométrique, essai de gonflement libre, essai de compression simple, essai Proctor et essai CBR après immersion). Ces essais ont été menés en faisant varier la

nature et la concentration des différents sels employés et en ajoutant des géotextiles. Enfin, une modélisation complémentaire simplifiée a été réalisée.

Ce travail nous a amenés à tirer les conclusions suivantes :

- Le sol témoin (sans traitement) est très plastique, caractérisé par une forte agressivité ; il présente une résistance mécanique limitée et une faible portance.
- L'ajout de sels a modifié les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des sols gonflants étudiés : il diminue l'indice de plasticité ainsi que le potentiel de gonflement.
- Les propriétés de compressibilité sont améliorées par l'ajout des sels utilisés dans cette recherche, ce qui réduit à la fois le coefficient et la pression de gonflement.
- Les paramètres de cisaillement et de compactage sont également optimisés ; on observe une augmentation significative de la cohésion et de la densité sèche après incorporation des sels.
- L'incorporation de sels en présence de géotextiles se traduit par une hausse significative de la résistance à la compression et par une densité sèche maximale plus élevée.
- L'ajout de KCl et de NaCl en présence de géotextiles améliore significativement l'indice CBR.
- Les sels influencent fortement le comportement mécanique des matériaux argileux en raison de leurs interactions d'adsorption avec les particules d'argile. Ce comportement observé résulte d'une réorganisation micro structurale et physico chimique qui explique l'efficacité des différents sels pour stabiliser les sols reconstitués.
- La modélisation effectuée avec Optum G2, en appliquant à la fois les lois constitutives de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié, reproduit fidèlement le comportement mécanique observé en laboratoire.
- Les modèles mis au point ont mis en évidence, de façon nette, l'influence de chaque solution saline et de ses différentes concentrations sur les propriétés mécaniques et le comportement des argiles. Cette lecture a été rendue possible grâce aux courbes des déformations, qui offrent une compréhension facile des relations complexes entre les différentes variables étudiées.

En général, les résultats obtenus ont été très satisfaisants. Ces conclusions nous permettent de confirmer que les sels sont très efficaces pour réduire le gonflement des sols. Toutefois, cette efficacité dépend de la nature des sels utilisés ainsi que de la concentration saline. Le comportement physique et mécanique du matériau traité varie selon le type d'essai réalisé. Il est principalement influencé par l'énergie de compactage et la teneur en eau initiale. Le KCl apparaît comme le plus efficace dans la plupart des cas étudiés.

La combinaison des deux techniques (sels + géotextile) s'est avérée particulièrement efficace. Les sels influencent la structure microscopique du sol en atténuant la cause principale du gonflement, tandis que les géotextiles apportent une stabilité mécanique, réduisant ainsi l'apparition du gonflement résiduel et garantissant une durabilité à long terme. Cette approche permet ainsi non seulement de réduire les effets du gonflement, mais aussi de renforcer la structure du sol, offrant une solution durable, économique et facilement applicable sur le terrain pour les projets d'infrastructure.

## ***Références Bibliographiques***

- Abdelouhab, A. (2010).** Comportement des murs en terre armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de Doctorat. INSA Lyon.
- Abdennour, W. (2017).** Etude de l'influence des sels sur le comportement des sols argileux gonflants. Mémoire de Master, Université 20 aout 1955-Skikda.
- Abood, T.T., et al. (2007).** Stabilisation of silty clay soil using chloride compounds. 2(1): p. 102-110.
- Abou-bekr, N., et Aissa Mamoune, S.M. (2004).** Stabilization of swelling soils using salts. In proceeding of the International Conference on Geotechnical Engineering, Beyrouth, pp 1-6.
- Afrin, H. (2017).** Stabilization of Clayey Soils Using Chloride Components. American Journal of Civil Engineering ,5(6):365-370.
- Alamdar, S. S. (1999).** Long time Effect of Saline Water on Clay," M.Sc Thesis, Faculty of Engineering, Tarbiat Modares University. (In Pertioan).
- Al-Ashou, O. et Al-Khashab, M.N. (1993).** Treatment of expansive clay soil with potassium chloride. Al-Rafidian Engineering Journal, 1(2): 17-31.
- Alazigha, D.P. (2015).** The efficacy of lignosulfonate in controlling the swell potential of expansive soil and its stabilization mechanisms. These de doctorat, Department of Engineering and Information Sciences, The Degree of Master of Science ,University of Wollongon.
- Allam, O. (2011).** Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marnes. Mémoire de Magister, Université de Tlemcen, Algeria.
- Al-Omari, R., Ibrahim, S., et Al-Bayati, I. (2010).** Effect of potassium chloride on cyclic behavior of expansive clays. International Journal of Geotechnical Engineering, 4(2): 231-239.
- Al-Rawas, A.A., Hugo, A.W., et Al-Sarmi, H. (2005).** Effet de la chaux, du ciment et du Sarooj (pouzzolane artificielle) sur le potentiel de gonflement d'un sol expansif d'Oman. Bâtiment et environnement, 40. Elsevier.
- Al-Shayea, N. A. (2001).** The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. Eng. Geol, 62 (4): 319-342.
- Amieur, A. (2015).** Contribution à l'étude de gonflement des argiles en fonction de la nature d'eau (eau potable, eau de drainage et eau usée). Mémoire de Magister, Université d'Ouargla.
- Arab, A. (2008).** Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique. Thèse de Doctorat en sciences, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran.
- Assifaoui, A. (2002).** Etude de la stabilité de barbotines a base d'argiles locales. Application aux formulations céramiques industrielles. Thèse de Doctorat, Faculté Des Sciences Casablanca, Université Hassan Ain-Chock.
- Atahu, M. K. (2020).** The Effect of Coffee Husk Ash on Geotechnical Properties of Expansive Soil. Thèse de doctorat, Faculty of Agricultural and Environmental Sciences ,Université de Rostock.
- Azam, S., et Abduljauwad, S.N. (2000).** Influence of gypsification on engineering behavior of expansive clays. Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, 126 (6):538-542.
- Azzouz, F.Z (2015).** Stabilisation des sols argileux de la région de Tlemcen par les sels El Wahat pour les Recherches et les Etudes Vol.8 n°1: 108 – 117.
- Azzouz, F.Z. (2006).** Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen. Thèse de Magistère, Université de Tlemcen.
- Basile, F. (2003).** Compaction characteristics of soils reinforced with geosynthetics. Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference, Munich, Germany
- Bekhouché, H. (2018).** Traitement par le ciment des sols gonflants non saturés (Cas de la région des Aurès). Thèse de Doctorat, Faculté de Technologie, département de Génie Civil, Université de Batna 2.
- Bekkouché, A., Azzouz, F.Z., et Aissa Mimoune, S.M. (2007).** Salt Stabilization of expansive clays from Tlemcen région, Algeria; Col. Int. Sols et matériaux à problèmes. Tunisie, pp 19-26.
- Bekkouché, A., Djedid, A., et Aissa Mamoune, S.M. (2001).** Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie), Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Réf 4375 – P : 67-75.

- Belabbaci, Z. (2014).** Stabilisation des sols gonflants. Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences de l'ingénieur département de Génie Civil, Université de Tlemcen.
- Benaïssa, A. (1993).** Elément de mécanique des sols, Alger, 117p.
- Bengraa, L. (2004).** Contribution à l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout de sable : application aux sols d'Oran. Thèse de Magistère, Université d'Oran.
- Benkhedaa, A.H. (2016).** Initiation à une étude géotechnique et analyse minéralogique des argiles oxfordiennes de la région Tiaret. Mémoire de fin d'étude présenté en vue de l'obtention du diplôme de Master. Université d'Ouargla.
- Bensaïfi, E. (2020).** Etude du comportement des marnes et des matériaux argileux gonflants : traitement et réutilisation dans les projets routiers. Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences de la Technologie département de Génie Civil, Université de Guelma.
- Benzagouta, M.S. (1991).** Petrophysical characteristics control on the Buchan Oilfield (Northern North Sea), Thèse de Doctorat, University of Newcastle upon Tyne, UK, 321 p.
- Bera, A.K., Ghosh, A. et Ghosh, A. (2009).** Shear Strength Response of Reinforced Pond Ash, Construction and Building Materials. Volume 23, pp. 2386–2393.
- Berg, R.R. (2000).** Minnesota Department of Transportation Standard MSEW and RSS Designs, Project Report - Volume I, Summary Report, Minnesota Department of Transportation, Oakdale, MN, 98 pp.
- Berthaud, Y., Buhan, P., Schmitt, N. (2013).** Aide-mémoire de mécanique des sols, 2<sup>e</sup> édition, Dunod, Paris, 338p.
- Bishop, A.W., et Henkel, D. J. (1962).** The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. London: Edward Arnold, 228 p.
- Blacklock, J.R., et Pengelly, A.D. (1988).** Soil treatment for foundations on expansive clays. In Special Topics in Foundations, B. M. Das, ed.; ASCE: New York, USA, pp. 73-92.
- Bouassida, M., et Mili, M. (2004).** Amélioration des sols argileux par géotextiles et colonnes ballastées. Revue Française de Géotechnique, 107, 3–15.
- Bouazza, A. (2002).** Geosynthetic clay liners. Geotextiles and Geomembranes, 20(1),p: 3–17.
- Boudiaf, K. (2020).** Analyse numérique et probabiliste de la stabilité des talus renforcés par géosynthétiques. Thèse de Doctorat. Faculté des Sciences et de la technologie, Département Génie Civil et Hydrauliques, Université de Biskra.
- Bowles, J. E. (1996).** Foundation Analysis and Design, (5th ed.). New York. McGraw-Hill.
- Braja, M. Das (2013).** Principles of Geotechnical Engineering, Cengage Learning.
- Bultel, F. (2001).** Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées.
- Chassagneux, D., Stieltjes, L., et Mouroux, P. (1995).** Cartographie de l'aléa retrait gonflement des sols (sécheresse/pluie) dans la région de Manosque (Alpes-de-Haute Provence). Échelle communale et départementale. Approche méthodologique. Rapport BRGM R 38695.
- Chen, F.H. (1975).** Foundations on Expansive Soils. Elsevier. Scientific Publishing Company.
- Chen, F.H. (1988).** Swelling and shrinking behaviours of expansive clays, 6<sup>th</sup> International Conference on Expansive soils. New Delhi, pp (127-129).
- Cheshomi, A., Eshaghi, A., Hassanpour, J. (2017).** Effect of lime and fly ash on swelling percentage and Atterberg limits of sulfate-bearing clay. J.A.C.S 135: p. 190-198. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2016.09.019>
- Chikhi, K. (2011).** Etude expérimentale des matériaux non saturés au cisaillement et à l'oedomètre. Mémoire de Magister, Université de Tizi-Ouzou.
- Chour, Z. (2018).** Valorisation de terres rares à partir de plantes hyperaccumulatrices. Thèse de Doctorat. Université de Lorraine.
- Comité français des géosynthétiques (CFG). (2015).** Définition, mise en oeuvre et dimensionnement des géosynthétiques, N°5811, 40p.
- Cui, Y. J., Fabre, D., Fouché, O., Hirschauer, A., Plumelle, C., Tabbagh, A. (2013).** Théorie et pratique de la géotechnique, éditions du Moniteur, Paris, 999p.
- Cui, Y. J., Yahia-Aïssa, M., et Delage, P. (2002).** A model for the volume change behavior of heavy compacted swelling clays. Engineering Geology, vol. 64, pp. 233-250.

- Cuisinier, O. (2009).** Comportement Hydromécanique Des Sols Gonflants Compactés. Thèse de Doctorat, École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy.
- Cyrill, M.H. (2005).** Dictionary of Architecture and Construction. Edited by Cyril M. Harris, USA.
- Dakshanamurthy, V., et Raman, V.A. (1973).** Simple Method of Identifying an Expansive Soil. *Soils and Foundations*, 13: 97–104.
- Das, B. M. (2010).** Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning.
- Djaani, M., et Benmansour, S. (2011).** Stabilisation des sols gonflants de la région d'In Aménas par rajouts des liants hydrauliques (chaux et ciment). Mémoire de fin d'études. Université d'Ouargla.
- Djeffal, H. (2020).** Penten renforcées par géotextiles : Évaluation des forces du renforcement à l'aide des méthodes d'équilibre limite. Thèse de Doctorat, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique.
- Djeffal, H., et Belkacemi, S. (2020).** Effect of soil-reinforcement interaction coefficient on reinforcement tension distribution of reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(4), 572-580.
- Dsai, D., et Oza, B.N. (1977).** Influence of Anhydrous Calcium Chloride on the Shear Strength of Expansive Soil. Proc of the 1st National Symposium on Expansive Soils HBTI-Kanpur India pp. 4-1 to 4-5.
- Dubey, P., et Jain, R. (2015).** Effect of Common Salt (Nacl) on Engineering Properties of Black Cotton Soil". *IJSTE - International Journal of Science Technology & Engineering* ,2(01):64-68.
- Einstein, H., et Bishoff, N. (1975).** Dimensionnement des tunnels en roche gonflante. *Tunnels et ouvrages en souterrains*, vol, 15, p :109–119.
- El Kady, A., Bakr, M.A., et Gad, S.A. (2020).** Evaluation of salt water effect on the physical properties and compaction characteristics of expansive soil. *International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET)*, 11 (11): 49-64.
- Elsharief, A., et Elhassan, A. (2008).** Effects of Lime on the Intrinsic Swelling and Shrinkage of Clay Soils from Sudan.
- Fagel, N. (2005).** Cours Géologie des argiles. Département Géologie, Université de de Liège. Belgique.
- Fattah, M.Y., Salman, F.A., et Nareeman, B.J. (2010).** A treatment of expansive soil using different additives. *Acta Montanistica Slovaca*, 15 (4):290-297.
- Fattohi, Z.R., et al. (1990).** Engineering Géologie and site investigation, El Mousel, ed. Enseignement superieur, 351 p.
- Fondjo, A.A., Theron, E., et Ray, R.R. (2021).** Stabilization of Expansive Soils Using Mechanical and Chemical Methods: A Comprehensive Review. *Civil Engineering and Architecture*, 9(5):1295 1308.
- Frydman, I.R., et Ehrenreich, T. (1977).** Stabilization of heavy clay with potassium chloride. *Journal of Geotechnical Engineering*, 8: 95-107.
- Gadouri, H. (2017).** Influence de la présence des sulfates sur le traitement des sols argileux par des ajouts minéraux. Thèse de Doctorat, Faculté de la Technologie département de Génie Civil, Université de Médéa.
- Gaombalet, J. (2004).** Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de tockage. Thèse de Doctorat. Ecole polytechnique, France. 324p .
- Gautier, M. (2008).** Interactions entre argile ammoniée et molécules organiques dans le contexte du stockage des déchets. Cas de molécules à courtes chaînes. Thèse de doctorat. Université d'Orléans.
- Gay, O. (2000).** Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art. Université Joseph Fourier (Grenoble).
- Goufi, A.E. (2022).** Comportement mécanique et hydraulique à l'appareil triaxial dynamique des sols fins argileux améliorés par l'ajout du sable de dunes. Thèse de Doctorat, Faculté de Génie Civil et d'Architecture, département de Génie Civil, Université de Chlef.
- Gromko, G.J. (1974).** Review of Expansive Soils. *J ASCE Geotech Div*, 100(6): 667-687.
- Gueddouda, M.K., Goual, I., et Benabed B. (2013).** Effet de chaux, ciment et sel sur le, otentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17(5), p :315-328.
- Gueddouda, M.K., Goual, I., Lamara, M. et al. (2011).** Chemical Stabilization of Expansive Clays from Algeria. *Global Journal of Researches in Engineering*, 6(7).
- Hachichi, A., et Fleureau, J.M. (1999).** Characterization and stabilization for swelling soils from Algeria. *Revue Française de Géotechnique*, 86: 37-51.

- Hafsi, A. (1993).** Théorie de la double couche et gonflement des argiles non saturées. Euromech colloquium N°209 : Mechanics of swelling, Rhodes, Greece, August 23-27.1993.
- Hamza, M., Aziz, M., Xiang, W., et al. (2022).** Strengthening of high plastic clays by geotextile reinforcement. *Arabian Journal of Geosciences*, 15, 805.
- Han, Y., Wang, Q., Wang, N. et al. (2018).** Effect of freeze-thaw cycles on shear strength of saline soil. *Cold Regions Science and Technology*, 154:42–53.
- Harrat, M. (2007).** Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique Etude sur site : unité Maghreb céramique de Touggourt. Mémoire de Magister, Faculté des Sciences de l'ingénieur département de Génie des Procédés, Université de Ouargla.
- Holtz, W. G., et Gibbs, H. J. (1951).** Consolidation and related properties of loessial soils. American Society for Testing Materials. *Special Technologies*. 126: 9-33.
- Holtz, W. G., et Gibbs, H.J. (1991).** Introduction à la géotechnique. Traduit par Lafleur, J, édition de l'école de polytechnique de Montréal, Canada, 794p..
- Idoui, I. (2018).** Utilisation des Bio-Polymères dans l'amélioration du comportement des sols. Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie, Département des Sciences de la Terre, Université de Jijel.
- Iltis, M. (1979).** Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage. Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Jarraya, I., Fourmentin, S., Benzina, M. (2010).** Adsorption de COV par un matériau argileux tunisien organo-modifié. *Journal de la Société Chimique de Tunisie*, 12, 139–149.
- Junique, T. (2021).** Comportement des roches sous sollicitations thermiques et circulation de fluides. Thèse de Doctorat. Université de Reims Champagne-Ardenne.
- Kemper, W. D., & Rosenau, R. C. (1984).** Soil cohesion as affected by water content and clay mineralogy. *Soil Science Society of America Journal*, 48(5), p: 1002–1006. <https://doi.org/10.2136/sssaj1984.03615995004800050005x>
- Kerboua, L. (2024).** Contribution théorique et expérimentale à l'étude de la stabilisation des argiles gonflantes par l'ajout de granulats de Polychlorure de vinyle des tubes usagés. Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences et de la Technologie de Génie Civil, Université de Djelfa.
- Khlifa, T. (1994).** Etude de la Stabilisation des Sols Gonflants par Ajout de Sable. Thèse de Magister, Université Houari Boumedienne, Alger.
- Koerner, G. R., Koerner, R. M., & Elias, V. (1993).** Geosynthetic installation damage under two different backfill conditions Geosynthetic soil reinforcement testing procedures: ASTM International
- Koerner, R. M. (2012).** Designing with Geosynthetics (6<sup>e</sup> éd.). Xlibris Corporation.
- Koliesnikova, D., Ramière, I., et Lebon, F. (2019).** Étude comparative de la méthode Local Defect Correction et des méthodes h-adaptatives.
- Komine, H., et Ogata, N. (1999).** Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(3), 681–692. <https://doi.org/10.1139/t99-027>
- Krabbenhof, K., Karim, M. R., Lyamin, A. V., et Sloan, S. W. (2012).** Associated computational plasticity schemes for nonassociated frictional materials. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 89:1089–1117
- Krabbenhof, K., Lyamin, A., et Krabbenhof, J. (2015).** Optum Computational Engineering (Optum G2), Available on: < www. optumce. com.
- Krabbenhof, K., Lyamin, A., Sloan, S., et Wriggers, P. (2007).** An interior-point algorithm for elastoplasticity. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 69(3), 592-626.
- Krabbenhøft, K., Lymain, A., et Krabbenhøft, J. (2016).** Optum G2 2016-User Manual: Newcastle, Australia: Optum Computational Engineering.
- Kumari, N., et Mohan, C. (2021).** Basics of Clay Minerals and Their Characteristic Properties. Chapter 2. Book of Clay and Clay Minerals Edited by Gustavo Morari Do Nascimento.
- Lade, C., et Yamamuro, J. (1997).** Effects of non plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand. *Geotechnique Testing Journal*. ASTM Vol.21N°4, pp 336-347.
- Lambe, T.W. (1958).** La structure de l'argile compactée, *J. Soil mech. Trouvé. Div. ASCE*, vol. 84, N 1655, SM2, pp. 1-35.
- Lambe, T.W., et Whitman, R.V. (1969).** Soil Mechanics, John Wiley & Sons.

- Lautrin, D. (1989).** Utilisation pratique des paramètres dérivés de l'essai au bleu de méthylène dans les projets de génie civil. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 160, pp. 29-44.
- Lefebvre., et Lajudie, A. (1987).** Détermination des capacités d'échange des argiles, corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques. Note technique C.E.A, SESD/87.11. Liège. Belgique.
- Lo, K. Y., Morin, K., et Yong, R. N. (2002).** The effect of salt concentration on the strength of soft marine clays. Canadian Geotechnical Journal, 39(3), 509–519.
- Lucian, C. (2006).** Geotechnical aspects of buildings on expansive soils in Kibaha, Tanzania: preliminary study. These de doctorat, Department of Civil and Architectural Engineering Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Magnan, J. P., et Bouheraoua, A. (1996).** Analyse probabiliste de la consolidation unidimensionnelle des sols. Revue française de géotechnique, (77), 19-30.
- Magnan, J.P. (2001).** Description, identification, et classification des sols. Ed. Techniques de L'ingénieur (TI). Paris, vol. 1, no C208, p. 16.
- Mateos, M. (1964).** Soil -Lime Research at Iowa State University. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 90, SM2, pp. 127-153.
- Medjnoun, A. (2014).** Analyse, Caractérisation, Prévision Et Modélisation Du Comportement Des Argiles Gonflantes. Faculté De Génie De La Construction, Département De Génie Civil. Université De Tizi-Ouzou.
- Mekki, L. (2006).** Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée: application aux argiles expansives de M'sila. Thèse de doctorat. Université de M'Sila-Mohamed Boudiaf.
- Mellal, F. (2009).** Etude du comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux amélioré par la chaux éteinte Cas de l'autoroute Est-Ouest tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana, Mémoire de Magister, Université Hassiba Ben-Bouali, Chlef.
- Mitchell, J.K. (1993).** Fundamentals of Soil Behavior, Wiley, New York.
- Mitchell, J.K. (1976).** Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering. John Wiley & Sons Inc, 422 pages.
- Mitchell, J.K. et Soga, K. (2005).** Fundamentals of Soil Behavior (3rd ed.). John Wiley & Sons. Chapitre sur les interactions ioniques et effets des sels.
- Mouroux, P., Margon P., et Pinte J. (1988).** La construction économique sur les sols gonflants. Manuels et Méthodes, 14, BRGM, France.
- Mutaz, E., et Dafalla, M. (2014).** Utilizing Chemical Treatment in Improving Bearing Capacity of Highly Expansive Clays. Characterization, Modeling, and Evaluation of Geotechnical Engineering GSP, 248:74-82.
- Nader, S., Marzieh, S., et Mehran, K. (2010).** Effect of inorganic salt solutions on some geotechnical properties of soil-bentonite mixtures as barriers, International Journal of Civil Engineering.
- Naeini, S. A., et Ghorbanirad, S. (2010).** Effect of salinity on geotechnical properties of fine-grained soils. International Journal of Civil Engineering, 8(2), p: 136–144.
- Nagaraj, H., Munnas, M., et Sridharan, A. (2010).** Swelling behavior of expansive soils. International Journal of Geotechnical Engineering, 4(1):99-110.
- Nalbantoglu, Z., et Tuncer, E. R. (2001).** Compressibility and shear strength of a chemically treated expansive soil. Canadian Geotechnical Journal, 38(1), 154–160.
- Nelson, J. D., et Miller, D.J. (1992).** Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. Wiley.
- Norton, L.D., et Wang, J. (1999).** Chemical and physical properties of soils affected by sodium and potassium salts. Journal of Environmental Quality, 28(3), 845–852.
- Otoko, G.R. (2014).** The Effect of Salt Water on the Physical Properties, Compaction Characteristics and Unconfined Compressive Strength of a Clay, Clayey Sand and Base Course. European International Journal of Science and Technology, 3(2):9-16.
- Palmeira, E.M. (2009).** Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. Geotextiles and Geomembranes, 27(5), p: 368–390.
- Perloff, W. H. (1976).** Soil Mechanics, Principals and Applications. New York: John Wiley & Sons.
- Philipponnat, G., et Bertrand, H. (2003).** Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548P.

- Prakhar, D., Rajesh, J., (2015).** Effect of Common Salt (NaCl) on Engineering Properties of Black Cotton Soil. IJSTE - International Journal of Science Technology & Engineering | Vol. 2, P: 64-68.
- Rahmani, A., Hazzab, A. et Aimer H. (2018).** Identification Et Classification Géotechnique Du Loess De Ghardaïa (Sud Algerien). Algerian journal of arid environment, vol. 8, n°1, p : 8-103
- Rassoul, A., Hadiseh, M., et al. (2013).** Effect of Saline Water on Geotechnical Properties of Fine-grained Soil. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 18, P: 1419-1435.
- Rehab, B.S., Benzerara, M., Zada, U. et al. (2022).** Use of Eco-Friendly Materials in the Stabilization of Expansive Soils. Buildings,12,1770. <https://doi.org/10.3390/buildings12101770>
- Rehab, B.S., Boukhatem, G., Mendjel, D., et Benayoun, F. (2018).** Use of salt compounds for the stabilization of expansive soils. Indian Journal of Engineering, vol. 15, pp. 250-256.
- Rehab, B.S., et Boukhatem, G. (2016).** Experimental Characterization Of Clay Soils Behavior Stabilized By Polymers. Fundamental and Applied Toxicology ,1193-1205. 10.4314/jfas.v8i3.30.
- Roscoe, K. H. et Burland, J. B. (1968).** On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. In Heyman, J. and Leckie, F. A., editors, Engineering Plasticity, pages 535–609. Cambridge University.
- Rouabhia, El.H. (2017).** Amélioration des sols. Mémoire de master, l'Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- Sadek, S., et Najjar, S. S. (2013).** Effect of geotextile reinforcement on the CBR strength of clay. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Sadki, H., Ziat, K. et Saidi, M. (2014).** Adsorption d'un colorant cationique d'un milieu aqueux sur une argile locale activée. Journal of Materials and Environmental Science, 5(S1), 2060–2065.
- Sahli, M. (2017).** Synthèse, élaboration et caractérisation des nanocomposites à base de magnésium pour le stockage solide d'hydrogène. Thèse de Doctorat. Faculte Des Sciences Exactes, Département De Physique. Université de Constntine 1.
- Santamarina, J.C., Klein, K.A., Wang, Y.H. et Prencke, E. (2002).** Specific surface: determination and relevance, Can. Geotech. J., vol. 39, p. 233–241.
- Sariosseiri, F., et Muhunthan, B. (2009).** Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. J.E.G. 104(1-2): p. 119-125.
- Schmitz ,R.M., Van Paasen, L.A. (2003).** The decay of Liquid Limit of Clays with increasing Salt Concentration. Ingeokring Newsletter, 9(1):10 -1.
- Schofield, A. et Wroth, P. (1968).** Critical State Soil Mechanics. Cambridge University Press. Available online: <http://www.geotechnique.info/>.
- Shariatmadari, N., Nariman-Zadeh, N., et Nobakht, R. (2011).** Effects of salt solutions on the Atterberg limits and compaction behavior of clayey soils. Engineering Geology, 117(3–4), p:190–194. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.10.005>
- Sharma, R.S., et Sivapullaiah, P.V. (2011).** Modified soil behavior with potassium and sodium ions. Geotechnical and Geological Engineering, 29(5), 759–766.
- Shukla, R.P., Parihar, N.S., et Gupta, A.K. (2018).** Stabilization of expansive soil using potassium chloride. The civil engineering journal, 3: 25-33.
- Shukla, S. K. (2016).** An introduction to geosynthetic engineering. CRC Press/Balkema.
- Sivapullaiah, P. V., Sridharan, A., et Stalin, V. K. (2000).** Effect of the nature of cation on the engineering behaviour of an expansive soil. Ground Improvement, 4(1), 37–45.
- Srinivas, M., et Raju, G.V.R.P. (2010).** Effect of strong chemicals on the swell properties of expansive clay. Indian geotechnical conference.
- Starzewski, K. et Wilum, Z. (1975),** Soil mécanique in fondation engineering, Landon, Surrey university Press, 252 p.
- Tang, C. et al. (2007).** Utilizing geotextiles to improve soil strength: laboratory experiments. Geotextiles and Geomembranes.
- Tavenas, F., Chagnon, J., et Rochelle, P. (1971).** The Saint-Jean-Vianney landslide: observations and eyewitnesses accounts. Revue canadienne de géotechnique, vol. 8(3), p. 463-478.
- Terzaghi, K. (1943).** Theoretical Soil Mechanics. Wiley.
- Tran, N.L. (1977).** Un nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de methylene. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées ,88 :136-137.
- Van Olphen, H. (1963).** An Introduction to Clay Colloid Chemistry. New York. Wiley and Sons, 2<sup>nd</sup> Edition.

- Wakim, J. (2005).** Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse de Doctorat de l'école nationale supérieure des mines de Paris, France.
- Warkentin, B.P., et Bozozu, K. M. (1961).** Shrinking and swelling properties of two Canadian clays, Proc. 5th ISCMFE , Paris, vol. 3A/49, pp. 851-855.
- Williams, A.B., et Donaldson, G.W. (1980).** Developments Related to Building on Expansive Soils in South Africa: 1973 1980. In 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2: 834–844.
- Wood, K. B. (1971).** Highway Engineering Hand Book. Chapter 21. New York: McGraw Hill Book Company, Inc.
- Yigzaw, Z.G. (2009).** Analyse des processus de retrait-gonflement des sols argileux en réponse à des sollicitations hydriques cycliques. Rôle de la microstructure. Thèse de Doctorat L'école Nationale Supérieure Des Mines De Paris.
- 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, vol. 85, p 295 301.
- Yilmaz, I., et Civelekoglu, B. (2009).** Gypsum: an additive for stabilization of swelling clay soils. J.A.C.S. 44(1-2): p. 166-172.
- Zazi, L. (2020).** Le gonflement des argiles et son impact sur la morphogenèse, cas de la région de Djebel Méni (Bas-Chélif). Thèse de Doctorat, Faculté des Sciences de la Terre et de la Technologie, Université de U.S.T.H.B.
- Zeda, U., Arshad, J., et Mudassir, I. et al. (2023).** Recent advances in expansive soil stabilization using admixtures: current challenges and opportunities, Case Studies in Construction Materials, Volume 18, <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01985>.
- Zenkri, A. (2009).** Solutions de construction sur sol potentiellement Gonflant-Application à la région d'In-Aménas Thèse Magister. Université d'Ouargla.
- Zhang, K.Y., et Li, F. (2003).** Grouting-test study on expansive soil of Hefei area. Geotechnical Engineering Technique, 8 (2):102-115.
- Zhao, H., Ge, L., et Petry, T. M. et al. (2014).** Effects of Chemical Stabilizers on an Expansive Clay. KSCE Journal of Civil Engineering, 18(4): 1009-1017.