

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة التعليم

العلمي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : SELLAMI NOR EL HOUDA

THEME : EXPLOITATION ET VALORISATION DES RESIDUS POUR L'AMELIORATION DES SOLS MEDIOCRES : APPROCHES EXPERIMENTALE ET OPTIMISATION

Sous la direction de : Dr. BOUTAHIR NEE BENCHEIKH M

Juin 2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENTS

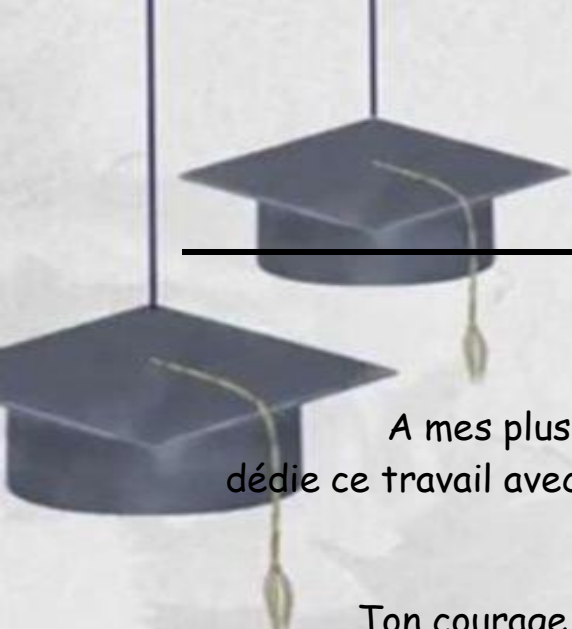
Je commence mes remerciements en exprimant ma profonde reconnaissance à **Dieu Tout-Puissant**, qui m'a donné la force, la patience et le courage de mener à bien ce travail, malgré les difficultés rencontrées.

Je tiens ensuite à remercier mon encadrante **Mme Boutahir née Bencheikh Messaouda**, pour sa précieuse orientation, ses conseils avisés, sa rigueur scientifique et sa patience. Son accompagnement m'a permis d'avancer dans ce travail avec confiance et méthode.

Je remercie tous les enseignants et les travailleurs d'université de 8 mai 1945 'Guelma', pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Je n'oublie pas mes remerciements, également à tout l'ensemble des responsables, ingénieurs et techniciens du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) de Guelma de m'avoir accueilli pendant ma période de stage.

À **mes collègues et camarades de Master**, merci pour votre présence, votre soutien moral et les échanges enrichissants tout au long de ce parcours.



DEDICACE

A mes plus grands soutiens et sources d'inspirations, je dédie ce travail avec tout mon amour et ma reconnaissance infinie

À mon père,

Ton courage, ton silence plein de sagesse, et ton soutien discret mais constant ont toujours été ma source d'inspiration.

Merci pour tout ce que tu as fait pour moi, sans jamais rien attendre en retour.

Que Dieu te protège et t'accorde une longue vie en bonne santé.

À ma mère,

Ma lumière dans les moments sombres.

Ton amour inconditionnel, tes sacrifices immenses, et ta foi en moi ont été le moteur de ma réussite.

Aucune parole ne saurait exprimer ma gratitude envers toi.

Je te dédie ce travail avec amour, tendresse, et une infinie reconnaissance.

Puisse Dieu te combler de bienfaits.

À ma famille,

Merci pour votre soutien, vos prières et votre présence réconfortante.

Vous avez contribué à ce chemin, chacun à sa manière.

À mes amis,

Merci pour votre soutien, votre compréhension et vos encouragements tout au long de ce parcours.

Votre amitié est un trésor que je garde précieusement.

*R*ésumé

Les argiles gonflantes posent un sérieux problème en géotechnique en raison de leur forte sensibilité aux variations d'humidité, entraînant des mouvements de sol susceptibles de compromettre la stabilité et la durabilité des ouvrages. La région de Ratba, dans la commune de Hammam N'Bail (wilaya de Guelma), est particulièrement concernée par cette problématique, où ces sols représentent un véritable défi pour les projets d'aménagement. Dans ce contexte, ce travail vise à étudier une solution durable et économique en exploitant et valorisant des résidus locaux, en particulier la cendre d'os de vache (COV), pour le traitement et la stabilisation d'un sol argileux gonflant. La démarche adoptée repose sur deux volets complémentaires.

La première est une approche expérimentale menée en laboratoire, comprenant des essais sur les limites d'Atterberg (LL, PL, IP), les caractéristiques de compactage (Proctor : γ_{dmax} , ω_{opt}), l'indice CBR, les essais de cisaillement direct, les tests œdométriques ainsi que l'essai à la tache de bleu de méthylène (VBS). Ces investigations ont été réalisées avec des taux de cendre d'os de vache (COV) variant de 3 % à 15 %, par paliers de 3 %, afin d'analyser l'impact des différents dosages sur les propriétés physiques et mécaniques du sol. le second volet correspond à une approche d'optimisation, mise en œuvre à travers la méthode de surface de réponse (RSM) avec un plan d'expériences central composite L11, pour modéliser et optimiser des paramètres clés du sol traité, notamment l'indice de plasticité (IP), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) à travers une analyse de variance (ANOVA)

Les résultats de cette étude offrent des recommandations pour un traitement efficace des sols argileux gonflants par des matériaux alternatifs (COV), tout en contribuant à la valorisation des déchets locaux dans une logique de développement durable.

Mots clés:

*A*mélioration des sols, *A*rgile gonflante, *C*endre d'os de vache (COV), *O*ptimisation, *P*lans d'expériences, *S*tabilisation des sols

A_bstract

Swelling clays present a significant challenge in geotechnical engineering due to their high sensitivity to moisture variations, which leads to soil movements that can compromise the stability and durability of structures. The Ratba region, located in the Hammam N'Bail commune (Guelma province), is particularly affected by this issue, where these soils pose a major obstacle to development projects. In this context, the present work aims to study a sustainable and cost-effective solution by utilizing and valorizing local waste materials, particularly cow bone ash (COV), for the treatment and stabilization of swelling clay soil. The adopted approach is based on two complementary aspects.

The first consists of an experimental approach carried out in the laboratory, including tests on Atterberg limits (LL, PL, IP), compaction characteristics (Proctor: γ_{dmax} , ω_{opt}), CBR index, direct shear tests, oedometer tests, and the methylene blue spot test (VBS). These investigations were performed with cow bone ash (COV) contents ranging from 3% to 15% in 3% increments, in order to evaluate the effect of different dosages on the physical and mechanical properties of the soil. The second aspect corresponds to an optimization approach, implemented using response surface methodology (RSM) with a central composite design (L11), to model and optimize key parameters of the treated soil, particularly the plasticity index (IP), cohesion (C), and internal friction angle (ϕ), through an analysis of variance (ANOVA).

The results of this study provide recommendations for the effective treatment of swelling clay soils using alternative materials (COV), while contributing to the valorization of local waste within a sustainable development framework.

Keywords:

Clay soil stabilization, Cow bone ash (COV), Experimental design, Optimization, Soil improvement, Swelling clay

ملخص

تُعد التربة الطينية الانتفاخية من بين الإشكاليات الكبرى في الهندسة الجيوتقنية نظرًا لحساسيتها العالية تجاه تغيرات الرطوبة، مما يؤدي إلى حركات في التربة قد تهدد استقرار ومتانة المنشآت. وتُعتبر منطقة راتبة، التابعة لبلدية حمام النبائل (ولاية قالمة)، من المناطق المتأثرة بشكل خاص بهذه المشكلة، حيث تشكل هذه التربة تحديًا حقيقيًا لمشاريع التهيئة والتعمير. وفي هذا السياق، يهدف هذا العمل إلى دراسة حل اقتصادي ومستدام من خلال استغلال وتثمين المخلفات المحلية، وخاصة رماد عظام الأبقار (COV)، لمعالجة وتثبيت تربة طينية انتفاخية. وتعتمد المنهجية المتبعة على جانبيين تكمليين.

يتمثل الجانب الأول في مقارنة تجريبية أجريت داخل المختبر، وشملت اختبارات حدود أترابيرغ (LL)، (PL)، (IP)، وخصائص الدمك (بروكتور) : γ_{dmax} ، ω_{opt} ، ومعامل الـ CBR، واختبارات القص المباشر، وتجارب الأودومتر، بالإضافة إلى اختبار بقعة أزرق الميثيلين (VBS). وقد أجريت هذه الاختبارات باستخدام نسب متفاوتة من رماد عظام الأبقار (COV) تراوحت بين 3% و 15% بزيادات قدرها 3%، لدراسة تأثير هذه النسب المختلفة على الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للتربة.

أما الجانب الثاني، فيتعلق بمقارنة تحسينية نُفذت باستخدام منهجية سطح الاستجابة (RSM) عبر تصميم مركب مركزي من النوع L11، بهدف نمذجة وتحسين بعض المعايير الرئيسية للتربة المعالجة، وخاصة معامل اللدونة (IP)، والتماسك (C)، وزاوية الاحتكاك الداخلي (ϕ)، وذلك بالاعتماد على تحليل التباين (ANOVA).

توصلت هذه الدراسة إلى تقديم توصيات لمعالجة فعالة للتربة الطينية الانتفاخية باستخدام مواد بديلة (COV)، مع المساهمة في تثمين المخلفات المحلية في إطار مقارنة تنمية مستدامة.

الكلمات المفتاحية : تحسين التربة، التربة الطينية الانتفاخية، رماد عظام الأبقار (COV)، خطط التجارب، تحسين، تثبيت التربة

Sommaire

REMERCIEMENTS	
DEDICACE	
RESUME	i
ABSTRACT	ii
ملخص	iii
SOMMAIRE	iv
LISTE DES FIGURES	viii
LISTE DES TABLEAUX	x
LISTE NOTATION ET ABREVIATION	xii
INTRODUCTION GENERALE	xiii

CHAPITRE I : État de l'art sur les propriétés physiques et mécaniques des sols naturels

I.1.Introduction	P 01
I.2. Généralité sur le sol	P 01
I.2.1. La phase solide	P 02
I.2.2. La phase liquide	P 02
I.2.3. La Phase gazeuse	P 02
I.3. Caractéristiques des sols	P 03
I.3.1. Caractéristiques minéralogiques	P 03
I.3.1.1 Minéraux primaires	P 03
I.3.1.2. Minéraux secondaires	P 03
I.3.1.3. Sels solubles	P 03
I.3.1.4. Matières organiques	P 03
I.3.2. Caractéristiques physico-mécaniques des sols	P 04
I.3.2.1 Propriétés physiques	P 04
I.3.2.2. Propriétés mécaniques	P 04
I.4. Classification des sols	P 05
I.4.1. Identification visuelle d'un sol	P 05
I.4.2. Classification des sols selon la nomenclature GTR (norme NF P 11 300)	P 06
I.4.3. Classification USCS/LCPC	P 07
I.4.3.1. Sols grenus	P 07
I.4.3.2. Sols fins	P 08
I.4.4. Système de classification AASHTO	P 08
I.5. Diverses catégories de sols fins existent	P 09
I.5.1. Argile	P 09
I.5.1.1. Kaolinite (Kaolin)	P 09
I.5.1.2. Montmorillonite	P 10
I.5.1.3. Illite	P 10
I.5.2. Limons	P 11
I.5.3. Vases	P 11
I.5.4. Marne	P 11
I.6. Les problèmes les plus souvent des sols argileux	P 11
I.6.1. Phénomène de gonflement	P 12
I.6.2. Phénomène de tassement	P 12
I.6.3. Phénomène de glissement	P 12
I.7. Conclusion	P 13

CHAPITRE II : Techniques d'amélioration des sols

médiocres

II.1. Introduction	P 14
II.2. Sélection des techniques d'amélioration des sols	P 14
II.3. Les méthodes d'amélioration	P 15
II.3.1. Méthodes mécaniques (renforcement)	P 16
II.3.1.1. Compactage de surface	P 16
II.3.1.2. Compactage dynamique	P 16
II.3.1.3. Procédé du vibrocompactage	P 17
II.3.1.4. Insertion de colonnes ballastées (stone columns)	P 18
II.3.1.5. Stabilisation par clouage (soil nailing)	P 18
II.3.2. Méthodes hydromécaniques	P 19
II.3.2.1. Pré chargement ou Pré-compression	P 19
II.3.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux	P 19
II.3.2.3. Drains préfabriqués	P 20
II.3.3. Méthodes thermiques	P 21
II.3.3.1. Déshydratation	P 21
II.3.3.2. Congélation	P 22
II.3.3.3. Calcination	P 22
II.3.4. Méthodes chimiques	P 23
II.3.4.1. Stabilisation par l'ajout de la chaux	P 24
II.3.4.2. Stabilisation par le ciment	P 25
II.3.4.3. Stabilisation par les fibres végétales	P 27
II.3.4.4. Stabilisation par les cendres	P 30
II.4. Conclusion	P 32

CHAPITRE III : Caractéristiques des matériaux utilisés et protocole expérimental

III.1. Introduction	P 33
III.2. Matériaux utilisés	P 33
III.2.1. Sol argileux	P 33
III.2.1.1. Localisation du prélèvement	P 33
III.2.2. L'Os de vache	P 34
III.2.3. Cendre d'os de vache	P 35
III.3. Identification et classification des matériaux utilisés	P 36
III.3.1. Caractérisation chimique	P 37
III.3.1.1. Essai au bleu de méthylène (VBS) NF P 94 068	P 37
III.3.2. caractérisation physique	P 38
III.3.2.1. La masse volumique absolue de l'argile (NF XP P 94-054)	P 38
III.3.2.2. La masse volumique absolue de la cendre d'os de vache : (NF XP P 94-054)	P 39
III.3.2.3. Granulométrie par diffraction laser pour la cendre d'os de vache	P 40
III.3.2.4. Teneur en eau naturelle $\omega(\%)$ (NF P 94 050)	P 41
III.3.2.5. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) et sédimentométrie (NF P 94-057)	P 42
III.3.2.6. Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)	P 44
III.3.3. Classification de notre sol selon USCS	P 47
III.3.4. Essais mécanique	P 48
III.3.4.1. Essai Proctor normal (NF P 94-093)	P 48
III.3.4.2. Essai de CBR (California Bearing Ratio test) Norme NF P 94-078	P 51
III.3.4.3. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (EN 12390-3)	P 53
III.3.4.4. Essai de gonflement à l'œdomètre (NF P 94-91)	P 56
III.4. Conclusion	P 58

CHAPITRE IV : Concepts fondamentaux des plans d'expériences

IV.1. Introduction	P 59
IV.2. Termes et concepts communs des plans d'expériences	P 59
IV.3. Cas d'utilisation des plans d'expériences	P 60
IV.4. Objectifs d'utilisation des plans d'expériences	P 61
IV.4.1 Objectif de comparaison d'alternatives	P 61
IV.4.1.1 Objectif de criblage	P 61
IV.4.1.2 Objectif de modélisation	P 61
IV.5. Quelques notions sur la MPE	P 62
IV.5.1. Notions d'espace expérimental	P 62
IV.5.2. Coordonnées centrées réduites	P 63
IV.5.2.1. Changement de l'unité de mesure	P 63
IV.5.2.2. Déplacement de l'origine des mesures	P 63
IV.5.2.3. Domaine d'étude	P 63
IV.5.3. Notion sur la représentation des plans d'expérimentation	P 64
IV.5.3.1. Représentation géométrique	P 64
IV.5.3.2. Représentation matricielle	P 65
IV.6. Différents plans d'expériences existants	P 65
IV.6.1. Plan factoriel complet (PFC)	P 65
IV.6.2. Plan factoriel fractionnaire	P 65
IV.6.3. Plan Rechtschaffner	P 65
IV.6.4. Plans de Plackett et Burman	P 66
IV.6.5. Plans de Koshal	P 66
IV.6.6. Tables de Taguchi	P 66
IV.7. Différents types des plans d'expérience	P 66
IV.7.1. Plans factoriels complets à deux niveaux	P 66
IV.7.1.1. Plans complets à deux facteurs	P 66
IV.7.1.2. Plans factoriels à k facteurs à deux niveaux	P 67
IV.7.2. Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux	P 67
IV.8. Méthode d'optimisation	P 68
IV.8.1. RSM (response surface méthodologie)	P 68
IV.8.2. Les Principes généraux	P 68
IV.8.3. Étapes de la méthodologie de surface de réponse	P 68
IV.8.3.1. La première étape	P 68
IV.8.3.2. La deuxième étape	P 68
IV.8.3.3. La troisième étape	P 69
IV.9. Conclusion	P 69

CHAPITRE V : Présentation et analyse des résultats des essais

V.1. Introduction	P 70
V.2. Préparation du mélange	P 70
V.3. Résultats et discussions	P 71
V.3.1. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur la valeur du bleu de méthylène	P 71
V.3.2. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur les limites d'Atterberg	P 72
V.3.2.1. Variation de la limite de liquidité	P 72
V.3.2.2. Variation de la limite de plasticité	P 73
V.3.2.3. Variation de l'indice de plasticité	P 74

V.3.3. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur les caractéristiques de compactage	P 75
V.3.4. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur les caractéristiques mécaniques de CBR immédiat et après immersion	P 76
V.3.5. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur la variation du gonflement et de la consolidation du sol	P 77
V.3.6. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur la résistance aux cisaillements	P 79
V.4. Analyse statistique	P 81
V.4.1. Analyse de variance ANOVA	P 81
V.4.2. Analyse de régression	P 82
V.4.3. Estimation des coefficients	P 83
V.4.4. Optimisation des paramètres d'influence (% d'argile, % de COV)	P 84
V.5. Conclusion	P 86
CONCLUSION GENERALE	P 87
Références Bibliographiques	P 89

LISTES DES FIGURES

	Chapitre I	Page
Figure I.1	Exemples des différents types de sol	1
Figure I.2	Représentation d'un milieu poreux non saturé	2
Figure I.3	La distribution moyenne (%) des différentes phases du sol	3
Figure I.4	Classification des sols	8
Figure I.5	Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C)	8
Figure I.6	Classification des sols de l'AASHTO	9
Figure I.7	Structure de la kaolinite	10
Figure I.8	Structure de la montmorillonite	10
Figure I.9	Structure d'illite	11
Figure I.10	Phénomène de gonflement	12
Figure I.11	Phénomène de tassement	12
Figure I.12	Phénomène de glissement	13
	Chapitre II	
Figure II.1	Compactage de surface	16
Figure II.2	Compactage dynamique.	17
Figure II.3	Vibration profondes	17
Figure II.4	Colonnes ballastés (Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques)	18
Figure II.5	Stabilisation d'un talus permanent	18
Figure II.6	Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements	19
Figure II.7	Drains verticaux	20
Figure II.8	Installation de drains verticaux préfabriqués (DVP)	21
Figure II.9	Traitement de sol par Déshydratation	21
Figure II.10	Congélation de sol	22
Figure II.11	Calcination des sols	23
Figure II.12	Classification des liants	23
Figure II.13	Processus de fabrication de ciment	26
Figure II.14	Structure et composition d'une paroi végétale	27
Figure II.15	Classification des fibres naturelles	28
Figure II.16	Structure du bois	28
	Chapitre III	
Figure III.1	Carte géologique simplifiée de la région de Hammam N'Bail et ses environs (wilaya de Guelma)	34
Figure III.2	L'os de vache	35
Figure III.3	Cendre d'os de vache	35
Figure III.4	Les équipements utilisés pour l'essai au bleu de méthylène	37
Figure III.5	Essai au bleu de méthylène	38
Figure III.6	Masse volumique absolue, méthode des éprouvettes	39
Figure III.7	Essai de la masse volumique absolue	40
Figure III.8	Appareil d'analyse granulométrique. Mastersizer 2000 Malvern.	41
Figure III.9	Courbe granulométrique par diffraction laser pour la cendre d'os de vache	41

Figure III.10	Equipements utilisés pour l'essai de teneur en eau	42
Figure III.11	L'analyse granulométrique par tamisage	43
Figure III.12	L'analyse granulométrique par sédimentométrie	43
Figure III.13	Courbe granulométrique par tamisage et sédimentation de l'argile	43
Figure III.14	Schémas des états de consistance des sols fins (limites d'Atterberg)	44
Figure III.15	Appareil de Casagrande	45
Figure III.16	Mode opératoire pour ω_l (Casagrande)	45
Figure III.17	Détermination de la limite de liquidité	45
Figure III.18	Appareillage nécessaire pour déterminer W_p	46
Figure III.19	Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C)	48
Figure III.20	Matériels de l'essai Proctor	49
Figure III.21	Les principales étapes de l'essai Proctor	50
Figure III.22	Courbe Proctor pour l'argile naturelle	50
Figure III.23	L'essai CBR (California Bearing Ratio)	52
Figure III.24	Essai de cisaillement rectiligne à la boîte avec les instruments de mesure	54
Figure III.25	Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte	54
Figure III.26	Contrainte de cisaillement en fonction des déplacements (Argile étudiée)	55
Figure III.27	Courbe intrinsèque de l'argile naturelle	55
Figure III.28	Appareillage de l'essai Oedométrique	56
Figure III.29	Essais œdométrique de l'argile naturelle	57
Chapitre IV		
Figure IV.1	Exemple graphique de prédiction de la réponse	61
Figure IV.2	Exemple graphique de l'optimisation de la réponse	62
Figure IV.3	Domaine de variation d'un facteur	62
Figure IV.4	Représentation de l'espace expérimental	63
Figure IV.5	Domaine d'étude défini par l'union des domaines des différents facteurs	64
Figure IV.6	Représentation géométrique d'un plan à deux facteurs	64
Chapitre V		
Figure V.1	Préparation des mélanges	71
Figure V.2	Variation de la VBS en fonction du pourcentage de COV	71
Figure V.3	Variation de la limite de liquidité en fonction du pourcentage d'additifs	72
Figure V.4	Variation de la limite de plasticité en fonction du pourcentage d'COV	73
Figure V.5	Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage d'COV	74
Figure V.6	Résultats des essais Proctor pour les différents mélanges	75
Figure V.7	Variation de l'indice CBR en fonction de cendre d'os de vache avant et après immersion (%)	77
Figure V.8	Variation de C_c et de C_g en fonction de différent % COV	78
Figure V.9	Variation de C et ϕ en fonction de différent % COV	80
Figure V.10	Valeurs expérimentales et valeurs prédites de l'indice I_p	83
Figure V.11	Valeurs expérimentales et valeurs prédites de C	83
Figure V.12	Valeurs expérimentales et valeurs prédites de ϕ	84
Figure V.13	Les surfaces de contours	85

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I		Page
Tableau I.1	Tableau simplifié de la classification des sols GTR	6
Tableau I.2	Classification des sols grenus (selon L.C.P.C)	7
Chapitre II		
Tableau II.1	Méthodes de traitement en fonction de la nature du sol	15
Chapitre III		
Tableau III.1	Propriétés chimique de cendre d'os de vache	36
Tableau III.2	Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène	38
Tableau III.3	Résultats de l'essai au bleu de méthylène et surface spécifique totale	38
Tableau III.4	Résultats de la masse volumique	39
Tableau III.5	Masse volumique absolue des déchets	40
Tableau III.6	La Teneur en eau initial	42
Tableau III.7	Résultats de la limite de liquidité	45
Tableau III.8	Résultats de la détermination de la limite de plasticité	46
Tableau III.9	Type de sol en fonction de I_p	46
Tableau III.10	Type de sol en fonction de I_c	47
Tableau III.11	Type de sol en fonction de I_L	47
Tableau III.12	Appareillage Proctor normal	49
Tableau III.13	Les résultats des paramètres de l'essai Proctor normal pour sol naturel	50
Tableau III.14	Paramètres de la courbe Proctor	51
Tableau III.15	Classement de sol en fonction de l'indice CBR	51

Tableau III.16	Valeurs des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité	53
Tableau III.17	Classification des résultats suivant l'indice de gonflement C_g	56
Tableau III.18	Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962)	57

Chapitre IV

Tableau IV.1	Représentation matricielle d'un plan à deux facteurs	65
---------------------	--	----

Chapitre V

Tableau V.1	Proportion de COV	70
Tableau V.2	Résultats de l'essai au bleu de méthylène	71
Tableau V.3	Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % COV	78
Tableau V.4	Variation de C et ϕ en fonction de différent % COV	80
Tableau V.5	Analyse de la variance pour l'indice I_p , C et ϕ	81
Tableau V.6	Contraintes appliquées sur les paramètres à optimiser	84
Tableau V.7	Valeurs des paramètres à optimiser	85

LISTE NOTATION ET ABBREVIATION

ω_L : Limite de liquidité

ω_p : Limite de plasticité

I_p : Indice de plasticité.

I_C : Indice de consistance

ω : Teneur en eau de sol naturelle

S_r : Degré de saturation

ε_g : Potentiel de gonflement

σ_g : Pression de gonflement

C_g : Indice de gonflement

C_c : Indice de compressibilité

P_c : Pression de consolidation

E : Module de Young

e : Indice de vide

$\Delta h/h$: Déformation relative au gonflement

ω_{opt} : La teneur en eau optimum

γ_{dmax} : Densité Sèche Maximale

γ_s : Poids volumique spécifique

γ_d : Poids volumique sèche

γ_h : Poids volumique humide

τ : Contrainte tangentielle

σ : Contrainte Normal

C : La cohésion

φ : L'angle de frottement interne

η : Viscosité dynamique

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

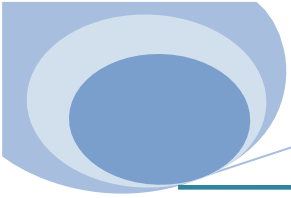
Les sols argileux gonflants constituent un défi majeur pour les projets de construction, en raison de leur forte sensibilité aux variations d'humidité. Riches en minéraux tels que la montmorillonite, ils subissent d'importants changements de volume au gré des cycles de mouillage et de dessèchement, provoquant tassements, soulèvements et désordres qui compromettent la stabilité des ouvrages. La région de **Ratba (commune de Hammam N'Bail, wilaya de Guelma)** est particulièrement concernée par ce problème, les sols argileux locaux posant de réelles contraintes aux projets d'aménagement.

Pour limiter ces risques, il est indispensable d'améliorer les caractéristiques géotechniques de ces sols par des techniques de stabilisation adaptées. Si les stabilisants classiques comme la chaux ou le ciment ont fait leurs preuves, leur utilisation généralisée suscite désormais des préoccupations environnementales et économiques, en raison de leur coût et de leur impact écologique. Dans une logique de développement durable, la valorisation des déchets et sous-produits apparaît comme une solution innovante et prometteuse.

Parmi ces déchets, certains résidus industriels tels que les cendres volantes, le laitier granulé de haut fourneau ou la poussière de four à ciment ont déjà démontré leur efficacité comme additifs pour l'amélioration des sols, grâce à leurs propriétés pouzzolaniques. Leur utilisation contribue à réduire les coûts tout en limitant l'impact environnemental des projets. Dans cette optique, la **cendre d'os de vache**, un déchet sous-exploité, offre un potentiel intéressant pour la stabilisation des sols argileux, en proposant une alternative locale, économique et respectueuse de l'environnement.

Ce mémoire s'inscrit dans cette démarche. Il vise à étudier la **valorisation des cendres d'os de vache**, un déchet d'origine animale disponible localement, comme additif pour le traitement d'une argile gonflante de la région de Ratba. L'objectif est d'évaluer expérimentalement l'effet de différents dosages de cet additif (de 3 % à 15 % en poids sec du sol) sur les propriétés physiques et mécaniques du sol. L'étude s'appuie également sur la **méthode de surface de réponse (RSM)** pour optimiser les paramètres de traitement et identifier les conditions les plus efficaces pour la stabilisation de l'argile.

Pour atteindre ces objectifs, une campagne expérimentale a été menée au laboratoire. Les essais réalisés incluent la détermination des limites d'Atterberg (LL, PL et Ip), des paramètres de compactage (γ_{dmax} et ω_{opt}), de l'indice CBR, des caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre et des propriétés au cisaillement direct. Les résultats ont ensuite été exploités dans le cadre d'une optimisation statistique par plans d'expériences afin de dégager des modèles prédictifs et des recommandations pratiques.



Ce mémoire est scindé en cinq chapitres principaux :

Chapitre 1: État de l'art sur les propriétés physiques et mécaniques des sols naturels, ce chapitre présente les caractéristiques générales des sols fins et des sols argileux gonflants, ainsi que les principales classifications et comportements géotechniques associés.

Chapitre 2: Techniques d'amélioration des sols médiocres, il expose les différentes méthodes de stabilisation des sols, avec un accent particulier sur les approches utilisant des matériaux alternatifs ou des déchets valorisés.

Chapitre 3: Caractéristiques des matériaux utilisés et protocole expérimental, ce chapitre décrit les matériaux étudiés (argile gonflante et cendre d'os de vache), ainsi que la méthodologie expérimentale mise en œuvre pour caractériser le sol et évaluer les effets du traitement.

Chapitre 4: Concepts fondamentaux des plans d'expériences, il présente les principes des plans d'expériences et de la méthode de surface de réponse utilisés pour optimiser les paramètres du traitement.

Chapitre 5: Présentation et analyse des résultats des essais, ce dernier chapitre présente les résultats des essais expérimentaux (limites d'Atterberg, Proctor, CBR, œdomètre, cisaillement direct), ainsi que l'optimisation des paramètres géotechniques par la méthode RSM.

Ce travail vise ainsi à apporter une contribution au développement de solutions locales, économiques et durables pour le traitement des sols argileux gonflants, tout en proposant une alternative valorisant un déchet sous-exploité.

CHAPITRE I :
ÉTAT DE L'ART SUR LES PROPRIETES
PHYSIQUES ET MECANIQUES DES SOLS
NATURELS

État de l'art sur les propriétés physiques et mécaniques des sols naturels

I.1. Introduction

Les sols naturels constituent le support fondamental de nombreuses structures en génie civil. Leur comportement physique et mécanique influence directement la stabilité et la durabilité des ouvrages. Une connaissance approfondie de ces propriétés est donc indispensable pour évaluer l'aptitude d'un sol à supporter des charges ou à être modifié par des techniques d'amélioration. Ce chapitre présente un état de l'art sur les principales propriétés physiques et mécaniques des sols naturels, en mettant en évidence les paramètres les plus utilisés pour leur caractérisation et leur interprétation dans le cadre de projets géotechniques.

I.2. Généralité sur le sol

Le sol est la couche superficielle de la croûte terrestre, constituée de matériaux hétérogènes tels que des particules minérales, de l'eau, de l'air, et de matières organiques. Il joue un rôle crucial dans les processus écologiques, agricoles et géotechniques. Le sol sert de support à la végétation, d'habitat pour de nombreux organismes et de base pour diverses constructions humaines. Il est formé par l'altération des roches sous l'influence de facteurs physiques, chimiques et biologiques au fil du temps. Sa composition et ses propriétés varient selon sa localisation géographique, son climat et ses conditions d'évolution.



Figure I.1. Exemples des différents types de sol

Donc un sol est un matériau hétérogène et anisotrope comportant des minéraux et des matériaux organiques. La présence de l'air et de l'eau font du sol un matériau complexe à effet du temps. Son comportement est non linéaire et irréversible d'où la nécessité de combiner essais en laboratoire et en place, analyse théorique et modélisation, expérience

cumulée et bon jugement pour la réussite d'une étude géotechnique. [9] Nous schématiserons les sols comme étant composé de trois phases. Une phase solide composée de particules minérales solides et organiques. Une phase liquide sous différentes formes appelé : eau libre, eau interstitielle et pour finir une phase gazeuse.

$$\text{Sol} = \text{phase solide} + \text{phase liquide} + \text{phase gazeuse}$$

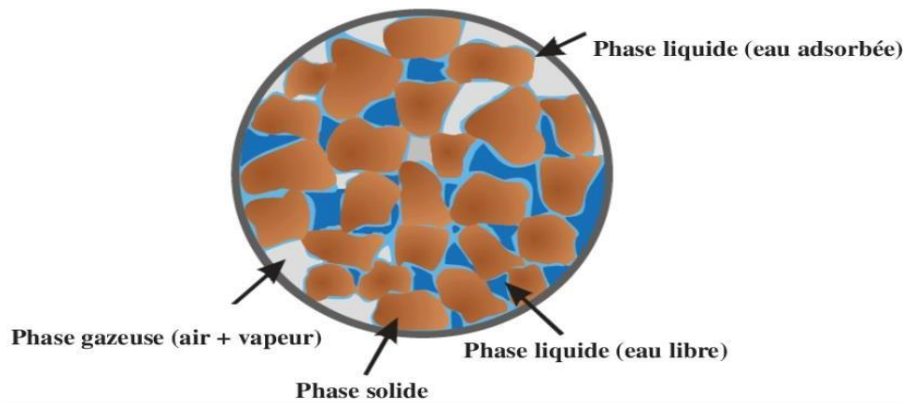


Figure I.2. Représentation d'un milieu poreux non saturé.

I.2.1. La phase solide

La phase solide d'un sol est constituée des particules minérales et organiques qui forment la structure principale du sol. Ces particules peuvent varier en taille, allant des gros grains de sable aux petites particules d'argile. elle inclut également des fragments de roches, des minéraux secondaires, et des matières organiques en décomposition.

I.2.2. La phase liquide

La phase liquide d'un sol se réfère à l'eau présente dans les interstices ou pores du sol. Cette eau peut être sous forme libre, occupant les espaces entre les particules solides, ou sous forme liée, adhérant aux surfaces des particules par capillarité et autres forces. Elle est essentielle pour divers processus physiques, chimiques et biologiques dans le sol, tels que la dissolution et le transport des nutriments, la régulation de la température, et la facilitation de la croissance des plantes.

I.2.3. La Phase gazeuse

La phase gazeuse d'un sol correspond aux gaz présents dans les pores du sol qui ne sont pas remplis par l'eau. Ces gaz comprennent principalement l'air atmosphérique, composé d'oxygène, d'azote, de dioxyde de carbone et de traces d'autres gaz, rôle crucial dans les échanges gazeux entre le sol et l'atmosphère.

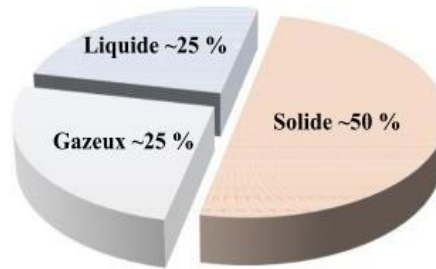


Figure. I.3. La distribution moyenne (%) des différentes phases du sol.

I.3. Caractéristiques des sols

Les caractéristiques des sols dépendent de la nature du mélange complexe entre les différentes fractions granulaires. Selon la quantité de cailloux, de graviers, de sables, de limons, d'argiles, de colloïdes, de matières organiques, d'eau et de gaz.

I.3.1. Caractéristiques minéralogiques.

Les caractéristiques minéralogiques d'un sol dépendent de plusieurs facteurs, notamment la nature de la roche mère, les conditions climatiques, le degré de transformation du sol (pédogenèse) et l'environnement géochimique. On distingue deux grandes catégories de minéraux dans les sols : **les minéraux primaires** (issus directement de la roche mère) et **les minéraux secondaires** (formés à la suite de l'altération des minéraux primaires).

I.3.1.1 Minéraux primaires.

Ce sont des minéraux hérités de la roche mère, souvent peu altérés. Ils sont surtout présents dans les fractions sableuses et limoneuses des sols. Les principaux minéraux sont les Quartz (SiO_2), les Feldspaths (orthose, albite, anorthite), les Micas (muscovite et biotite), les Amphiboles et pyroxènes

I.3.1.2. Minéraux secondaires.

Les minéraux secondaires sont des minéraux qui se forment à partir de la transformation géochimique des minéraux primaires sous l'effet de conditions environnementales telles que l'altération et la météorisation. Ils résultent souvent de réactions chimiques complexes qui modifient la composition et la structure des minéraux initiaux. Par exemple, la formation de minéraux argileux comme la kaolinite à partir de la décomposition de minéraux primaires tels que les feldspaths est un processus courant.

I.3.1.3. Sels solubles.

Les sels solubles font référence à des composés chimiques dissous dans l'eau présents dans les sols. Ces sels comprennent souvent des ions tels que le sodium (Na^+), le calcium (Ca^{2+}), le magnésium (Mg^{2+}), le potassium (K^+), le chlorure (Cl^-), le sulfate (SO_4^{2-}), et d'autres. Et qui peuvent avoir divers effets sur le comportement des sols, notamment sur leur plasticité, leur cohésion, leur perméabilité, leur consolidation et les risques de corrosion.

I.3.1.4. Matières organiques.

Ces minéraux secondaires émergent de la transformation hydrolytique ou des débris biologiques des plantes à la surface des sols. Ces débris peuvent être intégrés plus profondément dans la matière argileuse du sol. Présente à hauteur de quelques pourcentages dans les sédiments, la matière organique se distingue par sa forte capacité de rétention d'eau, influençant ainsi le comportement géo mécanique similaire à celui des matériaux argileux.

I.3.2. Caractéristiques physico-mécaniques des sols

Les caractéristiques physico-mécaniques des sols regroupent l'ensemble des propriétés physiques et mécaniques qui influencent leur comportement en conditions naturelles ou sous sollicitation. Ces paramètres sont essentiels pour l'identification, la classification et l'évaluation du sol dans les projets de construction ou de génie civil.

1.3.2.1 Propriétés physiques

- **Granulométrie** : indique la répartition des particules selon leur taille (graviers, sables, limons, argiles). Elle permet de classer les sols et d'anticiper leur comportement (perméabilité, compacité, etc.).
- **Poids volumique (γ)** : rapport entre la masse d'un volume de sol et ce volume. Il est exprimé en kN/m^3 .
- **Teneur en eau (w)** : proportion d'eau contenue dans le sol par rapport à sa masse sèche. Elle influence directement la cohésion, la plasticité et la portance du sol.
- **Limites d'Atterberg** : Limite de liquidité (LL), Limite de plasticité (PL) et l'indice de plasticité ($IP = LL - PL$). Ces limites permettent de déterminer l'état de consistance du sol et sa sensibilité à l'eau.
- **Porosité (n) et degré de saturation (S_r)** : définissent la proportion de vides dans le sol et la quantité d'eau qu'ils contiennent.

1.3.2.2. Propriétés mécaniques

- **Densité sèche maximale et optimum Proctor** : déterminées par l'essai Proctor, elles définissent le compactage optimal du sol pour atteindre sa résistance maximale.
- **Résistance au cisaillement** : caractérisée par la **cohésion (c)**.
- **L'angle de frottement interne (ϕ)**, mesurés généralement à l'aide de l'essai de cisaillement direct ou triaxial.
- Ces paramètres conditionnent la stabilité des talus et des fondations.
- **Module de déformation (E)** : traduit la rigidité du sol, essentiel pour le dimensionnement des ouvrages.
- **Portance (CBR, k)** : capacité du sol à supporter des charges, notamment utilisée pour les plateformes et chaussées. Le **CBR** (California Bearing Ratio) est couramment utilisé.

- **Perméabilité (k)** : mesure la capacité du sol à laisser passer l'eau. Elle dépend de la granulométrie et de la structure du sol.

Ces propriétés sont essentielles pour diverses applications en ingénierie civile, telles que la construction de bâtiments, de routes, de barrages et de fondations, car elles permettent de prévoir et de gérer le comportement du sol sous des charges et des conditions environnementales variées.

I.4. Classification des sols.

Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires. Il existe de par le monde de nombreuses classifications. En général, le simple Identification visuelle permet de donner un nom au matériau : marne bleue, argile jaune, sable fin, ...

1.4.1. Identification visuelle d'un sol :

- Sables se sont des particules visibles à l'œil nu ;
- Limons s'effritent une fois qu'ils sont secs ;
- Les argiles sont collantes et se présentent en mottes quand ils sont humides.
- Les argiles deviennent très dures une fois sèches. Les argiles peuvent être découpées en morceaux ou effritées à la main.

Il faut toutefois compléter cette indication par :

- Une analyse granulométrique.
- Détermination des limites d'Atterberg.
- Teneur en eau, masse volumique.
- Indice de densité pour les sols pulvérulents.
- Résistance à la compression simple pour les sols cohérents.

Les renseignements nous permettent d'identifier les sols et par conséquent de se faire une idée sur leurs comportements. Il existe plusieurs systèmes de classification des sols.

Nombreuses classifications dans différents pays

- Classification **U.S.C.S** (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande ;
- Classification **L.C.P.C** (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification **U.S.C.S** ;
- Classification **A.A.S.H.O** (American Association State Highways Officials);
- Classification **G.T.R** (Guide des terrassements routier).

La classification la plus utilisée dans les pays Afrique francophone c'est la classification **LCPC** . Elle a été mise au point en France en 1965 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cette classification est une adaptation de la classification **USCS** (The Unified

Soil Classification System) mis au point par le « Bureau of reclamation » et le « Corps of Engineers » aux Etats Unis.

I.4.2. Classification des sols selon la nomenclature GTR (norme NF P 11 300)

On distingue 3 familles :

- Les **SOLS** de classe : **A, B, C et D**
- Les **MATÉRIAUX ROCHEUX** de classe : **R**
- Les **SOLS ORGANIQUES** et **SOUS PRODUITS INDUSTRIELS** de classe : **F**

Les 4 classes de sols (famille 1) :

- **Classe A** : sols fins
- **Classe B** : sols sableux et graveleux avec fines
- **Classe C** : sols comportant des fines et des gros éléments
- **Classe D** : sols insensibles à l'eau

Les paramètres retenus pour l'identification des sols (famille 1) sont :

- Les paramètres de nature, dont les caractéristiques sont :
 - Granularité, analyse granulométrique
 - Argilosité, limites d'Atterberg, essai VBS, équivalent de sable
- Les paramètres de comportement mécanique, dont les caractéristiques sont :
 - Résistance à la fragmentation;
 - Résistance à l'usure;
 - Friabilité;
- Les paramètres d'état hydrique :
 - État hydrique : teneur en eau, essai proctor, essai IPI.

Tableau I.1. Tableau simplifié de la classification des sols GTR.

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{\max} \leq 50 \text{ mm}$ et passant à $80 \mu\text{m} > 35 \%$	A1 à A4 selon VBS ou Ip
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{\max} \leq 50 \text{ mm}$ et passant à $80 \mu\text{m} \leq 35 \%$	B1 à B6 selon VBS ou Ip et tamisat
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{\max} > 50 \text{ mm}$ et passant à $80 \mu\text{m} > 12 \%$ ou passant à $80 \mu\text{m} \leq 12 \% + \text{VBS} > 0,1$	30 sous-classes selon VBS, Ip et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	$\text{VBS} \leq 0,1$ et passant à $80 \mu\text{m} \leq 12\%$	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	voir la norme NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	voir la norme NF P 11-300	

$D_{\max}$ = diamètre pour lequel 95 % des grains du sol ont une dimension inférieure (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments).

I.4.3. Classification USCS/LCPC.

La classification LCPC Classer un sol consiste à l'identifier grâce à des mesures quantitatives et à lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables.

Classification LPC Sol à partir des résultats fournis par :

- La granulométrie ;
- Les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (Atterberg) Les sols sont désignés par le nom de la portion granulométrique prédominante qualifiée par un adjectif relatif aux portions secondaires.

On distingue trois grands types de sols :

- Les sols grenus : plus de 50 % des éléments en poids $> 80 \mu\text{m}$,
- Les sols fins : plus de 50 % des éléments en poids $< 80 \mu\text{m}$,
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est $> 10 \%$. 2.1.

I.4.3.1. Sols grenus.

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau ci-après (Tableau. I.2).

Tableau I. 2. Classification des sols grenus (selon L.C.P.C).

Définitions			Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$ ont un diamètre $> 2 \text{ mm}$	moins de 5 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
		plus de 12 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	GL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
			GA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments $> 0,08 \text{ mm}$ ont un diamètre $< 2 \text{ mm}$	moins de 5 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
		plus de 12 % d'éléments $< 0,08 \text{ mm}$	SL	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
			SA	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux

Lorsque $5\% < \% \text{ inférieur à } 0,08 \text{ mm} < 12\% \rightarrow$ on utilise un double symbole.

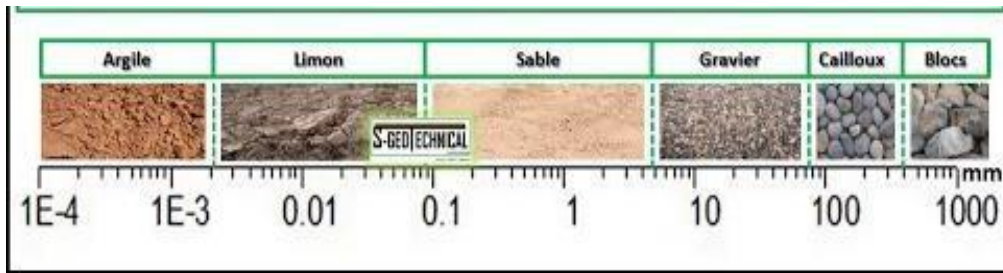


Figure I.4. Classification des sols.

I.4.3.2. Sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (figure. 1). Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques,
- Les limons peu plastiques,
- Les argiles très plastiques,
- Les argiles peu plastiques,

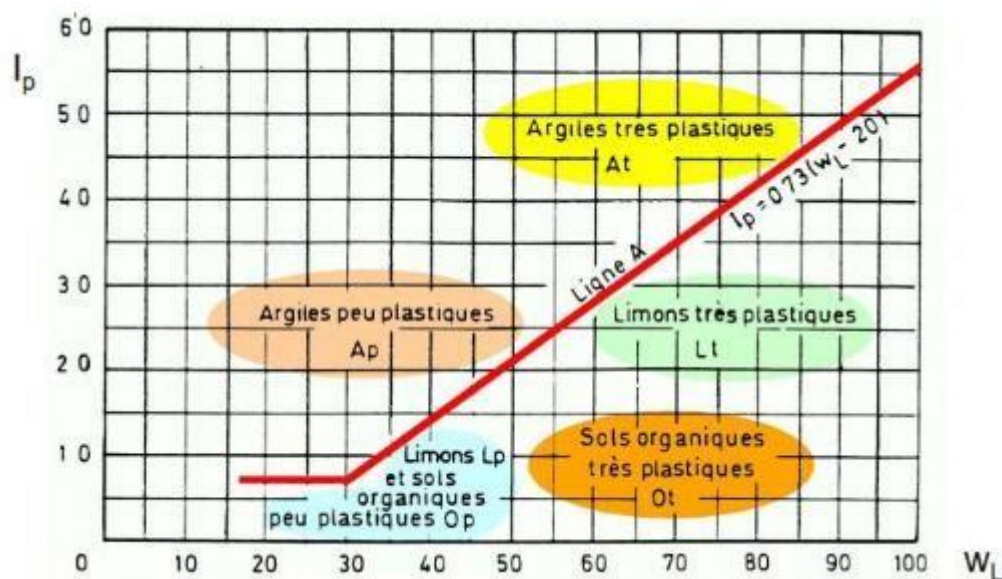


Figure I.5. Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C.).

I.4.4. Système de classification AASHTO.

Le système de classification AASHTO, établi par l'American Association of State Highway and Transportation Officials, utilise les propriétés mécaniques des sols comme la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice des vides pour classer les sols.

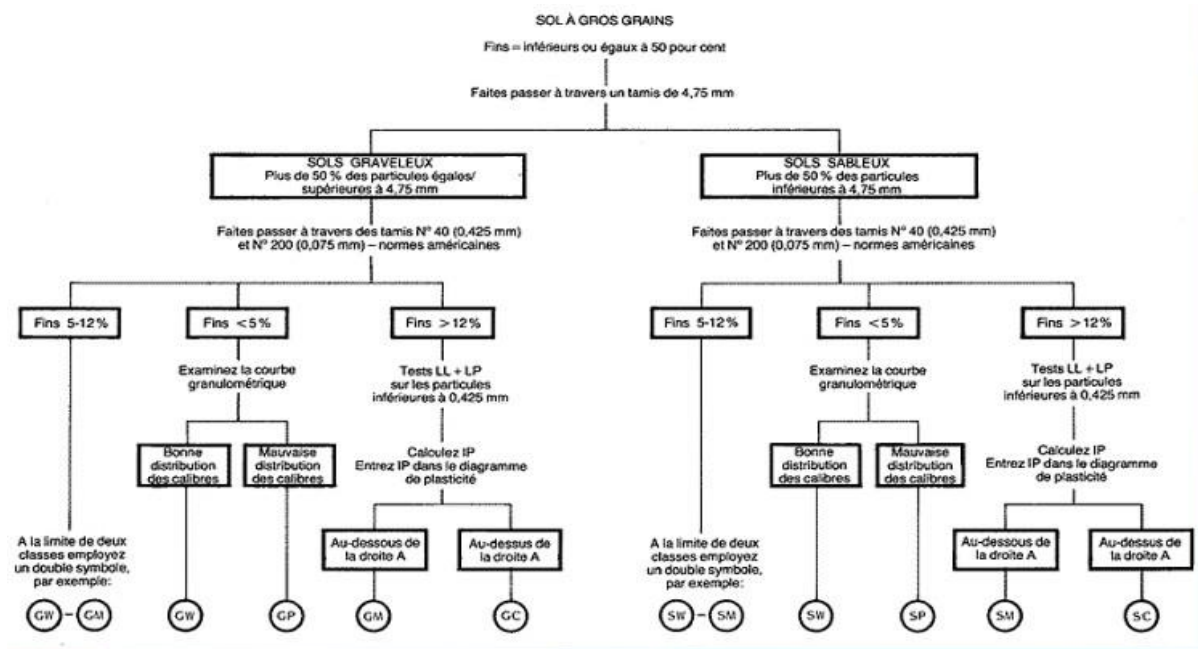


Figure. I.6. Classification des sols de l'AASHTO

Dans le système de classification de l'AASHTO, on trouve huit groupes de sol (A-1 à A-8) et quelque sous-groupe. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique et les essais de limites de consistance. Le tableau ci-dessous fournit la classification de l'AASHTO utilisée de nos jours.

I.5. Diverses catégories de sols fins existent

Les sols fins, également appelés sols cohérents, sont constitués de particules de taille inférieure à 20 μm . Ils se distinguent des sols grenus, qui sont composés de particules plus grosses, par leur capacité à se lier entre elles et à former des mottes lorsqu'ils sont humides.

I.5.1. Argile

L'argile est une matière rocheuse naturelle à base de silicates ou d'aluminosilicates hydratés de structure lamellaire, provenant en général de l'altération de silicates à charpente tridimensionnelle, tels que les feldspaths. Au sens large, l'argile est aussi un sédiment, composé de particules fines issues de l'altération des roches (processus appelé argilisation), parfois des roches sédimentaires argileuses métamorphisées en schistes. Les types d'argiles les plus fréquents sont:

I.5.1.1. Kaolinite (Kaolin)

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche (Figure I.7).

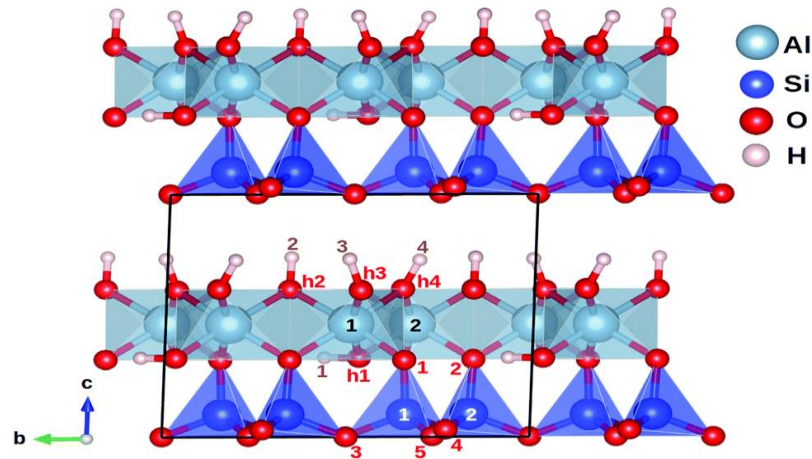


Figure I.7. Structure de la kaolinite.

I.5.1.2. Montmorillonite

La montmorillonite, parfois appelée Smectite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche. Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et pavages (Figure I.8).

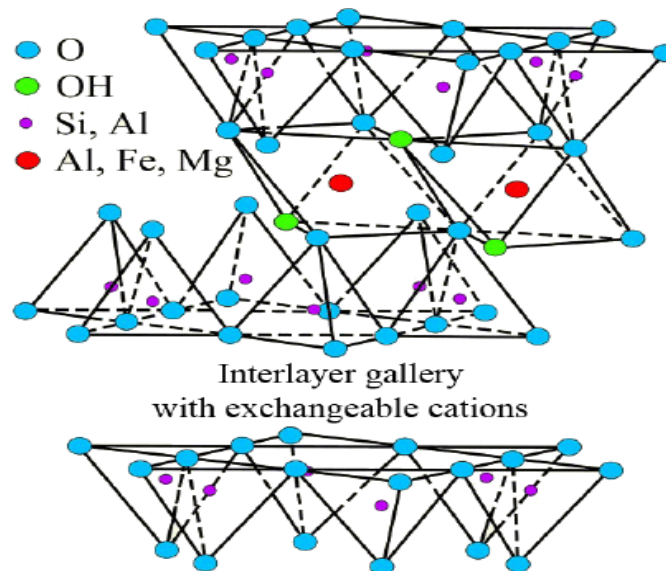


Figure I.8. Structure de la montmorillonite

I.5.1.3. Illite

L'illite est un minéral argileux de type mica, appartenant au groupe des phyllosilicates. Sa structure est organisée en feuillets 2:1, c'est-à-dire deux couches de tétraèdres de silice entourant une couche centrale d'octaèdres d'alumine ou de magnésium. Il sont composé de Feuillet tétraédriques (SiO_4) : en surface, Feuillet octaédrique (Al/Mg) : au centre et Cations

interfoliaires (K^+) : présents entre les feuillets pour équilibrer les charges, assurant une certaine cohésion sans permettre de gonflement important. (Figure I.9.).

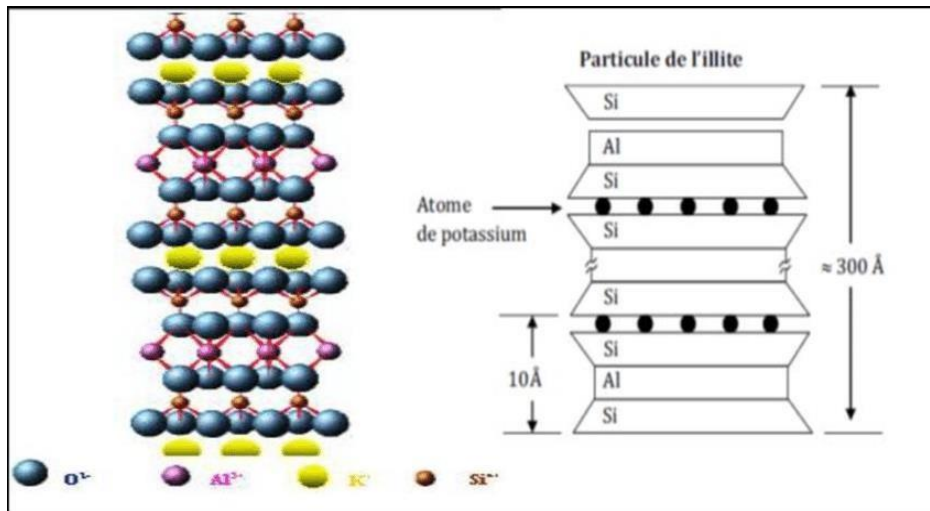


Figure I.9. Structure d'illite

I.5.2. Limons

Les limons sont des sédiments ou des sols composés de particules dont la taille se situe entre celles des argiles et des sables. Selon l'échelle de taille des particules de l'Union internationale des sciences du sol (IUSS), les particules de limon ont un diamètre compris entre 2 et 63 micromètres (0,002 à 0,063 millimètres). Elles se trouvent généralement dans les environnements aquatiques comme les lacs, les marais, les estuaires et les fonds marins.

I.5.3. Vases

Les vases sont des sédiments fins constitués principalement de particules d'argile et de limon, souvent riches en matières organiques et ayant une teneur en eau élevée. Elles se trouvent généralement dans les environnements aquatiques comme les lacs, les marais, les estuaires et les fonds marins. Les vases posent des défis pour la construction en raison de leur faible capacité portante et de leur tendance à la liquéfaction sous certaines conditions.

I.5.4. Marne

Les marnes sont des roches sédimentaires constituées d'un mélange de calcaire (carbonate de calcium) et d'argile. La proportion de ces deux composants peut varier, mais une marne typique contient entre 35% et 65% de calcaire, le reste étant de l'argile.

I.6. Les problèmes les plus souvent des sols argileux

Les sols argileux sont des sols très courants dans les environnements géotechniques, mais ils présentent plusieurs problèmes qui peuvent affecter la stabilité des structures et des fondations. Voici les principaux problèmes associés aux sols argileux :

I.6.1. Phénomène de gonflement

Le gonflement des sols est un phénomène géotechnique observé principalement dans les sols argileux, caractérisé par une **augmentation de volume** lorsque ces sols absorbent de l'eau. Ce phénomène peut entraîner des soulèvements de fondations, des fissures dans les structures, ou des déformations du sol, surtout en période humide.



Figure I. 10. Phénomène de gonflement.

I.6.2. Phénomène de tassement

Les sols argileux peuvent subir un tassement à long terme sous l'effet de la charge. Lorsque ces sols sont soumis à des charges statiques, les particules d'argile se réarrangent, provoquant un tassement progressif. Ce phénomène peut être particulièrement problématique pour les fondations de bâtiments ou de routes, qui peuvent s'affaisser au fil du temps.(Figure I.10).

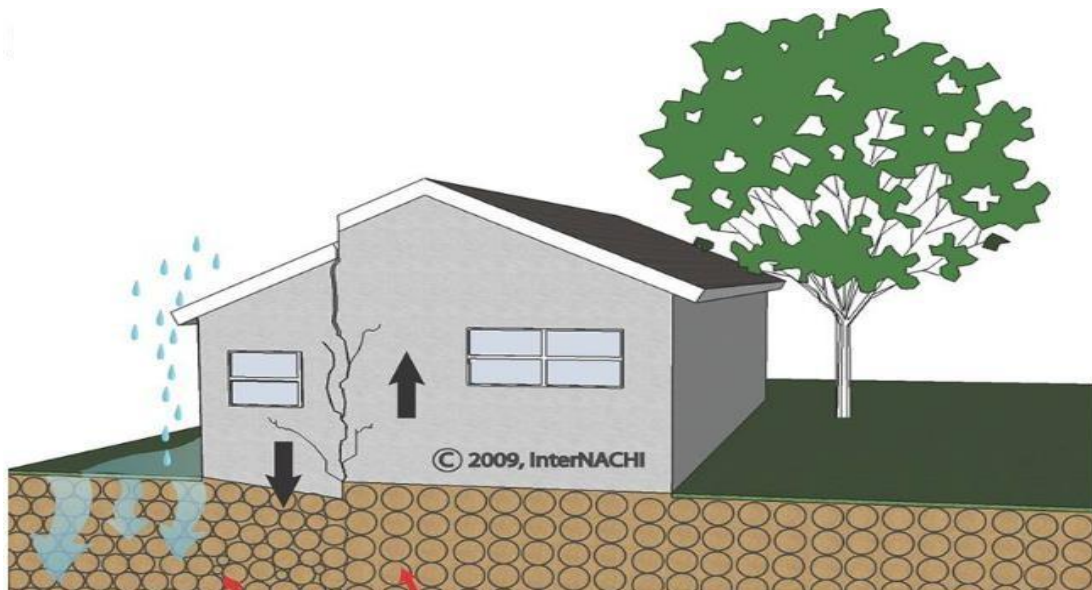


Figure I.11. Phénomène de tassement.

I.6.3. Phénomène de glissement

Le phénomène de glissement des sols, également connu sous le nom de glissement de terrain, fait référence à un mouvement de masse de sol ou de roche sous l'effet de la gravité, qui se déplace le long d'un plan de faille ou de rupture. Ce phénomène peut avoir des conséquences importantes sur la stabilité des pentes, des routes, des bâtiments, et d'autres infrastructures. Il est souvent causé par des facteurs naturels tels que des précipitations abondantes, des séismes, ou des changements dans les conditions hydrologiques, mais aussi par des activités humaines comme la construction ou l'exploitation minière.

Le glissement des sols peut se produire de différentes manières : glissement rotatoire, où le sol se déplace autour d'un axe de rotation, ou glissement translatoire, où le sol se déplace de manière plus horizontale. Les principales causes incluent la surcharge du sol, la saturation en eau, la faiblesse du matériau ou des pentes trop abruptes. L'analyse de ces phénomènes repose sur l'étude des propriétés mécaniques du sol (résistance au cisaillement, cohésion, angle de friction), et des facteurs environnementaux.



Figure I.12. Phénomène de glissement.

I.7. Conclusion

Ce chapitre a été dédié à la description des sols fins, en utilisant différentes échelles de présentation pour illustrer les minéraux constitutifs et leurs caractéristiques spécifiques. Nous avons examiné la granulométrie, la composition minéralogique ainsi que les propriétés physiques et mécaniques des sols fins tels que les limons, les vases, les marnes et les argiles. Une caractérisation approfondie de ces sols est cruciale pour comprendre leur comportement sous diverses conditions environnementales et de charge. De plus, nous avons souligné l'importance de classer ces sols en groupes présentant des comportements similaires, ce qui permet de mieux anticiper leur performance et de choisir les techniques de construction les plus adaptées aux projets d'ingénierie concernés.

CHAPITRE II :
TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS
MEDIOCRES

Techniques d'amélioration des sols médiocres

II.1. Introduction

La construction des fondations, des routes, des ouvrages géotechniques et des ouvrages d'art durables exige des quantités énormes de remblais qui doivent satisfaire des conditions spécifiques de qualité. Ces matériaux de bonne qualité, très recherchés, ne sont pas toujours disponibles sur place, sur les chantiers. Les ingénieurs, lors de la réalisation des projets, sont parfois confrontés à des sols disponibles sur site qui ne répondent souvent pas aux normes de construction. Ces matériaux sont incapables de supporter ces ouvrages d'importance majeure. De nombreux ouvrages construits sur ces sols argileux ont montré des signes de fatigue et de dégradation, généralement sous forme d'apparition de fissures au niveau de la superstructure. Certaines dégradations ont conduit à la perte totale de ces ouvrages. Les causes principales de ces dégâts sont la faible plasticité, la faible portance et le phénomène de retrait-gonflement. Pour pallier cette inaptitude, les constructeurs ont recours à l'une des méthodes suivantes :

- (1) Améliorer les propriétés des matériaux sur place par compactage puis l'utilisation des caractéristiques modifiées pour le calcul et la conception de l'ouvrage.*
- (2) Importer des matériaux appropriés d'un site d'emprunt proche pour remplacer les matériaux sur place et ,*
- (3) Améliorer les propriétés des matériaux existants in situ en y intégrant d'autres types de matériaux.*

II.2. Sélection des techniques d'amélioration des sols

Le choix des techniques d'amélioration des sols dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol en place, les exigences du projet, les contraintes économiques et environnementales, ainsi que les conditions de mise en œuvre.

Caractéristiques du sol : type de sol (argileux, limoneux, sableux, sabkha, etc.), teneur en eau, porosité, densité, cohésion, angle de frottement, compressibilité et capacité portante.

Conditions du site : profondeur de la couche de sol à améliorer, présence d'eau souterraine, conditions climatiques et accessibilité du site.

Exigences du projet : nature de la structure à construire, charges appliquées, durabilité requise et tolérance aux tassements.

Contraintes économiques et environnementales : coût des matériaux et des techniques, disponibilité des ressources, impact environnemental et réglementation en vigueur.

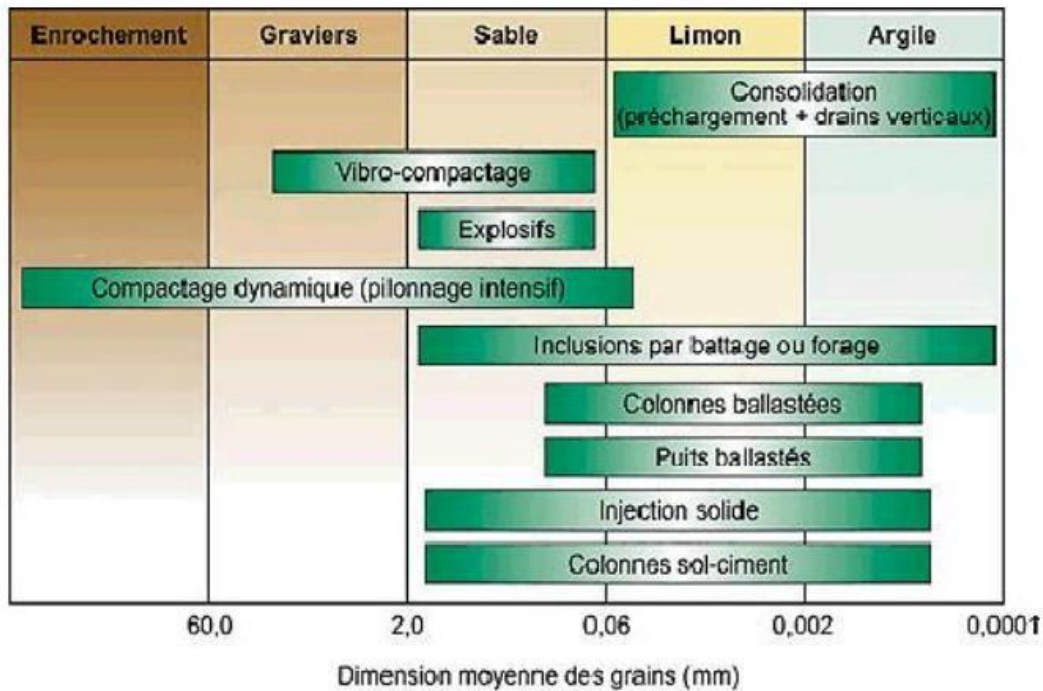


Tableau II.1. Méthodes de traitement en fonction de la nature du sol [11].

II.3. Les méthodes d'amélioration

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et, sont jugées efficaces. Le traitement des sols avec un liant est une technique qui consiste à incorporer, au sein du sol, cet élément d'apport avec éventuellement de l'eau et de les mélanger plus ou moins intimement in situ, jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène pour lui conférer des propriétés nouvelles. Il s'agit d'un traitement qui utilise les affinités chimiques du sol et du liant, par opposition au traitement mécanique, comme le compactage, qui peut se superposer au premier. **Dans le but :**

- Augmenter la résistance en place, pour augmenter sa capacité portante ;
- Améliorer la stabilité d'un talus existant,
- Assurer la stabilité temporaire des travaux d'excavation sans recours aux systèmes étançonnement conventionnels ;
- Arrêter le mouvement d'une pente instable pour permettre des travaux de confortement permanent ;
- Augmenter la résistance latérale des sols offerte aux pieux installés ;
- Diminuer la compressibilité des sols en place ;
- Diminuer la perméabilité des sols ;
- Permettre le percement d'un tunnel dans un terrain difficile ;
- Accélérer la consolidation d'un dépôt d'argile ;
- Contrôler les infiltrations d'eaux autour d'un ouvrage ;
- Réduire les risques de liquéfaction des dépôts granulaires lâches [1].

II.3.1. Méthodes mécaniques (renforcement)

La stabilisation mécanique des sols est une technique utilisée pour améliorer les propriétés d'un sol, notamment sa capacité portante, sa résistance et sa stabilité, afin de le rendre plus adéquat pour les constructions. Les méthodes mécaniques de stabilisation des sols les plus couramment utilisées :

II.3.1.1. Compactage de surface

Le **compactage de surface** est une technique d'amélioration des sols visant à augmenter leur densité et leur capacité portante en réduisant la porosité et en améliorant la cohésion entre les particules. Cette méthode consiste à appliquer une charge mécanique répétée à la surface du sol à l'aide d'équipements spécialisés tels que des rouleaux vibrants, des compacteurs à plaques ou des compacteurs à pieds de mouton. Le compactage est réalisé en plusieurs passes successives, avec un contrôle de l'humidité optimale pour maximiser l'efficacité du processus. Il est principalement utilisé pour stabiliser les remblais, les chaussées et les plateformes avant la construction d'infrastructures. L'action du compactage se traduit par:

- Rapprochement des grains du sol entre eux (tassement T);
- Une expulsion d'air. Le compactage de surface est utilisé pour une profondeur maximale d'environ 3m à 4m (figure II.1).



Figure II.1. Compactage de surface.

II.3.1.2. Compactage dynamique.

Le compactage dynamique est une technique de consolidation des sols qui consiste à lâcher une masse lourde (généralement en acier ou en béton) depuis une hauteur déterminée afin de transmettre une énergie d'impact importante au sol. Cette méthode permet d'améliorer la densité et les propriétés mécaniques des sols meubles ou peu cohérents en augmentant leur capacité portante et en réduisant leur compressibilité. Le compactage dynamique est particulièrement efficace pour traiter les remblais, les sols sablonneux et les sols présentant des vides importants. Son application est courante dans la construction de plateformes industrielles, d'aéroports et d'infrastructures nécessitant une fondation stable. (figure II.2).



Figure II.2. Compactage dynamique.

II.3.1.3. Procédé du vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m .C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative (Figure II.3)



Figure II.3. Vibration profondes.

Ce procédé de vibrocompactage est appelé aussi la vibroflotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables silteux avec une teneur en fines inférieure à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

II.3.1.4. Insertion de colonnes ballastées (stone columns)

Création de colonnes de gravier ou de pierres dans le sol pour améliorer la capacité portante et réduire les tassements. Les colonnes sont installées en forant des trous dans le sol, puis en les remplissant de gravier ou de pierres compactées.

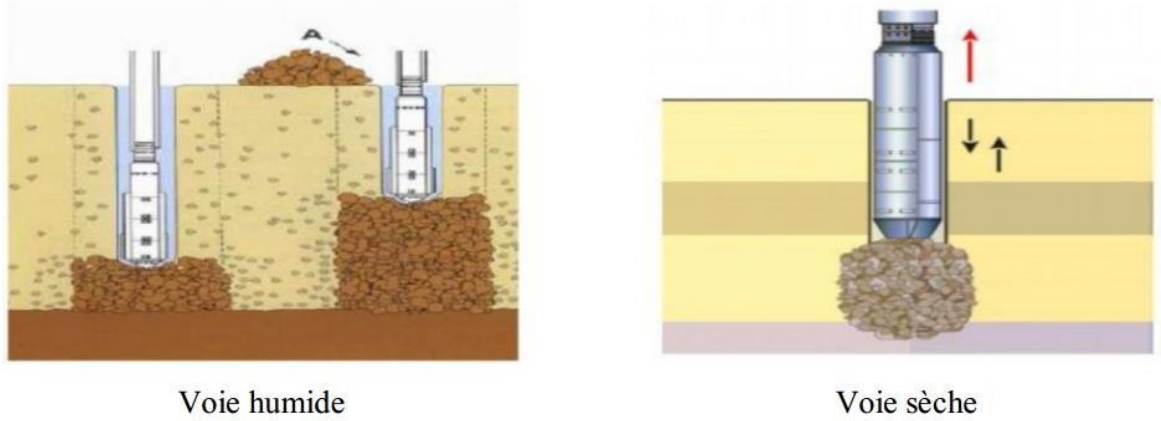


Figure II.4. Colonnes ballastées (Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques).

II.3.1.5. Stabilisation par clouage (soil nailing)

Insertion de tiges métalliques ou de clous dans le sol pour en améliorer la cohésion et la résistance. Les clous sont insérés à des angles précis et souvent combinés avec des filets ou des membranes géosynthétiques pour renforcer les pentes.

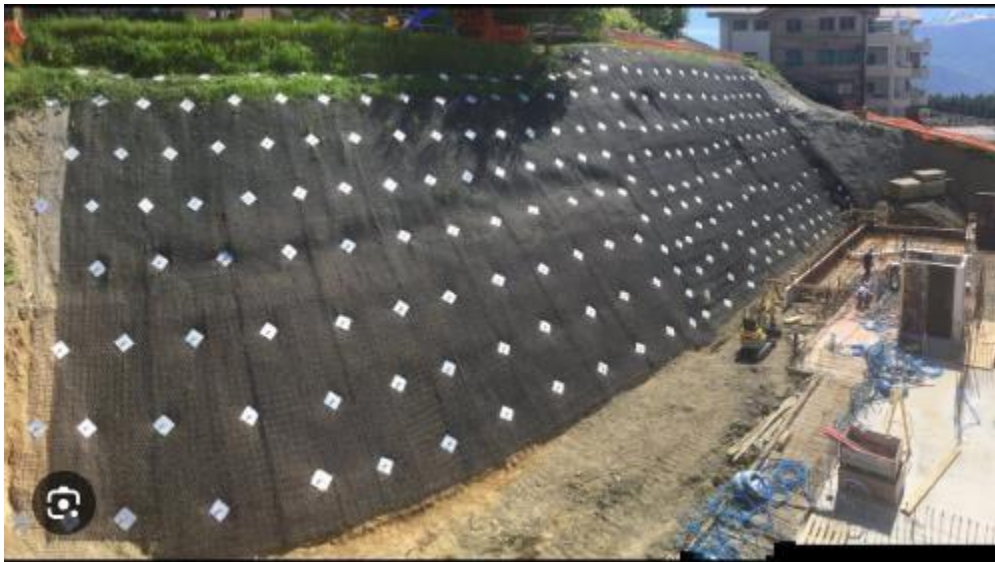


Figure II.5. Stabilisation d'un talus permanent.

II.3.2. Méthodes hydromécaniques

Les méthodes hydromécaniques sont un ensemble de techniques visant à améliorer les propriétés mécaniques d'un sol en agissant sur sa teneur en eau et sa structure. Elles sont couramment employées dans le domaine du génie civil pour stabiliser les sols instables, notamment dans le cadre de la construction de routes, de fondations, de barrages et de remblais. Les principales méthodes hydromécaniques de stabilisation des sols comprennent:

II.3.2.1. Pré chargement ou Pré-compression

La précompression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux (Figure II.5).

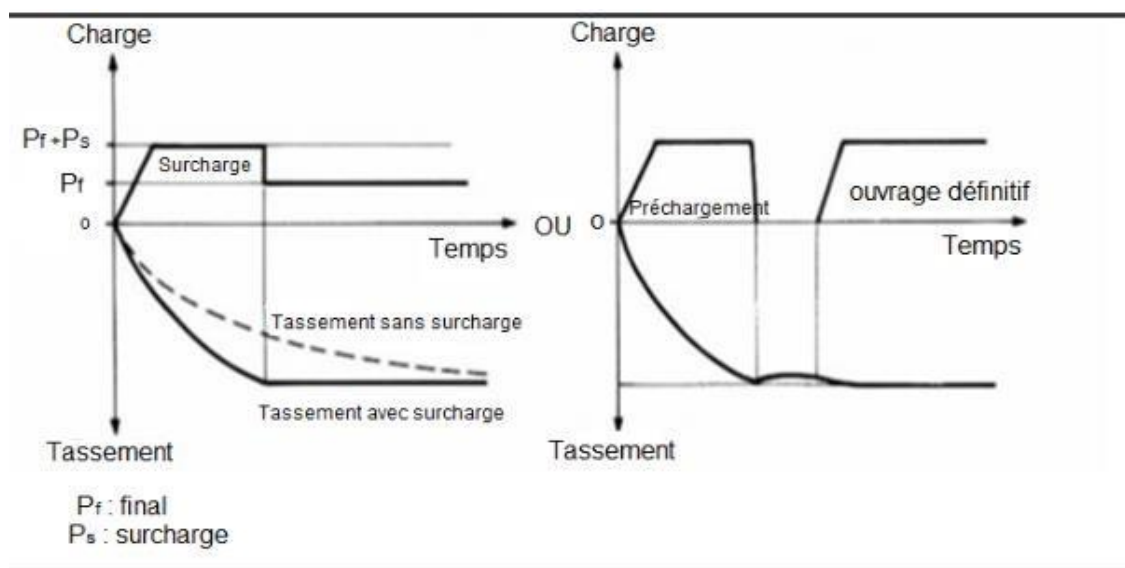


Figure II.6. Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

II.3.2.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone pré-chargée avec ou

sans la surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire.

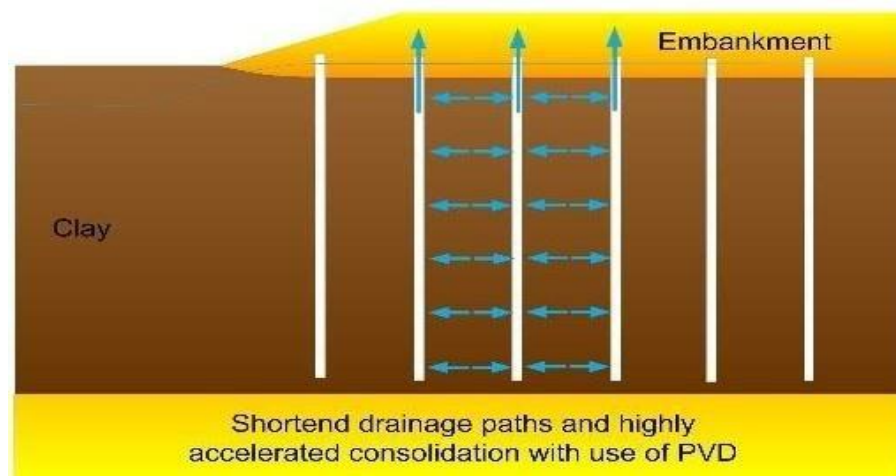


Figure II.7. Drains verticaux.

Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (voir Figure II.7). Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibro-fonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.

II.3.2.3. Drains préfabriqués

Les drains verticaux préfabriqués (DPV) sont formés de géo-composites figure (II-8), i.e. usuellement un géotextile autour d'un support en plastique, ils sont utilisés surtout pour la réhabilitation des terrains ou pour la stabilisation des sols mous, ils accélèrent le processus de consolidation en réduisant le temps requis pour la dissipation de la surpression interstitielle, ils sont installés verticalement jusqu'à des profondeurs qui peuvent excéder jusqu'à 65 mètres dans des sols fins et mous.

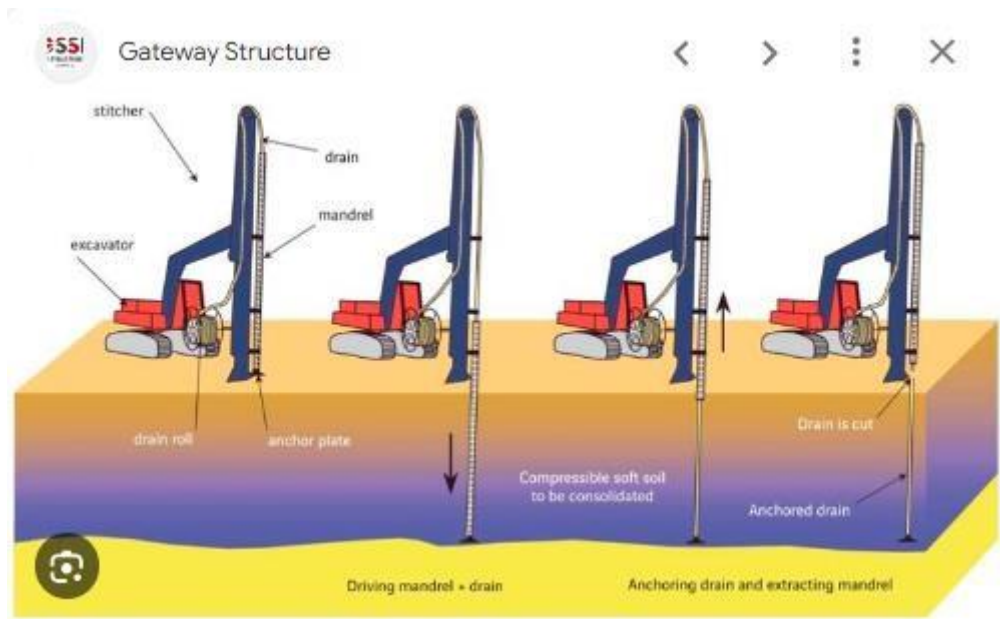


Figure II.8. Installation de drains verticaux préfabriqués (DVP).

Les méthodes hydromécaniques constituent un outil précieux pour stabiliser les sols instables et améliorer leurs propriétés géotechniques. Le choix de la méthode la plus adaptée dépend de plusieurs facteurs qu'il est important de prendre en compte pour assurer la réussite du projet.

II.3.3. Méthodes thermiques

Les méthodes thermiques de stabilisation des sols constituent un ensemble de techniques visant à améliorer les propriétés mécaniques d'un sol en agissant sur sa température. Elles sont employées dans le domaine du génie civil pour stabiliser les sols instables, notamment dans le cadre de la construction de routes, de fondations, de digues et de tunnels.

II.3.3.1. Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

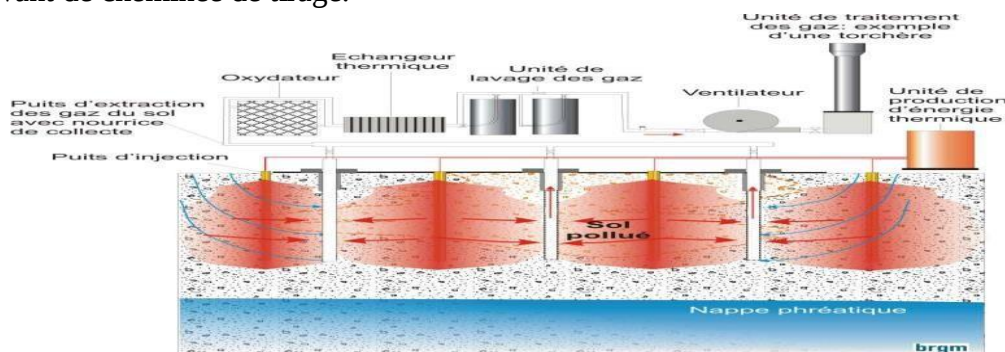


Figure II.9. Traitement de sol par Déshydratation.

II.3.3.2. Congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire (voir figure 22.1), employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue.



Figure II.10. Congélation de sol

La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé. Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.

II.3.3.3. Calcination

La calcination implique le chauffage du sol pour décomposer certains minéraux argileux et réduire leur capacité de rétention d'eau, augmentant ainsi la stabilité du sol. Des dispositifs de chauffage sont utilisés pour élever la température du sol à des niveaux suffisamment élevés pour provoquer des réactions chimiques dans les minéraux argileux.

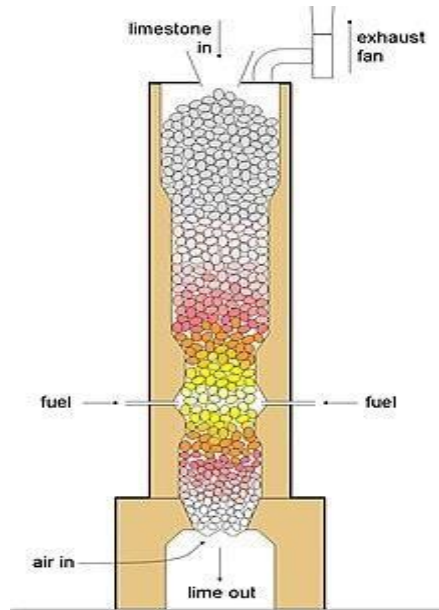


Figure II.11. Calcination des sols.

Les méthodes thermiques de stabilisation des sols sont particulièrement utiles pour des conditions spécifiques où les techniques mécaniques ou chimiques peuvent être moins efficaces. Elles permettent de traiter une variété de problèmes liés à la stabilité des sols, notamment dans les environnements difficiles ou pour des projets de construction complexes.

II.3.4. Méthodes chimiques

La stabilisation chimique par des solutions salines est une méthode de traitement des sols qui consiste à introduire des sels solubles dans le sol. Ces sels améliorent les propriétés mécaniques et chimiques du sol en augmentant sa cohésion et en réduisant sa sensibilité à l'eau. Les ions des sels interagissent avec les particules du sol, modifiant leur structure et leur comportement, ce qui conduit à une meilleure stabilité et à une moindre déformabilité du sol. Les stabilisants physico-chimiques incluent :

- Les liants organiques (goudrons, bitume, résine naturelle, polymère),
- Les liants hydrauliques (ciment, chaux, Les liants hydrauliques routiers (LHR), cendres volantes, pouzzolane.

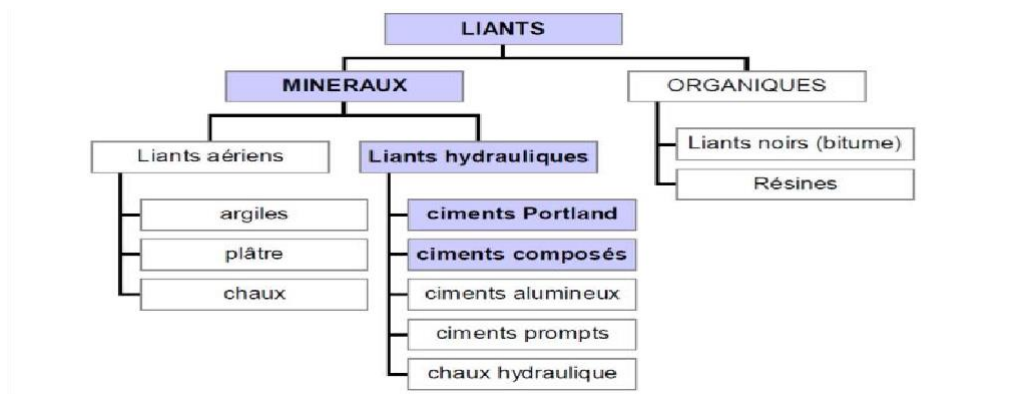


Figure II.12. Classification des liants.

Selon l'utilisation prévue (en couches de forme ou en remblais) ou en fonction du type de sol à stabiliser, il existe plusieurs types de traitements des sols qui ne diffèrent que par la nature du liant utilisé. On utilise presque exclusivement les traitements suivants:

- Le traitement à la chaux (selon la norme NF EN 495-1 et NFP98-101) dans le cas de sols fins destinés à une utilisation en remblai ou en couche de forme ;
- Le traitement au ciment (selon les normes NF EN 197-1) dans le cas de sol peu plastiques ou peu argileux destinés à une utilisation en remblais ou couches de forme ;
- Le traitement mixte à la chaux puis au ciment ou au liant hydraulique routier destiné à une utilisation en couches de forme [5].

II.3.4.1. Stabilisation par l'ajout de la chaux

La chaux est un produit généralement poudreux et de couleur blanc, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement la chaux est un matériau obtenu par la calcination du calcaire (carbonate de calcium, CaCO_3) qui se décompose en chaux vive (oxyde de calcium, CaO) et en dioxyde de carbone (CO_2). La chaux est utilisée dans divers domaines, notamment en géotechnique, pour la stabilisation des sols.

Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement. L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier. [6].

a. Différents types de chaux

Les trois grandes familles de chaux (chaux aérienne, chaux naturelles et chaux hydrauliques) se différencient par la composition de leur matière première, le calcaire, et leur manière de faire prise.

La chaux est obtenue par calcination d'un calcaire (celui-ci représente 20% de la couche terrestre), selon la nature du calcaire utilisé, la cuisson permet la fabrication de plusieurs types de chaux :

- ✓ chaux aérienne provenant d'un calcaire pur : fabriquées à base de calcaire pur, ces chaux font prise et durcissent au contact du gaz carbonique contenu dans l'air. Cette prise très longue limite le retrait et développe une faible résistance à long terme.
- ✓ chaux magnésienne provenant d'un mélange de calcaire et de carbonate de magnésium.
- ✓ chaux hydraulique provenant d'un calcaire argileux : sont des chaux recomposées avec différents liants. Elles suivent le même processus de prise, dans des proportions différentes liées au pourcentage des matériaux qui les composent. [6]

Les chaux utilisées en technique routière sont essentiellement les chaux aériennes. Elles se présentent sous deux formes :

- ✓ **Chaux vive:** C'est le premier produit de la cuisson de la pierre à chaux (calcaire). C'est un matériau très avide d'eau. La chaux vive en contact de l'eau produit des explosions et sa température peut dépasser 150° (réaction très exothermique).
- ✓ **Chaux éteinte:** Elle est obtenue par hydratation de la chaux vive. Cette opération qui permet le passage de la chaux vive à la chaux éteinte s'appelle Extinction. Elle s'accompagne d'une augmentation de volume du produit (foisonnement).

b. Facteurs influant stabilisation à la chaux.

- ✓ Type de sol: stabilisation à la chaux est utile pour la stabilisation des sols argileux, mais il n'est pas efficace pour les sols sableux.
- ✓ La quantité de chaux: La quantité de chaux nécessite une stabilisation varie entre 2 et 10% du sol.
- ✓ Différents types de chaux: La chaux vive est plus efficace, mais pour la sécurité et la commodité pour gérer la chaux hydratée est généralement utilisé [7].

c. Avantages de la stabilisation à la chaux.

- ✓ Augmenter la résistance,
- ✓ Augmenter la résistance à la compression ;
- ✓ Le sol devient plus réalisable.

d. Inconvénients de stabilisation à la chaux:

- ✓ La chaux est produite par la combustion de la pierre à chaux dans les fours, de sorte qu'il est nocif pour l'environnement.
- ✓ Il a besoin de plus frais pour la pierre de chaux vive.
- ✓ Il n'est pas efficace pour les sols sableux. Il y a pourcentage limité de la quantité de chaux nécessaire environ 2 à 10% du sol. [9]

II.3.4.2. Stabilisation par le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente généralement sous forme d'une poudre grise. Il sert à fabriquer du béton et du mortier : additionné d'eau, le ciment durcit pour former une masse solide, résistante et notamment sous l'eau (puisque'il s'agit d'un liant hydraulique). [6]. Le ciment est obtenu par le mélange homogène dans certaines proportions des constituants principaux et des constituants secondaires avec du sulfate de calcium. [5].



Figure II.13. Processus de fabrication de ciment.

a. Différents types de ciments, composition, désignation normalisés.

On distingue cinq types de ciments courants :

- CEM I Ciment Portland.
- CEM II Ciment Portland composé.
- CEM III Ciment de haut-fourneau.
- CEM IV Ciment pouzzolanique.
- CEM V Ciment composé.

Les ciments selon la norme NBN EN 197-1 doivent au moins être désignés par leur type, complété du nombre 32.5, 42.5 ou 52.5 qui désigne la classe de résistance. La classe de résistance à jeune âge est fixée par l'ajout de la lettre N ou R. [3].

b. Choix du ciment pour le traitement de sol.

Dans la gamme étendue disponible, le choix du type de ciment se fera sur différents critères:

- Temps de prise assez long, pour la mise en œuvre.
- Bonne résistance à moyen et long terme.
- Compatibilité avec le sol à traiter.
- Bon rapport qualité/prix.

En principe, toutes les classes de ciments peuvent convenir pour le traitement des sols. Les ciments les plus couramment utilisés dans ce domaine, sont les ciments de haut-fourneau

(CEM II) de classe de résistance 32,5 N ou 42,5 N. Les ciments à prise rapide (CEM I) ne sont pas recommandés. [3].

c. Facteurs influant sur le ciment du sol de stabilisation.

- **Type de sol:** la stabilisation du ciment peut être appliquée dans le sol fin ou granuleux, mais granulaire est préférable pour la stabilisation du ciment.
- **Quantité de ciment:** Une grande quantité de ciment est nécessaire pour la stabilisation du ciment.
- **Quantité d'eau:** eau adéquate est nécessaire pour la stabilisation.
- **Le mélange, le compactage et le durcissement:** Un mélange adéquat, le compactage et le durcissement est nécessaire pour la stabilisation du ciment. Adjuvants: Ciment a quelques adjuvants importants lui-même qui les aide à créer une bonne adhérence. Ces adjuvants paient un rôle vital en cas de réaction entre le ciment et l'eau. [7]

d. Avantages de ciment de stabilisation.

- IL est largement disponible.
- Le coût est relativement faible.
- Il est très durable.
- Ciment du sol est très résistant aux intempéries et forte.
- Sols granulaires avec des amendes suffisantes sont parfaitement adaptés pour la stabilisation du ciment car il nécessite moins de ciment.
- Ciment du sol réduit les caractéristiques de gonflement du sol.

II.3.4.3. Stabilisation par les fibres végétales

Les fibres végétales ont des structures fibrillaires (figure II.13). Ils sont composés de cellulose, hémicellulose et de lignine [5]. Les fibres végétales ont attiré beaucoup d'attention ces derniers temps, comme une alternative intéressante aux fibres classiques (amiante, verre, carbone et aramide). Pour certaines raisons ; à savoir, leur disponibilité, leur recyclabilité, leur faible coût et leur nature respectueuse de l'environnement. Et minimise de plus, elle n'entraîne aucune toxicité ; car elles possèdent certaines caractéristiques mécaniques qui les qualifient pour être renouvelables.

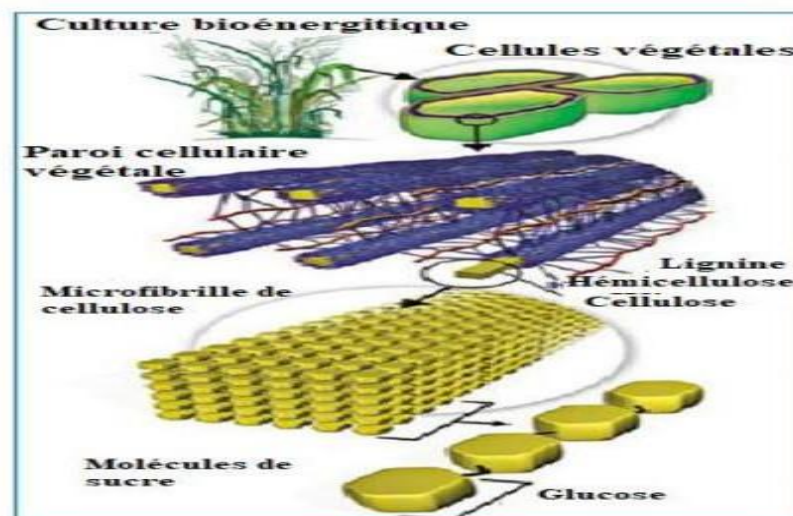


Figure. II.14. Structure et composition d'une paroi végétale [5].

a. Classification des fibres naturelles.

Ce sont des matières brutes qui sont obtenues à partir de sources animales, végétales ou minérales. La classification de ces matériaux est illustrée dans la figure II.14. [4] .

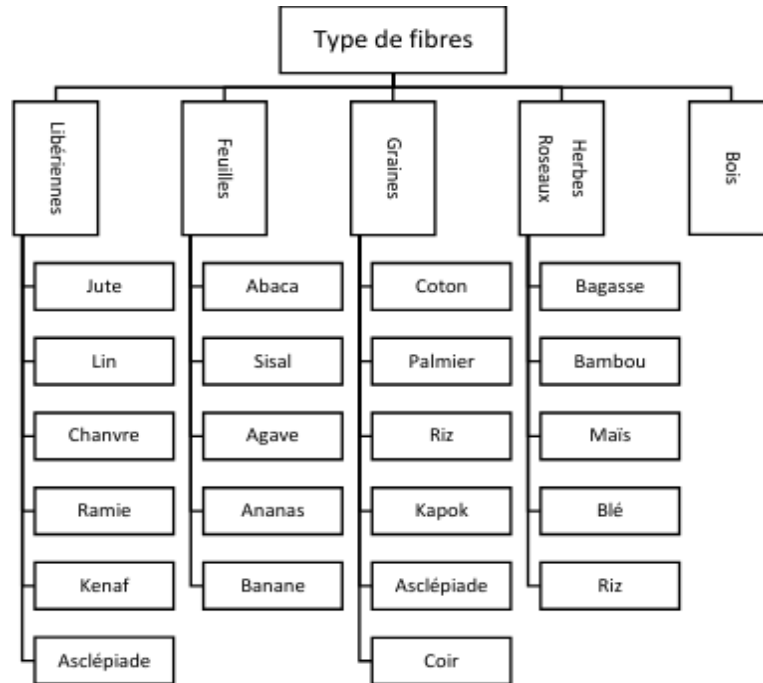


Figure .II.15. Classification des fibres naturelles.

b. Structure des fibres végétales.

La fibre végétale est un composite constitutif d'un renfort composé de différentes couches de cellulose particulièrement cristalline qui est recouvert d'une matrice polysaccharidique amorphe (hémicellulose et pectine). Le renfort et la matrice sont liés par la lignine qui agit comme un liant hydrogéné [6]. La figure 3 présenté la composition des fibres végétales. Elles sont constituées de parois superposées parallèles à l'axe de la fibre. La structure est formée par un canal nommé lumen qui gère le transport de l'eau et de la nourriture. Le diamètre du lumen peut varier selon le type de fibre. La paroi est composée de différentes couches : la lamelle médiane, la paroi primaire et la paroi secondaire qui est divisée en trois couches de microfibrilles (S1, S2, S3), la figure II.15 présente la structure de bois.

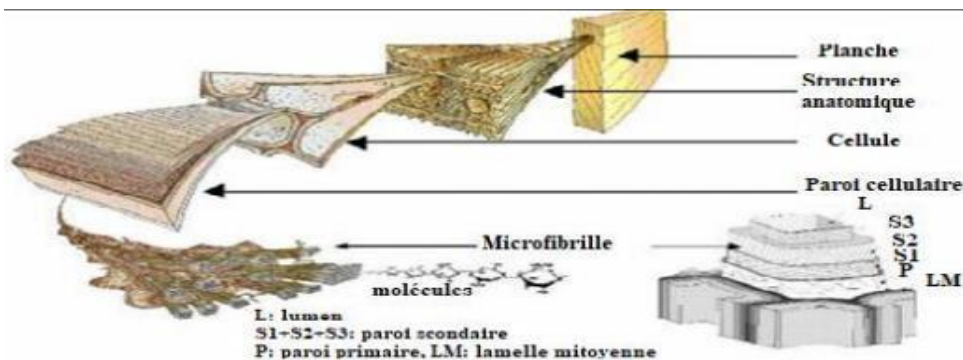


Figure.II.16. Structure du bois [6].

Les microfibrilles sont orientées dans l'espace selon des angles définis. L'orientation des microfibrilles selon l'axe de la cellule a une grande influence car elle affecte les propriétés mécaniques, compte tenu du module de Young qui diminue lorsque les angles des microfibrilles augmentent. Pour cette raison, MAF est l'un des indicateurs de force et de rigidité ; par conséquent, déterminer la qualité du bois [7].

c. Avantages et inconvénients des fibres végétales.

Les fibres végétales ont certains avantages qui pourraient être énumérés ci dessous :

- biodégradables,
- renouvelables,
- faible impact environnemental,
- Légère. D'autre part,

Les fibres végétales présentent des inconvénients que l'on pourrait citer comme suit :

- Hydrophile,
- Instabilité dimensionnelle,
- stockage difficile,
- La variabilité car leurs caractéristiques peuvent changer au sein d'une même espèce en fonction du climat, de la densité et même de l'âge de la plante [16].

d. Présentation des fibres végétales.



II.3.4.4. Stabilisation par les cendres

Les cendres sont des résidus principalement basiques de la combustion de diverses matières organiques et minérales, et par extension de produits tels que le charbon, le lignite, le coke ou de divers déchets brûlés dans les incinérateurs, en plein air ou dans les cheminées ou fours [12]. Ce sont des résidus solides de combustion ne comportant plus aucune part combustible [12]. Les cendres sont principalement composées de silice SiO_2 , de chaux CaO et dans une moindre proportion de phosphates P_2O_5 , d'alumine Al_2O_3 , de magnésie MgO et de sels alcalins et sont caractérisées par un pH basique et une teneur en azote faible [130]. Les compositions chimiques des cendres sont beaucoup plus influencées par le type de combustion du produit brûlé que par l'essence du bois. La différence dans les teneurs en imbrûlés provient de la qualité de la combustion [130].

a. Différents types de cendres

Les cendres se distinguent généralement en fonction du produit brûlé et du type de combustion. On peut distinguer :

- Les cendres de biomasse ;
- Les cendres ou résidus charbonneux issues des installations de gazéification ;
- Les mâchefers ;
- Les scories ;
- Les cendres sous foyer ;
- Les cendres des boues d'épuration ;
- Les cendres volantes ;
- Les cendres issues du chauffage au bois domestique ;
- Les cendres de charbon de bois.

b. Perspectives de valorisation de la biomasse dans le domaine de Génie Civil

La biomasse constitue l'une des plus anciennes sources d'énergie exploitées par l'humanité. Elle englobe l'ensemble des matières organiques d'origine végétale ou animale. Ce terme couvre un large éventail de ressources telles que le bois, les résidus issus des industries forestières, les déchets agricoles (comme la paille ou le lisier) ainsi que d'autres déchets organiques variés. Classée deuxième parmi les sources d'énergies renouvelables à l'échelle mondiale, la biomasse permet la production d'électricité et de chaleur par combustion de résidus organiques. Elle représente environ 10 % de l'énergie primaire mondiale, majoritairement utilisée dans des circuits non commerciaux. Pour près de 2,6 milliards de personnes, elle constitue la principale voire l'unique source d'énergie [22].

Dans le domaine du génie civil, la biomasse est de plus en plus reconnue comme une ressource durable et polyvalente, utilisée dans plusieurs applications :

Construction écologique : Afin de limiter l'impact environnemental lié à l'utilisation de matériaux conventionnels comme le béton ou l'acier, la biomasse permet de développer des matériaux de construction alternatifs tels que le bois lamellé-collé, les panneaux de fibres végétales, ou les composites biosourcés. Ces matériaux, renouvelables, contribuent à la réduction de l'empreinte carbone des ouvrages.

Génie hydraulique : Certaines espèces végétales aquatiques et les déchets organiques peuvent être intégrés dans des systèmes naturels de filtration des eaux usées ou pour stabiliser les berges à travers des zones tampons végétalisées. Ces solutions à base de biomasse sont écologiques et souvent plus économiques que les techniques classiques.

Production d'énergie : La biomasse est convertie en biocarburants, biogaz ou combustibles solides (comme les granulés de bois). Cette énergie peut alimenter les équipements de chantier, réduisant ainsi la consommation d'énergies fossiles et les émissions de gaz à effet de serre.

Contrôle de l'érosion et stabilisation des sols : Des produits dérivés de la biomasse, tels que les tapis de jute ou de coco, sont utilisés pour stabiliser les sols, prévenir l'érosion et favoriser la régénération végétale, notamment dans les zones de chantier ou de réhabilitation écologique.

Isolation thermique et acoustique : Des matériaux isolants comme la ouate de cellulose, issue de matières organiques recyclées, sont employés pour améliorer l'efficacité énergétique des bâtiments tout en assurant une isolation phonique satisfaisante.

* Biomasse issue des os de poulet

Bien que moins répandue que d'autres formes de biomasse, la valorisation des os de poulet ouvre plusieurs perspectives :

Production d'énergie : Par des procédés thermochimiques (comme la pyrolyse) ou biochimiques (digestion anaérobie), les os de poulet peuvent être transformés en biocarburant ou en biogaz. La pyrolyse permet notamment d'obtenir du biochar, un combustible solide à forte densité énergétique.

Utilisation agricole : La cendre issue de la combustion des os de poulet est une source naturelle de calcium et de phosphore, deux éléments essentiels à la fertilisation des sols. Cette valorisation contribue à la réduction de l'usage des engrais chimiques.

Applications dans les industries alimentaires et pharmaceutiques : Les os de poulet sont utilisés pour extraire de la gélatine, du collagène et du calcium. Ces produits sont ensuite intégrés à des aliments (bonbons, desserts) ou à des formulations pharmaceutiques et cosmétiques.

Matériaux de construction : La cendre d'os peut aussi entrer dans la formulation de matériaux de construction comme les briques ou certains types de béton, en raison de ses propriétés de renforcement et de stabilisation.

* Biomasse issue des os de vache

Les os de vache, quant à eux, présentent des usages comparables à ceux des os de poulet, avec des volumes potentiellement plus importants et des propriétés physico-chimiques légèrement différentes :

Énergie renouvelable : Grâce à des procédés comme la pyrolyse ou la gazéification, les os de vache peuvent produire des combustibles solides ou liquides. La digestion anaérobie peut également générer du biogaz pour la production de chaleur ou d'électricité.

Fertilisation : La cendre d'os bovins est une excellente source de nutriments tels que le calcium, le phosphore et le magnésium. Elle peut être utilisée comme fertilisant naturel pour enrichir les sols agricoles.

Industrie alimentaire et pharmaceutique : Les os bovins sont riches en collagène et en gélatine, largement utilisés dans les secteurs agroalimentaires (bonbons, soupes) ainsi que dans les domaines pharmaceutique et cosmétique (gélules, soins de la peau).

Matériaux de construction : Incorporée dans les formulations de béton ou de briques, la cendre d'os de vache peut améliorer les propriétés mécaniques et la durabilité des matériaux, agissant comme agent de renforcement ou de liant minéral.

II.4. Conclusion.

L'amélioration des sols médiocres est un levier essentiel pour la réussite des projets de génie civil. Le choix de la méthode dépend fortement des conditions du site et des exigences du projet. Si les méthodes classiques (compactage, stabilisation chimique) sont largement utilisées, les techniques innovantes telles que les fibres ou les géopolymères ouvrent de nouvelles perspectives pour des solutions durables, économiques et respectueuses de l'environnement.

CHAPITRE III :
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
UTILISES ET PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Caractéristiques des matériaux utilisés et protocole expérimental

III.1. Introduction

Indépendamment des objectifs d'une étude géotechnique, il est fondamental de commencer par l'identification des sols concernés. Cette étape initiale constitue la base des analyses géotechniques et permet de classer les matériaux rencontrés selon des critères appropriés. Cette classification repose sur l'étude des propriétés physico-chimiques et mécaniques des sols.

Ce chapitre expose les essais géotechniques effectués en laboratoire et précise la localisation géographique de la région d'**El Ratba**, la commune de **Hammam N'Bail** dans la wilaya de **Guelma**. L'étude a pour but de déterminer les propriétés physico-chimiques de l'argile de cette zone, de définir sa classification géotechnique et d'identifier les minéraux susceptibles de provoquer d'importantes variations de volume, à l'origine de divers désordres.

III.2. Matériaux utilisés

III.2.1. Sol argileux

III.2.1.1. Localisation du prélèvement

La région d'**El Ratba**, située à environ **36°25' N, 7°39' E**, s'étend sur des piémonts et collines argileuses culminant entre 200 et 300 m d'altitude. À proximité, la commune de **Hammam N'Bail**, s'étend sur 164 km², avec des reliefs montagneux entre 1 200 et 1 300 m (Ras El Alia, Kef Zouara); elle est le siège de sources thermales comme la « Guelta Zarga » et d'autres eaux sulfureuses utilisées pour leurs vertus thérapeutiques.

Le climat y est méditerranéen semi-humide, avec 600 à 700 mm/an de précipitations et des températures moyennes annuelles autour de 16–17 °C ; la neige est possible en altitude. L'hydrographie locale comprend des oueds saisonniers (notamment Oued Bouchegouf), créant de larges plaines alluviales sujettes à une humidité fluctuante.

Géologiquement, ces zones appartiennent au bassin sédimentaire de Guelma, caractérisé par un réseau de failles normales actives (Bouchegouf, Hammam N'Bail, HD-Roknia) accompagnées de dépôts quaternaires et de travertins liés à l'activité géothermale. Le sous-sol est constitué d'argiles à plasticité moyenne à élevée, entraînant un gonflement important et des retraits saisonniers, de marnes et alluvions fines dans les fonds de vallées, sensibles aux variations d'humidité et de travertins thermaux qui témoignent d'une perméabilité et structure fracturée induite par la tectonique.

Les cycles pluie-séchage et les variations thermales favorisent des mouvements différentiels, ainsi que des phénomènes de retrait-gonflement, glissements locaux sur pentes argileuses, et parfois la formation de vides dans les travertins, ce qui relève d'un risque géotechnique élevé. L'activité sismique (failles normales) ajoute une contrainte supplémentaire, car les pressions et fissuration peuvent moduler la stabilité des sols.

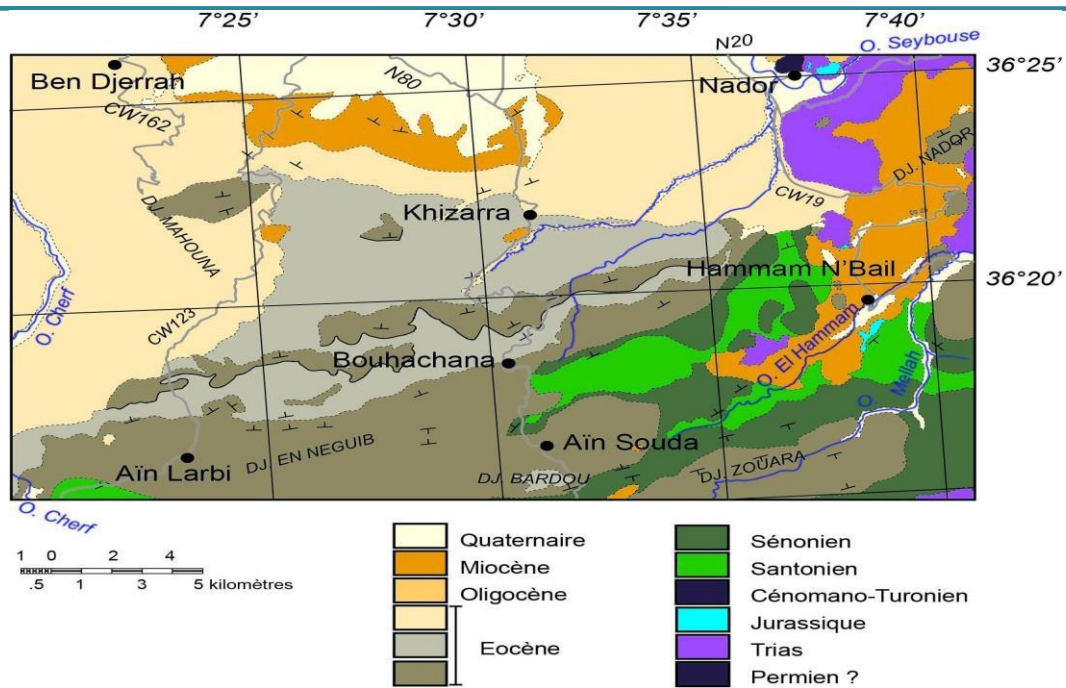


Figure III.1. Carte géologique simplifiée de la région de Hammam N'Bail et ses environs (wilaya de Guelma)

III.2.2. L'Os de vache

Voici une définition scientifique précise et des éléments valorisants pour l'os de vache, à intégrer dans un article scientifique :

L'os de vache est un matériau organo-minéral naturel issu du squelette des vache et des bovins (*Bos taurus*). Il est principalement constitué d'une matrice minérale (~65–70 % en masse) composée essentiellement d'hydroxyapatite cristalline, et d'une fraction organique riche en collagène et en protéines associées. Sa composition chimique typique comprend des éléments majeurs tels que le calcium, le phosphore et le magnésium, ainsi que des oligo-éléments.

Les os de vache représentent un déchet abondant généré par les chaînes d'abattage et l'industrie de transformation de la viande. Leur valorisation permet de réduire la charge environnementale des abattoirs et d'encourager une économie circulaire. Parmi les principales voies de valorisation.

- La production mondiale de déchets osseux issus des bovins (y compris les os de vache) est estimée à plus de 7 millions de tonnes par an (2020).
- En Algérie, les abattoirs génèrent chaque année entre 20 000 et 30 000 tonnes d'os de bovins, dont une proportion importante demeure non valorisée et est généralement éliminée par mise en décharge ou incinération. À l'échelle des abattoirs, les os représentent environ 10 à 15 % du poids vif des bovins abattus.

L'os de vache est composé principalement de phosphate de calcium (hydroxyapatite), avec une présence notable de collagène. Une fois broyé ou calciné, il peut avoir des propriétés pouzzolaniques ou liantes selon les conditions de traitement. Ces caractéristiques peuvent améliorer la cohésion et la résistance des sols, en modifiant leur structure.



Figure III.2. L'os de vache.

III.2.3. Cendre d'os de vache

La cendre d'os de vache est une poudre fine de couleur blanche à grisâtre, obtenue par calcination des os à haute température ($\geq 600^\circ\text{C}$). Elle est principalement composée de phosphate de calcium (70 à 85 %), avec des teneurs variables en oxyde de calcium, oxyde de magnésium, et de faibles traces de silice et d'alumine. Sa structure minérale est dominée par l'hydroxyapatite, un composé connu pour sa stabilité et sa réactivité. De nature basique (pH entre 9 et 12), cette cendre peut interagir favorablement avec les sols argileux en réduisant leur plasticité et en augmentant leur résistance mécanique. Grâce à sa surface spécifique élevée et sa bonne disponibilité, elle constitue un liant alternatif écologique et économique pour la stabilisation des sols.



Figure III.3. Cendre d'os de vache.

Ce tableau présente les principaux composants chimiques de la cendre issue de la biomasse d'os de vache, ainsi que leur teneur approximative en pourcentage. Cette cendre se caractérise par une composition essentiellement minérale, dominée par le phosphate de calcium (70–85 %) et l'oxyde de calcium (6–15 %). En géotechnique, elle contribue à améliorer la compacité des sols et à limiter les déformations différentielles lorsqu'elle est incorporée aux matériaux fins (CaO), grâce à sa réactivité, favorise les réactions pouzzolaniques avec les argiles riches en silice et alumine, conduisant à la formation de gels cimentaires (C-S-H, C-A-H) qui renforcent la cohésion et la résistance mécanique des sols. L'oxyde de magnésium (MgO), bien que présent en moindre proportion, complète cet effet stabilisant. Le (SiO_2) et

(Al_2O_3) interagissent avec les oxydes de calcium et de magnésium pour former des composés hydrauliques, contribuant à la stabilisation globale des sols traités

Tableau III.1. Propriétés chimique de cendre d'os de vache

Composant chimique	Formule	Teneur approximative (%)
Phosphate de calcium	$\text{Ca}_{10}(\text{PO}_4)_6(\text{OH})_2$	70 – 85
Oxyde de calcium	CaO	6 – 15
Oxyde de magnésium	MgO	1 – 3
Dioxyde de silicium	SiO_2	1 – 2
Oxyde d'aluminium	Al_2O_3	< 1
Oxyde de potassium	K_2O	< 1
Perte au feu (matière organique résiduelle)	/	5 – 8
pH du mélange dans l'eau	/	9 – 12

III.3. Identification et classification des matériaux utilisés.

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés « **essais d'identification** ». L'identification géotechnique telle qu'elle est pratiquée actuellement dans les laboratoires de Géotechnique ou routiers algériens s'effectue selon des modes opératoires établies par la norme française. Notre travail expérimental consiste à effectuer une campagne d'essais pour déterminer un bon nombre de paramètres et d'indices permettant l'identification l'argile de la région d'**El Ratba**, la commune de **Hamam N'Bail, Wilaya de Guelma**. Ces essais comprennent :

1. Caractérisation chimique:
 - Essai au bleu de méthylène
 - Analyse chimique de déchet,
2. Caractérisation physique:
 - Analyses granulométriques.
 - Tamisage à sec.
 - Par voie humide (la sédimentation).
 - Limites d'Atterberg
3. Caractérisation mécanique:
 - Essai Proctor Normal.
 - Essai CBR immédiat et immersion.
 - Essai de compressibilité à l'oedomètre.
 - Essai de cisaillement direct.

III.3.1. Caractérisation chimique.

III.3.1.1. Essai au bleu de méthylène (VBS) NF P 94 068.

L'essai au bleu de méthylène est utilisé pour évaluer l'activité argileuse d'un sol. Il consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour former une couche mono moléculaire à la surface des particules du matériau en suspension dans l'eau. Ce paramètre, appelé valeur au bleu de méthylène (**VBS**), correspond à la masse de bleu de méthylène, exprimée en grammes, adsorbée par 100 g de fines. La VBS intervient dans la classification GTR (2000) pour caractériser les sols fins et distinguer leurs différentes familles. Cet essai fournit ainsi une estimation globale de la teneur et de l'activité de la fraction argileuse du sol.

La valeur de bleu est : $V_B = \frac{\text{Volume en cm}^3 \text{ de solution}}{\text{Poids sec de la prise}}$

Les équipements utilisés pour l'essai au bleu de méthylène sont illustrés sur la figure III.3.



Figure III.4. Les équipements utilisés pour l'essai au bleu de méthylène.

Le test est dit **positif** si dans la zone humide apparente autour du dépôt central, une auréole bleu clair persistant). Effectuer des tests à la tâche, chaque minute pendant 5min.

- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : **le test est négatif**,
- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu ; le test est positif.

La valeur au bleu de méthylène est exprimée en (gr) de bleu un fraction 0/2 mm, Le tableau suivant donne la classification du sol selon les résultats trouvés par l'essai au bleu de méthylène, en effet il peut déterminer l'argilosité du sol. La détermination de la surface spécifique des fines a été calculée par la relation de Gaillabaud et Cinot [12]. Cette relation relie la surface spécifique à la valeur au bleu de méthylène selon l'équation : $S_{st} = 21 \times V_B$ ($0,2\mu m$).

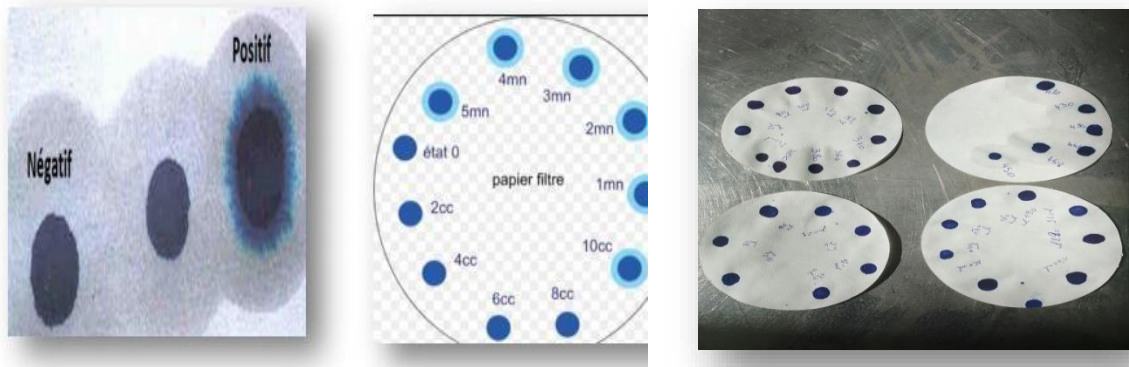


Figure III.5. Essai au bleu de méthylène.

Tableau III.2. Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène.

Valeur de bleu de méthylène (VBS)	Catégorie de sol
$BS < 0,1$	Sol insensible à l'eau
$0,2 \leq VBS < 1,5$	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq VBS < 2,5$	Sol sablo argileux, peu plastiques
$2,5 \leq VBS < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq VBS < 8$	Sol argileux
$VBS > 8$	Sol très argileux

➤ Interprétation des résultats :

Tableau III.3. Résultats de l'essai au bleu de méthylène et surface spécifique totale.

Paramètres				
Sols	Volume de bleu (mL)	Masse de sol (g)	VBS	S_{st}
Argile	270	30	9	189

On remarque que le degré d'argilosité exprimé par la valeur de VBS de l'argile naturelle est de 9. D'après le Guide des Terrassements Routiers GTR :

VBS > 8 → Sol très argileux

III.3.2. caractérisation physique.

III.3.2.1. La masse volumique absolue de l'argile (NF XP P 94-054).

La masse volumique absolue des sédiments (ρ_s) correspond à la masse par unité de volume des grains constituant le granulat, en excluant les vides internes aux grains ainsi que les espaces entre eux. Il convient de ne pas la confondre avec la masse volumique apparente

(ρ), qui désigne la masse du matériau rapportée au volume total qu'il occupe, ce volume incluant à la fois les grains solides et les vides intergranulaires.

$$\rho_{abs} = \frac{M_s}{V_1 - V_2}$$

Telque : V_1 : volume d'eau (cm^3);

V_2 : volume d'eau après ajout le sol (cm^3);

ρ_{abs} : la masse volumique absolu (g/cm^3); M_s : la masse de sol (g);



Figure III.6. Masse volumique absolue, méthode des éprouvettes.

➤ **Présentation des résultats.**

Tableau III.4. Résultats de la masse volumique.

N° d'essai	$\rho_{abs}(\text{g}/\text{cm}^3)$	$\rho_{absmoy}(\text{g}/\text{cm}^3)$
1	2,17	2,17
2	2,20	
3	2,14	

III.3.2.2. La masse volumique absolue de la cendre d'os de vache : (NF XP P 94-054)

La masse volumique absolue des sédiments, (ρ_s), est la masse par unité de volume des sédiments qui constituent le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains. Il ne faut pas confondre la masse volumique absolue (ρ_s), avec la masse volumique apparente (ρ), qui est la masse du matériau par unité de volume, celui-ci intégrant à la fois les grains et les vides. La masse volumique absolue est mesurée à l'aide de densimètre le Chatelier en utilisant l'Alcool 70% comme solution inerte. La masse volumique absolue est mesurée avec l'équipement illustré dans la Figure III.9, en utilisant la formule suivante :

$$\text{Masse volumique absolue} = \frac{M_1}{V_2 - V_1}$$

M_1 : Masse de l'échantillon de cendre d'os de vache ;

V1 : Volume initial de l'Alcool 70% ;

V2 : Volume après l'introduction de l'échantillon de déchet

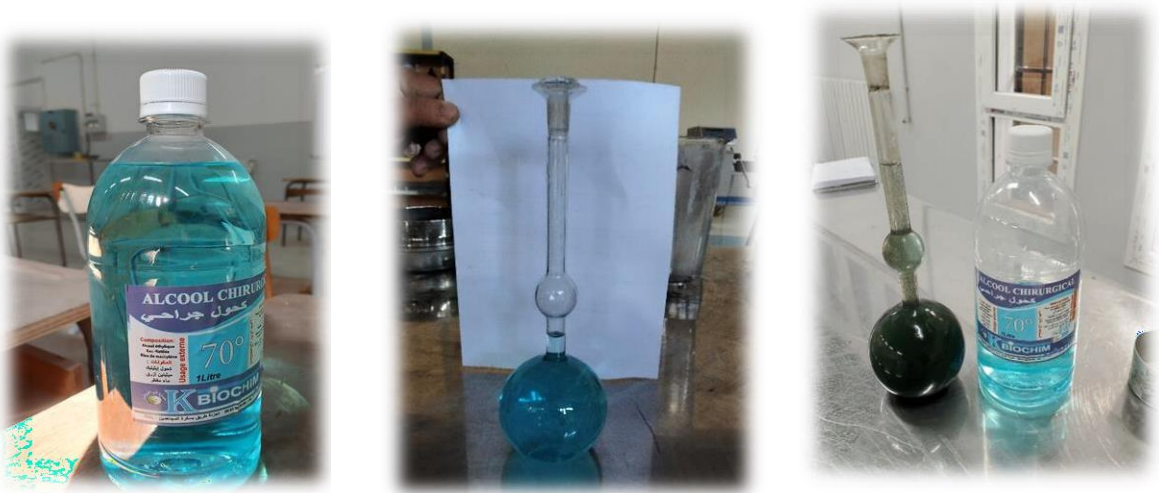


Figure III.7. Essai de la masse volumique absolue.

Les mesures expérimentales des masses volumiques absolues des déchets sont comme suit :

Tableau III.5. Masse volumique absolue des déchets

Paramètre	Cendre d'os de vache
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2.54

III.3.2.3. Granulométrie par diffraction laser pour la cendre d'os de vache

Une méthode utilisée pour mesurer des objets d'une taille comprise entre 100 nm et 1000 μm . De plus, elle détermine la distribution granulométrique des matériaux granulaires en poudre. Le principe de mesure des diffractions laser s'exprime comme suit:

Pour appliquer ce processus, l'échantillon doit être placé dans un passeur d'échantillons. Pour s'assurer que l'échantillon circule à travers la lentille de la taille des particules, le passeur d'échantillons doit être fourni avec un agitateur et une pompe. Pendant la mesure, deux faisceaux laser mesurent l'intensité du rayonnement reçu par les deux bancs de capteurs et modélisent le signal mesuré par le capteur. Par l'adaptation des signaux théoriques au signal de mesure, on obtient la distribution granulométrique. Cela reflète la distribution en volume de la taille des particules grâce à l'utilisation d'appareil de type MASTERSIZER 2000 (2 mm à 0,2 μm)



Figure III.8. Appareil d'analyse granulométrique. Mastersizer 2000 Malvern.

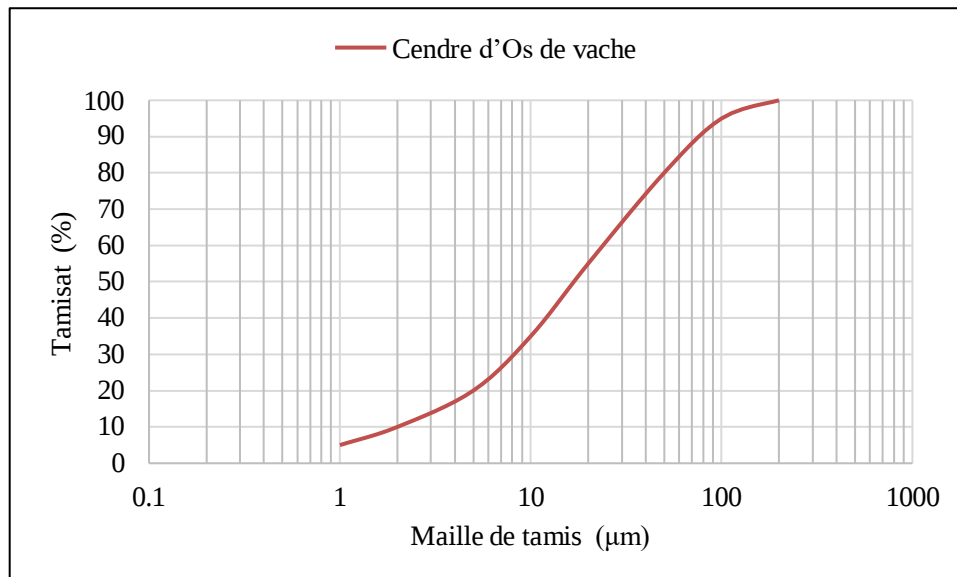


Figure III.9. Courbe granulométrique par diffraction laser pour la cendre d'os de vache.

III.3.2.4. Teneur en eau naturelle $\omega(\%)$ (NF P 94 050).

Pour déterminer la teneur en eau pondérale des matériaux, on établit le rapport entre la quantité d'eau présente dans le sol et la masse de ses éléments solides et secs. Cette masse sèche est mesurée après un processus de dessiccation réalisé dans une étuve à une température comprise entre 105°C et 110°C, la masse des vides étant alors considérée comme insignifiante. La teneur en eau est un indicateur crucial : elle renseigne sur l'état d'humidité du matériau et joue un rôle direct dans son appréciation pour des applications en génie routier. En termes de pourcentage, elle se définit comme le rapport de la masse du matériau humide sur sa masse sèche.

$$\omega\% = \frac{W_{\omega}}{W_s}$$



Figure. III.10. Equipements utilisés pour l'essai de teneur en eau.

➤ **Présentation des résultats**

Tableau III.6. La Teneur en eau initial

	Essai
Sol humide (g)	146.9
Sol sèche(g)	116.8
Poids d'eau (g)	30.1
Teneur en eau (%) $\omega = \frac{w_w}{w_s}$	25.77
Teneur en eau Moyenne %	25.77%

La courbe granulométrique par tamisage montre que plus de 99.754% des passants ont un diamètre inférieur à 0,08mm. Cela montre que le sol est fin et il nécessite un essai complémentaire (sédimentation) pour connaître la répartition des tailles des particules pour cette fraction de sol.

III.3.2.5. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) et sédimentométrie (NF P 94-057).

L'essai granulométrique est une manipulation de laboratoire qui permet de classer les grains d'un sol en fonction de la taille des grains. Pour cela on utilise des tamis, de tailles de mailles différentes, empilés. Celui qui a la maille la plus grande est au-dessus. Une quantité de sol est mise en partie supérieure.

Les grains passent à travers les mailles et sont arrêtés par une maille plus petite que leur taille. La quantité passée s'appelle "**tamisât**". La quantité retenue s'appelle "**refus**". Les résultats de l'analyse granulométrique sont donnés sous forme d'un tableau puis sous forme d'une courbe dite courbe granulométrique et construite sur un graphique. Les résultats du processus de tamisage de notre argile sont présentés à la fois sous forme d'un tableau III.7 et graphique présenté dans la figure III.14.



Figure III.11. L'analyse granulométrique par tamisage.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie est employée pour étudier la distribution des tailles de grains plus petits ($D \leq 80\mu\text{m}$), parce que des interactions moléculaires entre ces sédiments et le tamis empêchent l'utilisation de ce dernier, est réalisé conformément à la norme NF P94-057. Le principe est basé sur la loi de Stokes.



Figure III.12. L'analyse granulométrique par sédimentométrie.

Les résultats de l'analyse sont reportés sur un diagramme semi-logarithmique ou l'on porte:

- Les diamètres des particules en abscisse (graduation logarithmique).
- Les pourcentages en poids des tamisages cumulés en ordonnée.

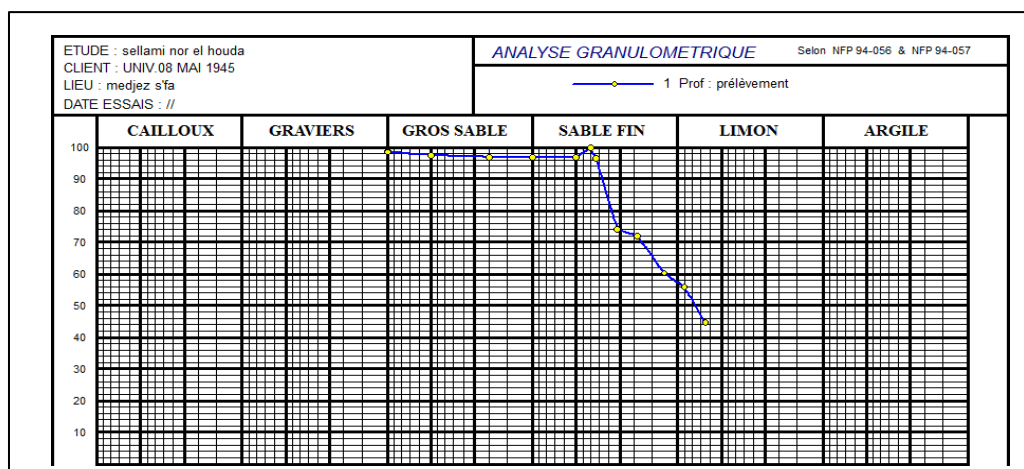


Figure III.13. Courbe granulométrique par tamisage et sédimentation de l'argile.

La courbe granulométrique de l'argile d'El Ratba, la commune de Hammam N'Bail montre que le pourcentage des fines inférieures à 80µm est de 99.75% .

III.3.2.6. Les limites d'Atterberg (NF P 94-051).

La consistance d'un sol peut varier considérablement en fonction de la quantité d'eau interstitielle présente dans ses pores et de l'épaisseur des couches d'eau adsorbées qui entourent ses grains. Les **limites d'Atterberg** sont des valeurs physiques conventionnelles qui délimitent les seuils de transition entre les différents états de consistance d'un sol : elles correspondent aux teneurs en eau exprimées en pourcentage (%) du poids du sol sec au moment de ces transitions. Elles définissent notamment :

- la **limite de liquidité (WL)**, qui marque le passage de l'état liquide à l'état plastique ;
- la **limite de plasticité (WP)**, qui marque le passage de l'état plastique à l'état solide ;
- la **limite de retrait (WS)**, qui correspond à la transition entre l'état solide avec retrait et l'état solide sans retrait.

La différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité définit l'**indice de plasticité (IP)**, qui représente l'étendue du domaine plastique d'un sol. Cet indice revêt une grande importance en géotechnique, car il renseigne sur la sensibilité du sol aux variations de sa teneur en eau. Les limites W_L , W_P et W_S sont déterminées en laboratoire sur la fraction fine du sol (mortier) passant au tamis de 0,40 mm d'ouverture. Les méthodes utilisées comprennent la coupelle de Casagrande, le cône de pénétration, le rouleau pour la plasticité, ainsi que l'appareil de retrait.

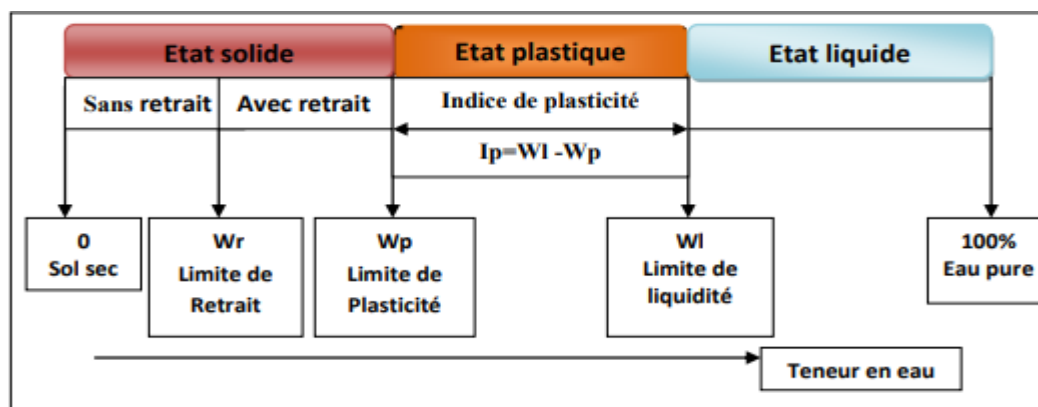


Figure III.14. Schémas des états de consistance des sols fins (limites d'Atterberg).

➤ Détermination de ω_L (NF P 94-051).

Appareil de Casagrande, il est constitué d'une coupelle normalisée (coupelle lisse pour la majorité des essais et coupelle rugueuse pour les échantillons sableux qui ont tendance à glisser sur la surface de la coupelle lors de chaque choc), montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois dur. L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10 mm sur le socle, chaque choc entraînant la fermeture

progressive de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectuée à l'aide de l'outil à rainurer. La Teneur en eau pour laquelle une entaille est refermée sur 10mm après 25 coups.



Figure III.15. Appareil de Casagrande.

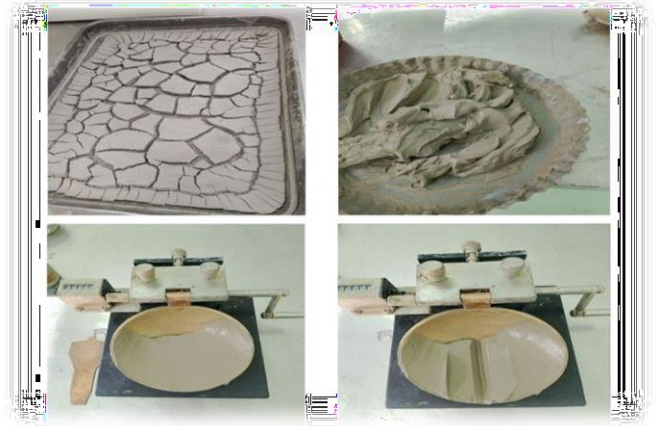


Figure III.16. Mode opératoire pour ω_l (Casagrande).

➤ Présentation des résultats.

Les résultats de l'essai sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Résultats de la limite de liquidité.

Nombre de coups	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Poids tare (g)	ω (%)
19	16.1	14	10.6	61
22	16.6	14.4	10.7	59
25	13.9	12.5	10	56
29	18	15.8	11.7	53

Les résultats du tableau sont présentés sous forme de graphe dans la figure suivante :

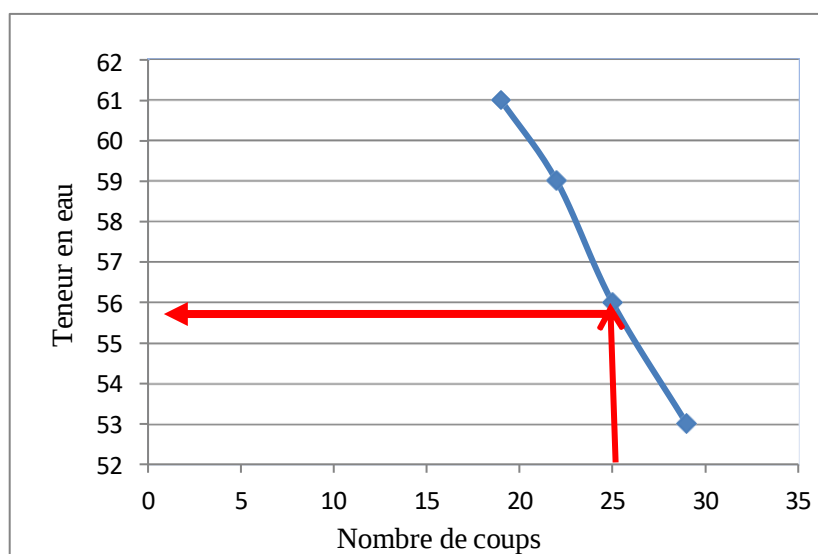


Figure III.17. Détermination de la limite de liquidité

La limite de liquidité est la teneur qui correspond à un nombre de 25 coups, donc : $\omega_l = 56\%$

➤ La détermination ω_p .

La limite de plasticité est la teneur en eau correspondant à une limite arbitraire entre les états plastique et semi-solide de la consistance d'un sol. Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise en petits tronçons de 10 à 20mm de long au sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en général trois essais pour déterminer cette limite.

Figure III.18. Appareillage nécessaire pour déterminer W_p .

➤ Présentation des résultats.

Tableau III.8. Résultats de la détermination de la limite de plasticité.

N° essai	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Poids tare (g)	ω_p (%)
01	12.80	12.10	10.00	33.33
02	12.28	11.70	09.90	32.22
03	13.40	12.70	10.50	31.82
				$\omega_{moy}=32.45\%$

La détermination des limites d'Atterberg permet de calculer les paramètres :

- **Indice de plasticité I_p** : Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité. $I_p = \omega_L - \omega_p$.

Donc ; $I_p = 56 - 32,45 = 23,55\% > 17$ ➡ donc notre sol est une argile.

Tableau III.9. Type de sol en fonction de I_p .

Indice de plasticité (%)	Type de sol
$I_p < 1\%$	Pulvérulent
$1\% < I_p < 7\%$	Sable argileux
$7\% < I_p < 17\%$	Argile sableuse
$I_p > 17\%$	Argile

- **Indice de consistance I_c :** Cet indice prend la teneur en eau W du sol à l'état naturel pour la fraction inférieure à 0.4mm.

$$I_c = \frac{\omega_l - \omega_{nat}}{I_p}$$

Tableau III.10. Type de sol en fonction de I_c .

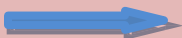
Indice de consistance	Consistance du sol
$I_c \leq 0$	Liquide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c = 1$	Solide plastique
$I_c > 1$ Solide ou semi solide	Solide ou semi solide

Pour notre argile : $I_c = \frac{56 - 24,40}{23,55} = 1,34\%$  **Argile solide ou semi solide**

- **L'indice de liquidité « I_L » :** $I_L = \frac{\omega - \omega_p}{I_p}$

Tableau III.11. Type de sol en fonction de I_L .

Indice de liquidité	Consistance du sol
$I_L < 0$	Très dure
$0 < I_L \leq 1$	Dure à très plastique
$I_L > 1$ Fluide	Fluide

$I_L = 1 - I_c = -0.34$  **Argile très dure**

III.3.3. Classification de notre sol selon USCS

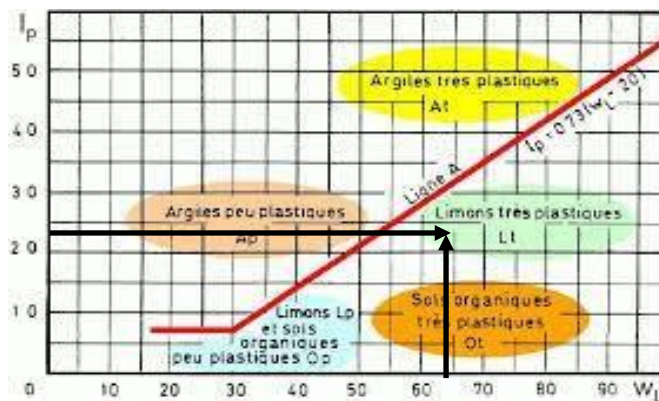
A partir des caractéristiques déterminées précédemment, le tableau suivant donne la classification de notre argile selon les deux systèmes : GTR et USCS.

- **Classification du sol selon le G.T.R (Guide des terrassements routier), Norme NF-P11 300.**
- ✓ $D_{max} = 5\text{mm} < 50\text{ mm}$,
 - ✓ Tamisât à $80\mu\text{m} = 0.08\text{ mm} = 95.75\% > 35\%$, sol fin classe A

- ✓ Valeur de l'indice de plasticité $I_p = 23,55\% > 17\%$,
- ✓ La valeur de bleu de méthylène ($VBS = 12,66 > 8$ sous classe A4 Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques.
- ✓ L'indice de consistance $0,8 < IC = 0000 < 1$ sous classe **A3h**

➤ **Classification U.S.C.S (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande.**

La Classification L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification U.S.C.S ; La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après. Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité. % fine ($< 0,08 \text{ mm}$) = $99,75\% > 50\%$ sol fin.



➤ $I_p = 23,55\%$

➤ $\omega_L = 56\%$

Classification:

Limon très plastique

Figure III.19. Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C.).

III.3.4. Essais mécanique

III.3.4.1. Essai Proctor normal (NF P 94-093)

L'essai Proctor a pour objectif de déterminer la teneur en eau optimale d'un sol de remblai, dans des conditions de compactage données, permettant d'obtenir le compactage maximal, c'est-à-dire la densité sèche la plus élevée ou la capacité portante maximale. Cet essai consiste à humidifier le sol à différentes teneurs en eau, puis à le compacter dans un moule normalisé (dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau ci-après) à l'aide d'une dame standardisée, selon un protocole bien défini. Pour chaque teneur en eau testée, on mesure la masse volumique sèche du matériau (ω_{opt} ; γ_{dopt}). L'opération est répétée en faisant varier la teneur en eau (par exemple : 10 %, 12 %, 14 %, 16 %, 18 %, 20 %), tandis que l'énergie de compactage reste constante (3×25 coups). On trace alors la courbe reliant la masse volumique sèche à la teneur en eau, qui présente un maximum correspondant à la teneur en eau optimale en abscisse et à la densité sèche maximale en ordonnée. La figure III.21 illustre les principales étapes de l'essai Proctor.

Tableau III.12.Appareillage Proctor normal

Caractéristiques de l'essai	Proctor normal
Masse de la dame (g)	2490
Diamètre du mouton (mm)	51
Hauteur de chute (mm)	305
Nombre de couches	3
Nombre de coups/couche	25
Volume éprouvette (cm ³)	931.05

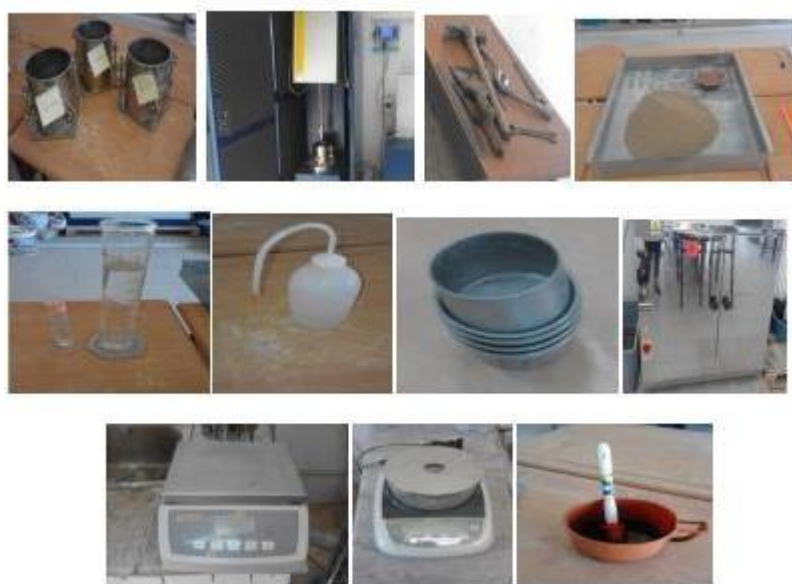


Figure III.20. Matériels de l'essai Proctor.

Le mode opératoire de l'essai Proctor est réalisé selon les étapes suivantes :

- On prend 2,5 kg de sol préalablement préparé qu'on verse dans un bac ;
- On ajoute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du sol utilisé. A l'aide de la truelle on malaxe bien le sol,
- On remplit le moule Proctor normalisé en trois couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la dame Proctor normal par 25 coups et en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On procède de la même manière après la mise en place de la 2^{ème} et 3^{ème} couche.

La figure III.13 résume les principales étapes de l'essai Proctor.

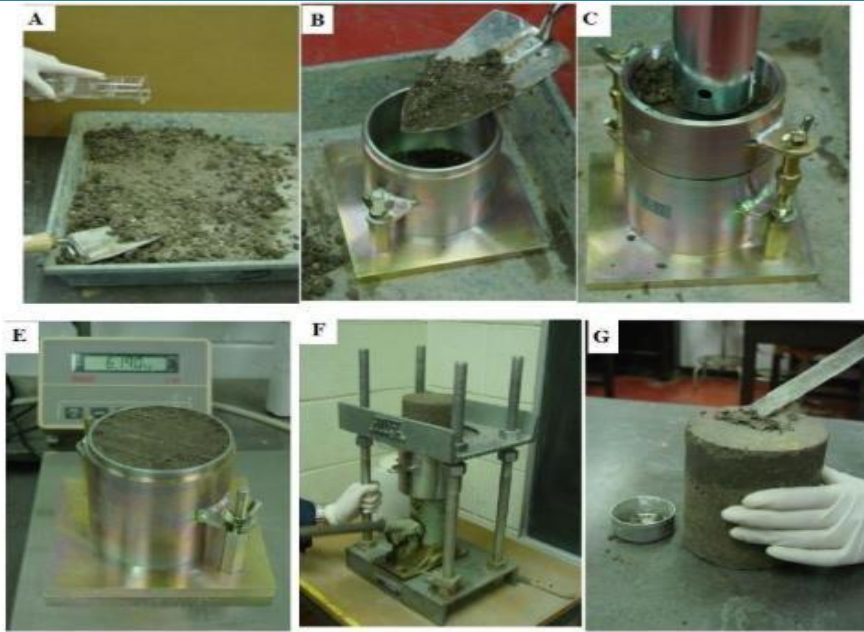


Figure III.21. Les principales étapes de l'essai Proctor

➤ **Présentation des résultats.**

Une fois l'essai est effectué on exploite les résultats:

Tableau III.13. Les résultats des paramètres de l'essai Proctor normal pour sol naturel.

Sol naturel						
Pourcentage d'eau %	16	18	20	22	24	26
Masse volumique sèche γ_d (T/m ³)	1,51	1,57	1,60	1,57	1,54	1,46
Teneur en eau (%)	17	20	24	27	28	30

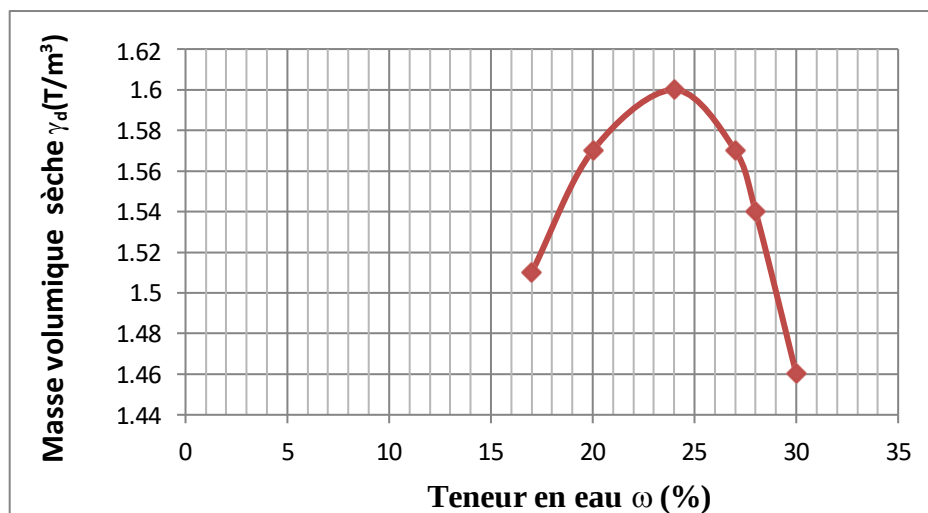


Figure III.22. Courbe Proctor pour l'argile naturelle.

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau. De cette courbe, on déduit Les paramètres de la courbe Proctor :

Tableau III.14. Paramètres de la courbe Proctor.

$\omega_{opt}(\%)$	$\gamma_{dmax}(t/m^3)$
24	1,60

III.3.4.2. Essai de CBR (California Bearing Ratio test) Norme NF P 94-078.

En association avec l'essai Proctor Normale, des mesures de poinçonnement sur les éprouvettes compactées sont réalisées afin d'estimer l'indice de portance immédiat (IPI). Ce paramètre permet d'évaluer l'aptitude d'un matériau à supporter directement sur sa surface la circulation des engins de chantier. Par convention, l'IPI est la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$\frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (enkN)}}{13.35} \times 100$$

$$\frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (enkN)}}{19.93} \times 100$$

$$I_{CBR} = \max (I_{CBR 2,5} ; I_{CBR 5})$$

Tableau III.15. Classement de sol en fonction de l'indice CBR.

Classes de portance	CBR [%]
S ₀ portance très faible	CBR < 3
S ₁ portance faible	3 < CBR < 6
S ₂ portance moyenne	6 < CBR < 12
S ₃ portance élevée	12 < CBR < 25
S ₄ portance très élevée	25 < CBR

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais. Et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :

- D'établir une classification des sols (GTR),
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI),
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente $\Rightarrow$ épaisseur diminue).

On mesure 3 types d'indice en fonction des buts fixés :

- **L'indice portant immédiat (IPI)** : Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux (H=0 pas de surcharge S).

- **L'indice C.B.R immédiat** : Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneur en eau.
- **L'indice C.B.R après immersion** : Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneur en eau et soumis à des variations de régime hydrique.



Figure III.23. L'essai CBR (California Bearing Ratio).

Pour préparer l'échantillon, on retourne le moule CBR, on retire le disque d'espacement et on replace l'ensemble sur l'embase. La presse utilisée est celle d'une capacité de 50 KN. Le poinçon est monté sur un anneau dynamométrique de 50 KN, préalablement étalonné. La précision de la mesure de la force est de 21 N. Un comparateur au 100ème de millimètre disposé entre le piston et le moule permet de connaître la valeur de l'enfoncement. Une fois l'échantillon correctement centré sur le plateau de la presse, le poinçon est mis en contact avec le matériau afin de régler le comparateur à zéro. Ensuite, le plateau de la presse est actionné à la vitesse constante de 1,27 mm/min et on relève les forces qui correspondent aux valeurs d'enfoncement de 2,5 mm et 5 mm. En traçant sur le même graphe la courbe $IPI = f(w)$, il est possible de déterminer la portance du matériau à l'optimum Proctor.

➤ **Présentation des résultats**

Une fois le test effectué on exploite les résultats.

Tableau III.16. Valeurs des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.

poinçonnement			
date:		coef Anneau=	0,025734618
Temps	enfonce ment en mm	force totale	
		lecture (kn)	lecture × coef (kn)
1"	0.625	3	0.077
1,40"	1.25	5.9	0.151
2"	2	7.5	0.193
4"	2.5	8.5	0.218
6"	5	11.9	0.306
8"	7.5	13.9	0.357
10"	10	15.5	0.398
12"	12.5	16.9	0.434
calculs et résultats de l'indice portant			
Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (kN)×100			1.63
13,35			
Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (kN)×100			1.53
19,93			
L'indice recherché est la plus grande valeur			1.63%

CBR=1.63%

Argile S₀ portance très faible**III.3.4.3. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (EN 12390-3).**

L'objectif de ces essais est de déterminer les paramètres de cisaillement du sol, à savoir l'angle de frottement interne (ϕ), la cohésion (C) et la résistance au cisaillement. L'essai est réalisé sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement composée de deux demi-boîtes circulaires indépendantes. Il consiste à : **appliquer un effort vertical constant (N)** sur la face supérieure de l'éprouvette ; **faire subir à l'éprouvette un cisaillement** après sa consolidation sous l'effort (N), en imposant un déplacement horizontal relatif à vitesse constante entre les deux demi-boîtes selon leur plan de glissement ; mesurer l'effort de cisaillement horizontal (T) correspondant au déplacement imposé.

Pour chaque valeur de l'effort normal (N), on détermine la valeur maximale de l'effort de cisaillement (T_{max}). Ces points (N, T_{max}) sont reportés sur un diagramme (N, T). Ce diagramme peut également être exprimé en contraintes, en remplaçant N et T par :

$$\sigma = N / S \text{ (contrainte normale),}$$

$\tau = T / S$ (contrainte de cisaillement),

où S représente la surface de contact au moment de la rupture.

La boîte de cisaillement comprend un dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette, un système permettant de produire le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes, ainsi qu'un ensemble d'appareils pour mesurer les efforts, les déplacements et le temps. L'ensemble du dispositif est illustré sur la figure III.24.

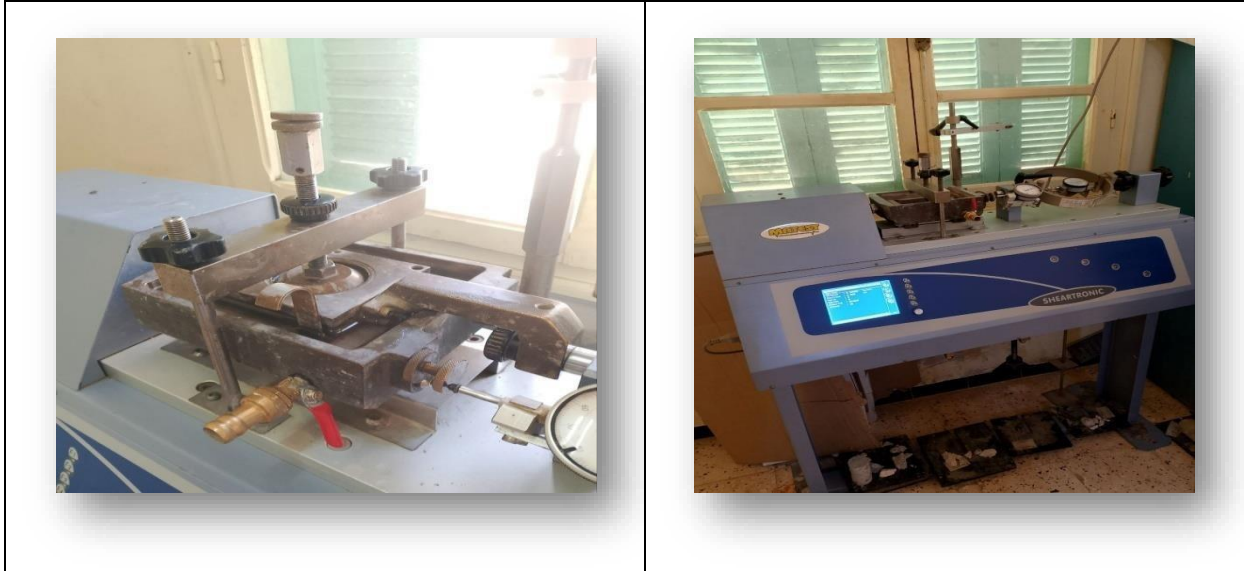


Figure III.24. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte avec les instruments de mesure.

L'échantillon de sol compacté dynamiquement (par la presse), et placés ensuite dans des boîtes circulaires de 6 cm de diamètre. L'essai adopté pour le cisaillement est « non consolidé non drainé », avec une vitesse de cisaillement de 0.24 m/min, les pressions interstitielles ne se dissipent pas.

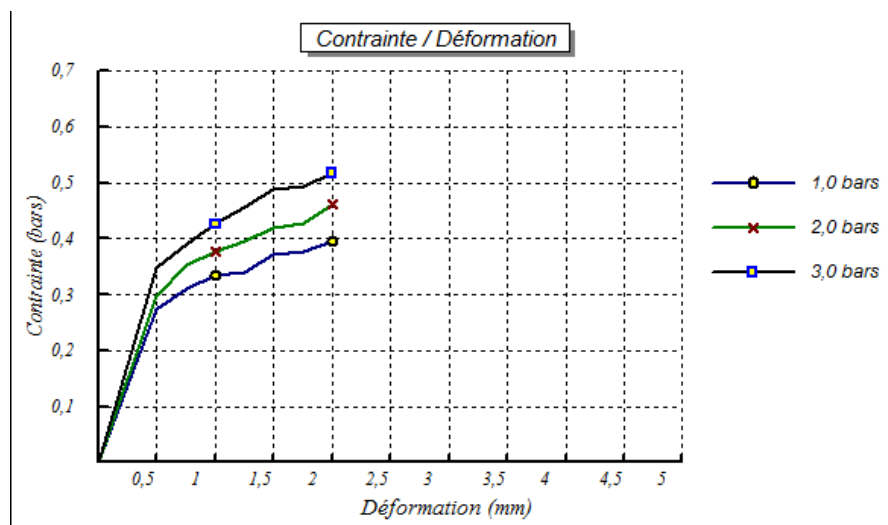
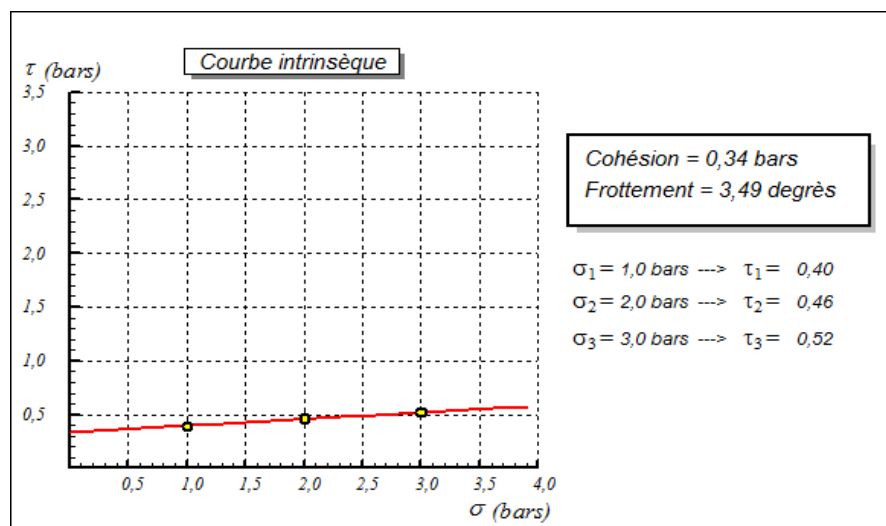
Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer la cohésion non drainée. Il est nécessaire de rappeler que les essais de cisaillement réalisés sont uniquement ceux qui ont donné le meilleur rendement dans l'essai de la compression. La figure III.25 présente la préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.



Figure III.25. Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.➤ **Interprétation des résultats :**

La figure III.26. présente la variation des contraintes de cisaillement en fonction des déformations relatives pour les trois contraintes normales : 100, 200 et 300 KPa.

D'après le courbe de compactage, la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé par la présence d'un pic I_{max} , que signifie l'argile est dense. La figure ci-dessous (figure III.27) présente la courbe intrinsèque de notre argile utilisée.

**Figure III.26.** Contrainte de cisaillement en fonction des déplacements (Argile étudiée).**Figure III.27.** Courbe intrinsèque de l'argile naturelle.

D'après la courbe intrinsèque (Figure III.27) il y a une ligne droite qui correspond à l'équation d'identification avec l'utilisation de l'équation de coulomb : $\tau = \sigma \tan \phi + c$. Avec : $c = 34$ kPa et $\phi = 3,49^\circ$.

III.3.4.4. Essai de gonflement à l'œdomètre (NF P 94-91).

Le but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique (intacte) type galette placée dans une enceinte sans déformation latérale possible au fur et à mesure de l'application de différentes charges verticales constantes.

L'éprouvette est saturée d'eau au préalable au premier chargement et étant drainée en haut et enbas, elle est maintenue saturée pendant l'essai.



Figure III.28. Appareillage de l'essai Oedométrique.

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes:

- Les courbes de consolidation, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.
- La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

➤ **Le potentiel de gonflement (C_g).**

Le potentiel de gonflement (C_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

Tableau III.17. Classification des résultats suivant l'indice de gonflement C_g .

C_g	Classification
$C_g > 0.05$	Sol gonflant
$C_g < 0.05$	Sol peu gonflant

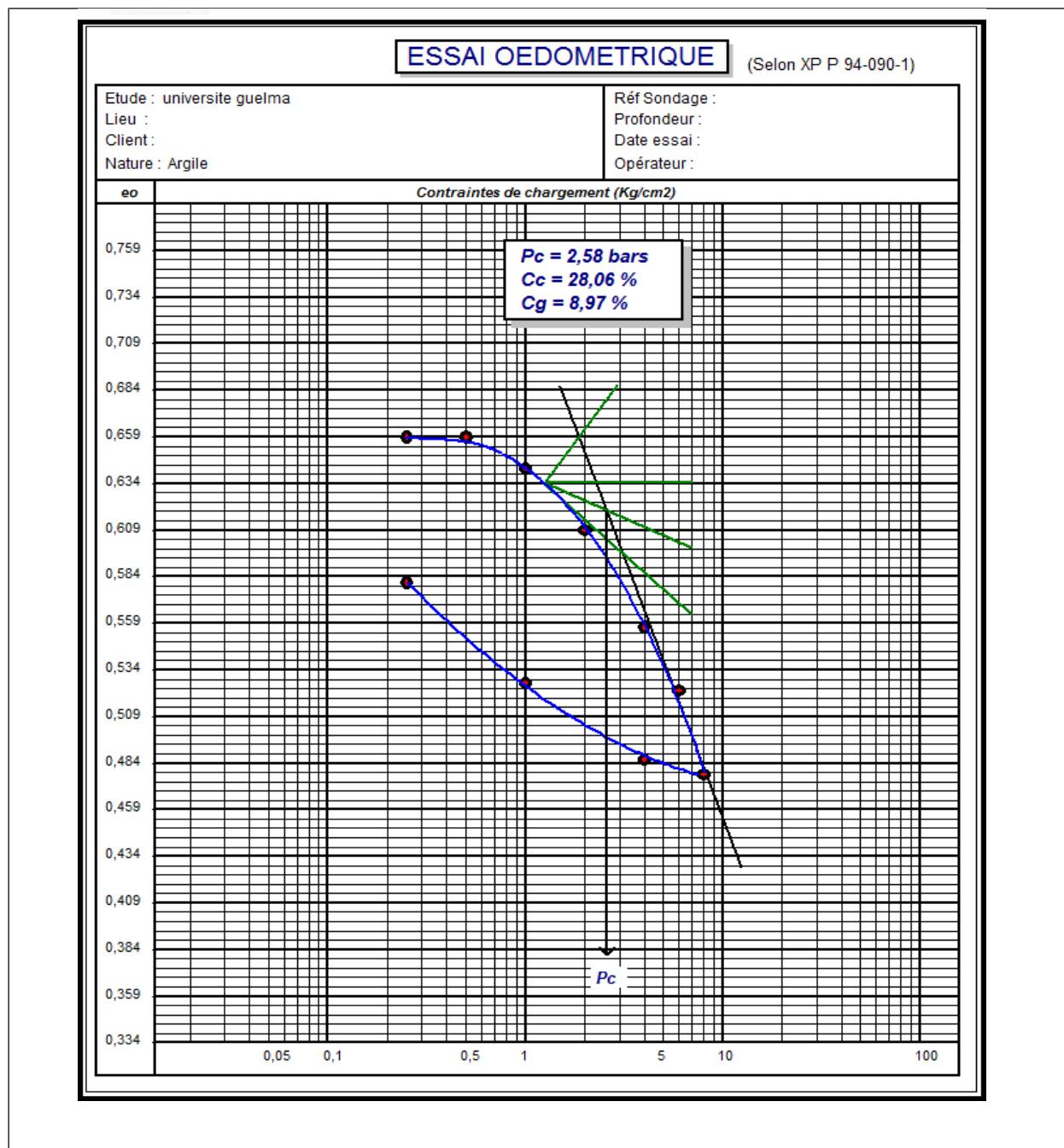
De nombreux modèles visant à estimer le potentiel de gonflement sont formulées à partir des limites d'Atterberg et de paramètres qui en découlent. Le tableau III.18 donne quelques exemples de cette estimation.

Tableau III.18. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

I_P (%)	Taux de gonflement
0-10	Faible
10-20	Moyen
20-35	Elevé

➤ **Interprétation des résultats.**

Les résultats obtenus par l'essai œdométrique sont :

**Figure III.29.** Essais œdométrique de l'argile naturelle.

D'après la Figure III.29, le Tableau III.18:

$C_g=0.0897 \longrightarrow$ Argile gonflante.

III.4. Conclusion

Dans toute étude géotechnique, la première étape essentielle consiste à identifier les sols concernés par le projet. Cette phase préliminaire est indispensable, car elle oriente les investigations géotechniques qui suivent et permet de classer les matériaux rencontrés en fonction de leurs propriétés. La classification repose sur la détermination de divers paramètres, qu'ils soient d'ordre physico-chimique ou mécanique. L'évaluation du comportement mécanique des sols s'appuie principalement sur des essais réalisés en laboratoire, qui permettent d'estimer la résistance du sol ainsi que sa capacité à supporter des charges, et par conséquent d'anticiper ses déformations ou tassements.

Ce chapitre présente l'identification des matériaux étudiés, notamment l'argile provenant de la région d'El Ratba (Hammam N'Bail) ainsi que les résidus d'os de vache utilisés dans le cadre de cette recherche. L'analyse granulométrique du sol d'El Ratba montre qu'il se compose à 99,75 % de particules dont la taille est inférieure à 80 μm , ce qui le classe parmi les sols fins. Sa teneur en eau naturelle a été mesurée à 25,77 %. Les résultats des essais de limites d'Atterberg, de bleu de méthylène et de l'essai œdométrique ont permis de classer ce matériau comme un limon plastique, présentant un comportement à la fois dur et sujet au gonflement.

CHAPITRE IV :
CONCEPTS FONDAMENTAUX DES PLANS
D'EXPERIENCES

Concepts Fondamentaux des Plans d'Expériences

IV.1. Introduction

L'intelligence artificielle (IA) se réfère à la capacité des machines et des systèmes informatiques à exécuter des tâches qui nécessitent généralement l'intelligence humaine. Ces tâches incluent la résolution de problèmes, l'apprentissage, la perception, le raisonnement, et l'adaptation à des situations nouvelles ou changeantes. L'IA repose sur des algorithmes et des modèles informatiques complexes qui permettent aux machines de traiter et d'analyser de grandes quantités de données pour prendre des décisions, prédire des résultats, et résoudre des problèmes de manière autonome. L'IA permettrait aux ingénieurs civils et aux géotechniciens de prendre des décisions plus éclairées dès les premières étapes de conception d'un projet. Par exemple, ils pourraient estimer la capacité portante du sol, sa compressibilité et d'autres paramètres importants, ce qui leur permettrait de concevoir des fondations et des structures adaptées aux conditions spécifiques du site. Donc l'application de l'IA dans la prédiction des caractéristiques du sol offre un potentiel considérable pour améliorer l'efficacité, la sécurité et la durabilité des projets de génie civil.

Les plans des expériences (PEX) est une branche de la statistique appliquée axée sur l'utilisation de la méthode scientifique pour la **planification, réalisation**, l'analyse et l'interprétation de données issues d'essais ou d'expériences contrôlés. PEX est une méthodologie mathématique utilisée pour planifier et mener efficacement une étude scientifique qui modifie simultanément les variables d'entrée (X) appelées Facteurs afin de révéler leurs effets sur une variable de sortie (ou plusieurs) (Y) appelée Réponse.

Dans notre chapitre, nous appliquons le principe de l'intelligence artificielle (IA) à travers la méthode du plan d'expérience, également connue en anglais sous le nom de Design of Experiments (DOE). Cette méthode consiste en une suite ordonnée d'essais d'une expérimentation, chacun permettant d'acquérir de nouvelles connaissances en maîtrisant un ou plusieurs paramètres d'entrée afin d'obtenir des résultats validant un modèle avec une bonne économie de moyens (en réduisant par exemple le nombre d'essais au strict nécessaire).

IV.2. Termes et concepts communs des plans d'expériences

Il y a plusieurs aspects dans un processus d'un plan d'expériences :

- **Réponses ou sorties de l'expérience** : sont des résultats mesurables potentiellement influencés par les facteurs et leurs niveaux respectifs. Les expérimentateurs souhaitent souvent éviter d'optimiser le processus pour une réponse au détriment d'une autre. Pour cette raison, les résultats importants sont mesurés et analysés afin de déterminer les facteurs et leurs niveaux qui fourniront le meilleur résultat global pour les caractéristiques essentielles de la qualité.
- **Facteurs ou entrées pour le processus** : Les facteurs peuvent être classés en variables contrôlables ou non contrôlables. Les variables contrôlables seront appelées facteurs. Les gens considèrent généralement un facteur de bruit comme un facteur incontrôlable qui provoque la variabilité dans des conditions de fonctionnement normales,

mais dans certains cas ce facteur peut être contrôlé pendant l'expérience en utilisant le blocage et la randomisation.

➤ **Facteur quantitatif** : c'est un facteur qui a une valeur donnée. Par contre, si par exemple, le niveau bas et le niveau haut correspondront aux deux modalités du facteur: -1 pour « sans » et +1 pour « avec ». Toutefois ce même facteur peut être quantitatif si nous étudions sa quantité au lieu de son absence/présence.

➤ **Niveaux et domaine d'étude de chaque facteur** : En plans d'expériences, lorsque nous étudions l'influence d'un facteur, en général, nous limitons sa variation entre deux bornes appelées respectivement : niveau bas (-1) et niveau haut (+1) qui définissent le domaine d'étude de ce facteur.

➤ **Interaction** : Les interactions se produisent lorsque l'impact d'un facteur dépend de la valeur d'un second facteur.

➤ **Blocage et réplication** : Le blocage est une technique expérimentale visant à éviter toute variation indésirable du processus d'entrée ou du processus expérimental. Par exemple, une expérience peut être menée avec le même équipement pour éviter toute variation de l'équipement.

➤ **Notion de modèle et de régression linéaire multiple** : La régression linéaire multiple est une méthode d'analyse de données quantitatives. Elle a pour but de mettre en évidence la liaison pouvant exister entre une variable dite expliquée (réponse), que nous la noterons y et plusieurs autres variables dites explicatives (facteurs) que nous les noterons $x_1, x_2, \dots, x_k$.

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (V.1)$$

IV.3. Cas d'utilisation des plans d'expériences

Un PEX permet à l'expérimentateur de manipuler plusieurs entrées pour déterminer leurs effets sur la sortie de l'expérience ou du processus. De nombreuses expériences maintiennent certains facteurs constants et de modifient le niveau d'une autre variable. L'utilisation de cette approche "un facteur à la fois" (OFAT) pour traiter les données est toutefois inefficace par rapport à l'évolution simultanée des niveaux des facteurs. En réalisant une expérience multi-factorielle, le PEX peut révéler des interactions critiques entre les facteurs qui sont souvent omises lors de la réalisation d'une expérience simple. Les ingénieurs seront en mesure d'identifier les facteurs qui ont le plus d'impact sur le processus et ceux qui ont le moins d'influence sur les résultats du processus c-à-d déterminer et quantifier les effets clés (effets principaux et effets des interactions) dans un processus donné. Ce qui permet une éventuelle réduction du nombre de facteurs à considérer en négligeant certains parmi ces facteurs.

Les PEX permettent aussi de modéliser la réponse en fonction des différents facteurs ce qui définit une relation mathématique entre la réponse et ces facteurs et de fournir des informations statistiques sur la qualité du modèle obtenu (degré de son prédictibilité, robustesse, adéquation, etc). Cette modélisation permet de répondre à des questions du genre :

- Dans quels paramètres le processus offrirait-il des performances acceptables ? (Optimisation) ;
- Quelle sera la réponse du processus sous une configuration donnée des facteurs ? (Prédiction).

IV.4. Objectifs d'utilisation des plans d'expériences

IV.4.1 Objectif de comparaison d'alternatives

Dans le cas d'un exemple de la cuisson du gâteau, nous pourrions vouloir comparer les résultats de deux différents types de farine. S'il s'avérait que la farine des différents fournisseurs avait un résultat non significatif, nous pourrions choisir le fournisseur le moins coûteux. Si le résultat était significatif, nous choisirions celui de la meilleure farine.

IV.4.1.1 Objectif de criblage

Il existe souvent de nombreux facteurs possibles, dont certains peuvent être critiques et d'autres qui ne peuvent avoir que peu ou pas d'effet sur la réponse. En tant que but en soi, il est peut être souhaitable de réduire le nombre de facteurs à un ensemble relativement petit (2 à 5), de manière à concentrer l'attention sur le contrôle de ces facteurs. Les expériences de criblage sont un moyen efficace, avec un nombre minimal de tests, pour déterminer les facteurs importants.

IV.4.1.2 Objectif de modélisation

La méthodologie de surface de réponse est un ensemble de techniques mathématiques et statistiques pour la construction de modèles mathématiques empiriques. L'exploitation de ces modèles peut répondre à plusieurs objectifs :

- **Objectif de prédiction** : Un modèle mathématique obtenu peut être utilisé pour prédire une réponse à un point quelconque dans les limites des domaines expérimentaux. La précision des réponses obtenues dépend du degré de capacité de prédiction du modèle.

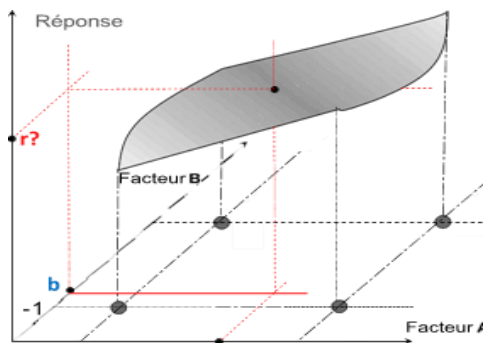


Figure IV.1. Exemple graphique de prédiction de la réponse

- **Objectif d'optimisation** : Une optimisation est effectuée pour déterminer les valeurs des entrées du processus à utiliser pour obtenir la sortie du processus souhaitée. Les objectifs d'optimisation habituels peuvent être de maximiser le rendement d'un processus, de minimiser le temps de traitement nécessaire à la fabrication d'un produit ou d'atteindre une spécification du produit cible.

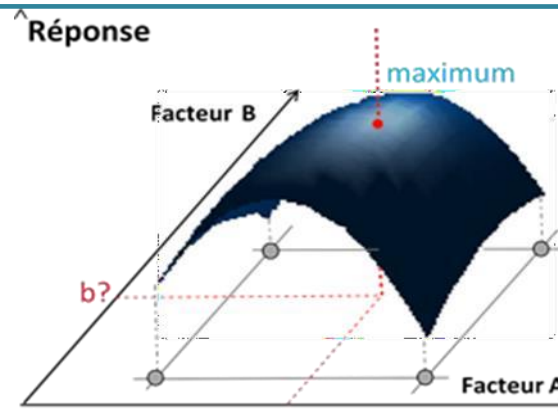


Figure IV.2. Exemple graphique de l'optimisation de la réponse.

- **Objectif d'optimisation multi-réponse (Équilibrer les compromis) :** L'objectif est de déterminer les paramètres des facteurs permettant d'optimiser simultanément (un compromis) plusieurs réponses.

IV.5. Quelques notions sur la MPE

IV.5.1. Notions d'espace expérimental

Dans leurs études, les expérimentateurs s'intéressent à la grandeur « réponse » qu'ils mesurent à chaque essai, c'est la grandeur d'intérêt. La valeur de cette dernière dépend d'un ou de plusieurs facteurs [4]. Aussi, la valeur donnée à un facteur pour réaliser un essai est appelée « **niveau** ». Et souvent, lorsque l'influence d'un facteur est étudiée, sa variation est limitée par deux bornes.

- La borne inférieure dite aussi le niveau bas est notée N_b .
- La borne supérieure dite aussi niveau haut est notée N_h .

La variation de chaque facteur peut être représentée par un axe gradué et orienté, ainsi un exemple sur la définition du domaine de variation d'un facteur est illustré dans la figure IV.3.

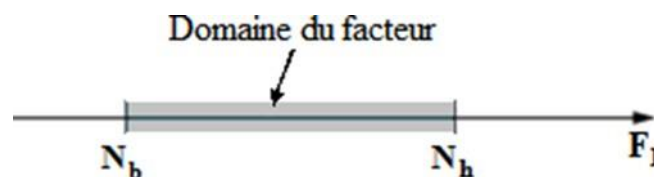


Figure IV.3. Domaine de variation d'un facteur.

L'ensemble des valeurs que peut prendre le facteur « F_1 » entre N_b et N_h , s'appelle le domaine de variation du facteur ou plus simplement le domaine du facteur « F_1 ».

Dans le cas où un autre facteur « F_2 » influe la variation de la réponse, il sera représenté lui aussi par un axe gradué et orienté. Ainsi, comme pour le premier facteur, ce dernier permettra d'illustrer, son niveau haut noté par N_h' , son niveau bas noté par N_b' et son domaine de variation. Ce second axe est disposé orthogonalement au premier. De ce fait, auteurs [6,7] ont définis la MSR comme un ensemble d'outils permettant la compréhension et l'exploitation d'objets simplificateurs de la fonction réponse étudiée.

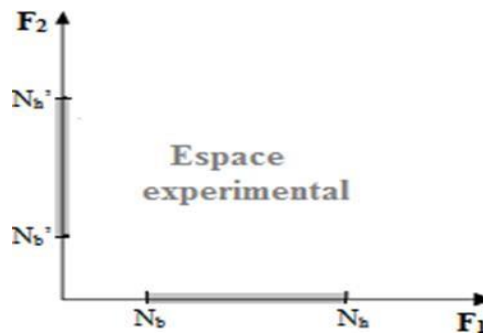


Figure IV.4. Représentation de l'espace expérimental [6].

IV.5.2. Coordonnées centrées réduites

Dans l'intérêt de généraliser l'application de cette théorie et d'uniformiser sa présentations quels que soient le domaine d'étude et quels que soient la nature des facteurs, deux modifications doivent être effectuées. Ces deux modifications entraînent l'introduction de nouvelles variables appelées Variables Centrées Réduites (V.C.R.) ; centrées pour indiquer le changement d'origine, et réduites pour signaler la nouvelle unité.

IV.5.2.1. Changement de l'unité de mesure

Les deux bornes de l'espace expérimental, à savoir le niveau bas et le niveau haut seront définis par les valeurs -1 et +1 respectivement.

IV.5.2.2. Déplacement de l'origine des mesures

En prenant en considération les nouvelles unités de mesures, une origine autre que celle exprimée en unité courante doit être présentée. Dans cette perspective, la nouvelle origine peut être représentée par le milieu de l'intervalle [-1, +1].

Le passage des variables d'origine aux variables V.C.R. est donné par la formule suivante:

$$X = \frac{A - A_0}{\Delta A} \quad (V.1)$$

Où les grandeurs X , A et A_0 représente respectivement la variable centrée réduite, la variable d'origine et la valeur centrale en unité courante. Les variables codées résultent du rapport de deux grandeurs de même unité physique, elles sont donc sans dimension. La disparition des unités naturelles associées au fait que tous les facteurs ont le même domaine de variation (deux unités codées), permettant ainsi la comparaison directe des effets des facteurs entre eux.

IV.5.2.3. Domaine d'étude

Dans la pratique, l'expérimentateur sélectionne une partie de l'espace expérimental pour réaliser son étude. Cette zone particulière de l'espace expérimental est dite le domaine d'étude. Ce dernier est défini par les niveaux hauts et bas de tous les facteurs et éventuellement par des contraintes entre les facteurs (figure V.7).

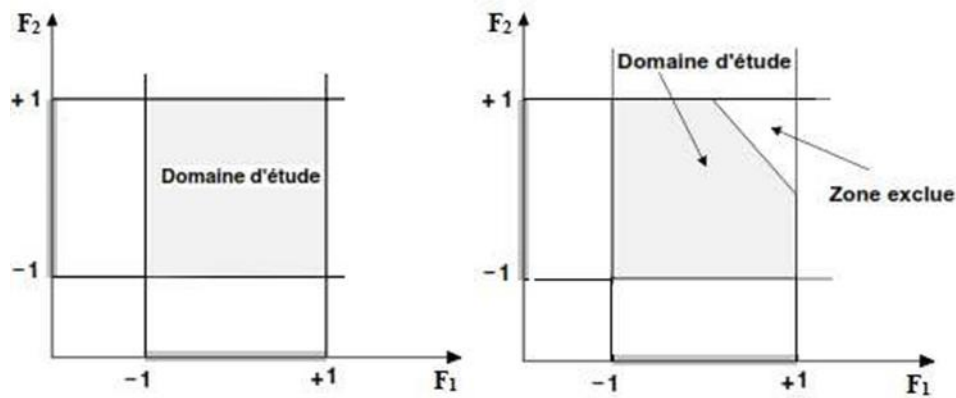


Figure .IV.5. Domaine d'étude défini par l'union des domaines des différents facteurs.

Dans le cas où des contraintes se manifestent sur le domaine d'étude, une réduction de celui-ci est ainsi envisageable c.-à-d. une zone du domaine d'étude initial est mise à l'écart par l'expérimentateur tel que représenté à gauche de la figure V.4.

IV.5.3. Notion sur la représentation des plans d'expérimentation

Le choix du nombre et de l'emplacement des points d'expériences est le problème fondamental de cette méthode. Pour répondre à ces problèmes, deux techniques ont été proposées dans la littérature [12] ; la première, principale dite géométrique et la seconde, équivalente à celle-ci est dite matricielle.

IV.5.3.1. Représentation géométrique

Le meilleur emplacement des points expérimentaux se situe aux sommets du carré définissant le domaine d'étude. Chaque point de ce domaine représente des conditions opératoires possibles, donc une expérience que l'opérateur pourrait réaliser [12]. La disposition des points expérimentaux qui tient compte des propriétés mathématiques et statistiques existantes entre la réponse et les deux paramètres est donnée à la figure IV.6.

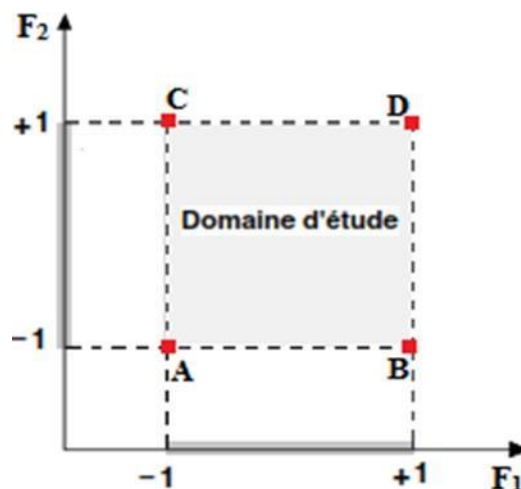


Figure .IV.6. Représentation géométrique d'un plan à deux facteurs.

Dès que le nombre de facteurs est supérieur à trois, cette méthode de représentation ne peut plus être employée. De ce fait, pour les espaces multidimensionnels, la représentation matricielle est recommandée.

IV.5.3.2. Représentation matricielle

La représentation matricielle équivalente à la disposition présentée dans le tableau IV.1.

Configurations	F1	F2	Point correspondant
1	-1	-1	A
2	+1	-1	B
3	-1	+1	C
4	+1	+1	D

Tableau IV.1. Représentation matricielle d'un plan à deux facteurs.

IV.6. Différents plans d'expériences existants

Parmi les plans d'expériences existants, certains sont plus utilisés. Nous distinguons:

IV.6.1. Plan factoriel complet (PFC)

Le plan factoriel complet est un plan d'expériences qui permet de répondre, dans l'idéal, à deux questions différentes dans le même essai, «... mettre en évidence non seulement leurs effets respectifs mais aussi leurs éventuelles interactions... ». L'introduction aux plans PFC se fait par un exemple didactique [11]. Il permet d'introduire les principales notations utilisées par la méthode des plans d'expériences. Il sert également de base à une généralisation de l'écriture mathématique utilisée.

S'il n'est pas prévu de répéter chaque traitement, le nombre d'essais à réaliser est donc aussi égal à B_n . Dans le cas contraire, en appelant r le nombre de répétitions, devant être le même pour tous les traitements, le nombre total d'essais à réaliser dans le plan expérimental est donné par la formule (IV.2) :

$$N = r * B_n \quad (\text{IV.2})$$

IV.6.2. Plan factoriel fractionnaire

Le plan factoriel fractionnaire est l'un des aspects les plus intéressants de la méthode des plans d'expériences. Il donne la possibilité de réaliser des plans factoriels à k facteurs avec moins de 2^k expériences [11]. Dans de nombreux domaines, les interactions d'ordre élevées sont souvent considérées comme négligeables. Trop d'expériences sont donc réalisées, d'où l'idée de diminuer la taille des plans et d'utiliser pour l'étude de k facteurs, des matrices d'expériences issues de plan 2^{k-1} , 2^{k-2} , ..., 2^{k-p} .

IV.6.3. Plan Rechtschaffner

Les plans de Rechtschaffner [8] sont des plans factoriels fractionnaires simplifiés qui permettent de déterminer les effets des facteurs et les interactions d'ordre deux uniquement. Mis à part les interactions d'ordre un et deux, toutes les autres sont supposées nulles avant

même l'expérimentation. Par conséquent, dans le cas d'utilisation de ce type de plan, le modèle mathématique à adopter au début de l'étude est :

$$y = a_0 + \sum a_{ixi} + \sum a_{ijxixj} \quad (\text{IV.3})$$

Il suffit de choisir un plan fractionnaire de résolution trois pour obtenir un plan de Rechtschaffner. Mais l'idée de ne déterminer que les effets principaux et les interactions d'ordre deux a été étendue par Rechtschaffner aux plans du second degré et aux facteurs prenant trois niveaux. Ces plans spéciaux sont indiqués dans des tables auxquelles il conviendra de se référer en cas de besoin.

IV.6.4. Plans de Plackett et Burman

Les matrices de Plackett-Burman ne sont autres que des matrices d'Hadamard [7]. Ce sont des matrices ayant 4, 8, 12, 16, 20, 24, 28, 32, 36 lignes. Elles permettent donc des expérimentations ayant un nombre d'essais intermédiaire de celles des plans factoriels qui, eux, ont seulement 2^k lignes (4, 8, 16, 32, etc.). Aussi, il est important de noter que ces derniers, sont des plans souvent saturés où le modèle mathématique (formule IV.4) est alors un modèle sans interaction.

$$y = a_0 + \sum N a_i X_i \quad (\text{IV.4})$$

IV.6.5. Plans de Koshal

Les plans de Koshal sont des plans qui permettent de déterminer uniquement les effets principaux des facteurs. Par ailleurs, aucune interaction ne peut être évaluée. Par conséquent, le modèle mathématique adopté est analogue à celui des plans de Plackett et Burman (formule IV.4). Malgré le fait que ces plans soient peu connus, leur emploi, dans certains cas, peut-être d'une grande utilité, comme pour dégrossir un problème. Il convient aussi de noter que ces plans forment le début d'un plan factoriel et qu'il est toujours loisible de le compléter pour obtenir un plan complet ou fractionnaire.

IV.6.6. Tables de Taguchi

Ces plans sont issus des travaux de Genichi Taguchi dans le but de permettre une utilisation simplifiée des plans factoriels. Les modèles utilisés dans ce cadre étant d'ordre strictement inférieur à 3, seules les composantes nécessaires sont gardées, lors du calcul des coefficients restants. Très souvent, les interactions d'ordre 2 ne sont pas toutes calculées, ce qui apporte des allègements de calcul parfois intéressants.

IV.7. Différents types des plans d'expérience

IV.7.1. Plans factoriels complets à deux niveaux

Les plans factoriels complets à deux niveaux sont les plus simples, ils sont aussi les plus utiles car ils forment la base de tous les débuts d'étude. Les premiers résultats obtenus grâce à ces plans peuvent toujours être complétés par de nouvelles expériences permettant d'atteindre le degré de précision et d'information recherché.

IV.7.1.1. Plans complets à deux facteurs

Pour deux facteurs, le domaine d'étude est un carré, représente un plan factoriel complet à deux facteurs. Le modèle mathématique postulé est un modèle du premier degré par rapport à chaque facteur :

$$y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + a_{12}x_1x_2 \quad (\text{IV. 5})$$

Où

y : est la réponse

x : variables de prédiction appelées facteurs

a : sont les coefficients du modèle mathématique adopté a priori. Ils ne sont pas connus et doivent être calculés à partir des résultats des expériences.

Nous allons d'abord décrire le cas simple du plan 2^2 . Commençons par expliquer cette notation :

- Le 2 en exposant signifie qu'il y a deux facteurs étudiés.
- L'autre 2 signifie que chaque facteur prend deux niveaux.

Cette notation se généralise immédiatement : pour un plan comportant l'étude de k facteurs prenant chacun deux niveaux, on écrira qu'il s'agit d'un plan $2k$.

IV.7.1.2. Plans factoriels à k facteurs à deux niveaux

On peut augmenter le nombre de facteurs. L'espace expérimental possède autant de dimensions qu'il y a de facteurs.

Un plan comportant k facteurs à deux niveaux est noté $2k$.

- Le k en exposant signifie qu'il y a k facteurs étudiés.
- Le 2 indique le nombre de niveaux par facteur.

IV.7.2. Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux

Les plans factoriels fractionnaires sont des plans factoriels qui permettent d'étudier tous les facteurs mais dont le nombre d'essais est réduit par rapport aux plans factoriels complets. Les plans fractionnaires ont été conçus pour remédier à l'inflation rapide du nombre d'essais dans les plans complets.

L'objectif des plans fractionnaires va consister à réduire le nombre.

A. .Notation des plans factoriels fractionnaires:

Pour k facteurs prenant deux niveaux le plan complet est noté $2k$.

Le plan fractionnaire, moitié du plan complet possède $1/2 \ 2k$ ou $2k-1$ essais. On peut donner une signification à chaque caractère de cette notation :

- Le k signifie qu'il y a k facteurs étudiés.
- Le 2 signifie que chaque facteur prend deux niveaux.
- Le 1 signifie que le nombre d'essais du plan a été divisé par 2.

Un plan $25-2$ permet d'étudier cinq facteurs prenant chacun deux niveaux en 8 essais. Le plan complet a été divisé par $2^2 = 4$.

Un plan $2k-q$ permet d'étudier k facteurs prenant chacun deux niveaux. Le plan complet a été divisé par 2^q .

Les plans fractionnaires nécessitent moins d'expériences qu'un plan factoriel.

Le nombre d'expériences : $nk-q$

La matrice d'expériences est donc divisée k fois.

IV. 8. Méthode d'optimisation

IV.8.1. RSM (response surface méthodologie)

Le but de l'étude des surfaces de réponses est une modélisation du phénomène étudié, c'est une suite assez naturelle d'une étape de criblage et constitue un moyen efficace de l'optimisation du dispositif expérimentale ou du procédé étudié. Dans la méthodologie des surfaces de réponses, on cherche à relier une réponse continue Y à k facteurs continus et contrôlés $X_1, X_2, \dots, X_k$, à l'aide d'un modèle de régression, il est courant d'utiliser un modèle du second degré incluant les effets quadratiques des facteurs. Dans la plupart des cas, ce dernier est suffisant pour modéliser correctement les phénomènes étudiés. Après l'étape d'ajustement du modèle on représente graphiquement celui-ci à l'aide de graphiques de type « surface de réponse », qui permettent de visualiser le comportement de la réponse en fonction des facteurs, ces graphiques procurent une aide appréciable dans l'exploitation du modèle en vue d'une optimisation du système expérimentation.

IV.8.2. Les Principes généraux

La méthode des surfaces de réponse (RSM) est un ensemble de techniques statistiques et mathématiques utilisées pour développer, améliorer et optimiser des procédés. Elle a aussi d'importantes applications dans la conception, le développement et la formulation de nouveaux produits, ainsi que dans l'amélioration de la conception de produits existants.

L'objectif de cette méthode est, plus que de hiérarchiser les effets des différents facteurs, de décrire le plus précisément possible le comportement de la réponse en fonction des variations des facteurs [19].

IV.8.3. Étapes de la méthodologie de surface de réponse

Il est possible de séparer une étude d'optimisation utilisant RSM en trois étapes.

- **La première étape** : est le travail préliminaire dans lequel la détermination des paramètres indépendants et de leurs niveaux est effectuée.
- **La deuxième étape** : est Classement des essais et le traitement et l'analyse des données et la prédiction et la vérification de l'équation du modèle.
- **La troisième étape** : est la représentation des surfaces de réponse dans un espace à trois dimensions (3D) et la détermination des points optimaux.

IV.8.3.1. La première étape

Cette étape concerne la détermination des paramètres opératoires et les domaines expérimentaux. L'étude d'optimisation a été menée sur les paramètres opératoires jugés influents sur le paramètre.

IV.8.3.2. La deuxième étape

La deuxième étape peut élaborer selon les points suivants :

- A. Classement des essais :
- B. Modèle mathématique:

Le modèle mathématique postulé est un polynôme d'ordre 2 tel que l'équation (IV.6):

$$Y=b_0+b_1x_1+b_2x_2+b_3x_3+b_{11}x_1^2+b_{22}x_2^2+b_{33}x_3^2+b_{13}x_1x_3+b_{23}x_2x_3 \quad (IV.6)$$

Où:

Y : est la réponse et X1, X2 et X3 sont les valeurs des paramètres.

b₀: représente le constante de modèle et b₁, b₂ et b₃ sont les coefficients des termes linéaires et b₁₁, b₂₂ et b₃₃ sont les coefficients des termes quadratiques et b₁₂, b₁₃ et b₂₃ sont les coefficients des termes d'interaction.

C. Traitement et analyse des données.

Le modèle a été validé par le test de l'analyse de variance (ANOVA), le modèle, les coefficients de régression et le test de défaut d'ajustement vont être considérés comme significatifs lorsque les probabilités de la signification du risque p-value sont inférieures à 0,05. En plus de l'analyse de la variance, nous allons avoir recours à d'autres outils à savoir le coefficient de détermination multiple R² et le coefficient de variance CV, une valeur de coefficient de variance inférieur à 10% indique un degré de précision très élevé entre les valeurs expérimentales et prédites.

IV.8.3.3. La troisième étape

Cet est l'étude de l'optimisation. Après la détermination du modèle et la vérification de sa validité, le problème à l'étude doit être optimisé. Plusieurs méthodes d'optimisation peuvent permettre d'optimiser simultanément les différentes réponses découlant de l'emploi de la méthode des surfaces de réponses. Pour cela, il suffit de tracer des courbes d'iso réponses pour chaque critère en fonction des variables, puis d'hachurer les zones intéressantes suivant les objectifs retenus. Enfin, par superposition des graphes, on fait apparaître les zones de compromis. Malheureusement, si cette méthode semble très attractive pour des cas simples avec 2 ou 3 variables, elle devient très lourde pour des problèmes plus complexes. Parce que, l'utilisateur doit jongler avec un grand nombre de graphiques pour découvrir le meilleur compromis.

IV.9. Conclusion

L'application des méthodes d'optimisation permet de résoudre les problèmes scientifiques posés, ainsi que l'amélioration des paramètres étudiés. Les méthodes des plans d'expériences sert la configuration expérimentale des problématiques d'études. Ces méthodes ont subi un grand développement par les scientifiques et les chercheurs dans le domaine de la géotechnique, car elles ont dépassé les méthodes classiques dans le but de répondre aux exigences pour améliorer le sol, réduire le nombre d'expériences et ainsi réduire les coûts traitement.

CHAPITRE V :

Présentation et analyse des résultats

Présentation et analyse des résultats

V.1. Introduction

Le traitement des sols constitue une pratique ancienne qui s'est largement développée de nos jours, aussi bien dans le cadre des travaux de terrassement que pour la réhabilitation des routes et la réalisation des fondations. Cette méthode connaît aujourd'hui un essor considérable à l'échelle mondiale. Son adoption croissante s'explique par la double nécessité de tirer parti des matériaux en place ce qui permet de réduire de manière significative les coûts des projets et de faire face à la raréfaction des ressources naturelles de qualité. Par ailleurs, la volonté de préserver les ressources existantes en améliorant leur valorisation, tout en limitant les dépôts de matériaux inadaptés aux remblais et aux couches de forme, encourage le recours à des matériaux alternatifs et contribue à la diminution des besoins en transport.

Dans ce contexte, ce chapitre s'intéresse à l'étude de l'influence de différents taux d'incorporation de cendre issue des **os de vache (COV)** sur les propriétés physiques et mécaniques de sols argileux prélevés dans la région **d'El Ratba**, relevant de la commune de **Hamam N'Bail**. Les caractéristiques analysées portent notamment sur le bleu de méthylène (VBS), les limites d'Atterberg, les paramètres de compactage, les résultats des essais œdométriques, l'indice CBR mesuré à l'état immédiat et après immersion, ainsi que la résistance au cisaillement.

V.2. Préparation du mélange

Afin d'approfondir l'étude du comportement géotechnique de l'argile stabilisée par l'ajout de cendre d'os de vache (COV), différentes proportions de cet additif ont été introduites en remplacement partiel de l'argile. L'argile sert de matériau de base, tandis que la COV est incorporée à des taux variables, compris entre 3 % et 15 % du poids sec du sol, avec un pas d'augmentation de 3 %. Ces proportions ont été choisies en tenant compte de leur intérêt économique pour une éventuelle application à grande échelle dans le traitement des sols. Des mélanges correspondant aux différents pourcentages en poids sec d'argile et de COV ont été soigneusement élaborés pour les essais de laboratoire. Les échantillons ainsi constitués ont suivi une méthodologie expérimentale rigoureuse. Dans un premier temps, les sols ont été séchés à 105 °C dans une étuve jusqu'à élimination complète de l'humidité. Une fois secs, ils ont été homogénéisés avec les quantités spécifiques de COV prévues. Cette étape de malaxage vise à obtenir des échantillons parfaitement uniformes, condition essentielle à la fiabilité des résultats. Les taux d'incorporation des cendres d'os de vache appliqués dans cette étude sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau V.1. Proportion de COV.

	Proportions de COV
Mélange	3%, 6%, 9%; 12% et 15%



Figure V.1. Préparation des mélanges.

V.3. Résultats et discussions

V.3.1. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur la valeur du bleu de méthylène

Selon les essais de VBS effectués sur le mélange d'argile et de COV, on remarque que le degré d'argilosité, exprimé par la valeur de (VBS), diminue avec l'augmentation de la teneur en COV. D'après le Guide des Terrassements Routiers (GTR), six catégories de sols sont définies en fonction de la valeur de VBS :

Tableau V.2. Résultats de l'essai au bleu de méthylène

Sols	Paramètres	VBS	Catégorie de sol
Argile		9	Sol très argileux
Argile + 3% COV		5.31	Sol argileux
Argile + 6% COV		4.62	Sol limoneux de plasticité moyenne.
Argile + 9% COV		3.93	Sol limoneux de plasticité moyenne.
Argile + 12% COV		3.26	Sol limoneux de plasticité moyenne.
Argile + 15% COV		2.60	Sol limoneux de plasticité moyenne.

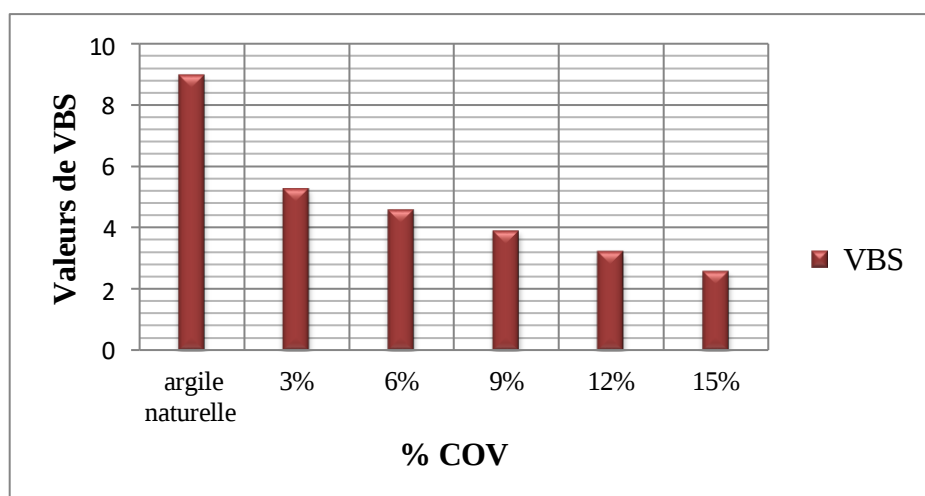


Figure V.2. Variation de la VBS en fonction du pourcentage de COV.

L'analyse de Figure V.2 révèle une diminution progressive de la valeur (VBS) à mesure que la proportion de (COV) augmente. Le sol initial, caractérisé comme très argileux avec un VBS de 9 pour un ajout de 3 % de COV, voit cette valeur baisser régulièrement pour atteindre 2,6 lorsque la teneur en COV atteint 15 %. Cela correspond à une réduction d'environ 71 % du VBS entre 3 % et 15 % de COV. Cette baisse traduit une réduction significative de l'activité argileuse du sol. L'incorporation de la COV contribue à diminuer la plasticité, ce qui facilite les opérations de compactage, réduit le potentiel de gonflement et améliore la stabilité des remblais et des couches de forme. Par ailleurs, l'utilisation de ce déchet d'origine animale constitue une solution économique et écologique, permettant à la fois la valorisation d'un résidu localement disponible et la réduction de l'impact environnemental lié à l'exploitation de matériaux naturels et au transport.

V.3.2. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur les limites d'Atterberg

Les résultats expérimentaux concernant la limite de liquidité (LL), la limite de plasticité (LP) et l'indice de plasticité (Ip) du sol fin argileux amélioré par la cendre d'os de vache (COV) sont présentés dans les figures.

V.3.2.1. Variation de la limite de liquidité

La figure V.3 montre la variation de la limite de liquidité en fonction du pourcentage d'additifs COV.

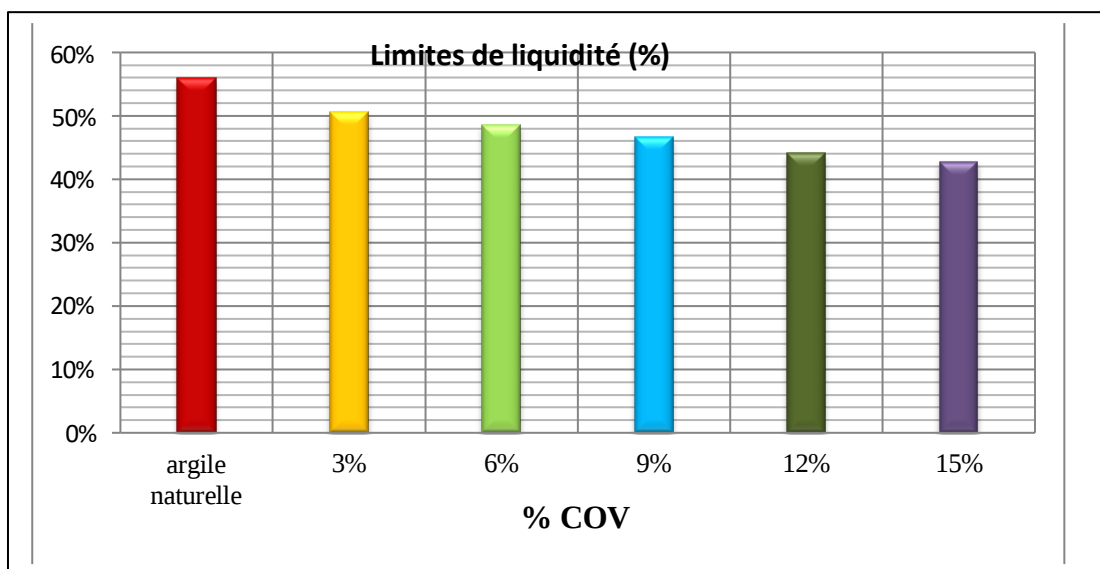


Figure V.3. Variation de la limite de liquidité en fonction du pourcentage d'additifs.

L'examen des résultats montre une diminution progressive de la limite de liquidité (WL) avec l'augmentation du pourcentage de cendre d'os de vache (COV) incorporée au sol. L'argile naturelle présente une limite de liquidité élevée de 56 %, caractéristique des sols très plastiques. Dès l'ajout de 3 % de COV, cette valeur baisse à 50,6 %, puis continue de

décroître pour atteindre 42,8 % à 15 % de cendre. Cette évolution traduit une nette réduction de la plasticité du sol grâce à l'incorporation de la COV, qui agit en réduisant l'activité des argiles et en améliorant la texture du matériau. L'utilisation de COV comme stabilisant présente plusieurs avantages : elle permet d'améliorer la maniabilité et la stabilité du sol, facilite le compactage. De plus, ce choix contribue à valoriser un déchet localement disponible, réduisant ainsi les coûts de construction et les impacts environnementaux liés à l'exploitation de nouvelles ressources et au transport des matériaux.

V.3.2.2. Variation de la limite de plasticité

La variation de la limite de plasticité (w_p) en fonction de (COV) est présentée sur la figure V.4 comme indiqué, L'ajout progressif de (COV) à l'argile naturelle entraîne une diminution régulière de (WP). On observe que la WP passe de 32,45 % pour l'argile naturelle à 31 % avec 3 % de COV, puis à 26 % lorsque le taux de COV atteint 15 %. Cette évolution reflète une baisse globale de la plasticité du sol au fur et à mesure de l'incorporation des cendres. Taux de réduction (%) de la WP à 15 % de COV devient à 19,87% . Ce même comportement a été observé par Boukhatem et al. (2024, 2025) et Afés et Didier (1999). L'augmentation de la limite de plasticité est attribuable à la floculation des particules du sol (Goswami et al., 2005).

COV($\rho_s = 2,54$) est un matériau plus dense que l'argile ($\rho_s = 2,17$) et contient essentiellement des composés minéraux du phosphate de calcium. L'introduction de ces particules inertes réduit la proportion de minéraux argileux actifs responsables de la plasticité (notamment les montmorillonites ou illites). Par conséquent :

- Moins de fines actives → réduction de la plasticité.
- Mélange plus granuleux → meilleur comportement mécanique et moins de sensibilité à l'eau.

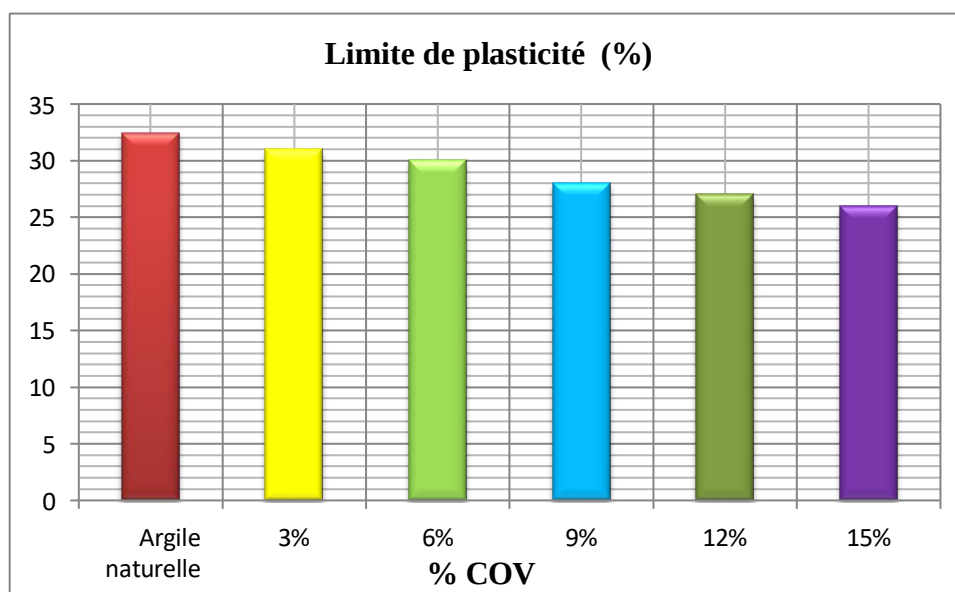


Figure V.4. Variation de la limite de plasticité en fonction du pourcentage d'COV.

V.3.2.3. Variation de l'indice de plasticité

La figure V.5 illustre l'évolution de l'indice de plasticité (I_p) du sol fin en fonction des taux de cendre d'os de vache (COV). On y observe une diminution progressive de l' I_p à mesure que la proportion de COV incorporée à l'argile naturelle augmente.

- L'argile naturelle présente un I_p initial de 23,55 %, ce qui traduit une plasticité assez marquée.
- Avec 3 % de COV, l' I_p chute à 19,6 %.
- À 6 %, il atteint 18,5 %, et continue à diminuer à mesure que la proportion de COV augmente : 18,1 % (9% COV), 17,1 % (12% COV) et 16,8 % (15% COV).

La diminution globale de l' I_p de 23,55 % à 16,8 % correspond à une réduction d'environ 28,67% avec 15 % de COV.

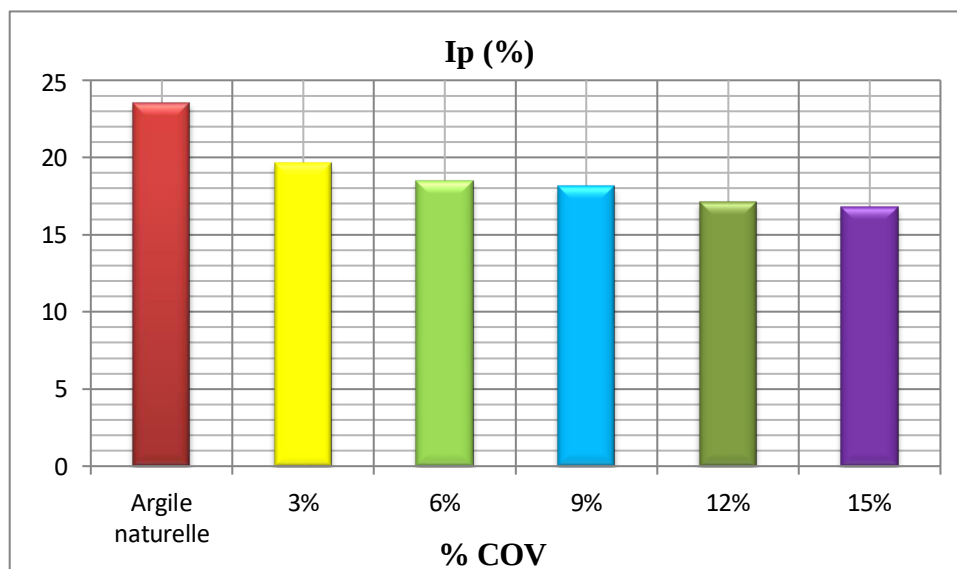


Figure V.5. Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage d'COV.

L'ajout de cendre d'os de vache (COV) réduit significativement I_p . Cela s'explique par :

- La dilution des minéraux argileux actifs : les particules inertes de la COV remplacent une partie des minéraux argileux responsables de la plasticité.
- La réduction de la capacité de rétention d'eau des fines : les cendres en générale sont moins sensibles à l'eau que les minéraux argileux.
- Un effet de stabilisation mécanique : le sol devient moins cohésif et moins plastique, ce qui améliore sa maniabilité et limite les phénomènes de retrait-gonflement.
- La baisse de l' I_p rend le sol plus apte au compactage.
- Réduction des déformations différentielles dans les ouvrages en terre.
- **Valorisation d'un déchet organique (COV)**, ce qui contribue à un projet plus durable et économique.

V.3.3. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur les caractéristiques de compactage

L'ajout de cendre d'os de vache (COV) influe directement sur les caractéristiques de compactage des sols fins. Ce matériau, essentiellement minéral, modifie la granulométrie et la structure des mélanges terre-cendre. L'étude de cet impact permet de mieux comprendre les variations de la densité sèche maximale et de l'optimum en eau. Ces paramètres sont essentiels pour évaluer la qualité des remblais et des couches de forme traités. Les résultats expérimentaux des caractéristiques de compactage Proctor standard sont présentés dans les figures qui ont permis d'évaluer l'impact de l'incorporation (COV) sur les caractéristiques de compactage d'une argile naturelle. La courbe de référence, correspondant à l'argile non traitée, présente $\gamma_{dmax}=1,60 \text{ t/m}^3$ obtenue à une teneur en eau optimale de 25 %. L'ajout de COV, dont la densité des particules solides (2,54) est supérieure à celle de l'argile (2,17), a paradoxalement entraîné une diminution générale de γ_{dmax} .

Cette réduction γ_{dmax} , allant de 0,63 % (pour 3 % de COV) à un maximum de 2,50 % (pour 9 % et 12 % de COV), suggère que la présence COV interfère avec l'agencement optimal des particules d'argile lors du compactage. Plusieurs facteurs peuvent expliquer cette tendance contre-intuitive :

- La granulométrie et la forme des particules de cendre, qui pourraient empêcher un emboîtement efficace ;
- Une modification de la plasticité et de la cohésion du mélange rendant la compaction plus difficile ;
- D'éventuelles réactions physico-chimiques altérant la structure du sol.

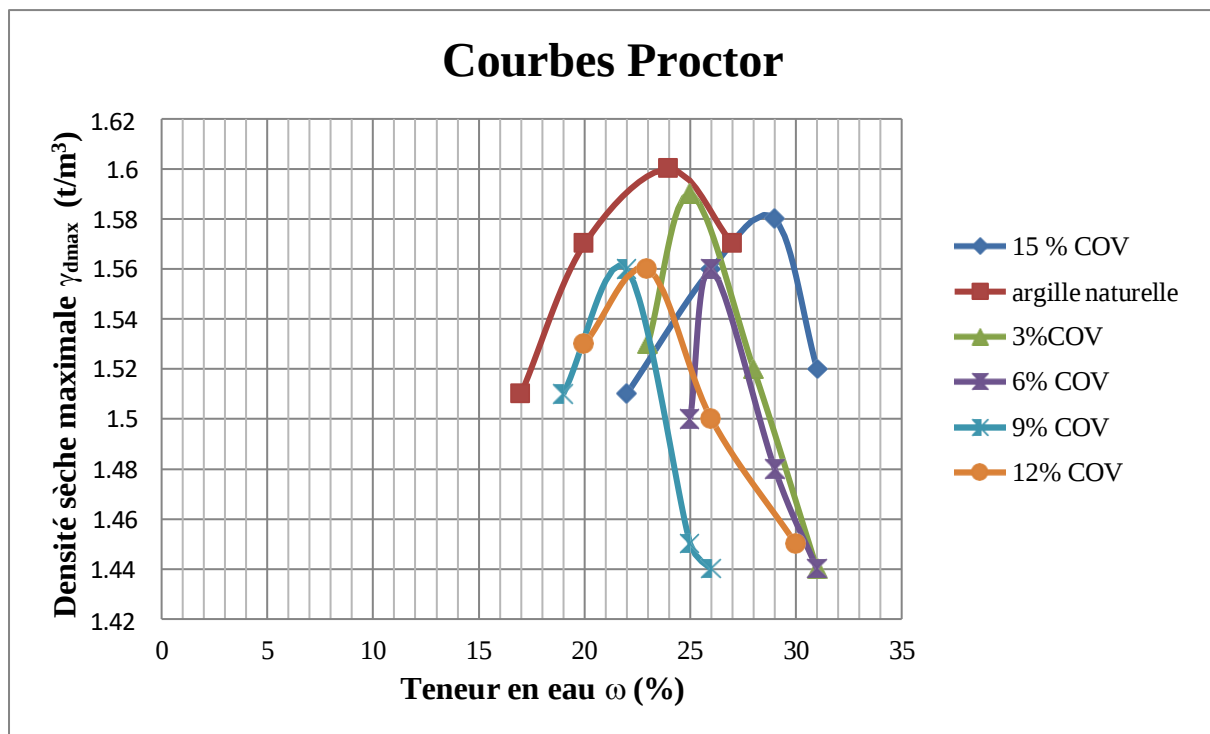


Figure V.6. Résultats des essais Proctor pour les différents mélanges

Concernant ω_{opt} , les résultats montrent un comportement non linéaire et complexe. De faibles pourcentages de COV (3 % et 6 %) entraînent une légère augmentation de l'humidité optimale (jusqu'à +1 %), probablement due à la capacité d'absorption ou aux propriétés de surface de la cendre. Cependant, pour des concentrations intermédiaires (9 % et 12 %), une diminution de ω_{opt} est observée (-2 %). Enfin, à 15 % de COV, une augmentation significative de l'humidité optimale (+3 %) est notée, ce qui pourrait être attribué à la dominance des propriétés hydriques de la cendre à haute concentration.

V.3.4. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur les caractéristiques mécaniques de CBR immédiat et après immersion

Le CBR est une mesure de la résistance d'un sol à la pénétration d'un poinçon standard. Il est crucial pour la conception des chaussées.

- CBR Immédiat (**non imbibé**): Représente la portance du sol dans son état de compactage initial, sans absorption d'eau supplémentaire.
- CBR après Immersion (**imbibé**): Représente la portance du sol après avoir été saturé en eau pendant une période de 4 jours. Cette condition simule le scénario le plus défavorable pour une fondation de chaussée (par exemple, après des pluies intenses ou une remontée de nappe phréatique).

En général, pour la plupart des sols, et particulièrement pour les sols fins comme l'argile, le CBR après immersion est inférieur au CBR immédiat. L'eau réduit la succion matricielle, ramollit la structure du sol et diminue sa résistance. Selon la Figure le CBR immédiat = 1,63 % ; après immersion = 2,40 % pour l'argile naturelle, on constate une légère amélioration après immersion, ce qui est classique pour un sol argileux dont les particules gagnent un peu en cohésion après humidification et tassement.

* Effet des faibles taux d'COV (3 % et 6 %)

- CBR immédiat en baisse nette : 1,00 % (3%) et 0,67 % (6%).
- CBR après immersion faible : 1,05 % (3%) et 1,02 % (6%).

L'ajout de faibles doses d'COV introduit des particules fines perturbant la cohésion entre les grains du sol, ce qui affaiblit la portance. L'effet est négatif aussi bien à l'état immédiat qu'après immersion. Et COV contient des composés de calcium, qui peuvent réagir de manière pouzzolanique avec la silice et l'alumine de l'argile, ou agir comme un agent cimentaire. Cependant, à faibles doses, l'effet peut être négligeable ou même perturber la structure de l'argile existante sans former de liaisons solides.

* Effet des taux plus élevés (9 %, 12 %, 15 %).

À partir de 9 %, l'COV joue probablement un rôle de squelette granulaire, comblant certains vides et améliorant la densité de compactage. Cependant, l'amélioration reste modérée et

surtout **inférieure** à celle de l'argile naturelle après immersion, est **logique** et attendue si la COV agit bien comme un agent stabilisant c.a.d que COV peut avoir des propriétés pouzzolaniques et peut améliorer la résistance et la capacité portante des sols. Le pic à 12% suggère un dosage optimal de stabilisation pour cette argile spécifique.

Pour une application pratique, les résultats pour 9%, 12% et 15% de COV sont plus fiables. Le traitement à 12% de COV semble être le plus efficace pour améliorer le CBR de l'argile, avec une réduction satisfaisante de la résistance après immersion.

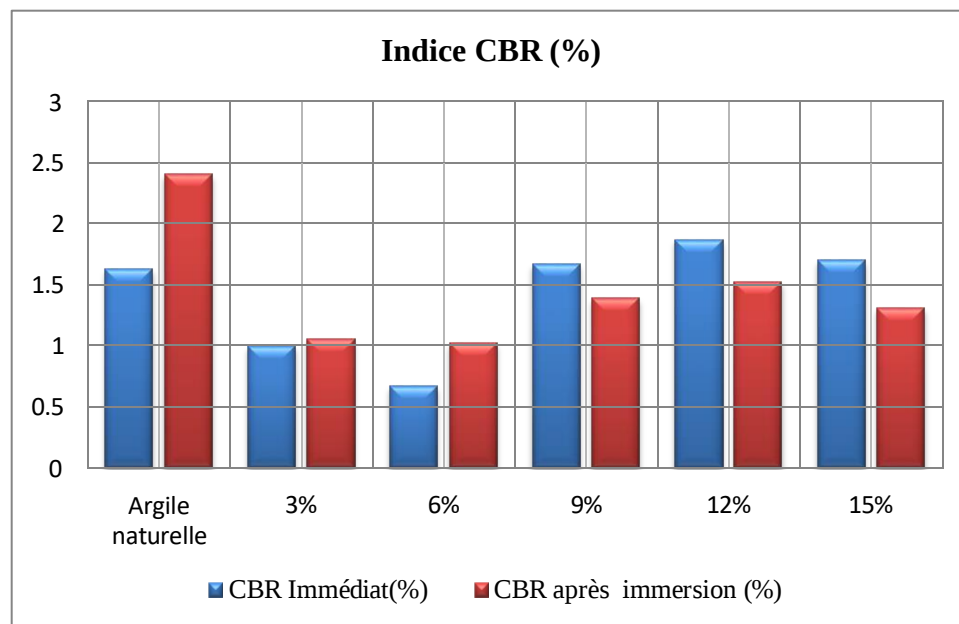


Figure V.7. Variation de l'indice CBR en fonction de cendre d'os de vache avant et après immersion(%).

COV n'améliore pas de manière significative les performances du sol traité après immersion. Son usage pourrait se limiter à des couches non sollicitées par l'eau ou à un complément avec un autre liant (ciment, chaux) pour limiter les effets de l'humidité.

V.3.5. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur la variation du gonflement et de la consolidation du sol

Les sols argileux posent des défis en géotechnique en raison de leur gonflement et consolidation. La cendre d'os de vache (COV) est un additif prometteur, riche en minéraux, pour améliorer leurs propriétés. Cette étude explore l'impact du COV sur le gonflement et la consolidation, cherchant à valider son potentiel comme stabilisant durable. L'objectif est de mieux comprendre ces interactions pour des applications géotechniques et environnementales. Les résultats de l'essai de gonflement pour l'argile traitée à différents % de COV sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau V.3. Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % COV.

% de COV	0%	3%	6%	9%	12%	15%
C_g	0.0897	0,0814	0.0565	0.0482	0.0448	0,0465
C_c	0.2806	0.1398	0.1679	0.2161	0.2904	0,1601

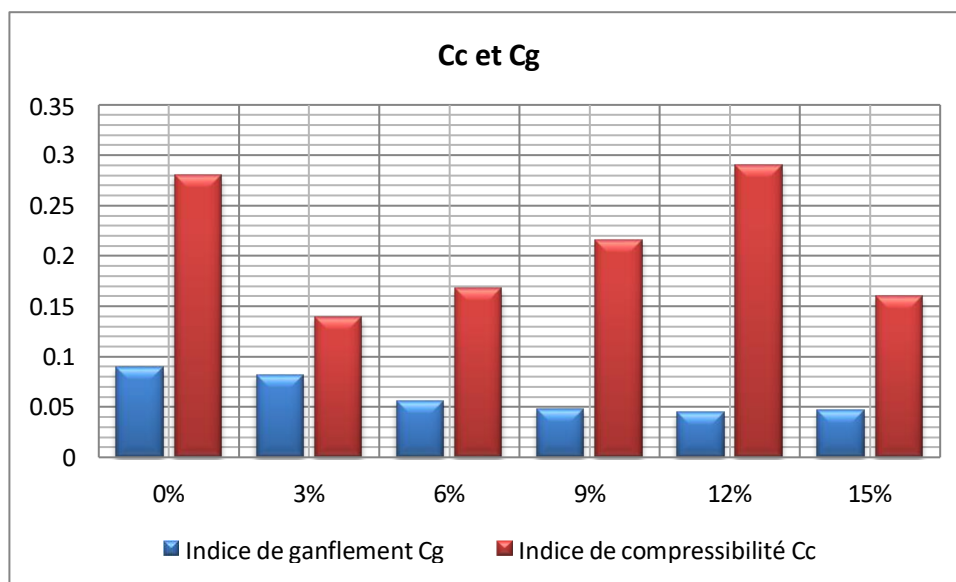


Figure V.8. Variation de Cc et de Cg en fonction de différent % COV.

L'argile Naturelle présente un $C_g = 0,0897$. Avec l'ajout de COV On observe une diminution progressive et significative du C_g avec l'augmentation du pourcentage de COV, atteignant 0,0448 pour 12% de COV. À 15% de COV, le C_g est de 0,0465, ce qui reste nettement inférieur à celui de l'argile naturelle. Raisons de cette tendance (Diminution du C_g avec l'ajout de COV) :

- **Dilution des Minéraux Gonflants** : L'ajout de COV, un matériau plus dense et non gonflant, dilue la proportion des minéraux argileux responsables du gonflement, ce qui réduit le gonflement global du mélange.
- **Changement de la Minéralogie/Réactions Cimentaires**: Les composés du COV (notamment le phosphate et les oxydes de calcium) réagissent avec l'argile en présence d'eau pour former de nouveaux composés stables et cimentaires. Ces liaisons rigidifient la structure du sol et limitent sa capacité à gonfler.
- **Réduction de la Plasticité** : L'incorporation du COV, un matériau inorganique non plastique, abaisse l'indice de plasticité de l'argile. Un sol moins plastique est intrinsèquement moins susceptible aux variations de volume liées au gonflement.

Analyse du Coefficient de Compression (Cc)

Le coefficient de compression (C_c) est une mesure de la compressibilité d'un sol sous charge. Un C_c élevé indique un sol très compressible, sujet à des tassements importants. L'argile Naturelle présente un $C_c = 0,2806$ avec l'ajout de COV :

- **Diminution significative et puis variable du C_c :** À 3% de COV, le C_c chute drastiquement à 0,1398, ce qui représente une réduction de près de 50%. Cette tendance de diminution se poursuit jusqu'à 6% de COV (0,1679) et 9% de COV (0,2161), où le C_c reste inférieur à celui de l'argile naturelle.
- **Augmentation inattendue à 12% :** Fait notable, à 12% de COV, le C_c remonte à 0,2904, dépassant même celui de l'argile naturelle.
- **Retour à une valeur plus faible à 15% :** À 15% de COV, le C_c redescend à 0,1601, redevenant significativement inférieur à celui de l'argile naturelle.

Raisons de cette tendance (Diminution et puis Variation du C_c avec l'ajout de COV) :

1. **Stabilisation par Cimentation (Diminution du C_c) :** La chute initiale du C_c (à 3%, 6%, 9% et 15%) est due à la formation de liaisons rigides entre les particules grâce au phosphate de calcium et au calcium de la cendre d'os augmente la rigidité de la matrice du sol. Un sol plus rigide est moins compressible et donc tasse moins sous charge.
2. **Effet de Remplissage et Interférence (Diminution initiale) :** L'ajout de particules plus denses de COV peut remplir certains vides de l'argile, rendant le squelette solide plus dense et potentiellement moins compressible si l'emboîtement est efficace.

V.3.6. Impact de la cendre d'os de vache (COV) sur la résistance aux cisaillements

L'amélioration des sols argileux représente un enjeu majeur en géotechnique en raison de leurs propriétés mécaniques souvent limitées. Dans cette optique, l'utilisation de matériaux alternatifs, tels que les cendres d'os de vache (COV), est explorée. Notre étude se concentre précisément sur l'impact de l'incorporation de COV sur la résistance au cisaillement d'une argile. Les résultats d'essais en laboratoire révèlent l'évolution de la cohésion (c) et de l'angle de frottement interne (ϕ) de l'argile en fonction des différentes proportions de COV ajoutées, et des tendances significatives peuvent être observées.

- De manière générale, l'ajout COV améliore c et ϕ de l'argile traitée par rapport à son état naturel. C de 34 à 41 kN/m² et ϕ de 3,49° à 12,35°.
- ϕ présente une variation non monotone. Il augmente fortement initialement (de 3,49° à 10,34° à 6% de COV), diminue légèrement à 9%, puis remonte pour atteindre son pic à 15%. Cela suggère qu'il pourrait y avoir un pourcentage optimal ou une plage d'optimisation pour ϕ qui n'est pas strictement linéaire.
- La cohésion (C) montre une tendance générale à l'augmentation avec l'ajout de COV, atteignant son maximum à 15%. Bien qu'il y ait une légère baisse à 6% par rapport à 3%, la tendance globale est à l'amélioration continue.
- Effet global positif : L'incorporation de COV semble être une méthode efficace pour améliorer la résistance au cisaillement de l'argile.

L'augmentation observée de (c) et de (φ) s'explique par la richesse de (COV) en calcium, phosphore et autres minéraux. Ces composés agissent comme des agents de stabilisation multifonctionnels au contact des sols argileux. Leurs mécanismes d'action incluent :

- **Réactions pouzzolaniques / cimentaires** : En présence d'eau, les composés des cendres réagissent avec la silice et l'alumine des minéraux argileux pour former de nouveaux liants cimentaires.
- **Floculation/Agrégation** : Les ions, notamment le calcium, favorisent l'agrégation des particules argileuses, modifiant la microstructure du sol.
- **Remplissage des vides** : Les fines particules de COV comblent les espaces interstitiels, contribuant à densifier le mélange.

Ces résultats sont en parfaite cohérence avec les principes établis de l'amélioration des sols par stabilisation, et rejoignent les observations faites sur d'autres types de déchets valorisés, tels que la poudre de céramique ou de verre (Boukhatem et al., 2024, 2025).

En conclusion, ces résultats sont non seulement très intéressants, mais aussi parfaitement logiques et cohérents avec les principes de l'amélioration des sols argileux par des agents cimentaires ou stabilisants. Ils démontrent clairement le potentiel des cendres d'os de vache comme amendement efficace en ingénierie géotechnique.

Tableau V.4. Variation de C et φ en fonction de différent % COV.

% de COV	0%	3%	6%	9%	12%	15%
$C(kN/m^2)$	34	38	37	39	40	41
$\varphi(^{\circ})$	3.49	9.01	10.34	7.97	8.84	12.35

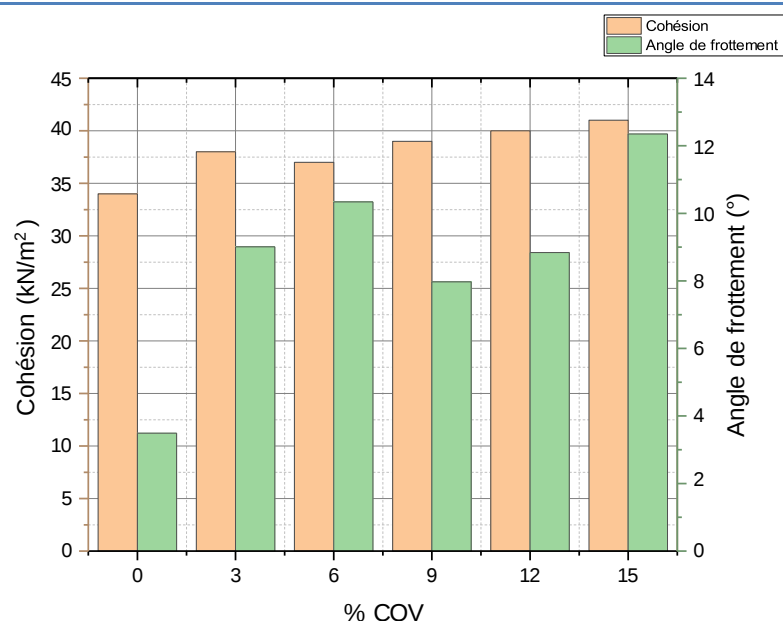


Figure V.9. Variation de C et φ en fonction de différent % COV.

V.4. Analyse statistique

V.4.1. Analyse de variance ANOVA

ANOVA (analysis of variance) est un ensemble de modèles statistiques permet d'étudier le comportement d'une variable quantitative à expliquer en fonction d'une ou de plusieurs variables qualitatives. En utilisant les moyennes, il peut être intéressant de spécifier nommément sur quel groupe porte ces différences. Elle consiste essentiellement à partitionner la variation totale d'une expérience en éléments attribuables aux facteurs contrôlés et les erreurs générées. La signification statistique des modèles quadratiques de prédiction est évaluée par **P-value** et **F-value** d'ANOVA [13]. Dans le tableau d'ANOVA, P-value est la probabilité (allant de 0 à 1) que les résultats observés dans une étude (ou résultats plus extrêmes) ont pu se produire par hasard.

- Si $P > 0,05$, le paramètre est insignifiant (Non significatif);
- Si $P < 0,05$, le paramètre est significatif.

Pour notre étude expérimentale, nous souhaitons estimer l'influence de l'ajout de COV sur l'indice de plasticité (I_p), la cohésion C et l'angle de frottement (ϕ) et. Le tableau VI.7 présente les résultats de l'analyse de variance (ANOVA) de I_p , C et ϕ .

Selon le tableau, le facteur ayant l'influence la plus significative sur l'indice I_p est l'interaction AB (pourcentage d'argile * pourcentage de COV) avec une contribution de 10,79% pour la Cohésion C . Ensuite contribue à hauteur de 4,13% pour ϕ . Les autres paramètres n'ont pas d'influence significative.

Tableau V.5. Analyse de la variance pour l'indice I_p , C et ϕ .

L'indice I_p						
Source	Sum of Squares	df	Mean Square	F-value	p-value	Remarque
Model	41,46	2	20,73	78,80	< 0.0001	significatif
A-Argile	2,89	1	2,89	11,00	0,0106	significatif
B-COV	1,0250	0	2,10	7,25	0,0021	significatif
AB	5,30	1	5,30	20,14	0,0020	significatif
A²	0,0000	0				significatif
B²	0,0000	0				B ²
Residual	2,10	8	0,2631			Residual
Cor Total	43,57	10				Cor Total
La cohésion (C)						
Model	38,88	2	19,44	36,11	< 0.0001	significatif
A-Argile	0,0051	1	0,0051	0,0095	0,9247	

B-COV	0,0000	0				
AB	4,662	1	0,4662	0,8660	0,3793	
A²	0,0000	0				
B²	0,0000	0				
Residual	4,31	8	0,5383			
Cor Total	43,18	10				
L'angle de frottement (ϕ)						
Model	31,06	2	15,53	5,26	0,0348	significatif
A-Argile	0,9433	1	0,9433	0,3198	0,5873	
B-COV	0,0000	0				
AB	2,26	1	2,26	0,7677	0,4065	
A²	0,0000	0				
B²	0,0000	0				
Residual	23,60	8	2,95			
Cor Total	54,66	10				

V.4.2. Analyse de régression

L'équation de régression fournit des informations utiles concernant l'influence de chaque variable explicative sur les valeurs de prévision, notamment le coefficient de régression pour chaque variable explicative. Les valeurs de pente peuvent être comparées pour déterminer l'influence relative de chaque variable explicative sur la variable dépendante ; plus la valeur de pente est éloignée de zéro (que la valeur soit positive ou négative), plus l'influence est grande.

L'ensemble des caractéristiques essentielles d'ajustement du modèle postulé est groupé dans le tableau V.1. La relation fonctionnelle entre les variables de sortie (ϕ , C et I_p) et les variables d'entrées (le % de l'argile et % de COV) a été exprimé avec un coefficient de détermination (**$R^2 = 95,17\%$ pour I_p , $R^2 = 90,03\%$ pour C et $R^2 = 56,82\%$ pour ϕ**) qui est le rapport entre la variation due au modèle et la variation totale, montre que le modèle à un bon ajustement pour les deux réponses. Le tableau renseigne également la valeur de l'écart type résiduel, la valeur de la moyenne des réponses et le nombre des essais effectués.

Les coefficients de détermination prédits (R^2) et ajustés (R^2 ajusté) indiquent une bonne corrélation pour les deux paramètres étudiés : l'indice de plasticité (I_p), C et ϕ .

- **Pour l'indice I_p :**
 - $R^2_{\text{prédit}} = 0,9396$
 - $R^2_{\text{ajusté}} = 0,8732$
- **Pour la cohésion (C) :**
 - $R^2_{\text{prédit}} = 0,8753$
 - $R^2_{\text{ajusté}} = 0,7653$
- **Pour ϕ :**
 - $R^2_{\text{prédit}} = 0,4603$

- R^2 ajusté = -0,1800

Dans les deux cas, la différence entre R^2 prédit et R^2 ajusté est inférieure à 0,2, ce qui traduit un accord raisonnable entre les valeurs prédites et observées.

V.4.3. Estimation des coefficients

Afin de déterminer les facteurs influents les deux réponses des modèles de régression multiple postulés ci-dessus, nous avons évalué les valeurs des coefficients, leur écart type, f-valeur t et p-valeur par le biais de la méthode de screening. La valeur 0,05 est le seuil de vérification indiquant en probabilité que le coefficient n'est pas nul et par conséquent il est significatif

Le calcul des coefficients des facteurs et de leur interaction ainsi que l'évaluation de leur aspect significatif nous a permis de prédire les modèles polynomiaux qui sont présentés par les équations correspondantes.

$$\text{Cohésion} = +36,49 + 2,32 A + 3,89 AB$$

$$\text{Phi} = -17,50 + 31,47A + 8,56AB$$

$$\text{Ip} = +64,89 - 55,11A - 13,10 AB$$

La comparaison entre les valeurs expérimentales et prédites de la variable de sortie (I_p), C et ϕ est présentée dans les Figures V.10 et V.11. Les résultats montrent une excellente concordance entre les valeurs prédites par le modèle et les valeurs expérimentales mesurées, confirmant ainsi la validité des équations pour prédire les sorties (I_p), C et ϕ) en fonction des facteurs d'entrée (% d'argile, % de COV). Ces observations indiquent que le modèle de régression quadratique est capable de représenter avec précision la relation fonctionnelle entre les variables d'entrée et les variables de sortie. Par conséquent, ces résultats sont très encourageants, car ils suggèrent que le modèle peut être utilisé pour prédire avec précision (I_p), C et ϕ .

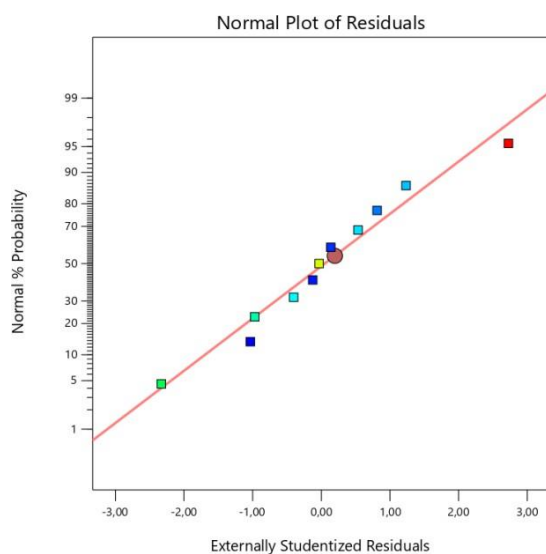


Figure V.10. Valeurs expérimentales et valeurs prédites de l'indice I_p .

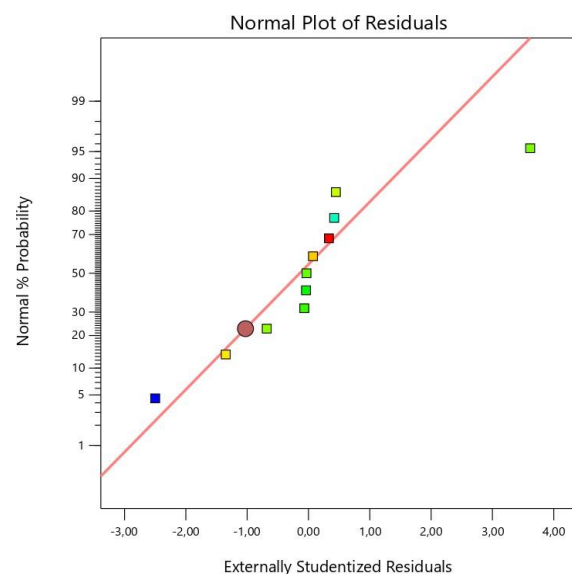


Figure V.11. Valeurs expérimentales et valeurs prédites de C.

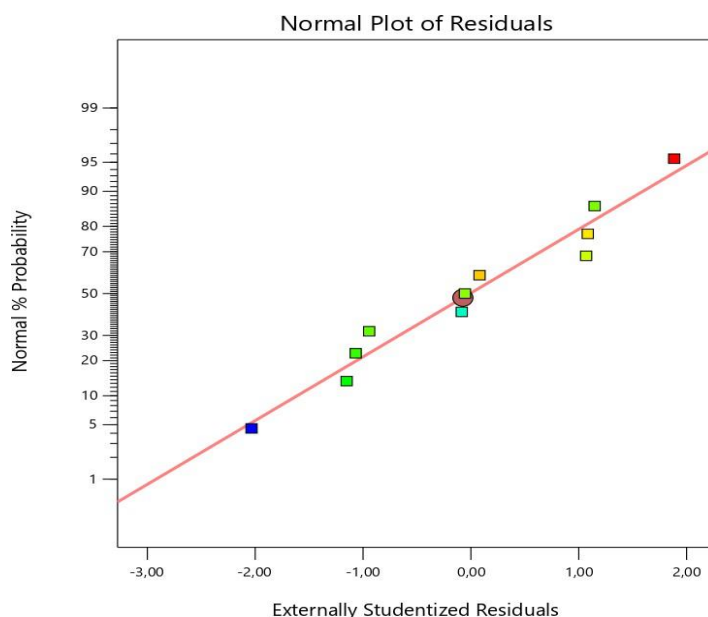


Figure V.12. Valeurs expérimentales et valeurs prédites de ϕ .

V.4.4. Optimisation des paramètres d'influence (% d'argile, % de COV)

Une optimisation est effectuée pour déterminer les valeurs des entrées du processus à utiliser pour obtenir la sortie du processus souhaitée. Les objectifs d'optimisation habituels peuvent être de maximiser le rendement d'un processus, de minimiser le temps de traitement nécessaire à la fabrication d'un produit ou d'atteindre une spécification du produit cible.

Les contraintes utilisées pendant le processus d'optimisation sont illustrés dans le tableau V.6. Le problème revient à cibler la fonction de désirabilité (D) qui est la fonction objective sous les contraintes des variables.

Tableau V.6. Contraintes appliquées sur les paramètres à optimiser

Paramètres	Objectif	Limite inférieure	Limite Supérieure	Poids inférieure	Poids Supérieure	Importance
A:Argile	is in range	0	100	1	1	3
B:COV	is in range	0	15	1	1	3
Cohésion	is in range	34	41	1	1	3
Phi	is in range	3,49	12,35	1	1	3
Ip	minimize	16,8	23,55	1	1	3

Les valeurs optimales des paramètres de traitement du sol, conformément aux contraintes fixées, sont illustrées dans le tableau ci-après, qui contient les cinq meilleures solutions.

Tableau V.7. Valeurs des paramètres à optimiser.

Number	Argile	SB	CB	CBR	Ip	Desirability	
1	99,500	5,438	37,727	11,324	13,894	1,000	Selected
2	99,750	3,844	36,912	9,659	16,406	1,000	
3	88,438	13,336	40,596	11,815	14,687	1,000	
4	93,188	8,695	39,027	10,862	15,483	1,000	
5	93,125	8,109	38,762	10,243	16,437	1,000	

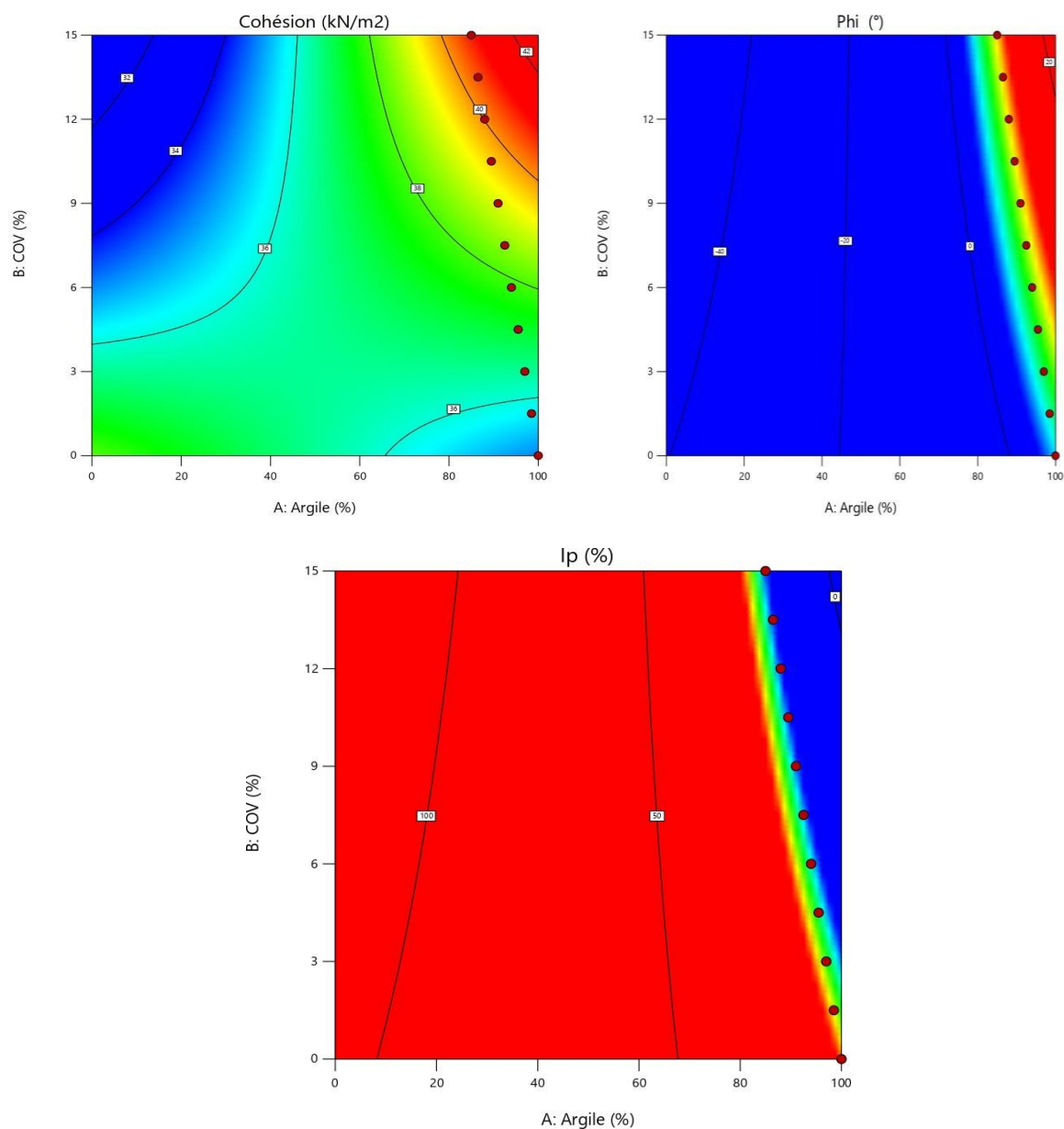


Figure V.13. Les surfaces de contours.

V.5. Conclusion

La stabilisation de l'argile par l'incorporation progressive de cendre d'os de vache (COV) a permis de constater des évolutions marquées des propriétés géotechniques du sol. Globalement.

- **Les paramètres suivants sont en diminution avec l'augmentation du pourcentage de COV** : la valeur au bleu de méthylène (VBS), la limite de liquidité (LL), la limite de plasticité (LP), l'indice de plasticité (Ip), l'indice de gonflement (Cg), la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et, pour de faibles taux, le CBR immédiat et après immersion.
- **Les paramètres en augmentation** comprennent la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ), qui traduisent un renforcement progressif de la résistance au cisaillement du sol traité. De plus, le coefficient de compression (Cc) a montré une tendance variable, avec une diminution notable aux faibles et hauts taux de COV, mais une hausse ponctuelle à 12 %. Ces résultats confirment l'efficacité du COV pour améliorer certaines caractéristiques mécaniques et réduire la sensibilité à l'eau des sols argileux, bien que l'effet optimal dépende du dosage utilisé.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Ce mémoire a mis en lumière le potentiel significatif de la cendre d'os de vache (COV) comme additif pour l'amélioration des propriétés géotechniques des sols argileux gonflants, spécifiquement ceux de la région d'El Ratba, dans la commune de Hammam N'Bail. Face aux défis posés par ces sols, caractérisés par leurs changements de volume importants dus aux variations d'humidité, cette étude s'est inscrite dans une démarche de développement durable, cherchant à valoriser un déchet localement disponible en tant qu'alternative aux stabilisants conventionnels.

LES RÉSULTATS OBTENUS ONT MONTRÉ QUE:

Les investigations expérimentales ont révélé des évolutions marquées et généralement positives des propriétés du sol traité. Une diminution progressive de paramètres tels que la valeur au bleu de méthylène (VBS), la limite de liquidité (LL), la limite de plasticité (LP) et l'indice de plasticité (Ip) a été observée avec l'augmentation du pourcentage de COV. Cette réduction des indices de plasticité et d'argilosité (VBS) est cruciale, car elle indique une moindre sensibilité du sol à l'eau, facilitant ainsi les opérations de compactage et réduisant les risques de gonflement. De même, l'indice de gonflement (Cg) a diminué, attestant d'une réduction de la capacité du sol à varier de volume sous l'effet de l'humidité. Cependant, une légère diminution de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) a été constatée, suggérant que la présence de COV peut interférer avec l'arrangement optimal des particules d'argile lors du compactage. Le comportement du CBR a été plus complexe, avec une baisse aux faibles taux de COV mais une amélioration modérée à des taux plus élevés, notamment autour de 12%.

Parallèlement, les propriétés mécaniques du sol ont été globalement renforcées. La cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) ont montré une tendance à l'augmentation avec l'incorporation de COV, ce qui est essentiel pour la stabilité des ouvrages géotechniques. L'analyse du coefficient de compression (Cc) a montré une variabilité intéressante, avec une diminution significative à de faibles et hauts taux de COV, mais une augmentation ponctuelle à 12%, ce qui pourrait indiquer des interactions complexes entre l'argile et la COV à certains dosages. Ces améliorations sont attribuables à la richesse de la COV en composés minéraux tels que le phosphate de calcium, qui agissent comme agents de stabilisation par des réactions pouzzolaniques/cimentaires, la floculation/agrégation des particules argileuses, et le remplissage des vides.

L'application de la méthode de surface de réponse (RSM) a permis d'optimiser les paramètres du traitement, offrant ainsi une compréhension plus approfondie des interactions entre les pourcentages d'argile et de COV. Les modèles prédictifs développés ont montré une excellente concordance avec les valeurs expérimentales, confirmant la validité de l'approche pour anticiper le comportement du sol traité.

***E**n somme, ce travail démontre clairement le potentiel des cendres d'os de vache comme amendement efficace en ingénierie géotechnique pour les sols argileux gonflants. L'utilisation de ce déchet d'origine animale constitue une solution à la fois économique et écologique, réduisant l'impact environnemental lié à l'exploitation de matériaux naturels et au transport, tout en offrant une valorisation de résidus localement disponibles. Bien que des études supplémentaires puissent être envisagées pour affiner les mécanismes d'interaction à long terme et l'optimisation des dosages pour des applications spécifiques, les résultats obtenus ici sont très encourageants et posent les bases d'une approche plus durable pour le traitement des sols dans la région.*

Références Bibliographiques

- [1] **Schlosser F., Unterreiner P.**, Renforcement des sols par inclusions; *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, doc C 245, p01-21.*
- [2] Caquot, A., ‘ ‘ Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes’ ’, Gauthier–Villars, Paris. (1934).
- [3] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [5] **Tacnet, J.M., Philippe, G.** (2000). Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques Ouvrages de référence. Cemagref, 92p. 25-26
- [6] **Schlosser, F.** Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.17p.
- [7] **Guler, E., M. Hamderi et M. Demirkan** (2007). Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, 14, No. 6, p330 -345.
- [8] Ferber V., Emploi des géosynthétiques. LCPC Nantes -Reconnaissance et mécanique des sols. Géotechnique Routière. P1-36.
- [9] Bathurst, R.J. and Hatami, K. 2001. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. Invited theme paper, Computer Methods and Advances in Geomechanics: 10th International Conference of the International Association for .Computer Methods and Advances in Geomechanics, 7-12 January 2001, Tucson, Arizona, USA, Vol. 2, pp. 1223-1232.
- [10] Boukhatem, G. et al. Optimizing properties of clayey soil using lime and waste marble powder: a sustainable approach for engineering applications. *Front. Mater.* 11, 1392875. <https://doi.org/10.3389/fmats.2024.1392875> (2024).
- [11] Wahab, N. A. et al. “Strength and durability of cement-treated lateritic soil. Sustainability. 13, 6430 (2021).
- [12] Ikizler, S. B., Aytekin, M. & Vekli, M. Reductions in swelling pressure of expansive soil stabilized using EPS geofoam and sand. *Geosynth. Int.* 16(3), 216–221 (2009).
- [13] Munirwan, R. P., Mohd Taib, A., Taha, M. R., Abd Rahman, N. & Munirwansyah, M. The application of coffee husk ash to improve compaction characteristics of clay soil. *World Sustain. Constructe. Conf. Ser.* 1140, 012001. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1140/1/012001> (2023).
- [14] NF-P94–053: Reconnaissance et Essais—Mesure de la densité apparente.
- [15] NF P 94–068: Reconnaissance et Essais—Mesure de la quantité d’adsorption de Bleu de méthylène d’un sol ou d’un matériau rocheux. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d’un sol ou d’un matériau rocheux par l’essai à la tâche.
- [16] NF P 94–051: Détermination des limites d’Atterberg la limite à la coupelle Limitée de Plasticité au rouleau.

N

etographique

- 90