

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : CHEMMAKHI SEIF EL ISLAM

BACHTARZI MOHAMED TAHER SABRI

---

**Thème : TRAITEMENT D'UN SOL ARGILEUX AVEC  
DES DECHETS DE BOIS EN SCIURE ET EN  
BIOMASSE**

---

Sous la direction de : Dr. BOUTAHIR NEE BENCHEIKH M

Junin 2024

## **Remerciements**

*Tout d'abord, nous voudrions exprimer notre gratitude envers le tout-puissant pour nous avoir donné la force, la patience et la détermination pour mener à bien ce travail.*

*nous souhaitons remercier chaleureusement notre directrice de recherche **Mem Boutahir née Bencheikh Messaouda**, pour ses conseils avisés, sa disponibilité inébranlable et son soutien inconditionnel tout au long de cette recherche. Sa grande expertise et ses encouragements ont été d'une aide précieuse pour nous, et nous avons considérablement enrichi nos connaissances grâce à elle.*

*Nous tenons également à remercier les membres du jury qui ont généreusement accepté d'évaluer notre travail.*

*Nous n'oublions pas de remercier le personnel administratif du département de génie civil et hydraulique de l'université 8 mai 1945 pour leur assistance dans les démarches administratives.*

*Nous remercions aussi les responsables de laboratoire **LTP-EST ANNABA** et **LNHC-BELKHIER** pour leur aides, leurs patience leur compréhension et leur encouragement.*

*Notre remerciement au responsable de laboratoire de l'université 8 mai 1945 Guelma, et les technicienne de laboratoire pédagogique Samira et Sihem*

*Enfin, nous tenons à exprimer notre remerciements les plus sincères à tous les enseignants qui nous 'ont guidé tout au long de notre parcours universitaire.*

*Vos enseignements ont été précieux et ont contribué à notre développement personnel et professionnel.*

# *Dédicace*

*À la mémoire de ma mère,*

*Ta bienveillance, ton amour inconditionnel et ta force m'ont guidé tout au long de ce parcours académique. Ton absence est douloureuse, mais je sais que tu es toujours avec moi, me poussant à donner le meilleur de moi-même.*

*À mon père, qui a toujours cru en moi et m'a encouragé à poursuivre mes rêves et qui m'ont tant donné de courage pour accomplir cette mission.*

*À ma sœur, complice de mes joies et de mes peines, merci pour ta présence constante.*

*À ma belle-mère, qui a su m'accueillir avec chaleur et générosité*

*A mes neveux anes et mohamed*

*Je dédie également cette mémoire à toute ma famille, mes oncles, mes tantes, mes cousins et mes cousines, merci pour votre soutien indéfectible.*

*A mes chères amies d'enfance Aymen, Ahmed, Faycel, Choib, Mahyedine.*

*A mes chère amis de parcours Sabri, nidahl, tarek, Anis, Salim, Chawki, Ahmed, Roumaissa, Lina, Ikram.*

*À tous ceux qui ont partagé ce voyage avec moi, je vous suis reconnaissant*

**CHEMMAKHI SEIF EL ISLAM**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs, à celle  
qui a fait tout pour ma réussite. A ma mère*

*A mon support dans la vie, à mon exemple éternel, à ma  
source de force et de courage. A mon père*

*A mes chères sœurs « Rym Mouni » et « Chiraz Hind »  
pour l'aide qu'elles ont fourni tout au long de mes  
années d'étude*

*A ma nièce « Isra » et à mon neveu « Maxime »*

*A ma grand-mère, à mes tantes, à mes oncles, à toute  
ma famille*

*A mes chers amis « Akrem, Ilyes, Nasro, Fateh, Zaki,  
Islem, Anis, Tarek, Nidhal, Chawki »*

*Et à tous ceux qui ont toujours cru en moi, m'ont  
accompagné et soutenu...*

*Trouvez ici ma profonde reconnaissance*

**Mohamed Taher Sabri BACHTARZI**

# Résumé

*L*es sols argileux peuvent poser des problèmes pour la construction de routes et d'infrastructures, notamment en raison de leur gonflement. L'utilisation de déchets de bois en Cendre (CB) et en sciure (SB) comme agent de stabilisation est une approche prometteuse, car elle est moins coûteuse et plus respectueuse de l'environnement que les méthodes traditionnelles. L'objectif principal de notre travail est de valoriser les déchets de bois en les utilisant comme substituts partiels du sol argileux provenant de la région de El-Kharba, wilaya de Mila, classée comme argile gonflante, afin d'améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques de ce sol et de réduire son impact sur l'environnement.

*P*our atteindre cet objectif, nous avons adopté une approche expérimentale, au cours de laquelle nous avons effectué des essais sur différents échantillons de sol argileux traités à différents dosages de déchets de bois en sciure (SB) et en cendre (CB) (de 2 % à 10 % avec un pas de 2 % et l'ajout de 2 % de ciment). Ces essais ont permis de caractériser les propriétés physiques et mécaniques des sols traités.

*E*nsuite, nous avons utilisé une approche d'optimisation en appliquant la méthode des surfaces de réponse (RSM) pour optimiser les dosages de CB et SB permettant d'obtenir les meilleures améliorations des caractéristiques de cette argile, en particulier l'indice CBR avec un coefficient de détermination  $R^2 = 98,05 \%$  et l'indice de plasticité avec  $R^2 = 97,44 \%$ .

**Keywords.** Cendre, sciure de bois, gonflement, optimisation, étude expérimentale.

# Abstract

Clay soils can pose challenges for the construction of roads and infrastructure, particularly due to their swelling. The use of wood waste in the form of ash (CB) and sawdust (SB) as a stabilization agent is a promising approach, as it is less expensive and more environmentally friendly than traditional methods. The main objective of our work is to valorize wood waste by using it as a partial substitute for clay soil from the El-Kharba region, Mila province, classified as swelling clay, in order to improve the physical and mechanical characteristics of this soil and reduce its environmental impact.

To achieve this objective, we adopted an experimental approach, during which we conducted tests on different samples of clay soil treated with various dosages of wood waste in sawdust (SB) and ash (CB) (ranging from 2% to 10% with a 2% increment and the addition of 2% cement). These tests allowed us to characterize the physical and mechanical properties of the treated soils.

Subsequently, we used an optimization approach by applying the response surface methodology (RSM) to optimize the dosages of CB and SB to achieve the best improvements in the characteristics of this clay, particularly the CBR index with a determination coefficient  $R^2 = 98.05\%$  and the plasticity index with  $R^2 = 97.44\%$ .

**Keywords:** Ash, sawdust, swelling, optimization, experimental study.

## المخلص

التربة الطينية يمكن أن تشكل تحديات عند بناء الطرق والبنية التحتية، خاصة بسبب انتفاخها. استخدام نفايات الخشب في شكل رماد (CB) ونشارة (SB) كعامل تثبيت هو نهج واعد، لأنه أقل تكلفة وأكثر صداقة للبيئة مقارنة بالطرق التقليدية. الهدف الرئيسي من عملنا هو تقييم نفايات الخشب عن طريق استخدامها كبديل جزئي للتربة الطينية من منطقة الخربة، ولاية ميله، المصنفة كتربة طينية منتفخة، بهدف تحسين الخصائص الفيزيائية والميكانيكية لهذه التربة وتقليل تأثيرها على البيئة.

لتحقيق هذا الهدف، اعتمدنا نهجًا تجريبيًا، حيث أجرينا تجارب على عينات مختلفة من التربة الطينية المعالجة بجرعات مختلفة من نفايات الخشب في شكل نشارة (SB) ورماد (CB) تتراوح بين 2% إلى 10% بزيادة 2% مع إضافة 2% من الإسمنت). سمحت لنا هذه التجارب بتوصيف الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للتربة المعالجة.

بعد ذلك، استخدمنا نهجًا للتحسين من خلال تطبيق منهجية سطح الاستجابة (RSM) لتحسين جرعات CB و SB لتحقيق أفضل تحسينات في خصائص هذه الطين، خاصة مؤشر CBR بمعامل تحديد  $R^2 = 98.05\%$  ومؤشر اللدونة بمعامل تحديد  $R^2 = 97.44\%$ .

**الكلمات المفتاحية:** رماد، نشارة الخشب، انتفاخ، تحسين، دراسة تجريبية.

# Sommaire

Titre

Page

## *Chapitre I : Généralités sur les sols naturels*

<b>I.1. Introduction</b>	<b>01</b>
<b>I.2. Éléments constitutifs d'un sol</b>	<b>01</b>
<b>I.2.1. La phase gazeuse</b>	<b>02</b>
<b>I.2.2. La phase liquide</b>	<b>02</b>
<b>I.2.3. La phase solide</b>	<b>02</b>
<b>I.3. Caractéristiques des sols</b>	<b>03</b>
<b>I.3.1. Caractéristiques minéralogiques.</b>	<b>03</b>
<b>I.3.1.1. Minéraux primaires</b>	<b>03</b>
<b>I.3.1.2. Minéraux secondaires</b>	<b>04</b>
<b>I.3.1.3. Sels solubles</b>	<b>04</b>
<b>I.3.1.4. Matières organiques</b>	<b>04</b>
<b>I.3.2. Caractéristiques physico-mécaniques</b>	<b>04</b>
<b>I.4. Systèmes de classifications des sols</b>	<b>05</b>
<b>I.4.1. Classification USCS/LCPC</b>	<b>05</b>
<b>I.4.2. Classification des sols selon la nomenclature GTR (norme NF P 11 300)</b>	<b>07</b>
<b>I.4.3. Système de classification AASHTO.</b>	<b>08</b>
<b>I.5. différents types des sols fins.</b>	<b>09</b>
<b>I.5.1. Limons (Silt)</b>	<b>09</b>
<b>I.5.2. Vases</b>	<b>10</b>
<b>I.5.3. Argiles (Clay)</b>	<b>10</b>
<b>I.5.3.1. Minéraux argileux</b>	<b>10</b>
<b>I.5.3.2. Principaux groupes des minéraux argileux</b>	<b>11</b>
<b>I.6. Problèmes associés aux sols argileux</b>	<b>13</b>
<b>I.6.1. Phénomène d'érosion</b>	<b>13</b>
<b>I.6.2. Phénomène de retrait-gonflement</b>	<b>14</b>
<b>I.6.3. Phénomène de glissement de talus naturel</b>	<b>14</b>
<b>I.6.4. Phénomène de tassement excessif</b>	<b>15</b>
<b>I.7. Conclusion</b>	<b>15</b>

## *Chapitre II : Différentes méthodes de traitement et d'amélioration des sols*

<b>II.1. Introduction</b>	<b>16</b>
<b>II.2. Choix des techniques d'amélioration du sol</b>	<b>16</b>
<b>II.3. Les méthodes d'amélioration</b>	<b>17</b>
<b>II.3.1. Méthodes mécaniques (renforcement)</b>	<b>18</b>
<b>II.3.1.1. Compactage de surface</b>	<b>18</b>
<b>II.3.1.2. Compactage dynamique</b>	<b>18</b>
<b>II.3.1.3. Procédé du vibrocompactage</b>	<b>19</b>
<b>II.3.1.4. Insertion de colonnes ballastées (stone columns)</b>	<b>20</b>

II.3.1.5. Stabilisation par clouage (soilnailing)	20
II.3.2. Méthodes hydromécaniques	21
II.3.2.1. Consolidation par surcharge (précharge)	21
II.3.2.2. Utilisation de drains verticaux (wick drains)	21
II.3.2.3. Geodrainage (PVD - Prefabricated Vertical Drains)	22
II.3.2.4. Renforcement par géosynthétiques	22
II.3.3. Méthodes thermiques	23
II.3.3.1. Traitement thermique par injection de chaleur	23
II.3.3.2. Congélation artificielle (soilfreezing)	24
II.3.3.3. Calcination	24
II.3.4. Méthodes chimiques	25
II.3.4.1. Stabilisation par l'ajout de la chaux	25
II.3.4.2. Stabilisation par le ciment	27
II.3.4.3. Stabilisation par les fibres végétales	28
II.3.4.4. Stabilisation par les cendres	31
II.4. Conclusion	32
<i>Chapitre III : Propriétés des matériaux employés et démarche expérimentale</i>	
III.1. Introduction	34
III.2. Matériaux utilisés	34
III.2.1. Sol argileux	34
III.2.1.1. Localisation du prélèvement	34
III.2.1.2. Situation géographique de la zone d'étude	35
III.2.1.3. Cadre géologique générale	35
III.2.2. Sciure de bois	36
III.2.3. Cendre de bois	36
III.2.4. Ciment	37
III.3. Identification et classification des matériaux utilisés	37
III.3.1. Caractérisation chimique	38
III.3.1.1. Essai au bleu de méthylène (VBS) NF P 94 068	38
III.3.2. caractérisation physique	40
III.3.2.1. La masse volumique absolue de l'argile (NF XP P 94-054)	40
III.3.2.2. La masse volumique absolue de la cendre de bois et de la sciure de bois: (NF XP P 94-054)	40
III.3.2.3. Granulométrie par diffraction laser pour la cendre et la sciure de bois	41
III.3.2.4. Teneur en eau naturelle $\omega$ (%)(NF P 94 050)	42
III.3.2.5. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) et sédimentométrie (NF P 94-057)	43
III.3.2.6. Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)	45
III.3.3. Classification de notre sol selon USCS	49
III.3.4. Essais mécanique	50
III.3.4.1. Essai Proctor normal (NF P 94-093)	50

III.3.4.2. Essai de CBR :(California Bearing Ratio test) Norme NF P 94-078	53
III.3.4.3. Compression simple non confinée(l'EN 12390-4)	56
III.3.4.4. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (EN 12390-3)	57
III.3.4.5. Essai de gonflement à l'œdomètre (NF P 94-91)	60
III.4. Conclusion	62
<i>Chapitre IV : Concepts Fondamentaux des Plans d'Expériences</i>	
IV.1. Introduction	63
IV.2. Termes et concepts communs des plans d'expériences	63
IV.3. Cas d'utilisation des plans d'expériences	64
IV.4. Objectifs d'utilisation des plans d'expériences	65
IV.4.1.1 Objectif de criblage	65
IV.4.1.2 Objectif de modélisation.	65
IV.5. Quelques notions sur la MPE	66
IV.5.1. Notions d'espace expérimental	66
IV.5.2. Coordonnées centrées réduites	67
IV.5.2.1. Changement de l'unité de mesure	67
IV.5.2.2. Déplacement de l'origine des mesures	67
IV.5.2.3. Domaine d'étude	67
IV.5.3. Notion sur la représentation des plans d'expérimentation	68
IV.5.3.1. Représentation géométrique	68
IV.5.3.2. Représentation matricielle	69
IV.6. Différents plans d'expériences existants	69
IV.6.1. Plan factoriel complet (PFC)	69
IV.6.2. Plan factoriel fractionnaire	69
IV.6.3. Plan Rechtschaffner	69
IV.6.4. Plans de Plackett et Burman	70
IV.6.5. Plans de Koshal	70
IV.6.6. Tables de Taguchi	70
IV.7. Différents types des plans d'expérience	70
IV.7.1. Plans factoriels complets à deux niveaux	70
IV.7.1.1. Plans complets à deux facteurs	71
IV.7.1.2. Plans factoriels à k facteurs à deux niveaux	71
IV.7.2. Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux	71
IV. 8. Méthode d'optimisation	72
IV.8.1. RSM (response surface méthodologie)	72
IV.8.2. Les Principes généraux	72
IV.8.3. Étapes de la méthodologie de surface de réponse	72
IV.8.3.1. La première étape	72
IV.8.3.2. La deuxième étape	73
IV.8.3.3. La troisième étape	73
IV.9 Conclusion	73

## *Chapitre V : Présentation et interprétation des résultats*

<b>Introduction</b>	<b>74</b>
<b>Préparation du mélange</b>	<b>74</b>
<b>V.1. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur la valeur de Bleu de Méthylène</b>	<b>75</b>
<b>V.2. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur les limites d'Atterberg sans 2% de ciment</b>	<b>76</b>
<b>V.2.1. Variation de la limite de liquidité</b>	<b>76</b>
<b>V.2.2. Variation de la limite de plasticité</b>	<b>77</b>
<b>V.2.3. Variation de l'indice de plasticité</b>	<b>78</b>
<b>V.3. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur les caractéristiques de compactage</b>	<b>79</b>
<b>V.3.1. Poids volumique sec maximal <math>\gamma_{dmax}</math> (T/m<sup>3</sup>)</b>	<b>79</b>
<b>V.3.2. La teneur en eau optimale</b>	<b>80</b>
<b>V.4. Influence de la sciure de bois et la cendre de bois sans et avec 2% de ciment sur les caractéristiques mécaniques de CBR</b>	<b>81</b>
<b>V.5. Analyse statistique</b>	<b>84</b>
<b>V.5.1. Analyse de variance ANOVA</b>	<b>84</b>
<b>V.5.2. Analyse de régression</b>	<b>85</b>
<b>V.5.3. Estimation des coefficients</b>	<b>86</b>
<b>V.5.4. Optimisation des paramètres d'influence (% d'argile, % SB et % CB%)</b>	<b>87</b>
<b>V.6. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur la résistance à la compression non confinée (R<sub>c</sub>)</b>	<b>88</b>
<b>V.7. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur la variation du gonflement et de la consolidation du sol</b>	<b>89</b>
<b>V.8. Conclusion</b>	<b>91</b>

## LISTE DES FIGURES

Titre	Page
<b><i>Chapitre I : Généralités sur les sols naturels</i></b>	
<b>Figure I.1.</b> Exemples des différents types de sol	<b>01</b>
<b>Figure I.2.</b> Différentes phases d'un sol	<b>02</b>
<b>Figure I.3.</b> Différents états de l'eau dans les sols	<b>03</b>
<b>Figure I.4.</b> Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC	<b>06</b>
<b>Figure I.5.</b> La classification GTR pour les sols A, B, C et D	<b>08</b>
<b>Figure I.6.</b> Structure octaédrique et tétraédrique des couches d'argile	<b>11</b>
<b>Figure I.7.</b> Structure cristalline de la kaolinite	<b>12</b>
<b>Figure I.8.</b> Structure cristalline de smectite	<b>12</b>
<b>Figure I.9.</b> Les particules d'argile	<b>13</b>
<b>Figure I.10.</b> Phénomène d'érosion dans la zone de plateau	<b>13</b>
<b>Figure I.11.</b> Phénomène d'érosion des roches	<b>13</b>
<b>Figure I.12.</b> Phénomène de retrait-gonflement	<b>14</b>
<b>Figure I.13.</b> Phénomène de glissement de talus naturel	<b>14</b>
<b>Figure I.14.</b> Phénomène de tassement excessif	<b>15</b>
<b><i>Chapitre II : Différentes méthodes de traitement et d'amélioration des sols</i></b>	
<b>Figure II.1.</b> Compactage de surface	<b>18</b>
<b>Figure II.2.</b> Compactage dynamique	<b>19</b>
<b>Figure II.3.</b> Vibration profondes	<b>19</b>
<b>Figure II.4.</b> Colonnes ballastées (Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques)	<b>20</b>
<b>Figure II.5.</b> Stabilisation d'un talus permanent	<b>20</b>
<b>Figure II.6.</b> Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements	<b>21</b>
<b>Figure II.7.</b> Drains verticaux	<b>22</b>
<b>Figure II.8.</b> Geodrainage	<b>22</b>
<b>Figure II.9.</b> Renforcement par géosynthétiques	<b>23</b>
<b>Figure II.10.</b> Traitement thermique par injection de chaleur	<b>23</b>
<b>Figure II.11.</b> Travaux en souterrain : la congélation des sols	<b>24</b>
<b>Figure II.12.</b> Calcination des sols	<b>24</b>
<b>Figure II.13.</b> Processus de fabrication de ciment	<b>27</b>
<b>Figure II.14.</b> Structure et composition d'une paroi végétale	<b>29</b>
<b>Figure II.15.</b> Classification des fibres naturelles	<b>29</b>
<b>Figure II.16.</b> Structure du bois	<b>30</b>
<b><i>Chapitre III : Propriétés des matériaux employés et démarche expérimentale</i></b>	
<b>Figure III.1.</b> Les dommages engendrés par le séisme du 7 août 2020	<b>34</b>
<b>Figure III.2.</b> Carte de découpage administratif (Est Algérien) (Atmania, 2010)	<b>35</b>
<b>Figure III.3.</b> Situation Géographique de la zone d'étude « image satellite »	<b>35</b>
<b>Figure III.4.</b> Sciure de bois	<b>36</b>
<b>Figure III.5.</b> Cendre de bois	<b>36</b>

<b>Figure III.6.</b> Les équipements utilisés pour l'essai au bleu de méthylène	<b>38</b>
<b>Figure III.7.</b> Essai au bleu de méthylène	<b>39</b>
<b>Figure III.8.</b> Masse volumique absolue, méthode des éprouvettes	<b>40</b>
<b>Figure III.9.</b> Essai de la masse volumique absolue	<b>41</b>
<b>Figure III.10.</b> Appareil d'analyse granulométrique. Mastersizer 2000 Malvern	<b>42</b>
<b>Figure III.11.</b> Courbe granulométrique par diffraction laser pour la cendre et lasciure de bois	<b>42</b>
<b>Figure. III.12.</b> Equipements utilisés pour l'essai de teneur en eau	<b>43</b>
<b>Figure III.13.</b> L'analyse granulométrique par tamisage	<b>44</b>
<b>Figure III.14</b> L'analyse granulométrique par sédimentométrie	<b>44</b>
<b>Figure III.15.</b> Courbe granulométrique par tamisage et sédimentation de l'argile	<b>45</b>
<b>Figure III.16.</b> Schémas des états de consistance des sols fins (limites d'Atterberg)	<b>46</b>
<b>Figure III.17.</b> Appareil de Casagrande	<b>46</b>
<b>Figure III.18.</b> Mode opératoire pour $\omega_l$ (Casagrande)	<b>46</b>
<b>Figure III.19.</b> Détermination de la limite de liquidité	<b>47</b>
<b>Figure III.20.</b> Appareillage nécessaire pour déterminer WP.	<b>47</b>
<b>Figure III.21.</b> Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).	<b>50</b>
<b>Figure III.22.</b> Matériels de l'essai Proctor	<b>51</b>
<b>Figure III.23.</b> Les principales étapes de l'essai Proctor	<b>52</b>
<b>Figure III.24. Courbe Proctor pour l'argile naturelle</b>	<b>52</b>
<b>Figure III.25.</b> L'essai CBR (California Bearing Ratio)	<b>54</b>
<b>Figure III.26.</b> Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité	<b>56</b>
<b>Figure. III.27.</b> Appareil de compression au niveau de laboratoire de recherche (université 8Mai 1945 Guelma)	<b>56</b>
<b>Figure III.28.</b> Essai de cisaillement rectiligne à la boîte avec les instruments de mesure	<b>58</b>
<b>Figure III.29.</b> Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte	<b>58</b>
<b>Figure III.30.</b> Contrainte de cisaillement en fonction des déplacements (Argile étudiée)	<b>59</b>
<b>Figure III.31.</b> Courbe intrinsèque de l'argile naturelle	<b>59</b>
<b>Figure III.32.</b> Appareillage de l'essai Oedométrique	<b>60</b>
<b>Figure III.33 .</b> Essais œdométrique de l'argile naturelle	<b>61</b>
<b><i>Chapitre IV : Concepts Fondamentaux des Plans d'Expériences</i></b>	
<b>Figure IV.1.</b> Exemple graphique de prédiction de la réponse	<b>65</b>
<b>Figure IV.2.</b> Exemple graphique de l'optimisation de la réponse	<b>66</b>
<b>Figure IV.3.</b> Domaine de variation d'un facteur	<b>66</b>
<b>Figure IV.4.</b> Représentation de l'espace expérimental	<b>67</b>
<b>Figure .IV.5.</b> Domaine d'étude défini par l'union des domaines des différents facteurs	<b>68</b>
<b>Figure .IV.6.</b> Représentation géométrique d'un plan à deux facteurs	<b>68</b>
<b><i>Chapitre V : Présentation et interprétation des résultats</i></b>	
<b>Figure V.1.</b> Préparation des mélanges	<b>75</b>
<b>Figure V.2.</b> Variation de la VBS en fonction du pourcentage de CB	<b>76</b>
<b>Figure V.3.</b> Variation de la limite de liquidité en fonction du pourcentage d'additifs	<b>77</b>

<b>Figure V.4.</b> Variation de la limite de plasticité en fonction du pourcentage d'additifs	<b>78</b>
<b>Figure V.5.</b> Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage d'additifs	<b>78</b>
<b>Figure V.6.</b> Variation de $\gamma_{dmax}$ en fonction du pourcentage d'additifs	<b>80</b>
<b>Figure V.7.</b> Variation de $\gamma_{dmax}$ en fonction du pourcentage d'additifs	<b>81</b>
<b>Figure V.8.</b> Variations des efforts en fonction des enfoncements pour l'argile traitée avec la sciure de bois	<b>82</b>
<b>Figure V.9.</b> Variations des efforts en fonction des enfoncements pour l'argile naturelle traitée avec la cendre de bois	<b>82</b>
<b>Figure V.10.</b> Variation de <b>CBR</b> en fonction du pourcentage d'additifs	<b>83</b>
<b>Figure V.11.</b> Valeurs expérimentales et valeurs prédites de l'indice CBR	<b>87</b>
<b>Figure V.12 .</b> Valeurs expérimentales et valeurs prédites de l'indice $I_p$	<b>87</b>
<b>Figure V.13.</b> Variation de la résistance de compression de l'argile traitée en fonction des pourcentages de sciure de bois	<b>88</b>
<b>Figure V.14.</b> Variation de la résistance de compression de l'argile traitée en fonction des pourcentages de cendre de bois	<b>89</b>
<b>Figure V.15.</b> Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % CB et 2% de ciment	<b>90</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Titre	Page
<b><i>Chapitre I : Généralités sur les sols naturels</i></b>	
<b>Tableau .I.1.</b> Classification L.C.P.C. des sols grenus	<b>07</b>
<b>Tableau. I.2.</b> Classification des sols de l'AASHTO	<b>09</b>
<b><i>Chapitre II : Différentes méthodes de traitement et d'amélioration des sols</i></b>	
<b>Tableau II.1.</b> Méthodes de traitement en fonction de la nature du sol	<b>17</b>
<b><i>Chapitre III : Propriétés des matériaux employés et démarche expérimentale</i></b>	
<b>Tableau III.1.</b> Propriétés chimiques de cendre de biomasse (Hadjar-Soud SCHS- Skikda)	<b>37</b>
<b>Tableau III.2.</b> Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène	<b>39</b>
<b>Tableau III.3.</b> Résultats de l'essai au bleu de méthylène et surface spécifique totale	<b>39</b>
<b>Tableau III.4.</b> Résultats de la masse volumique	<b>40</b>
<b>Tableau III.5.</b> Masse volumique absolue des déchets	<b>41</b>
<b>Tableau III.6.</b> La Teneur en eau initial	<b>43</b>
<b>Tableau III.7.</b> Résultats de l'analyse granulométrie par tamisage de l'argile	<b>44</b>
<b>Tableau III.8.</b> Résultats de l'analyse granulométrie par sédimentation de l'argile	<b>44</b>
<b>Tableau III.9.</b> Résultats de la limite de liquidité	<b>46</b>
<b>Tableau III.10.</b> Résultats de la détermination de la limite de plasticité	<b>48</b>
<b>Tableau III.11.</b> Type de sol en fonction de IP	<b>48</b>
<b>Tableau III.12.</b> Type de sol en fonction de IC	<b>48</b>
<b>Tableau III.13.</b> Type de sol en fonction de IL	<b>49</b>
<b>Tableau III.14.</b> Appareillage Proctor normal	<b>50</b>
<b>Tableau III.15.</b> Les résultats des paramètres de l'essai Proctor normal pour sol naturel	<b>52</b>
<b>Tableau III.16.</b> Paramètres de la courbe Proctor	<b>53</b>
<b>Tableau III.17.</b> Classement de sol en fonction de l'indice CBR	<b>53</b>
<b>Tableau III.18.</b> Valeurs des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité	<b>55</b>
<b>Tableau III.19.</b> Classification des résultats suivant l'indice de gonflement Cg	<b>60</b>
<b>Tableau III.20.</b> Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962)	<b>61</b>
<b><i>Chapitre IV : Concepts Fondamentaux des Plans d'Expériences</i></b>	
<b>Tableau IV.1.</b> Représentation matricielle d'un plan à deux facteurs	<b>69</b>
<b><i>Chapitre V : Présentation et interprétation des résultats</i></b>	
<b>Tableau V.1.</b> Proportions entre les différents ajouts	<b>75</b>
<b>Tableau V.2.</b> Résultats de l'essai au bleu de méthylène	<b>75</b>
<b>Tableau V.3.</b> Analyse de la variance pour l'indice CBR et Ip	<b>85</b>
<b>Tableau V.4.</b> Contraintes appliquées sur les paramètres à optimiser	<b>87</b>
<b>Tableau V.5.</b> Valeurs des paramètres à optimiser	<b>88</b>
<b>Tableau V.6.</b> Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % CB	<b>89</b>
<b>Tableau V.8.</b> Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % CB et 2% de ciment	<b>90</b>

## LISTE NOTATION ET ABREVIATION

$\omega_L$  : Limite de liquidité

$\omega_p$  : Limite de plasticité

$I_p$  : Indice de plasticité.

$I_c$  : Indice de consistance

$\omega$  : Teneur en eau de sol naturelle

$S_r$  : Degré de saturation

$\varepsilon_g$  : Potentiel de gonflement

$\sigma_g$  : 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

$\omega_{opt}$  : La teneur en eau optimum

$\gamma_{dmax}$  : Densité Sèche Maximale

$\gamma_s$  : Poids volumique spécifique

$\gamma_d$  : Poids volumique sèche

$\gamma_h$  : Poids volumique humide

$\tau$  : Contrainte tangentielle

$\sigma$  : Contrainte Normal

$C$  : La cohésion

$\varphi$  : L'angle de frottement interne

$A$  : Activité des sols

$A_c$  : Activité de Skempton

$\eta$  : Viscosité dynamique

Å : Ångström

LNHC : Laboratoire National d'Habitat et Construction

GMT : Guide Manuel Technique du Pont TM Typar géotextile.

SETRA : Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements

LHR : Liant Hydraulique Routière

GTS : Guide technique du traitement de sol des remblais et couches de forme

GTR : Guide de terrassement routière

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

BRGM : Bureau de Recherche Géologiques et Minières

PF : Perte au Feu

VBS : Valeur au Bleu de Méthylène

CEC : la Capacité d'Echange Cationique

# *Introduction Générale*

## *Introduction générale*

**L**orsqu'il s'agit de sols naturels, souvent caractérisés par une faible résistance et une haute compressibilité, il est crucial d'exercer la plus grande prudence. En effet, le développement sur de tels sols comporte des risques géotechniques sérieux, notamment un tassement excessif des structures. Les sites constitués de sols faibles, comme les argiles, tendent à absorber et à retenir l'eau, ce qui entraîne des variations de volume significatives en fonction des changements du niveau d'humidité. Les principaux problèmes de sol sont liés au type et à la quantité de minéraux argileux présents, ainsi qu'aux conditions du sol. En conséquence, les variations de comportement du sol provoquent des dommages aux fondations des bâtiments et autres structures légères, nécessitant fréquemment des réparations.

**L**es sols argileux, qui ont une plus grande affinité avec l'eau et sont sensibles à de grands changements de volume, sont appelés argiles expansives et subissent des modifications de structure. Dans un sol expansif, la variation de volume est due à la présence du minéral argileux montmorillonite, ce qui entraîne une perte considérable de résistance et des mouvements provoquant soulèvements et déformations importantes, causant de graves problèmes aux structures sus-jacentes. Ainsi, la modification des caractéristiques du sol pour répondre à des exigences techniques spécifiques, en fonction des types de sol, peut être efficacement réalisée par la méthode de stabilisation du sol.

**L**a stabilisation mécanique est un processus physique qui vise à modifier la nature des particules du sol en altérant leur interaction, principalement en fonction de leur granulométrie, de leur cohésion et d'autres caractéristiques physiques. La stabilisation chimique, quant à elle, consiste à modifier les propriétés des sols faibles en favorisant des réactions chimiques avec les minéraux disponibles dans le sol et en introduisant des agents stabilisants.

**L**e choix des techniques de stabilisation pour divers travaux géotechniques sur chantier dépend également de critères visant à améliorer la capacité portante du sol tout en réduisant les coûts de construction. Le degré de stabilité est influencé par de multiples facteurs, notamment les caractéristiques physiques et chimiques du sol, la quantité de stabilisant utilisée et les conditions d'humidité pendant le mélange et le durcissement. Ainsi, le choix de la méthode de modification des sols vise essentiellement à obtenir des sols modifiés présentant une résistance accrue et une compressibilité moindre par rapport aux conditions naturelles.

**D**ans le domaine de l'amélioration des sols, divers matériaux ont été utilisés comme stabilisants pour conférer aux sols les propriétés désirées. Cependant, leur utilisation pose désormais des problèmes économiques et environnementaux, rendant leur maintenance inacceptable. Ces dernières années, avec la prise de conscience croissante des problèmes environnementaux, une tendance vers les technologies durables en ingénierie a émergé. Afin de résoudre les problèmes associés aux stabilisants et de proposer des solutions pérennes pour améliorer les propriétés géotechniques du sol, divers matériaux sont envisagés.

**A**ctuellement, de nombreux déchets ou sous-produits sont générés en grande quantité par diverses activités industrielles, sans possibilité adéquate de traitement. La gestion croissante de ces sous-produits ou déchets constitue un problème persistant pour la croissance de tout pays, leur élimination ayant également un impact sur l'environnement en contaminant les sols et les eaux souterraines des zones de décharge. Par conséquent, la recherche de méthodes alternatives pour l'utilisation ou l'élimination sûre de ces déchets est devenue une priorité pour les chercheurs. De nombreuses initiatives visent à utiliser de manière productive les sous-produits industriels, tels que le laitier granulé broyé de haut fourneau, la poussière de four à ciment, les cendres volantes, etc., comme additifs dans les matériaux de construction. Ces matériaux ont un impact significatif sur l'amélioration des sols, en particulier des sols argileux, en tant que solution économique à l'activité pouzzolanique.

**N**otre travail de fin de cycle de Master vise à explorer une méthode économique pour stabiliser une argile gonflante de la région de Elkharba, Wilaya de Mila, et à valoriser des déchets pour la stabilisation en utilisant différents dosages de sciure de bois (de 2% à 10%) et de cendres de bois (également de 2% à 10%), avec ou sans l'ajout de 2% de ciment comme liant hydraulique, en poids sec du sol. L'objectif est de comprendre l'influence de ces additifs sur le comportement physique et mécanique de l'argile gonflante à travers une série de tests en laboratoire, comprenant la détermination des limites d'Atterberg (LL, PL et PI), le calcul de la densité, l'évaluation des propriétés de compactage ( $\gamma_{dmax}$  et  $\omega_{opt}$ ), la mesure du CBR, l'évaluation de la résistance à la compression en fonction du temps de cure, ainsi que l'analyse des caractéristiques de cisaillement direct en premier lieu. En second lieu, l'étude vise à appliquer la méthode d'optimisation à travers la méthode de surface de réponse (RSM) pour mieux ajuster les paramètres influant sur les caractéristiques géotechniques de l'argile traitée, notamment l'indice CBR et l'indice de plasticité  $I_p$ . Cette approche méthodique permettra une compréhension approfondie des changements induits par les additifs dans les propriétés du sol, fournissant ainsi des données précieuses pour la stabilisation efficace des argiles gonflantes.

### *Ce mémoire est scindé en cinq chapitres principaux :*

**D**ans le premier chapitre, nous avons fourni une bibliographie bien documentée sur les sols fins et leurs différents types, ainsi que sur les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols. Nous avons également présenté les différents systèmes de classification des sols, tels que la classification élémentaire, la classification USCS, et la classification LCPC.

**D**ans le deuxième chapitre, nous avons fait le point sur les techniques d'amélioration et de renforcement des sols fins en commençant par la présentation de la structure d'une chaussée routière et les travaux de terrassement. Ensuite, nous avons présenté les principaux problèmes des sols argileux (tassement, gonflement, fluage, etc.) ainsi que les différentes techniques de traitement par stabilisation chimique. Nous avons également exposé les techniques de renforcement des ouvrages géotechniques.

**D**ans le troisième chapitre, nous avons présenté les propriétés des matériaux utilisés et la démarche expérimentale pour classer notre sol selon les différents systèmes de classification des sols.

**E**nsuite, dans le quatrième chapitre, nous avons présenté les concepts fondamentaux des plans d'expériences afin de mieux utiliser la méthode de surface de réponse (RSM) pour optimiser les paramètres géotechniques.

**E**nfin, le dernier chapitre est consacré à la présentation des résultats obtenus de l'étude expérimentale réalisée dans notre laboratoire de recherche (LGCH). Ce chapitre inclut l'interprétation des résultats et l'optimisation des paramètres géotechniques tels que l'indice CBR et l'indice de plasticité..

*Chapitre I :*  
*Généralités sur les*  
*sols naturels*

## Généralités sur les sols naturels

### I.1. Introduction

La mécanique des sols est la plus ancienne, la plus connue et la plus pratiquée des branches de la géo-mécanique, discipline mathématique de la géotechnique, pour l'étude du comportement théorique des formations détritiques meubles de la couverture terrestre, sous l'action d'efforts naturels d'érosion (glissements de terrain...), ou induits lors de la construction de la plupart des ouvrages du BTP (terrassements, fondations, drainage...)[5].

Le sol, défini par opposition à la roche, est considéré comme un matériau meuble dans le domaine géotechnique. Les sols naturels sont composés d'un mélange de particules de tailles variées, ce qui leur confère des propriétés distinctes. De manière générale, les caractéristiques d'un sol dépendent de la proportion de particules fines par rapport aux particules plus grosses. Pour analyser les propriétés mécaniques des sols, il est donc essentiel de comprendre leur composition et de les classifier.



Figure I.1. Exemples des différents types de sol

### I.2. Éléments constitutifs d'un sol

Le sol est un filtre et un tampon qui permet d'avoir de l'eau potable et de réguler les inondations; le sol participe aux cycles de l'azote (N), du phosphore (P) et du potassium (K), éléments nécessaires au développement des plantes et des cultures ; le sol est un lieu de vie, riche en espèces et en êtres vivants.

Un sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Il est donc, en général, constitué de trois phases:

**Sol = phase solide + phase liquide + phase gazeuse**

Entre les grains du squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz ou les deux à la fois.

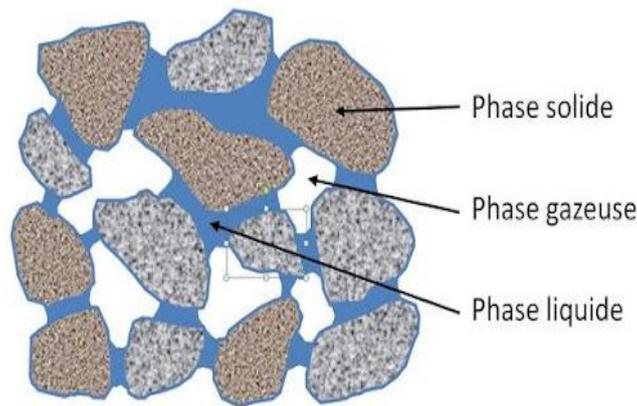


Figure .I.2. Différentes phases d'un sol.

### I.2.1. La phase gazeuse.

En Génie Civil, le gaz contenu dans le sol est généralement de l'air pour les sols secs ou un mélange d'air et de vapeur d'eau pour les sols humides. Lorsque tous les vides sont remplis d'eau le sol est dit saturé.

### I.2.2. La phase liquide.

Au sein d'un échantillon de sol fin (dimensions  $< 2m$ ), on distingue plusieurs catégories d'eau:

- **L'eau de constitution** qui rentre dans la composition chimique des feuilletés.
- **L'eau liée ou eau adsorbée** qui constitue un film autour de chaque grain. Elle n'est pas mobile et ne s'évacue qu'à des températures très élevées ( $< 300^{\circ}C$ )
- **L'eau Interstitielle** qui peut être soit l'eau libre soit l'eau capillaire. L'eau libre a la faculté de circuler librement entre les grains ; l'eau capillaire est une partie de l'eau libre qui remonte par capillarité entre les grains. L'eau interstitielle s'évapore complètement si l'échantillon de sol est porté à une température supérieure à  $100^{\circ}C$ .

Lorsque le sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains. Elle est retenue à ces endroits par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction.

### I.2.3. La phase solide.

Les sols en réalité résultent de l'altération physique ou mécanique des roches. On conçoit aisément que les grains solides aient la même constitution minéralogique que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à  $2m$ . Les sols de dimension inférieures à  $2m$  résultent d'attaques chimiques qui se sont superposées à l'altération physique ou mécanique. Ces processus chimiques sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Il en résulte que les particules d'un sol fin n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Ces plus petites particules ainsi formées constituent ce que l'on appellera désormais les argiles. Ces derniers matériaux ont un comportement complexe qui

nécessite pour bien être compris une étude à l'échelle moléculaire qui dépasse largement le cadre de ce cours.

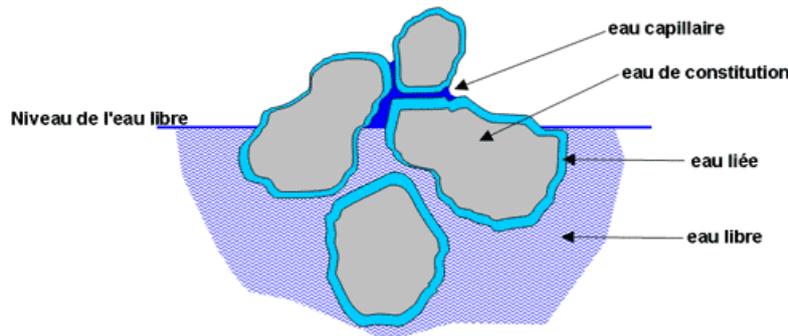


Figure I.3. Différents états de l'eau dans les sols.

### I.3. Caractéristiques des sols.

Le sol est l'ensemble de trois phases : solide, liquide, gaz. Aussi est-il important de définir un certain nombre de caractéristiques physiques qui permettront de préciser l'importance de ces différentes phases par rapport à l'ensemble. Ces caractéristiques seront très utiles pour la description des échantillons remaniés et non remaniés ainsi que pour l'évaluation des contraintes au sein des massifs.

#### I.3.1. Caractéristiques minéralogiques.

**Les minéraux présents dans le sol représentent la matière dominante du sol tant en masse qu'en volume.** Ils proviennent soit des roches dans lesquelles le sol s'est développé (feldspaths, micas, quartz), soit de la transformation des minéraux préexistants dans la roche, soit de la néoformation de nouveaux minéraux (oxydes, argiles). Leurs propriétés physico-chimiques régulent divers mécanismes physiques et chimiques dans les sols.

**Les argiles en particulier**, de très petite taille (inférieure à 2 micromètres), ont des surfaces très réactives, chargées négativement. Cela leur confère d'extraordinaires propriétés pour participer à une multitude de processus qui concernent des molécules diverses, des éléments minéraux, des polluants organiques, des éléments toxiques ou contaminants et des éléments traces.

##### I.3.1.1. Minéraux primaires

Ce sont ceux qui persistent après le processus d'altération. Ils demeurent stables, conservant ainsi les caractéristiques minéralogiques et géochimiques des matériaux d'origine, ou instables, c'est-à-dire qu'ils n'ont pas subi une altération significative. Le **quartz**, **les feldspaths et les micas**, présents dans différentes fractions granulométriques, sont parmi les minéraux primaires les plus courants dans les sols. Leur présence peut résulter de processus tels que l'érosion des substrats, le tri granulométrique pendant le transport, notamment par l'eau, et la sédimentation.

### I.3.1.2. Minéraux secondaires.

Les minéraux secondaires se forment suite à la transformation géochimique des minéraux primaires, impliquant ainsi un changement de leur composition minéralogique accompagné d'une réduction de leur taille. Ils incluent différents types de minéraux argileux, simples ou interstratifiés, ainsi que des hydroxydes ou des oxydes, principalement de fer mais parfois de manganèse ou d'aluminium. Les minéraux argileux se trouvent généralement dans une plage granulométrique allant d'un micron à quatre microns.

### I.3.1.3. Sels solubles.

Les solutions résultant de l'altération par hydrolyse transportent des éléments chimiques actifs tels que le potassium (K), le sodium (Na), le calcium (Ca) et le magnésium (Mg). Ces éléments peuvent soit quitter définitivement les zones d'altération, soit y rester en formant de nouveaux minéraux (carbonates, des sulfates ou des sels). Les carbonates peuvent agir comme un ciment temporaire ou sceller définitivement les minéraux argileux.

### I.3.1.4. Matières organiques

Ces minéraux secondaires résultent de l'hydrolyse ou de la décomposition biologique des débris végétaux à la surface des sols. Ces résidus peuvent être incorporés plus profondément dans la matière argileuse du sol. La présence de matière organique, qui représente quelques pourcentages dans les sédiments, se caractérise par sa capacité élevée à retenir l'eau, ce qui influe sur le comportement géomécanique similaire à celui des matériaux argileux.

## I.3.2. Caractéristiques physico-mécaniques

Les caractéristiques physico-mécaniques sont évaluées en laboratoire à l'aide de méthodes simples comme la pesée avant et après séchage, ainsi que des mesures de volume.

- **Texture:** se réfère à la répartition relative des différentes tailles de particules minérales (sable, limon, argile) dans le sol. Elle est généralement classée en fonction des proportions relatives de ces particules.
- **Structure:** se réfère à l'organisation spatiale des particules de sol en agrégats ou agrégations. Elle est influencée par des facteurs tels que les processus de formation du sol, l'activité biologique, et les cycles d'humidification et de dessiccation.
- **Porosité:** fait référence à la proportion d'espace vide ou de pores dans le sol. Ces pores peuvent être remplis d'air ou d'eau, et ils sont essentiels pour le mouvement de l'eau, des gaz et des éléments nutritifs dans le sol. Une porosité adéquate est nécessaire pour assurer un drainage adéquat, une aération suffisante du sol et une bonne croissance des racines.
- **Perméabilité du sol:** désigne sa capacité à permettre le passage de l'eau à travers ses pores. Elle est influencée par la texture, la structure et la porosité du sol. Les sols sableux ont tendance à être plus perméables que les sols argileux en raison de leur plus grande taille de pore et de leur meilleure structure.

- **Capacité de rétention d'eau:** quantité d'eau retenue par le sol qui est liée aux particules solides par les forces physiques. Elle dépend de facteurs tels que la texture, la structure, la porosité et la matière organique du sol.

#### I.4. Systèmes de classifications des sols

Il existe plusieurs systèmes de classification géotechnique des sols utilisés dans le domaine de l'ingénierie géotechnique pour catégoriser les sols en fonction de leurs propriétés et de leurs caractéristiques, parmi elles on peut citer :

- **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.
- **Classement G.T.R** (Guide des terrassements routiers Français).
- **Classification A.A.S.H.T.O** (American Association State Highways and Transportation Officials).

##### I.4.1. Classification USCS/LCPC

Cette classification est la plus utilisée en mécanique des sols. Elle a été développée aux Etats Unis dans les années 1950 sous le nom United Soil Classification System (USCS) puis francisée au début des années 1960 sous le nom de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) LCPC. La classification USCS/LCPC est basée sur les dimensions des particules (granulométrie) et leur comportement à l'eau (plasticité). Elle prend en compte également la teneur de la fraction organique dans le cas des sols fins en attribuant la teneur en matières organiques par la méthode de la perte au feu. D'après cette classification, on peut distinguer :

- Les sols grenus : plus de 50 % des éléments  $> 0,08$  mm.
- Les sols fins : plus de 50 % des éléments  $< 0,08$  mm.
- Les sols organiques : dont la teneur en matière organique est  $> 10$  %.

Pour les sols fins, la méthode de classification est basée sur les limites d'Atterberg (Figure I.4). [4]

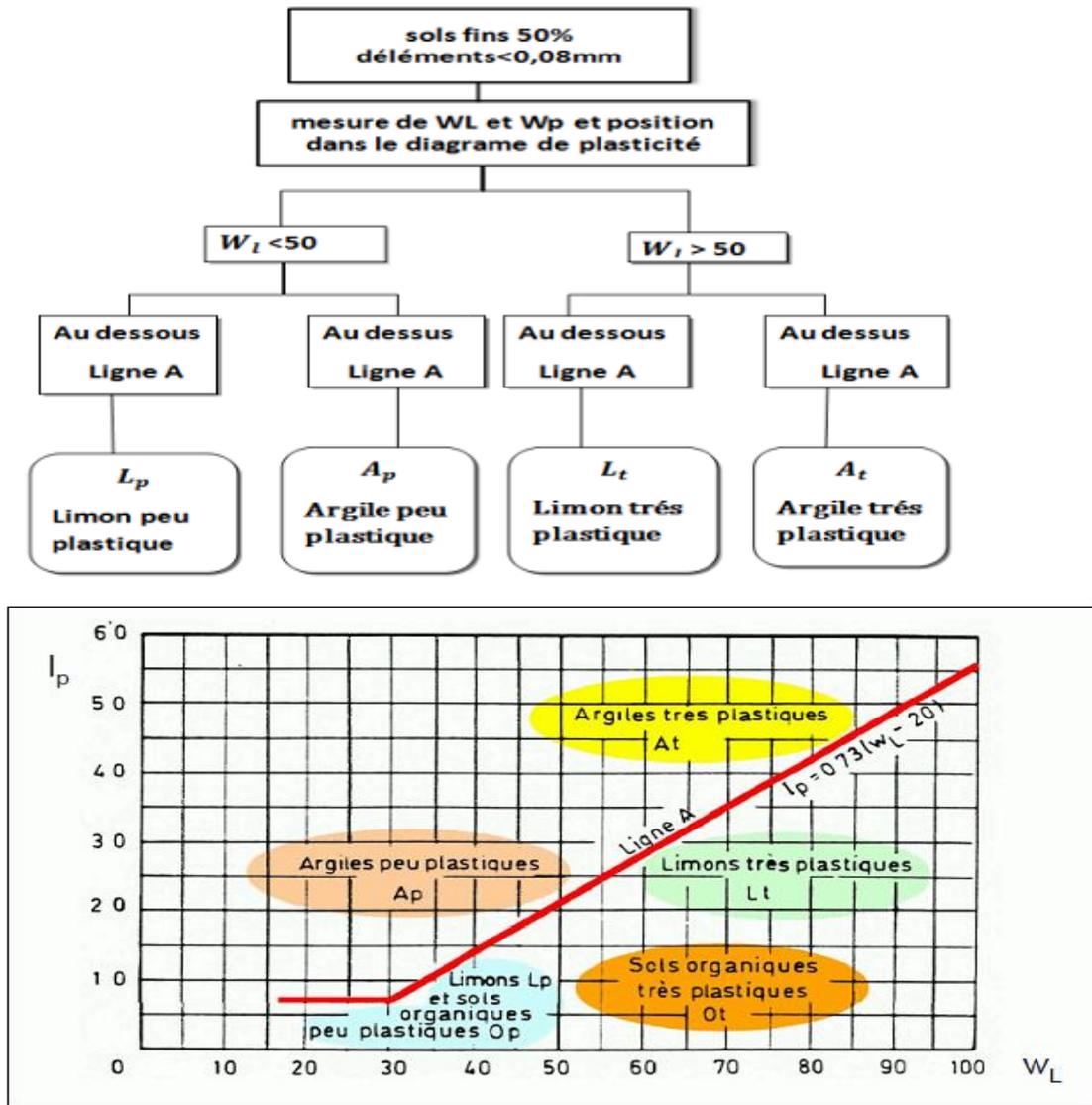


Figure I.4. Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC.

Pour les sols grenus, la classification se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est présentée dans le Tableau 1 .

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques	
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée	
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
			GL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	grave limoneuse
		GA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	grave argileuse	
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sablé propre bien gradué	
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
			SL	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	sable limoneux
		SA	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	sable argileux	

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

- pour les graves : Gb-GL      Gb-GA      Gm-GL      Gm-GA
- pour les sables : Sb-SL      Sb-SA      Sm-SL      Sm-SA

Tableau .I.1. Classification L.C.P.C. des sols grenus.

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

On distingue 3 familles :

1. Les sols de classe : **A, B, C et D**
2. Les matériaux rocheux de classe : **R**
3. 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 et Classe D : sols insensibles à l'eau. Pour l'identification des sols (famille 1),

- **Les paramètres de nature, dont les caractéristiques sont:**
  - Granularité qui permet de déterminer la distribution des tailles de particules.
  - Argilosité qui permet d'identifier la fraction argileuse (Limites d'Atterberg, Essai au bleu, Equivalent de sable).
- **Les paramètres de comportement mécanique, dont les caractéristiques sont:**
  - Résistance à la fragmentation: Los Angeles (LA);

- Résistance à l'usure Micro: Deval en présence d'Eau (MDE);
- Friabilité: Friabilité des Sables (FS).

Les paramètres d'état hydrique:

- État hydrique;

Tableaux récapitulatifs de la démarche d'identification des sols.

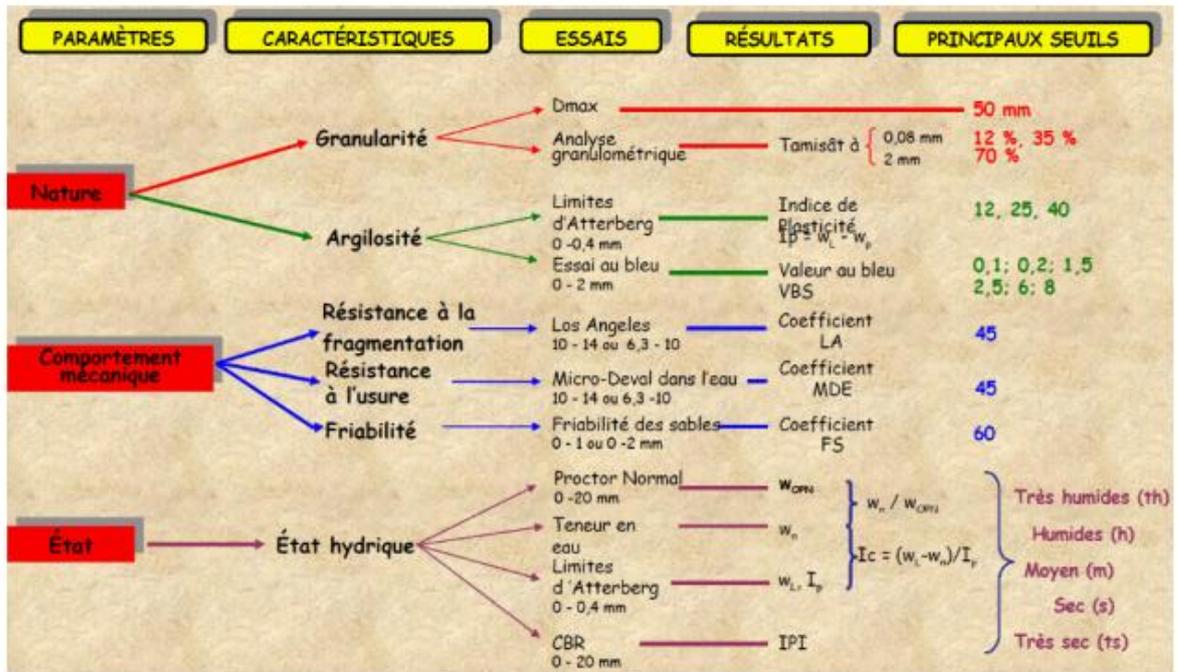


Figure I.5. La classification GTR pour les sols A, B, C et D.

I.4.3. Système de classification AASHTO.

Le système de classification AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) est une méthode de classification repose sur les propriétés mécaniques des sols, telles que la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice des vides. Le système divise les sols en groupes basés sur leur comportement sous charge. Les différentes classes de sols dans le système AASHTO vont d'A-1 à A-7, avec des sous-classes pour refléter une plus grande variété de comportements des sols.

General classification	Granular materials (35% or less passing US No. 200 sieve)			Silt-clay materials (More than 35% passing US No. 200 sieve)							
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group classification	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Sieve analysis											
Percent passing											
US No. 10 (2 mm)	50 max										
US No. 40 (420 $\mu$ )	30 max	50 max	51 max								
US No. 200 (75 $\mu$ )	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Characteristics of fraction passing US No. 40 (420 $\mu$ )											
Liquid limit											
Plasticity index	6 max		Non-plastic	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min
Group index	0		0	0		4 max		8 max	12 max	16 max	20 max
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments gravel and sand		Fine Sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils	
General rating as subgrade	Excellent to good							Fair to poor			

Note: A-8 is identified by visual classification, and is not shown in the Table.

Classification procedure: Proceeding from left to right in the chart, the correct group will be found by the process of elimination. The first group from the left consistent with the test data is the correct classification. A-7 group is subdivided into A-7-5 or A-7-6 depending on the plastic limit. For  $w_p < 30$ , the classification is A-7-6; for  $w_p \geq 30$ , it is A-7-5.

Tableau. I.2. Classification des sols de l'AASHTO.

## I.5. différents types des sols fins.

Les sols fins, définis par leur petite taille de particules varier d'environ 1 mm à 0,08 mm, englobent une gamme variée de types de sols, avec les argiles ayant les plus petites particules, suivies des limons et des silts. Chaque type de sol fin présente des propriétés distinctes dictées par sa granulométrie, influençant ainsi son comportement mécanique et sa composition chimique.

### I.5.1. Limons (Silt)

Les limons sont des sols fins dont les particules ont une taille comprise entre 0,002 mm et 0,075 mm. Les limons peuvent être divisés en plusieurs types selon leur plasticité et leur origine :

#### A. Limons Inorganiques :

- **Limons peu plastiques (ML)** : Ces limons ont de faibles propriétés de plasticité et ne gonflent pas beaucoup lorsqu'ils sont mouillés. Ils sont typiquement grisâtres ou brunâtres.
- **Limons plastiques (MH)** : Ces limons ont une plasticité moyenne à élevée. Ils peuvent montrer un léger gonflement lorsqu'ils sont mouillés.

#### B. Limons Organiques :

- **Limons organiques (OL)** : Contiennent une proportion notable de matière organique, ce qui leur confère une faible densité et une plasticité variable. Ils sont souvent de couleur sombre.

### I.5.2. Vases

Les vases sont des dépôts de sédiments fins qui peuvent poser des défis importants pour l'ingénierie géotechnique. Leur faible perméabilité et leur compressibilité élevée peuvent affecter la stabilité des fondations et des pentes. Il est important de bien comprendre les propriétés géotechniques des vases avant de concevoir et de construire des structures sur des sols vaseux. On distingue généralement deux types de vases en géotechnique :

- A. Vases normalement consolidés (VNC) :** Ces vases ont été consolidés par le poids des couches de sédiments sus-jacentes et présentent une teneur en eau relativement faible.
- B. Vases non consolidés (VNC) :** Ces vases n'ont pas été consolidés par le poids des couches de sédiments sus-jacentes et présentent une teneur en eau élevée.

En plus de ces deux types principaux, il existe d'autres types de vases qui peuvent être classés en fonction de leur composition, de leur structure et de leurs propriétés géotechniques.

### 1.5.3. Argiles (Clay)

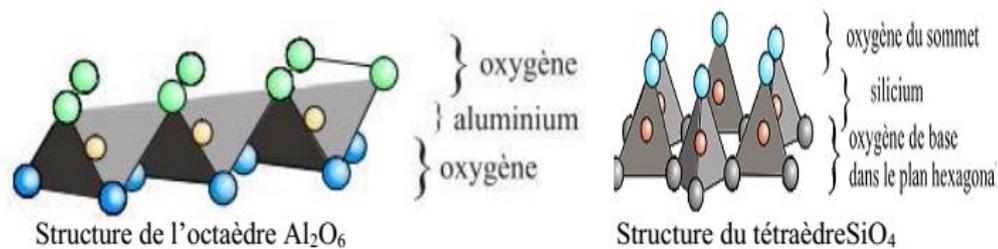
Il n'existe pas de définition unique du terme "argile". Le mot "argile" englobe deux connotations, l'une liée à la taille des grains solides et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée. Le géologue ou le pédologue considèrent comme " argile " tout minéral de faible granulométrie, la limite étant fixée à 2 ou 4 microns selon les cas. Les ingénieurs s'attachent plutôt aux propriétés de plasticité des matériaux argileux quel que soit leur taille. Les céramistes regroupent les matériaux selon leur comportement au chauffage. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces matériaux comparativement à d'autres types de sols ou de roches des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

En fait, le terme « **argile** » a un double sens : il désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes, et les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses. En Mécanique des Sols, la fraction argileuse d'un sol est définie comme étant la teneur en particules de moins de 2 à 4  $\mu\text{m}$  de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux (et une faible quantité de matières organiques).

#### 1.5.3.1. Minéraux argileux

Les matériaux argileux sont constitués de petites particules dont la partie poreuse est partiellement ou en totalité occupée par une solution chimique. Ces particules sont formées par l'association des feuilletés élémentaires et sont caractérisées par leur surface spécifique, leur capacité d'échange cationique et leur densité de charge surfacique. [5]

Deux éléments essentiels, le silicium et l'aluminium entourés d'oxygènes et d'hydroxyles, constituent le réseau cristallin fondamental (voir figure I.6). Le silicium occupe le centre d'un tétraèdre et l'aluminium celui d'un octaèdre. L'accolement de plusieurs tétraèdres ou de plusieurs octaèdres constitue une couche correspondante [7].



**Figure I.6.** Structure octaédrique et tétraédrique des couches d'argile [7]

La superposition des couches tétraédriques et octaédriques forme un feuillet élémentaire séparé souvent par un espace inter foliaire. Cet espace inter foliaire peut être vide, comme il peut renfermer des cations alcalins ou alcalino-terreux et des molécules d'eau. Ces cations peuvent quitter facilement l'espace inter foliaire et être remplacés par d'autres cations.

### I.5.3.2. Principaux groupes des minéraux argileux

Les matériaux argileux sont constitués de petites particules dont la partie poreuse est partiellement ou en totalité occupée par une solution chimique. Ces particules sont formées par l'association des feuillets élémentaires et sont caractérisées par leur surface spécifique, leur capacité d'échange cationique et leur densité de charge surfacique [6]. Selon la structure chimique des argiles, il est possible de les classer en trois groupes les plus rencontrés dans la nature : la famille de Kaolinite T-O, la famille d'Illite T-O-T et la famille de Smectite T-O-T.

La capacité de gonflement des argiles est influencée par les arrangements et la composition minéralogique de ces feuillets. De même, le gonflement est contrôlé par l'intensité des liaisons inter feuillets qui peuvent se casser lors de l'hydratation et modifier par la suite la micro texture de l'argile. L'analyse du comportement gonflant des argiles consiste alors à préciser la nature de ces liaisons pour chacune des trois familles d'argiles considérées.

#### a. Les Kaolinites (Kaolinite, Bertierine):

Sont des argiles dites peu gonflantes. Une particule d'argile est formée d'un empilement de plusieurs feuillets. Chaque feuillet a une épaisseur approximative de  $7 \text{ \AA}$  et est composée d'une couche de silice et d'une couche d'alumine. Le contact entre les feuillets se fait suivant un plan contenant des ions d'hydroxyles  $OH^-$  de l'octaèdre et des ions d'oxygène  $O^{2-}$  du tétraèdre. Les liaisons interfoliaires, résultant de l'effet combiné de liaisons d'hydrogène et de la force de Van Der Waals, confèrent un lien assez fort. Les feuillets sont alors soudés les uns aux autres par des forces de liaisons très importantes rendant la kaolinite peu sensible au gonflement.

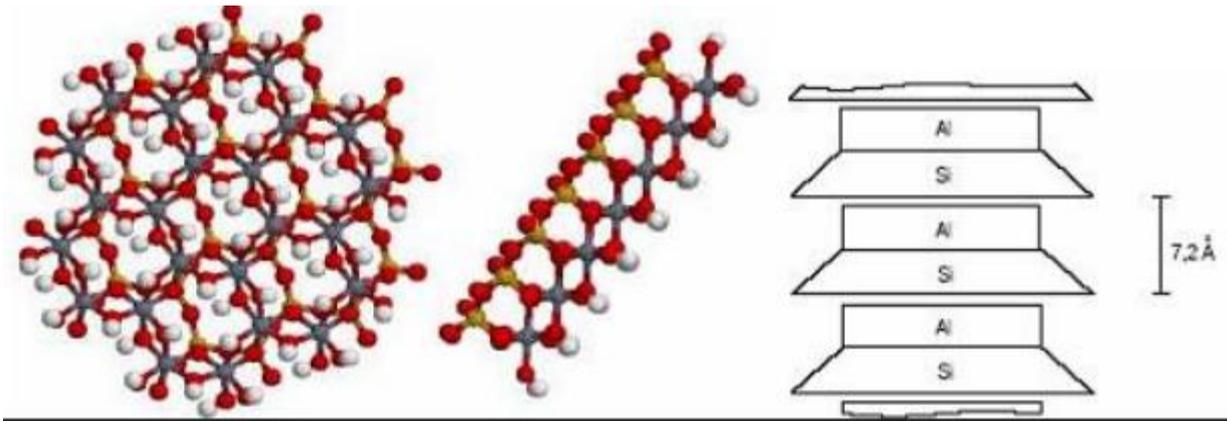


Figure 1.7. Structure cristalline de la kaolinite.

### b. Les Illites

Sont des argiles dites potentiellement gonflantes. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites. Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ  $10 \text{ \AA}$ . Des substitutions de  $\text{Al}^{3+}$  par  $\text{Mg}^{2+}$  et  $\text{Fe}^{2+}$ , ainsi que de  $\text{Si}^{2+}$  par  $\text{Al}^{3+}$ , sont possibles. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des cations de potassium  $\text{K}^+$ . La présence de ces cations contribue à renforcer les liaisons interfeuillets. Le comportement des illites se rapproche alors de celui des kaolinites.

### c. Les Smectites (Montmorillonites, Beidellite, Nontronite, Hectonite)

Sont des argiles dites potentiellement très gonflantes, Le feuillet élémentaire est composé, comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ  $10 \text{ \AA}$ . Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites et des illites. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement.

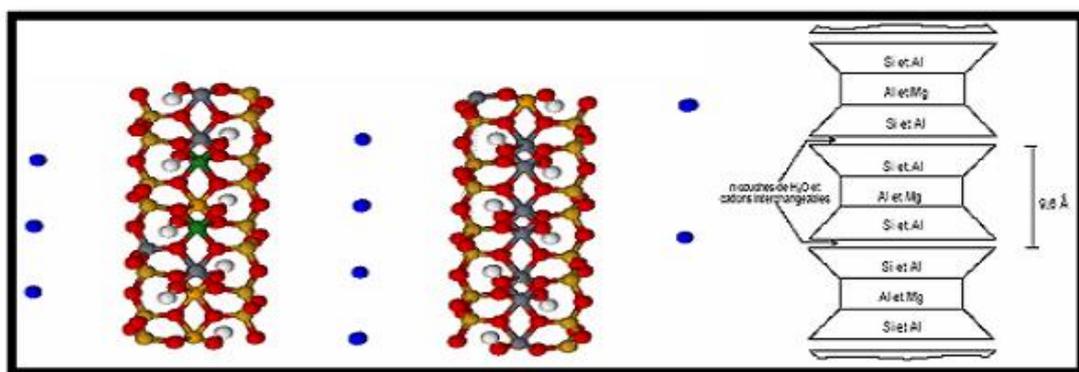


Figure 1.8. Structure cristalline de smectite .

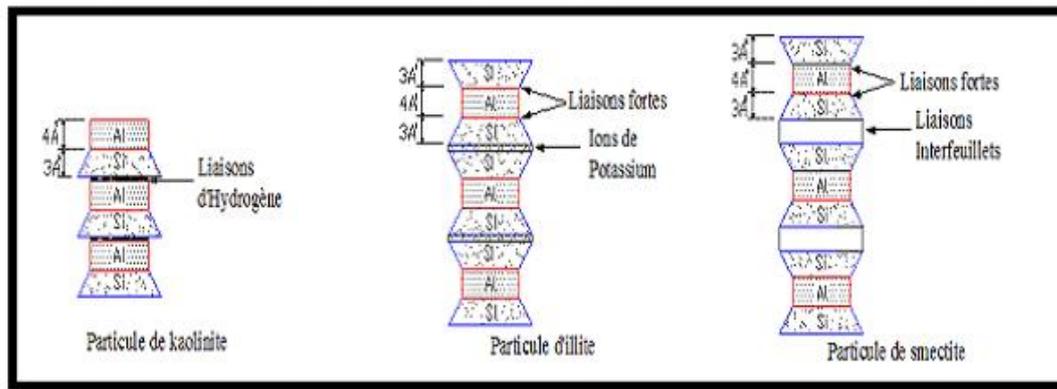


Figure 1.9. Les particules d'argile.

## I.6. Problèmes associés aux sols argileux.

Les sols fins, riches en argiles et en limons, possèdent des propriétés géotechniques spécifiques qui influencent leur comportement. Lorsqu'ils sont mouillés, ces sols gonflent et deviennent plastiques, ce qui peut compromettre la stabilité des structures. Pendant les périodes de sécheresse, ils se rétractent, créant des fissures et des tassements irréguliers. De plus, sous l'effet du gel, ces sols augmentent de volume (foisonnement), ce qui peut endommager les fondations et les routes. En raison de ces variations de volume et de leur sensibilité aux conditions climatiques, les sols fins sont souvent jugés médiocres ou inadaptés pour les projets de construction sans mesures de stabilisation appropriées.

### I.6.1. Phénomène d'érosion.

Le problème d'érosion désigne la dégradation progressive des sols ou des roches sous l'action de divers agents naturels tels que l'eau, le vent, les glaces, ou l'activité biologique. Ce processus entraîne la perte de matière, l'affaiblissement des pentes, et peut compromettre la stabilité des structures construites. L'érosion peut causer des affaissements de terrain, des glissements de talus, et la réduction de la capacité portante des sols, posant ainsi des défis importants pour la conception et la maintenance des infrastructures.



Figure I.10. Phénomène d'érosion dans la zone de plateau



Figure I.11. Phénomène d'érosion des roches

### I.6.2. Phénomène de retrait-gonflement.

Les phénomènes de retrait et de gonflement des sols argileux sont des problèmes observés depuis longtemps dans les régions au climat sec. Ces phénomènes causent des dommages aux bâtiments, aux voiries et aux routes. Ils sont étroitement liés aux variations de la teneur en eau des sols argileux, qui gonflent en présence d'humidité et se rétractent en période de sécheresse. Ces variations de volume entraînent des tassements plus ou moins uniformes, dont l'ampleur dépend de la configuration et de l'étendue du phénomène. Sous les habitations, le sol est moins exposé à l'évaporation et à la transpiration des plantes, ce qui limite les variations de sa teneur en eau tout au long de l'année. Cependant, près des façades des bâtiments, où l'évapotranspiration est moindre, les variations de la teneur en eau du sol peuvent être plus importantes.

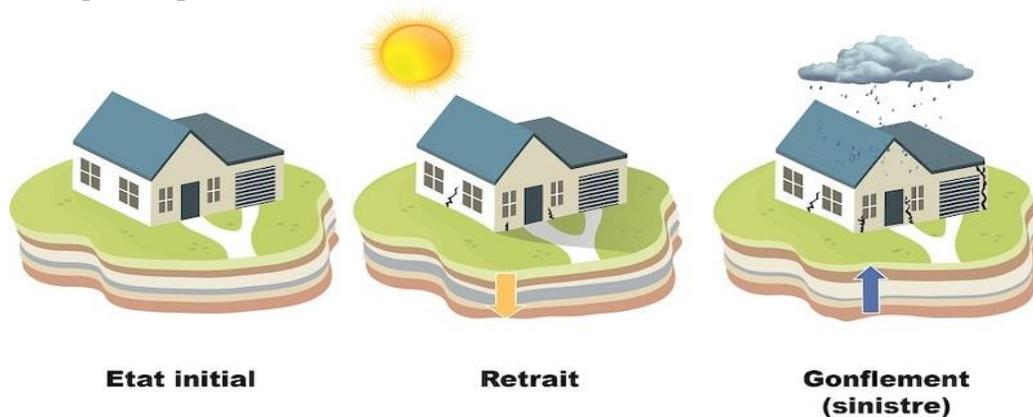


Figure I. 12. Phénomène de retrait-gonflement.

### I.6.3. Phénomène de glissement de talus naturel.

Le phénomène de glissement de talus naturel désigne le déplacement soudain ou progressif de masses de sol ou de roche le long d'une pente. Ce mouvement est généralement provoqué par des facteurs tels que l'érosion, la saturation en eau, la déstabilisation due à des activités humaines, ou des secousses sismiques. Le glissement de talus peut entraîner des dégâts importants aux infrastructures, aux habitations situées en aval, et perturber les écosystèmes locaux.



Figure I.13. Phénomène de glissement de talus naturel

#### I.6.4. Phénomène de tassement excessif.

Le phénomène de tassement excessif désigne la descente ou la compression notable du sol sous l'effet des charges appliquées, au-delà des niveaux prévus ou tolérables. Ce tassement se produit lorsque le sol sous une structure, comme un bâtiment ou une route, se comprime plus que prévu en raison de la surcharge, de la dégradation des propriétés du sol, ou des modifications environnementales telles que la variation du niveau de la nappe phréatique. Le tassement excessif peut entraîner des fissures dans les fondations, des désalignements des structures, et des déformations qui compromettent l'intégrité et la sécurité des infrastructures.



**Figure I.14.** Phénomène de tassement excessif.

#### I.7. Conclusion

Ce chapitre est consacré à la description des sols fins en général, et des argiles en particulier. Nous avons utilisé différentes échelles de présentation pour montrer les divers minéraux constitutifs et les caractéristiques spécifiques de ces types de sols. Il est important de caractériser les sols et de les classer selon différents systèmes de classification, afin de les regrouper en catégories ayant des comportements similaires. Par ailleurs, nous mettons l'accent sur les différents phénomènes liés aux sols argileux, tels que le glissement de terrain, l'érosion, le retrait-gonflement et le tassement excessif.

***Chapitre II :***  
***Différentes méthodes***  
***de traitement et***  
***d'amélioration des***  
***sols***

## *Différentes méthodes de traitement et d'amélioration des sols*

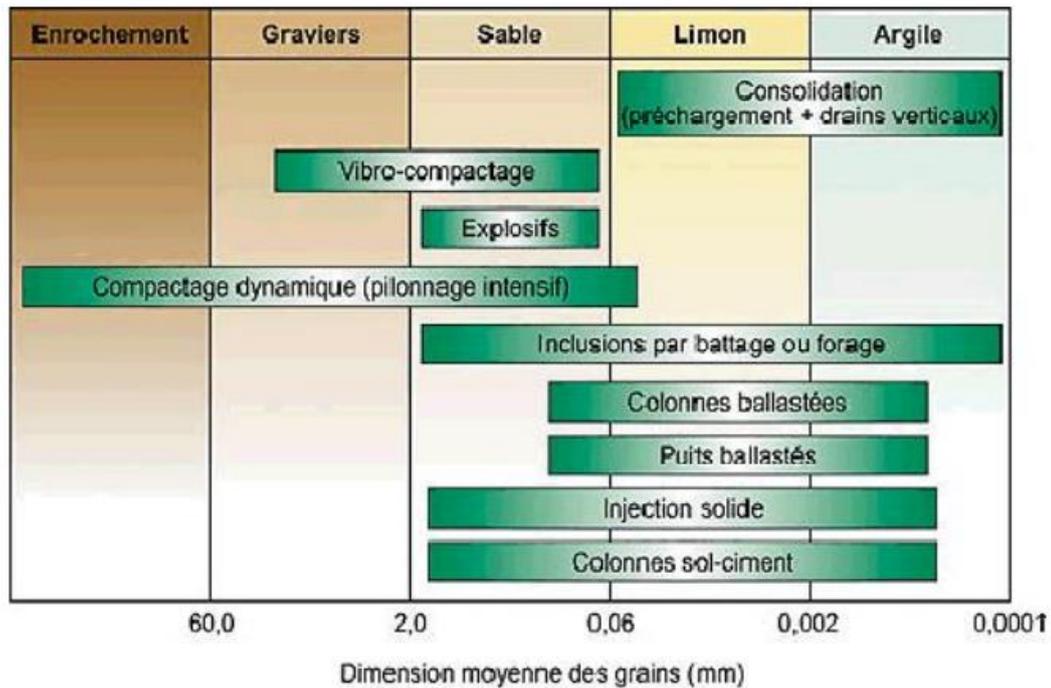
### **II.1. Introduction**

Une large variété de méthodes d'amélioration et de stabilisation des sols instables est actuellement utilisée, et les techniques les plus appropriées sont habituellement classées comme les méthodes mécaniques, hydromécaniques, thermiques et chimiques. Les méthodes thermiques concernent surtout la stabilisation par congélation ou par chauffage. Ce sont donc des méthodes d'amélioration temporaires et restent efficaces, mais leur emploi est limité en raison de leurs coûts très élevés. En revanche, les méthodes mécaniques et chimiques sont permanentes, mais coûteuses et nécessitent un savoir-faire élevé, ce qui n'est pas toujours accessible dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de chaux, de ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et continue de connaître une importante croissance.

L'industrie des matériaux de construction est toujours accompagnée de produits secondaires ou de déchets qui ont une incidence sur l'environnement. Dans les pays occidentaux, le rejet des déchets solides provenant des usines de matériaux de construction et des démolitions des constructions dans les décharges publiques est strictement interdit. La gestion des déchets solides est une des principales préoccupations environnementales dans le monde entier. Les différentes sortes de déchets et sous-produits sont examinées en fonction de leurs possibilités d'emploi en technique routière, de leurs utilisations courantes et des problèmes qu'ils posent dans le contexte économique, technique et environnemental, ainsi que des recherches à entreprendre en vue de promouvoir leur utilisation plus généralisée. Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions environnementales.

### **II.2. Choix des techniques d'amélioration du sol.**

Le sol initial, ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une opération d'amélioration donnée. En effet, compte tenu des deux grandes classes de sols bien connus, les sols pulvérulents et les sols fins, on comprend naturellement qu'il existe une différence entre les techniques d'amélioration appropriées à chacune de ces deux classes de sols. Etant donnée l'existence d'une bonne majorité de sols intermédiaires d'autres dérivées de techniques d'amélioration peuvent être envisagées. En effet, la figure II.1 illustre la différence nette entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autre part. Alors que pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration ne sont pas si diversifiées [10].



**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 20<sup>ème</sup> 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 auteurs 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 ou le tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers. L'utilisation de cette méthode permet de réduire le volume d'air dans le sol, réduire la diffusion des gaz par asphyxie des racines, des vers de terre et de la vie dans le sol, réduire la circulation de l'eau dans le sol, augmenter l'énergie de l'unité motrice pour effectuer le travail de sol, décomposer lentement la matière organique. 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 permet de densifier les sols à grande profondeur sous l'effet d'impacts de forte énergie obtenus par la chute d'une masse en surface. Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer en profondeur les caractéristiques mécaniques. Le pilonnage est associé à un contrôle géotechnique particulièrement intensif de manière à atteindre le plus rationnellement possible le but recherché.

Le compactage dynamique est applicable dans tous les types de sols à comportement granulaire. Il s'applique particulièrement bien aux remblais hétérogènes inertes ainsi qu'aux terrains rapportés de composition variable, y compris lorsqu'ils contiennent des blocs. Le compactage dynamique peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés qu'à des sols situés sous la nappe (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)

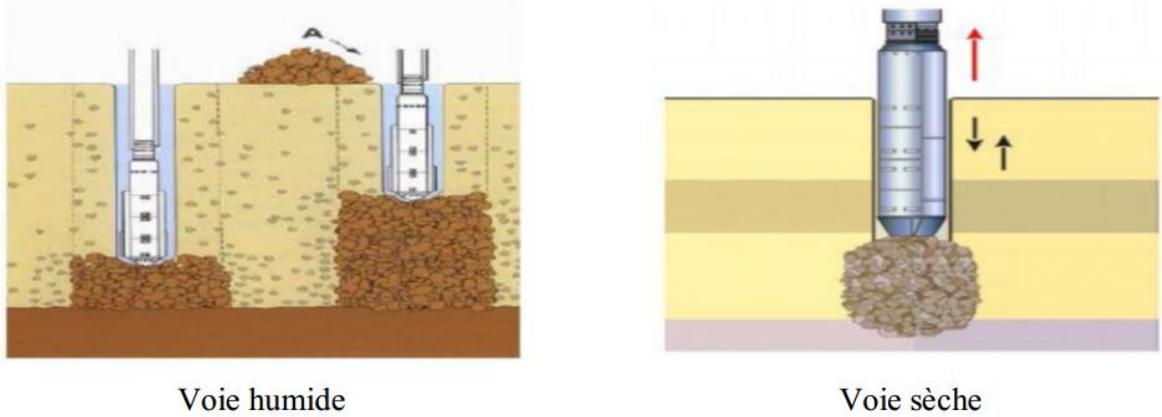


**Figure II.3.** Vibration profondes.

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 (soilnailing).

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.



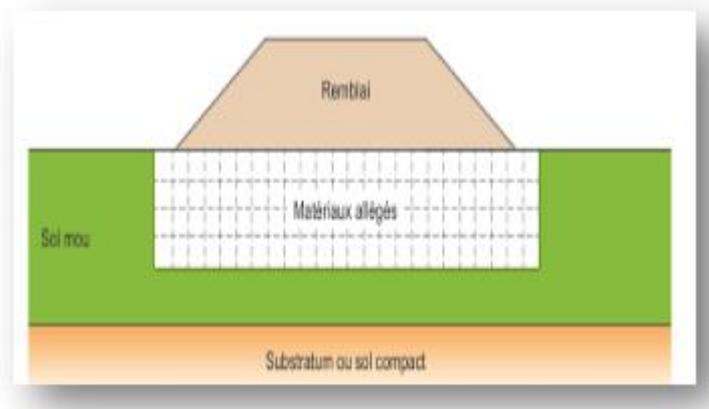
**Figure II.5.** Stabilisation d'un talus permanent.

### II.3.2. Méthodes hydromécaniques.

Les méthodes hydromécaniques de stabilisation des sols combinent des principes mécaniques et hydrauliques pour améliorer les propriétés des sols, en particulier leur résistance et leur stabilité. Les méthodes hydromécaniques couramment utilisées:

#### II.3.2.1. Consolidation par surcharge (précharge).

Cette méthode implique l'application de charges temporaires supplémentaires sur le sol pour accélérer la consolidation naturelle par le drainage de l'eau interstitielle. Des matériaux lourds (terre, sable) sont placés sur le site pour exercer une pression supplémentaire. Des systèmes de drainage verticaux comme des drains en sable ou des mèches drainantes peuvent être utilisés pour faciliter l'écoulement de l'eau. On applique généralement cette méthode sur des mauvais terrains, composés principalement des sols fins (faible perméabilité), et dont le tassement évolue durant plusieurs années.



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

#### II.3.2.2. Utilisation de drains verticaux (wick drains).

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 préchargée 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. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (Figure II.6).

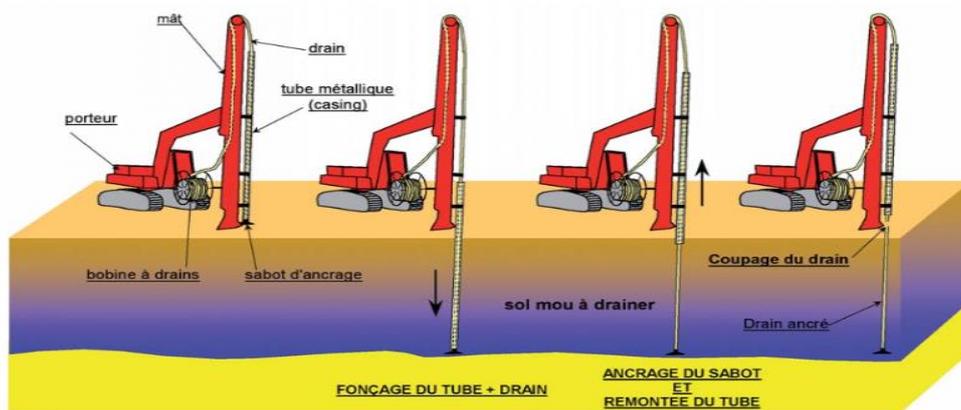


Figure II.7. Drains verticaux.

### II.3.2.3. Geodrainage (PVD - Prefabricated Vertical Drains).

Utilisation de drains verticaux préfabriqués pour accélérer le processus de consolidation par drainage vertical. Les PVD sont insérés dans le sol à intervalles réguliers. Ils permettent à l'eau de s'écouler verticalement vers les couches drainantes, accélérant ainsi le tassement et la consolidation.

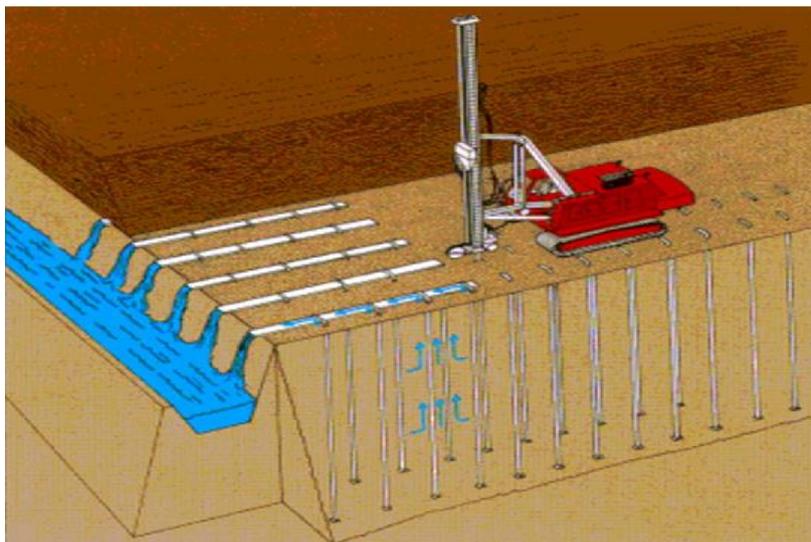


Figure II.8. Geodrainage

### II.3.2.4. Renforcement par géosynthétiques.

L'ajout de matériaux synthétiques tels que des géotextiles, des géogrilles dans le sol pour en augmenter la stabilité. Ces matériaux sont placés en couches horizontales ou verticales dans le sol, augmentant ainsi sa capacité à résister aux déformations.



Figure II.9. Renforcement par géosynthétiques.

*Les méthodes hydromécaniques de stabilisation sont particulièrement efficaces pour les sols argileux saturés et d'autres types de sols présentant une faible capacité de drainage naturelle. En combinant des techniques de drainage et des principes mécaniques, elles permettent de gérer les propriétés hydriques du sol et d'améliorer sa résistance et sa stabilité pour des applications de construction.*

### II.3.3. Méthodes thermiques.

Les méthodes thermiques de stabilisation des sols utilisent la chaleur pour modifier les propriétés physiques et chimiques du sol, améliorant ainsi sa stabilité, sa résistance et sa capacité portante. Les méthodes thermiques couramment utilisées :

#### II.3.3.1. Traitement thermique par injection de chaleur.

Cette méthode consiste à chauffer le sol in situ pour évaporer l'eau et induire des transformations chimiques dans les minéraux argileux. Des dispositifs de chauffage, tels que des résistances électriques ou des brûleurs à gaz, sont insérés dans le sol. La chaleur générée provoque l'évaporation de l'eau interstitielle et la modification des minéraux du sol.

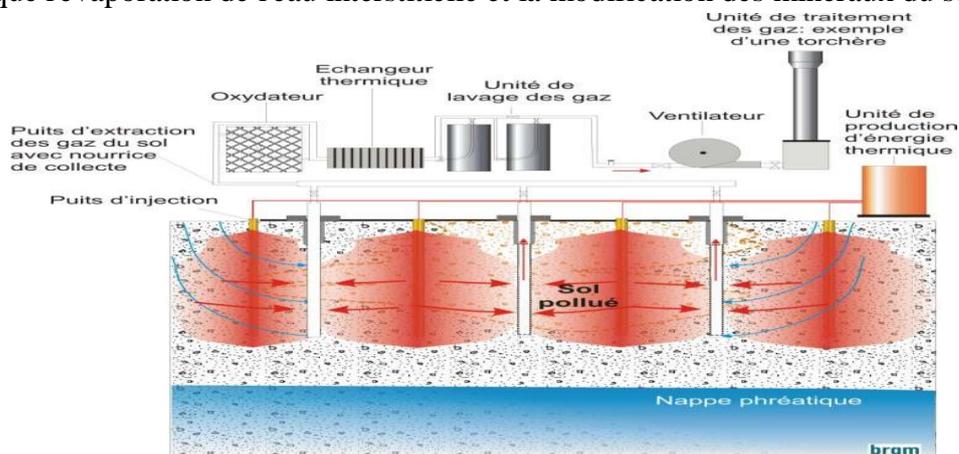


Figure II.10. Traitement thermique par injection de chaleur.

### II.3.3.2. Congélation artificielle (soilfreezing).

Cette méthode implique la congélation de l'eau interstitielle du sol pour augmenter temporairement sa résistance et sa stabilité, facilitant les travaux de construction ou d'excavation. Un fluide réfrigérant est circulé dans des tubes insérés dans le sol, abaissant la température et congelant l'eau interstitielle.



Figure II.11. Travaux en souterrain : la congélation des sols.

### 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.

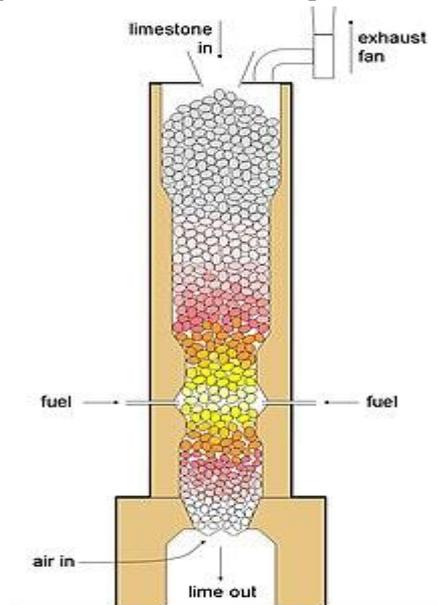


Figure II.12. Calcination des sols .

*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.

Les méthodes chimiques de stabilisation des sols utilisent divers agents chimiques pour améliorer les propriétés mécaniques et la stabilité des sols. Ces techniques sont particulièrement efficaces pour les sols présentant des problèmes de portance, de plasticité ou de gonflement. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats. . [12]

##### 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,  $\text{CaCO}_3$ ) qui se décompose en chaux vive (oxyde de calcium,  $\text{CaO}$ ) et en dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ). 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 avides 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.

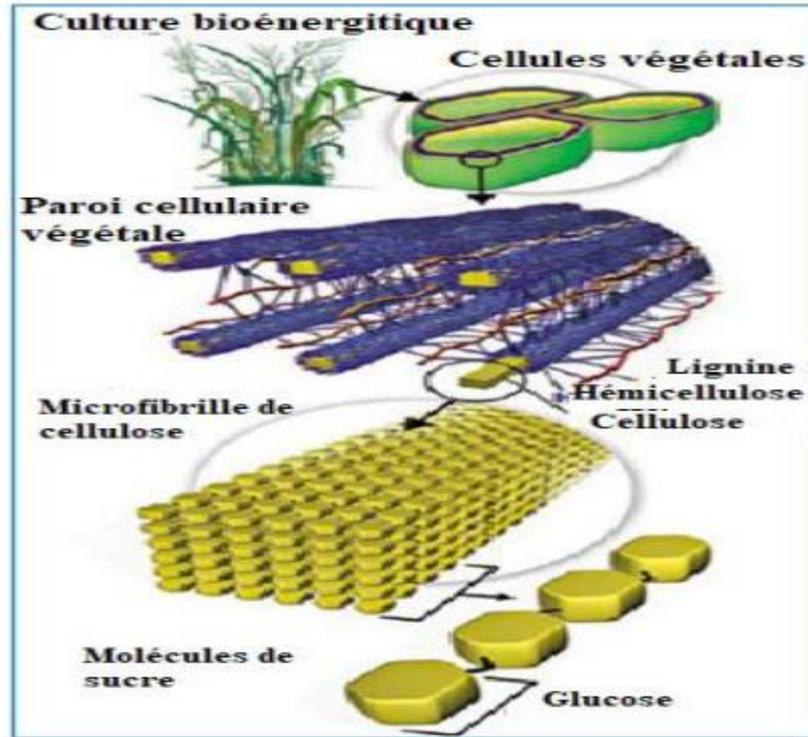


Figure. II.14. Structure et composition d'une paroi végétale [5].

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].

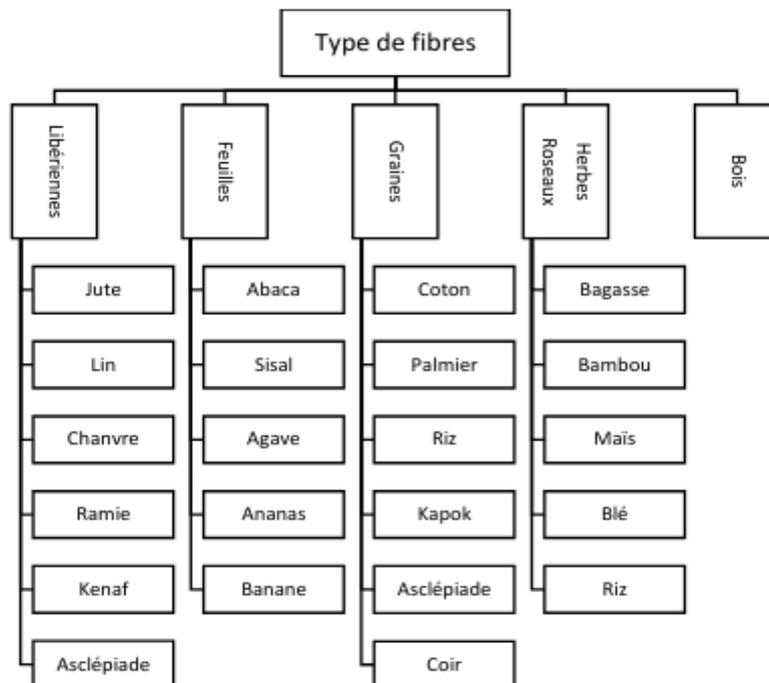
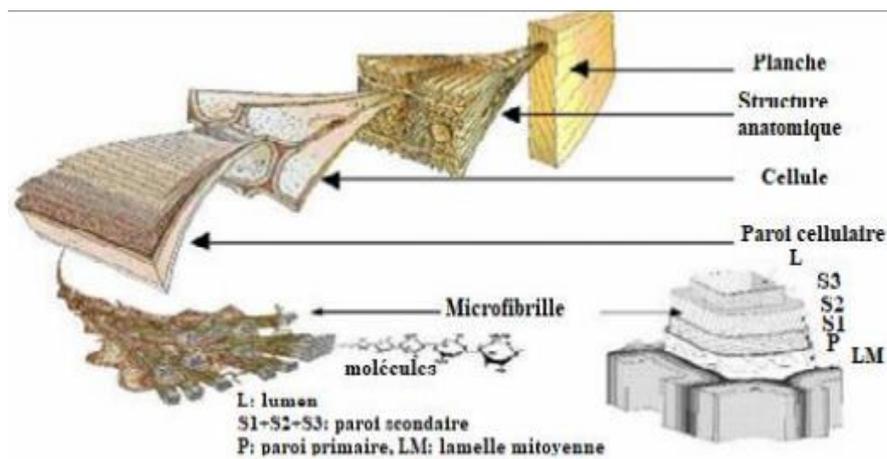


Figure .II.15. Classification des fibres naturelles.

**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 présente 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].

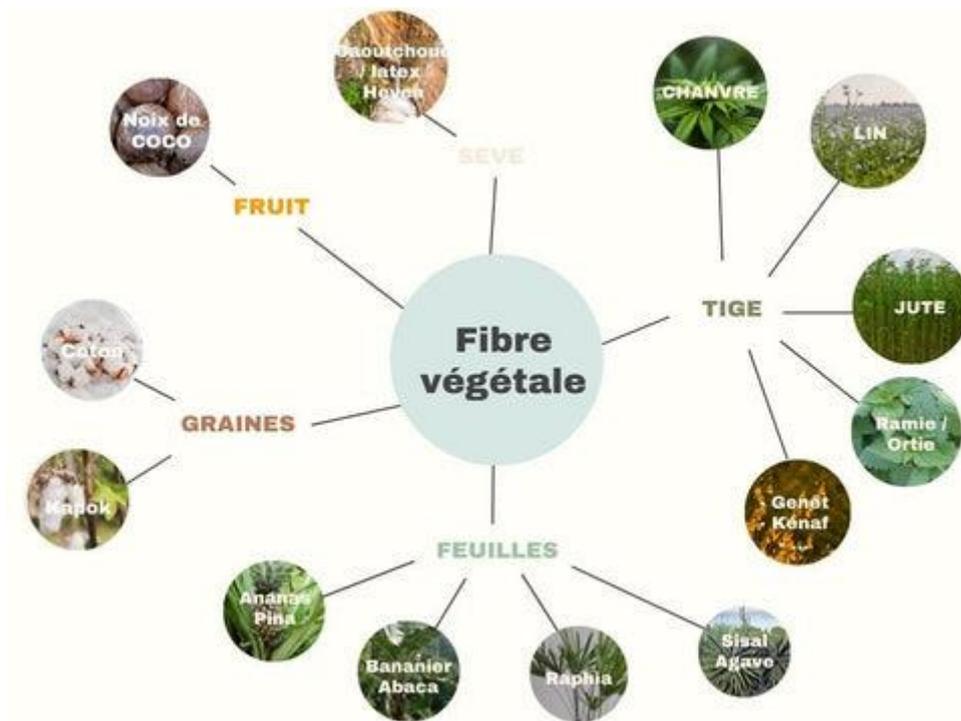
**c. Avantages et inconvénients des fibres végétales.**

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  $\text{SiO}_2$ , de chaux  $\text{CaO}$  et dans une moindre proportion de phosphates  $\text{P}_2\text{O}_5$ , d'alumine  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , de magnésie  $\text{MgO}$  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. Possibilités de valorisation des cendres en construction.**

Les cendres issues du chauffage au bois domestique dans plusieurs contrées et plus particulièrement en France, sont généralement évacuées avec les ordures ménagères ou valorisées comme amendement et fertilisants dans les jardins des particuliers. Il en est de même des cendres de charbon de bois issues de la cuisson des repas au Bénin. Mais de nos jours, différentes possibilités de valorisation des cendres, notamment celles volantes, dans le domaine de la construction, sont de plus en plus étudiées : industrie de la brique ( en remplacement du sable), formulation de bétons et de ciments composés dans certains pays européens en fonction de l'expérience et de la tradition nationale [128], travaux publics et céramiques.

**Dans les travaux publics :** Les cendres de biomasse peuvent être employées en terrassement pour la création de remblais ; la réalisation de couches de formes ou de couches de chaussées (fondations et bases), comme correcteur en vue de compléter la granulométrie d'un matériau pauvre en fraction fine (inférieure à 500  $\mu\text{m}$ ) ; la fabrication de liants hydrauliques routiers. Des applications en traitement de sol sont aussi possibles, les cendres permettent la formulation de coulis d'injection destinés à la stabilisation des sols. Dans certains pays, les cendres sont utilisées pour l'étanchéité de mines ou comme filler et charge dans les bitumes ou les bétons, mais ces valorisations sont encore marginales.

**En cimenterie :** Les cendres volantes sont utilisées pour la préparation de la matière première (le cru). Elles apportent essentiellement la silice, l'alumine et le fer. Elles peuvent être ajoutées lors du broyage final (avec le clinker, le gypse et les éventuels autres constituants secondaires). Leur passage dans le broyeur augmente le rendement de ce dernier (grâce aux imbrûlés) [12]. Les travaux de SAVADOGO N. [20]–[22] ont montré que les cendres volantes de mâchefer peuvent bien être incorporées comme additif dans l'élaboration de ciments composés de type CEM II/A avec une classe de résistance de 42,5 MPa lorsque le taux de substitution est de 10% et une classe de résistance de 32,5 MPa lorsque le taux de substitution est de 15% et 20%. Les caractéristiques mécaniques à long terme (90 jours) et la durabilité des mortiers confectionnés à partir de ces ciments sont conservées lorsque le taux de substitution n'excède pas 10% [20]. La poudre de mâchefer obtenu par broyage peut substituer partiellement le ciment Portland à un taux de 15% permettant d'élaborer un ciment composé de type CEM II A selon la norme EN 197-1 [21].

## **II.4. Conclusion.**

Les facteurs influençant le choix entre les différentes techniques d'amélioration des sols sont divers et incluent des considérations économiques, la nature du sol à traiter, la destination de l'ouvrage à implanter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions environnementales. Les méthodes d'amélioration mécaniques

et hydromécaniques des sols sont coûteuses et nécessitent un savoir-faire élevé, ce qui n'est pas toujours possible dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols, bien que efficaces, restent limitées en raison de leurs coûts très élevés. En revanche, la méthode d'amélioration chimique des sols par l'ajout de chaux, de ciment, de cendre ou d'autres liants cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique, qui s'est rapidement développée à travers le monde, continue de croître significativement. Facile à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet surtout d'éviter de lourds travaux de terrassement visant à éliminer les sols inadéquats et à utiliser des matériaux d'emprunt de bonne qualité. Les liants cimentaires sont produits en grande quantité et à faible coût en Algérie, ce qui suggère que cette technique présente des considérations économiques acceptables.

***Chapitre III :***  
***Propriétés des***  
***matériaux employés et***  
***démarche***  
***expérimentale***

## *Propriétés des matériaux employés et démarche expérimentale*

### **III.1. Introduction**

Peu importe les objectifs d'une étude géotechnique, il est crucial de débiter par l'identification des types de sols concernés. Cette approche guide les analyses géotechniques suivantes et permet surtout de classer les matériaux rencontrés. Les critères nécessaires à cette classification englobent à la fois des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques.

Ce chapitre aborde les essais géotechniques réalisés en laboratoire ainsi que la localisation géographique de la région d'El-Kherba à Mila. Notre étude vise à déterminer les propriétés physico-chimiques de l'argile dans cette zone, sa classification géotechnique, et l'identification des minéraux pouvant causer des variations significatives de volume.

### **III.2. Matériaux utilisés.**

#### **III.2.1. Sol argileux.**

##### **III.2.1.1. Localisation du prélèvement.**

Le 7 août 2020, la wilaya de Mila a été secouée par deux séismes, l'un mesurant 4,9 sur l'échelle de Richter et l'autre atteignant une magnitude de 4,5, causant des dommages matériels dans plusieurs communes, notamment le chef-lieu où la cité El Kherba, perchée sur les hauteurs de la ville, a subi d'importants dégâts. Ces événements ont conduit les autorités à déclarer cette zone sinistrée par arrêté interministériel, suite à plusieurs visites ministérielles. Dans le cadre de notre étude expérimentale, nous avons choisi d'analyser ce sol afin de diagnostiquer la situation à El Kherba, une zone actuellement abandonnée par ses habitants. Nous envisageons également de proposer des solutions techniques pour améliorer le sol de cette zone d'étude.



**Figure III.1.** Les dommages engendrés par le séisme du 7 août 2020.

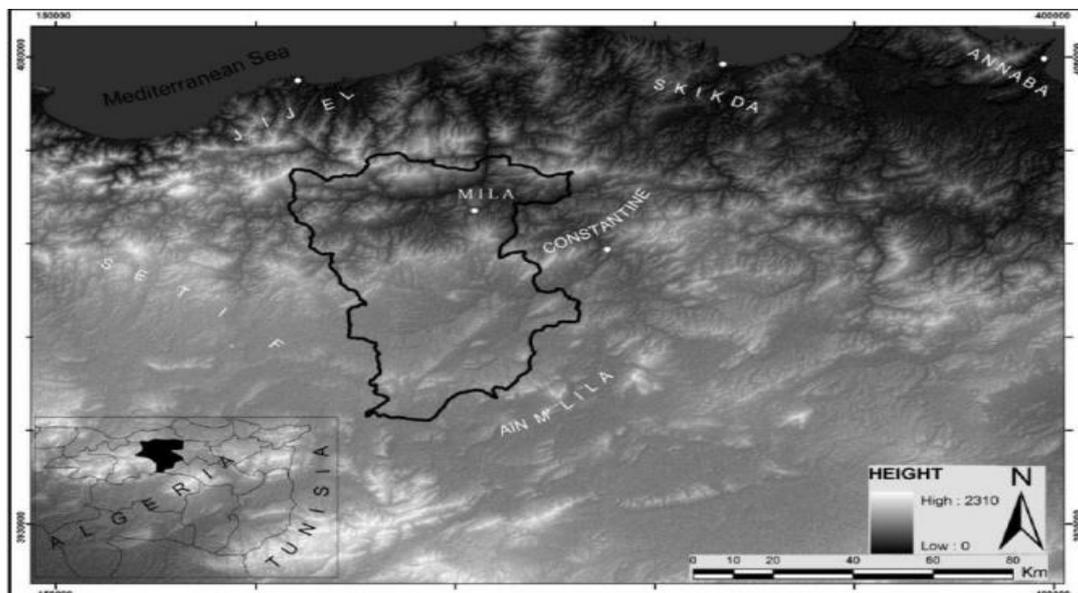
### III.2.1.2. Situation géographique de la zone d'étude.

La Wilaya de Mila est limitée au Nord par la Wilaya de Jijel, de l'Ouest par la Wilaya de Sétif, à l'Est par la Wilaya de Constantine et Oum el Boaghi et du Sud par la Wilaya de Batna (Figure III.2)



**Figure III.2.** Carte de découpage administratif (Est Algérien) (Atmania, 2010).

La wilaya de Mila s'étend sur une surface de 3550 km<sup>2</sup>, répartie sur 32 communes et 05 daïras : Ferdjioua, Chelghoum Laid, Grarem Gouga, Oued Naja, Rouached. (Figure III.2 et Figure III.3).



**Figure III.3.** Situation Géographique de la zone d'étude « image satellite »

### III.2.1.3. Cadre géologique générale.

Le bassin de Mila, localisé dans le nord-est de l'Algérie, se caractérise par une géologie variée, principalement composée de formations sédimentaires du Mésozoïque et du Cénozoïque. On y trouve des dépôts marins comme des calcaires, des marnes et des grès,

ainsi que des dépôts continentaux tels que des argiles et des alluvions. La présence de structures géologiques telles que des plis et des failles influence la répartition des roches et des ressources naturelles. Ce bassin est réputé pour son potentiel en hydrocarbures, particulièrement là où les structures géologiques favorisent l'accumulation de pétrole et de gaz.

### III.2.2.Sciure de bois.

Le bois est un matériau très important économiquement. Il est présent dans le monde entier et peut être géré durablement comme une ressource renouvelable. Dans ce travail, nous avons utilisé la sciure qui est un résidu obtenu au cours des travaux de menuiserie, il est introduit dans des mélanges à l'état naturel (séché à l'air après ça, on a séché à l'étuvé pendant 24 h) ;



Figure III.4.Sciure de bois

### III.2.3.Cendre de bois.

La **cendre de bois** est un résidu solide qui reste après la combustion complète du bois. Elle se compose principalement d'oxydes minéraux et de composés inorganiques. Les composants principaux de la cendre de bois incluent le calcium ( $\text{CaO}$ ), le silicium ( $\text{SiO}_2$ ), le magnésium ( $\text{MgO}$ ), l'aluminium ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), et le fer ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ). Ces éléments proviennent des minéraux présents dans le bois original. Elle trouve des applications variées dans l'agriculture, la construction et le traitement de l'eau en raison de ses propriétés chimiques déterminé au niveau de La cimenterieHadjar-Soud (SCHS- Skikda).



Figure III.5. Cendre de bois .

**Tableau III.1.** Propriétés chimiques de cendre de biomasse (Hadjar-Soud SCHS- Skikda)

Propriétés de cendre de biomasse	Unit	Values
calcium Oxyde	CaO (%)	32.01
Siliciumdioxycde	SiO <sub>2</sub> (%)	10.16
Aluminiumoxyde	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	1.10
Ferricoxide	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	1.10
Magnesium oxyde	MgO (%)	8.30
Perte de feu	/	40

Ce tableau présente les propriétés chimiques de la cendre de biomasse, ces données fournies que la cendre de biomasse semble être riche en oxyde de calcium (**CaO=32.01%**) et en oxyde de magnésium (**MgO=8.30%**), avec des quantités modérées de dioxyde de silicium (**SiO<sub>2</sub>=10.16%**) et de faibles quantités d'oxydes d'aluminium et de fer (**Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>=1.10%**). La haute perte de feu (40%) suggère que la cendre de biomasse pourrait contenir encore une quantité substantielle de carbone. Ces caractéristiques rendent la cendre potentiellement utile pour certaines applications de construction.

#### III.2.4.Ciment

Le liant hydraulique utilisé est un ciment portland composé obtenu par un mélange finement broyé de clinker et d'ajouts, Le sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse en tant que régulateur de prise. Provient de l'usine d'Ain-El-Kebira, le produit a comme identification CPJ-CEMII/A 42, 5.

#### 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 de **El Kherba** wilaya de **Mila**. 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.
- Essai de compression non confiné
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

## III.3.1. Caractérisation chimique.

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

L'essai au bleu de méthylène permet d'apprécier l'activité argileuse. Il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche mono moléculaire de la surface des particules d'un matériau en suspension dans l'eau. Ce paramètre intervient dans la classification GTR (GTR, 2000), pour caractériser les sols fins et pour distinguer les différentes familles de sols. On appelle valeur au bleu de méthylène d'un sol VBS, la quantité exprimée en gramme de bleu de méthylène adsorbée par 100 g de fines. L'essai au bleu permet une évaluation globale de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse :

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.6.



**Figure III.6.** 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.

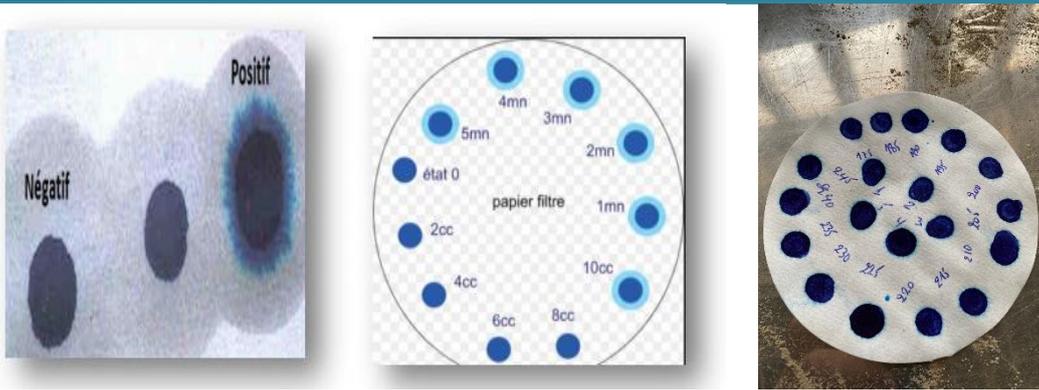


Figure III.7. Essai au bleu de méthylène.

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.

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

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 :  $S_{st} = 21 \times V_B (0,2\mu m)$ .

➤ **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	245	30	8,16	171.36

On remarque que le degré d'argilosité exprimé par la valeur de Bleu de Méthylène de l'argile naturelle est de 8,16. 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).

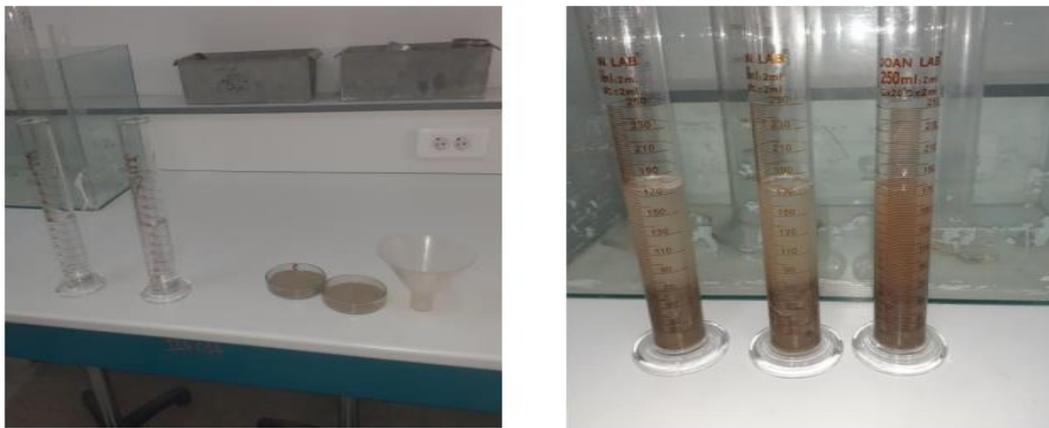
La masse volumique absolue des sédiments, ( $\rho_s$ ), est la masse par unité de volume des sédiments qui constituent le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains. Il ne faut pas confondre la masse volumique absolue ( $\rho_{abs}$ ), avec la masse volumique apparente ( $\rho$ ), qui est la masse du matériau par unité de volume, celui-ci intégrant à la fois les grains et les vides.

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

**Telque :**  $V_1$ : volume d'eau ( $\text{cm}^3$ );

$V_2$ : volume d'eau après ajout le sol ( $\text{cm}^3$ );

$\rho_{abs}$ : la masse volumique absolu ( $\text{g}/\text{cm}^3$ );  $M_s$ : la masse de sol (g);



**Figure III.8.** 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	<b>2,18</b>	<b>2,17</b>
2	<b>2,20</b>	
3	<b>2,13</b>	

#### III.3.2.2. La masse volumique absolue de la cendre de bois et de la sciure de bois: (NF XP P 94-054)

La masse volumique absolue des sédiments, ( $\rho_s$ ), 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 ( $\rho_s$ ), avec la masse

volumique apparente ( $\rho$ ), 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 de bois et de la sciure de bois ;

$V_1$  : Volume initial de l'Alcool 70% ;

$V_2$  : Volume après l'introduction de l'échantillon de déchet



**Figure III.9.** 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 de bois	Sciure de bois
Masse volumique absolue ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.540	0.263

### III.3.2.3. Granulométrie par diffraction laser pour la cendre et la sciure de bois.

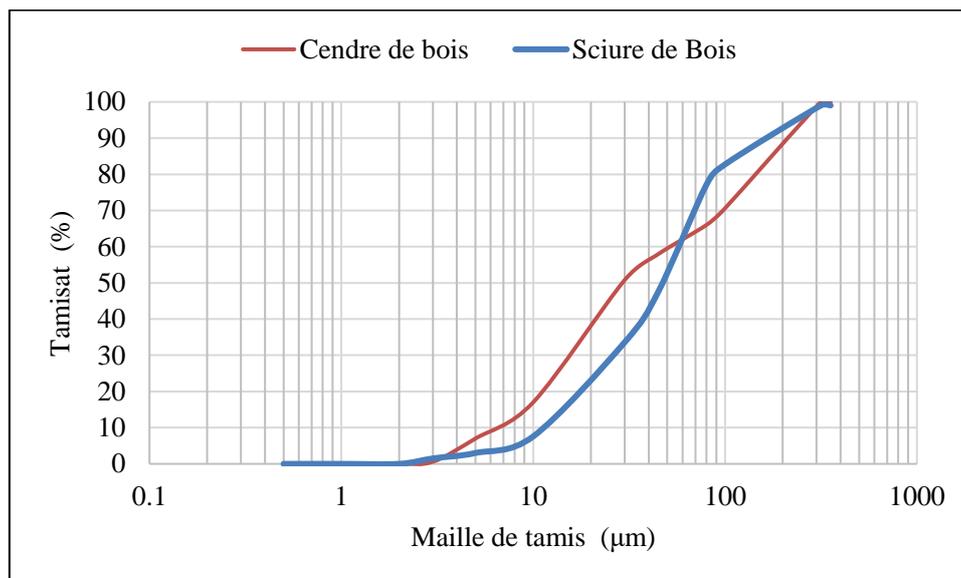
Une méthode utilisée pour mesurer des objets d'une taille comprise entre 100 nm et 1000  $\mu\text{m}$ . De plus, elle détermine la distribution granulométrique des matériaux granulaires en poudre. Le principe de mesure des diffractions laser s'exprime comme suit:

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  $\mu\text{m}$ )



**Figure III.10.**Appareil d'analyse granulométrique. Mastersizer 2000 Malvern.



**Figure III.11.**Courbe granulométrique par diffraction laser pour la cendre et la sciure de bois.

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

La détermination la teneur en eau pondérale des matériaux consiste à calculer le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105°C-110°C, le poids des vides étant négligeable. La teneur en eau représente un paramètre important, car elle définit l'état hydrique du matériau et intervient directement lors de la valorisation en matériaux routiers. La teneur en eau est définie en (%) comme le rapport de la masse humide sur la masse sèche.

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



**Figure.III.12.** Equipements utilisés pour l'essai de teneur en eau.

➤ **Présentation des résultats**

**Tableau III.6.** La Teneur en eau initial

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Sol humide (g)	460.7	561.9	424.1
Sol sèche(g)	366.8	453.6	342.8
Poids d'eau (g)	93.9	108.3	81.3
Teneur en eau (%) $\omega = \frac{W_w}{W_s}$	25.60	23.88	23.72
Teneur en eau Moyenne %	<b>24.40 %</b>		

La courbe granulométrique par tamisage montre que plus de 80% 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.13. L'analyse granulométrique par tamisage.

Tableau III.7. Résultats de l'analyse granulométrie par tamisage de l'argile.

Tamis (mm)	5	2	1	0,5	0,4	0,25	0,2	0,08
Paramètres								
Tamisat (%)	97,76	93,88	92,19	91,18	90,96	90,60	90,04	90,00

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.



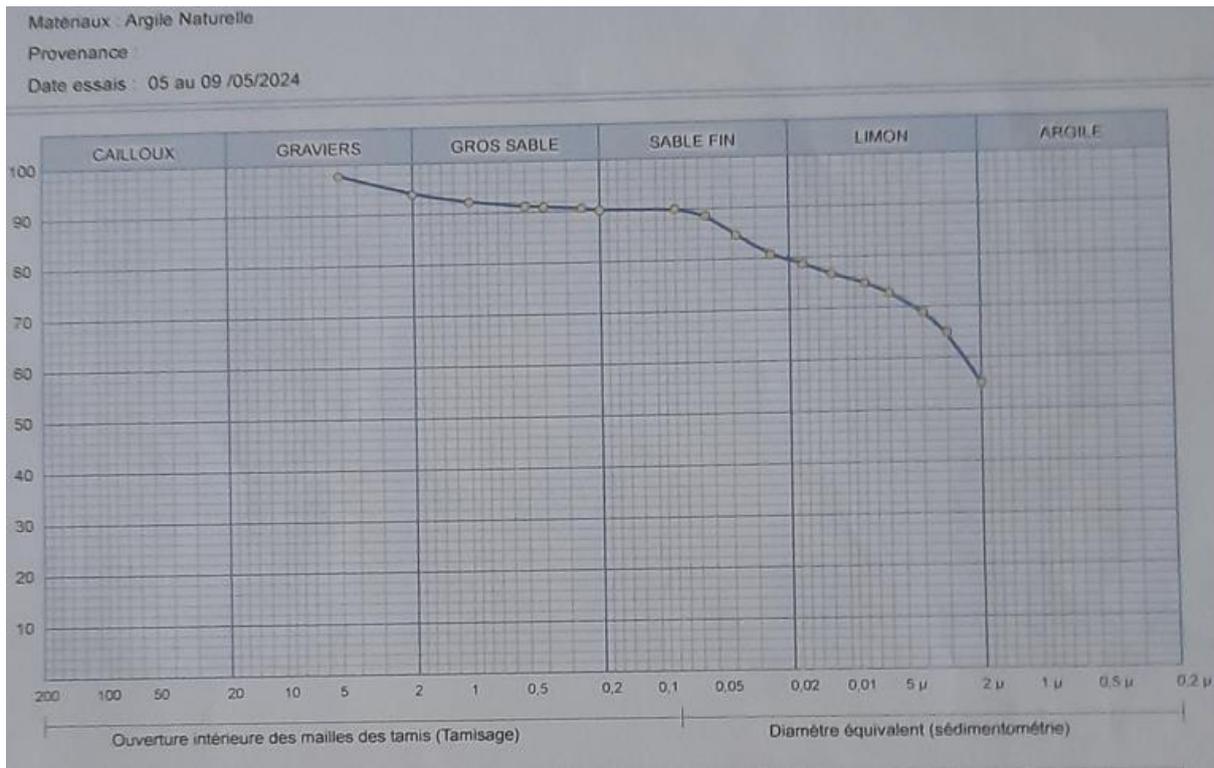
Figure III.14 L'analyse granulométrique par sédimentométrie.

Tableau III.8. Résultats de l'analyse granulométrie par sédimentation de l'argile.

Diamètre équivalent ( $\mu\text{m}$ )	55	38	25	17	12	8	6	4	3	2
Paramètres										
Tamisat (%)	88,63	84,67	80,71	78,74	76,76	74,78	72,80	68,84	64,89	55

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.15.** Courbe granulométrique par tamisage et sédimentation de l'argile.

La courbe granulométrique de l'argile Elkarba Mila montre que le pourcentage des fines inférieures à 80µm est de 90% .

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

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec la quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores et l'épaisseur des couches d'eau adsorbées qui enrobent ses grains. Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité) et le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité). Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en (%) du poids du matériau sec. La différence entre la limite de liquidité et de plasticité qui définit l'étendue du domaine plastique est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.

Ces limites sont d'une importance fondamentale en géotechnique car elles indiquent la sensibilité d'un sol aux modifications de sa teneur en eau :

- **Limite de liquidité  $W_L$** : Elle sépare l'état liquide de l'état plastique ;
- **Limite de plasticité  $W_P$** : Elle sépare l'état plastique de l'état solide ;
- **Limite de retrait  $W_s$** : Elle sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait.

$W_S$ ,  $W_L$  et  $W_p$  sont déterminées en laboratoire sur la fraction du sol (mortier) passant au tamis d'ouverture égale à 0,40mm (méthode de la coupelle de Casagrande, cône de pénétration, du rouleau et appareil de retrait).

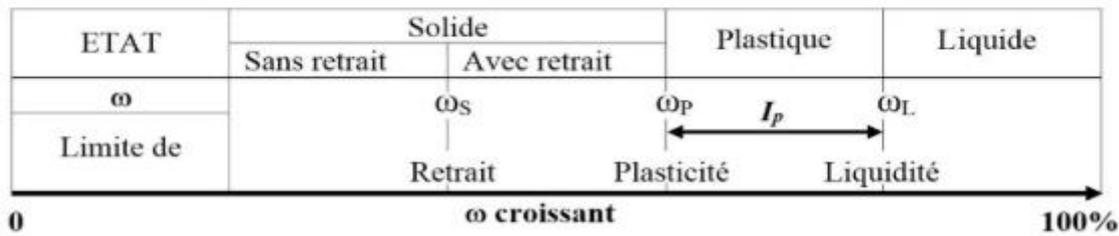


Figure III.16. Schémas des états de consistance des sols fins (limites d'Atterberg).

➤ Détermination de  $\omega_L$ (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.17. Appareil de Casagrande.



Figure III.18. Mode opératoire pour  $\omega_l$ (Casagrande).

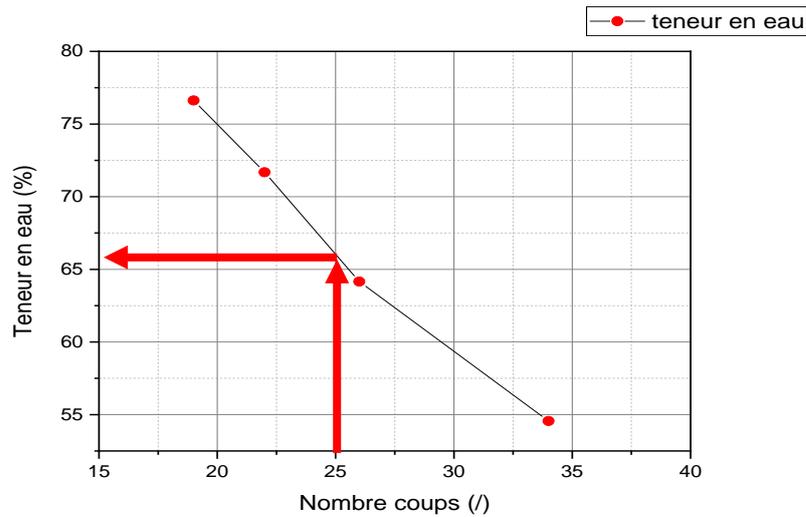
➤ Présentation des résultats.

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

Tableau III.9. Résultats de la limite de liquidité.

Nombre de coups	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Poids tare (g)	$\omega$ (%)
19	16.65	13.70	9.85	76.62
22	18.05	15.19	11.20	71.68
26	18.40	15.41	10.75	64.16
34	17.70	14.96	9.95	54.56

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



**Figure III.19.** Détermination de la limite de liquidité

La limite de liquidité est la teneur qui correspond à un nombre de 25 coups, donc :

$$\omega_l = 66,45 \%$$

➤ **La détermination  $\omega_p$ .**

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.20.** Appareillage nécessaire pour déterminer  $W_p$ .

➤ **Présentation des résultats.**

**Tableau III.10.** Résultats de la détermination de la limite de plasticité.

N° essai	Poidshumide (g)	Poids sec (g)	Poids tare (g)	$\omega_p$ (%)
01	12.80	12.10	10.00	33.33
02	12.30	11.70	09.90	33.33
03	13.40	12.70	10.50	31.82
				$\omega_{moy}=32.83\%$

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 ;

$$I_P = 66,45 - 32,83 = 33,62\% \quad \Rightarrow \quad \text{donc notre sol est une argile.}$$

**Tableau III.11.** 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.12.** 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 :  $I_c = \frac{66,45 - 24,40}{33,62} = 0,72\% \quad \Rightarrow \quad \text{Argile plastique}$

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

Tableau III.13. 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

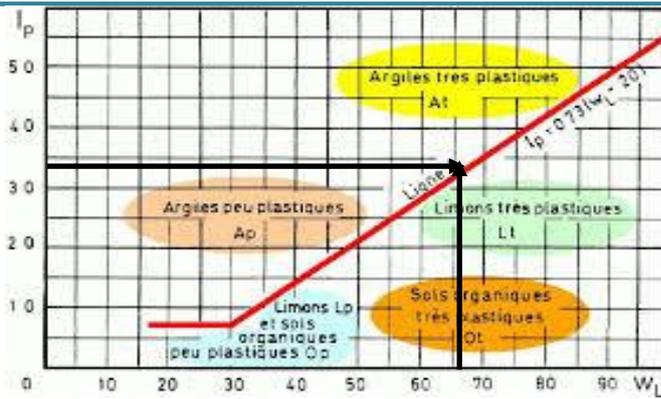
$I_L = 1 - I_c = 0,29$   Argile dure à très plastique

### 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  $80\mu\text{m} = 0.08\text{mm} = 90\% > 35\%$ , sol fin classe A
  - ✓ Valeur de l'indice de plasticité  $I_p = 33,62\% > 17\%$ ,
  - ✓ La valeur de bleu de méthylène (VBS=8.16 > 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 mm) = 90% > 50% sol fin.



- $I_p = 33,62\%$
- $\omega_L = 66,45\%$

Classification:

*Argile plastique*

Figure III.21. 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 but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

L'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à la compacter dans un moule normalisé ( les caractéristiques de moule Proctor sont résumées dans le tableau ci-après), à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini. Pour chacune des valeurs des teneurs en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau ( $\omega_{opt}$ ;  $\gamma_{dopt}$ ). L'essai répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau (10%, 12%, 14%, 16%, 18%, 20% et 20%) et on fixe l'énergie de compactage ( $3 \times 25$ ). on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale. La figure III.21 résume les principales étapes de l'essai Proctor.

Tableau III.14. 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 <sup>3</sup> )	933



**Figure III.22.** 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<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> couche.

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

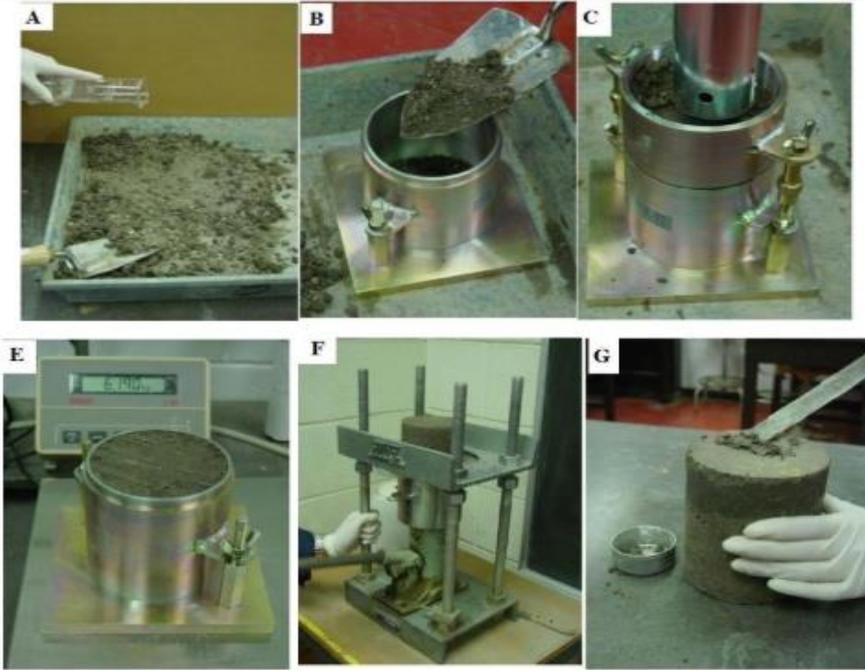


Figure III.23. Les principales étapes de l'essai Proctor

➤ **Présentation des résultats.**

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

**Tableau III.15.** Les résultats des paramètres de l'essai Proctor normal pour sol naturel.

Sol naturel					
Pourcentage d'eau %	12	14	16	18	20
Masse volumique sèche ( $T/m^3$ )	1,442	1,446	1,510	1,484	1,453
Teneur en eau (%)	21.02	22.92	24.27	27.12	29.03

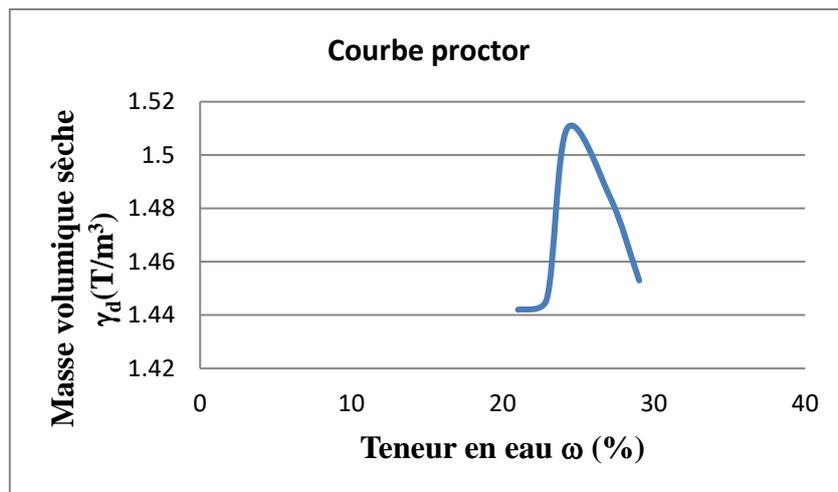


Figure III.24. Courbe Proctor pour l'argile naturelle .

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.16.** Paramètres de la courbe Proctor.

$\omega_{opt}(\%)$	$\gamma_{dmax}(T/m^3)$
24,27	1,51

### 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 :

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

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

$$I.CBR = \max (I.CBR_{2,5} ; I.CBR_5)$$

**Tableau III.17.** Classement de sol en fonction de l'indice CBR.

Classes de portance	CBR [%]
S <sub>0</sub> portance très faible	CBR < 3
S <sub>1</sub> portance faible	3 < CBR < 6
S <sub>2</sub> portance moyenne	6 < CBR < 12
S <sub>3</sub> portance élevée	12 < CBR < 25
S <sub>4</sub> 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 ⇒ épaisseur diminue).



**Figure III.25.** L'essai CBR (California Bearing Ratio).

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.

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.

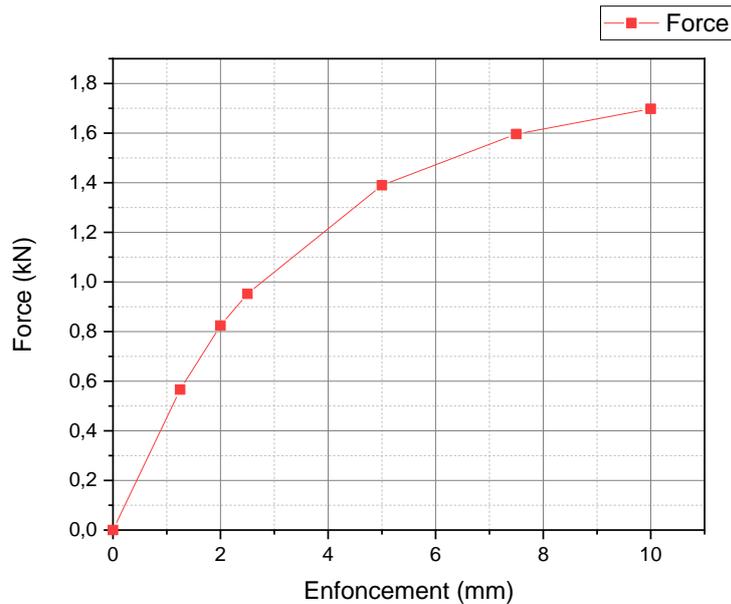
➤ **Présentation des résultats**

Une fois le test effectué on exploite les résultats:

**Tableau III.18.** Valeurs des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.

poinçonnement			
date:		coef Anneau=	0,025734618
Temps	enfoncement en mm	force totale	
		lecture (kn)	lecture × coef (kn)
1"	1,25	22,000	0,566
1,40"	2	32,000	0,824
2"	2,5	37,000	0,952
4"	5	54,000	1,390
6"	7,5	62,000	1,596
8"	10	66,000	1,698
calculs et résultats de l'indice portant			
effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (kN)×100			7,132
13,35			
effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (kN)×100			6,973
19,93			
<b>L'indice recherché est la plus grande valeur</b>			<b>7,13%</b>

**CBR=7.13%**  **Argile S<sub>2</sub> portance moyenne**



**Figure III.26.** Variations des efforts en fonction des enfoncements pour sol non traité.

### III.3.4.3. Compression simple non confinée (l'EN 12390-4).

Essai de compression simple non confinée (figure III.) a pour but de déterminer la résistance à la compression simple  $R_c$  qui est définie comme la contrainte mesurée à la rupture. La compression d'échantillons de forme cylindrique (diamètre de 7.5cm et hauteur de 15 cm) préparés avec les caractéristiques optimales obtenues par le compactage Proctor et conservés pendant ( 7 jours, 14 jours, 28 jours et 56 jours ).



**Figure. III.27.** Appareil de compression au niveau de laboratoire de recherche (université 8Mai 1945 Guelma)

Les éprouvettes sont chargées jusqu'à la rupture dans une machine pour essai de compression conforme à l'EN 12390-4. La charge maximale  $F$  de la force atteinte est enregistrée qui permet de calculer la résistance en compression non confinée  $R_c$  du sol :

$$R_c = \frac{F}{S}$$

Avec : F: La charge maximale appliquée au cours de l'essai (en KN),

S : la section de l'éprouvette cylindrique (en m<sup>2</sup>) est la surface de la section de l'éprouvette.

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

L'argile a été initialement séchée dans une étuve pendant une période de 24 heures. Après séchage, nous avons mélangé l'argile sèche avec une quantité d'eau et malaxé jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène. Une fois les mélanges préparés, les éprouvettes ont été compactées selon la méthode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME. La résistance à la compression de sol naturel (non traité) :

$$R_c = \frac{F}{S} = 146.59 \text{ kPa}$$

Avec : D=0.075m, S=0.0044m<sup>2</sup>, F=0.645kN .

#### III.3.4.4. Essai de cisaillement rectiligne à la boîte (EN 12390-3).

L'objectif de ces essais est la détermination des paramètres de du cisaillement sol et qui sont : l'angle de frottement interne  $\varphi$ , la cohésion C et la résistance au cisaillement. L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placé dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes circulaires indépendantes. Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) constant.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontale de glissement des 2 demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

Pour chaque valeur de N (effort normal) on détermine une valeur maximale de T (effort de cisaillement). On reporte le point (N, Tmax) sur le diagramme (N, T). On peut représenter le diagramme en remplaçant N et T par  $\sigma=N/S$  et  $\tau=T/S$ , S étant la surface de contact à la rupture.

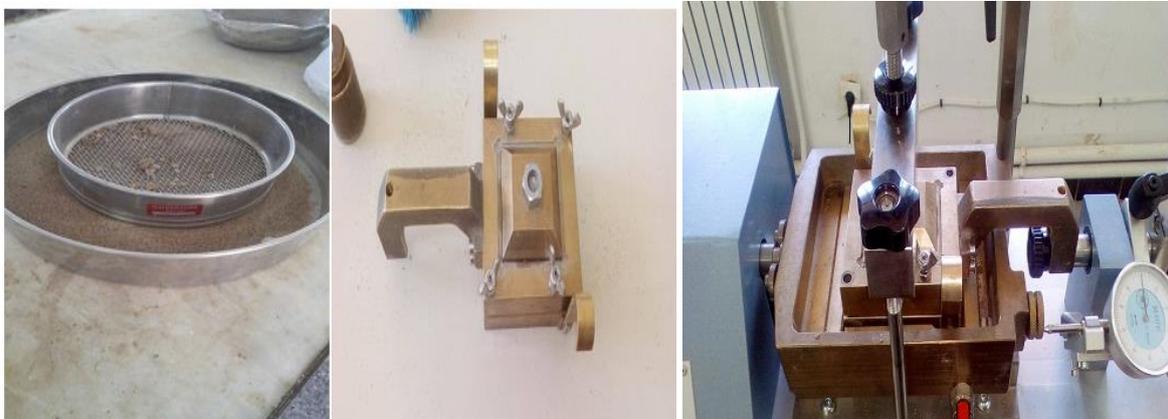
La boîte de cisaillement est constituée d'un dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette. Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre le deux demiboîtes. Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps est montré sur la figure III.18.



**Figure III.28.** 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 boites 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.19 présente la préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.



**Figure III.29.** Préparation des éprouvettes pour l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

➤ **Interprétation des résultats :**

La figure III.12 présente la variation des contraintes de cisaillement en fonction des déformations relatives pour les trois contraintes normales : 100, 200 et 300 KPa.

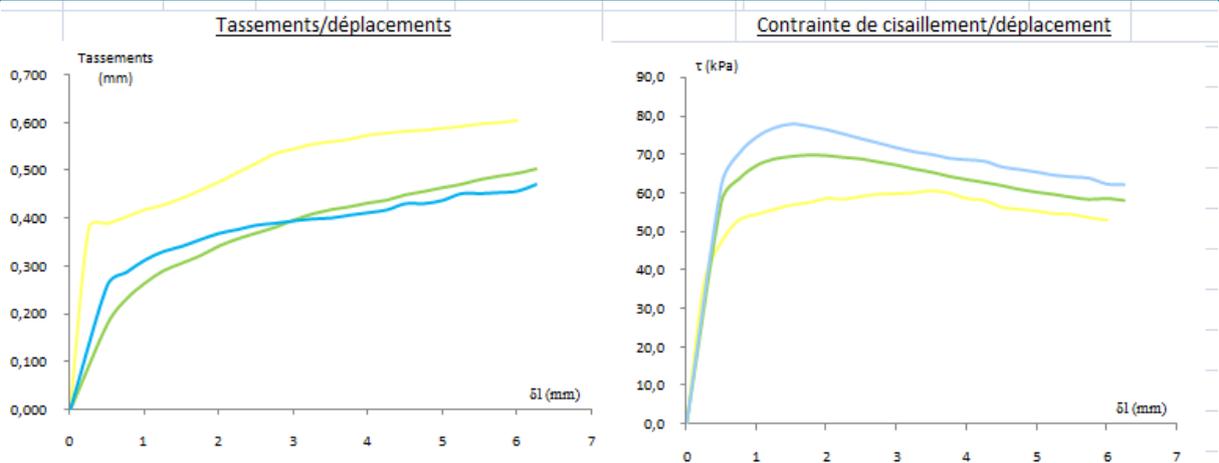


Figure III.30. Contrainte de cisailment en fonction des déplacements (Argile étudiée).

D'après le courbe de compactage, la contrainte de cisailment 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.30) présente la courbe intrinsèque de notre argile utilisée.

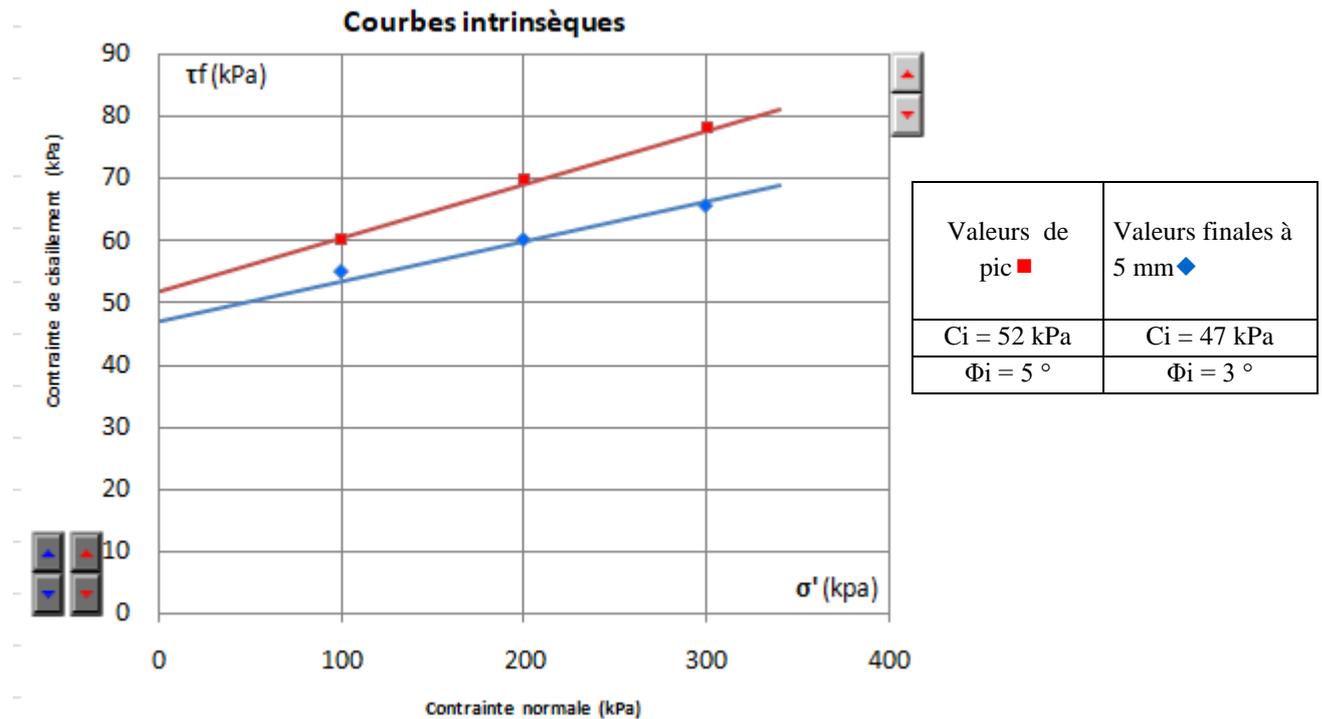


Figure III.31. Courbe intrinsèque de l'argile naturelle.

D'après la courbe intrinsèque (Figure III.13) 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 :  $C_i = 47 \text{ kPa}$  et  $\Phi_i = 3^\circ$ .

### III.3.4.5. 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 en bas, elle est maintenue saturée pendant l'essai.



Figure III.32. 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.19. 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

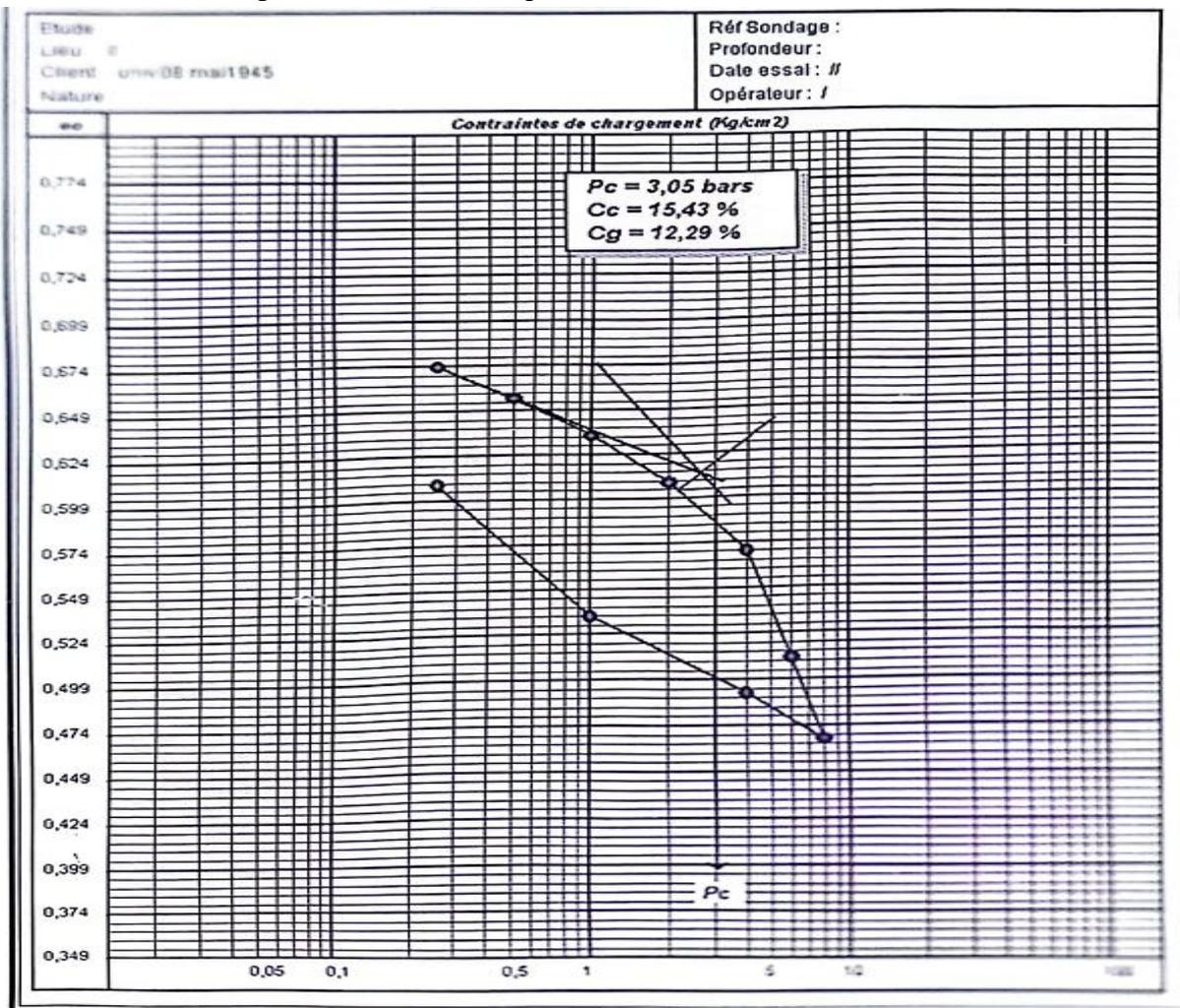
De nombreux modèles visant à estimer le potentiel de gonflement sont formulées à partir des limites d'Atterberg et de paramètres qui en découlent. Le tableau III.20 donne quelques exemples de cette estimation.

**Tableau III.20.** Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

Ip (%)	Taux de gonflement
0-1	Faible
10-20	Moyen
20-35	Elevé

➤ **Interprétation des résultats.**

Les résultats obtenus par l'essai œdométrique sont :



**Figure III.33.** Essais œdométriques de l'argile naturelle .

D'après la Figure III.32, le Tableau III.20:

$C_g = 0,1229$  ➡ Argile gonflante.

#### III.4. Conclusion.

Quels que soient les objectifs visés dans une étude géotechnique, il est impératif de commencer par identifier les sols concernés. Cette étape initiale permet de guider les analyses géotechniques ultérieures et, surtout, de classer les matériaux rencontrés. Les paramètres requis pour cette classification incluent des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques. Ainsi, l'analyse du comportement mécanique des sols repose sur des essais réalisés en laboratoire. Cette discipline permet de déterminer la résistance du sol et sa capacité portante, et donc de prévoir quantitativement la déformation ou le tassement.

Ce chapitre est consacré à l'identification des matériaux utilisés dans cette étude, à savoir : l'argile de la région d'El Karba dans la wilaya de Mila, les déchets de scierie de bois et les cendres de bois. Le sol de Mila est constitué à 90 % d'éléments inférieurs à 80  $\mu\text{m}$ , ce qui confirme qu'il s'agit d'un sol fin. Sa teneur en eau naturelle est de 24,4 %. Les essais des limites d'Atterberg, du bleu de méthylène et l'essai oedométrique ont classé le sol étudié comme une argile plastique, dure et gonflante.

***Chapitre IV :***  
***Concepts***  
***Fondamentaux des***  
***Plans d'Expériences***

## 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.

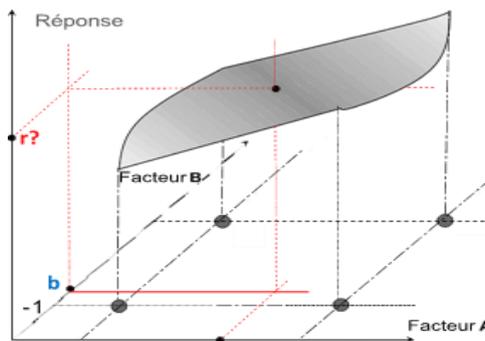


Figure IV.1. Exemple graphique de prédiction de la réponse

- **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.

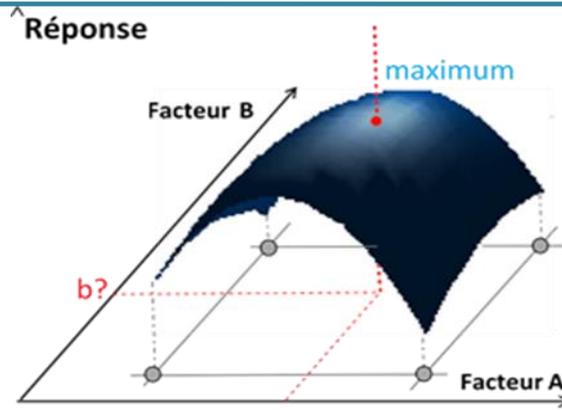


Figure IV.2. Exemple graphique de l'optimisation de la réponse.

- **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.

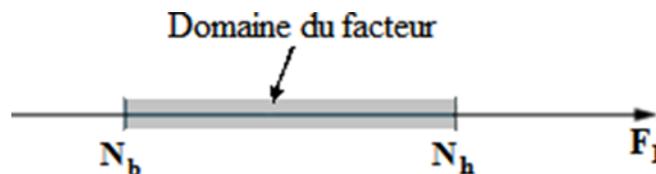


Figure IV.3. Domaine de variation d'un facteur.

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 «  $F_2$  » influence 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.

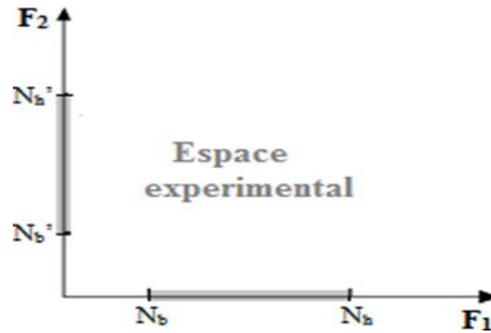


Figure IV.4. Représentation de l'espace expérimental [6].

#### 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.

##### III.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:

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

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.

##### V.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).

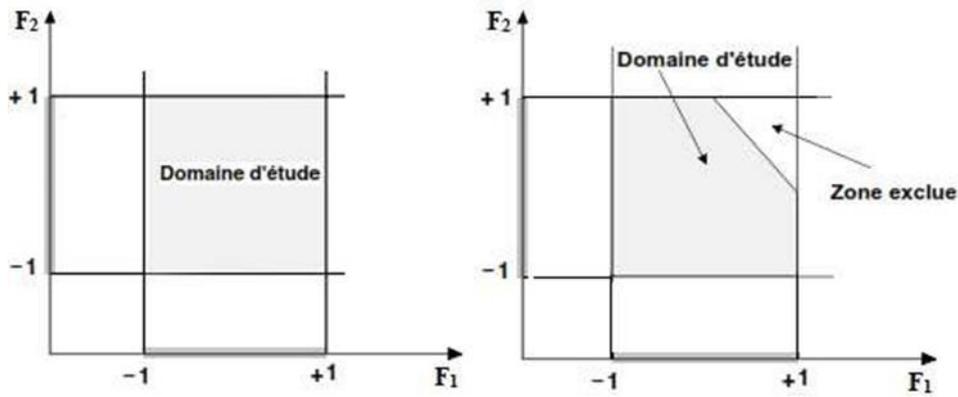


Figure .IV.5. Domaine d'étude défini par l'union des domaines des différents facteurs.

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.

### V.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.

#### III.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.

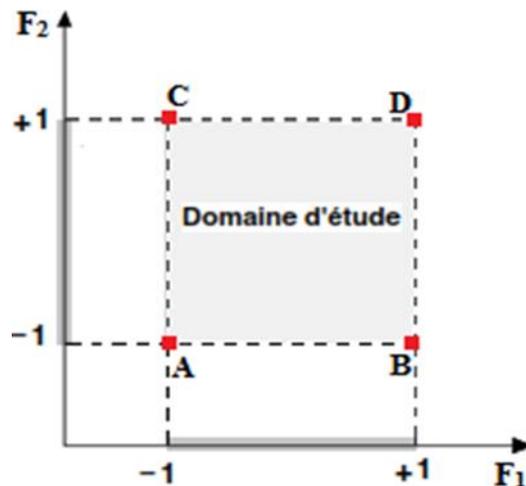


Figure .IV.6. Représentation géométrique d'un plan à deux facteurs.

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.

### V.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) :

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

### 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 :

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

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.

$$y = a_0 + \sum N_{ai} X_i \quad (IV.4)$$

#### 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  $1/2 \cdot 2k$  ou  $2^{k-1}$  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  $2q$ .

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):

$$Y = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + b_3X_3 + b_{11}X_1^2 + b_{22}X_2^2 + b_{33}X_3^2 + b_{12}X_1X_2 + b_{13}X_1X_3 + b_{23}X_2X_3 \quad (IV.6)$$

Où:

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

b<sub>0</sub>: représente le constante de modèle et b<sub>1</sub>, b<sub>2</sub> et b<sub>3</sub> sont les coefficients des termes linéaires et b<sub>11</sub>, b<sub>22</sub> et b<sub>33</sub> sont les coefficients des termes quadratiques et b<sub>12</sub>, b<sub>13</sub> et b<sub>23</sub> 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 R<sup>2</sup> 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.

## II.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*  
*interprétation des*  
*résultats*

## *Présentation et interprétation des résultats*

### **V.1. Introduction**

Le traitement des sols est une technique très ancienne dont l'application, tant au niveau des travaux de terrassement que de la réfection des routes et des fondations, connaît actuellement un essor très important à l'échelle internationale. Le recours massif à cette technique, qui valorise les matériaux en place et entraîne une diminution notable des coûts, est principalement dû à la rareté des gisements naturels de matériaux de bonne qualité. En outre, la nécessité croissante de préserver les ressources naturelles existantes en optimisant leur utilisation et de limiter la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme favorise la valorisation des matériaux de substitution et la réduction des transports.

Ce chapitre examine l'effet de différents pourcentages d'ajouts de sciure de bois et de cendre de bois, avec et sans ajout de 2% de ciment, sur certains paramètres physiques et mécaniques des sols argileux de la zone de Elkharba, dans la wilaya de Mila. Les paramètres étudiés incluent les limites d'Atterberg, le compactage, la résistance à la compression, le CBR et la résistance au cisaillement.

### **V.2. Préparation du mélange.**

Pour approfondir notre compréhension du comportement géotechnique de l'argile traitée avec des ajouts de ; la sciure de bois (**SB**), les cendres de bois (**CB**) et la cendre de bois activée par le ciment (**CBC**), nous remplaçons différentes proportions d'argile par des pourcentages variables de ces matériaux. L'argile constitue la base pour les particules grossières, tandis que les déchets (**SB**), (**CB**) et (**CBC**) sont incorporés à des taux de remplacement en poids sec allant de 2% à 10% par incréments de 2% pour (**SB**) et (**CB**), et de 2% à 10% par incréments de 2% pour (**CBC**) avec ajout de 2% de ciment. Nous avons choisi ces dosages de 2% à 10% car ils représentent des niveaux économiquement rentables pour le traitement du sol. Une série de mélanges représentant les poids secs d'argile et des différents ajouts est préparée pour des tests en laboratoire.

Les échantillons de sol sont soumis à une procédure expérimentale systématique. Initialement, ils sont placés dans un four et exposés à une température de 105 °C afin de sécher complètement la masse de sol. Après séchage, le sol est mélangé avec différentes quantités des ajouts. Simultanément, la teneur en argile est évaluée et soigneusement mélangée pour assurer l'uniformité des échantillons. Cette étape est cruciale pour garantir la cohérence des expériences. Les proportions de SB, WA et WA avec ciment sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau V.1. Proportions entre les différents ajouts.

	Proportions de sciure de bois	Proportions de Cendre de bois	Proportion de Ciment
Mélange 1	2%, 4%, 6%; 8% et 10%	0	0
Mélange 2	0	2%, 4%, 6%; 8% et 10%	0
Mélange 3	0	2%, 4%, 6%; 8% et 10%	2%



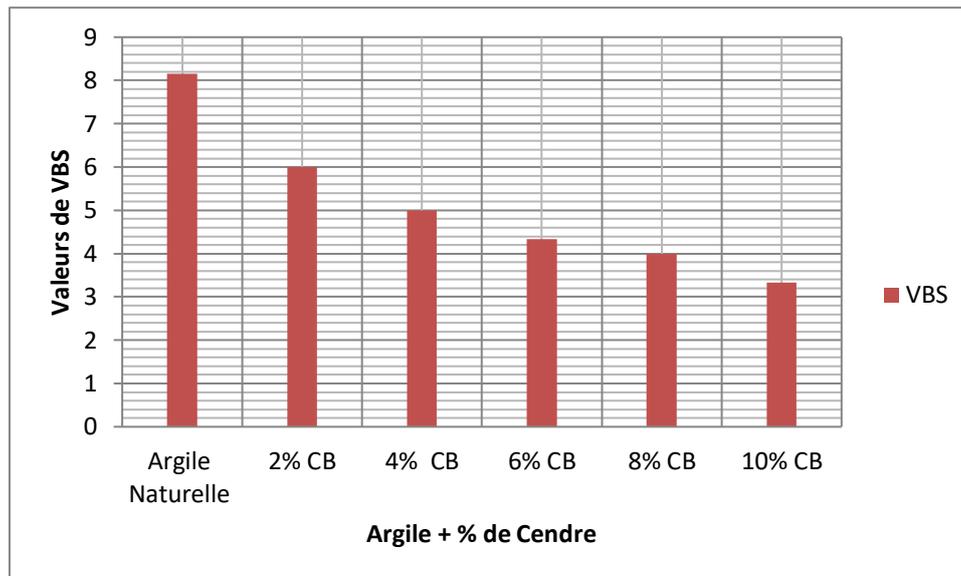
Figure V.1. Préparation des mélanges.

### V.3. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur la valeur de Bleu de Méthylène.

Selon les essais de VBS effectués sur le mélange d'argile et de CB, on remarque que le degré d'argilosité, exprimé par la valeur de Bleu de Méthylène, diminue avec l'augmentation de la teneur en CB. 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		8,16	Sol très argileux
Argile + 2% CB		6,00	Sol argileux
<b>Argile + 4% CB</b>		5	<i>Sol limoneux de plasticité moyenne.</i>
Argile + 6% CB		4,33	Sol limoneux de plasticité moyenne.
Argile + 8% CB		4	Sol limoneux de plasticité moyenne.
Argile + 10% CB		3,33	Sol limoneux de plasticité moyenne.



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

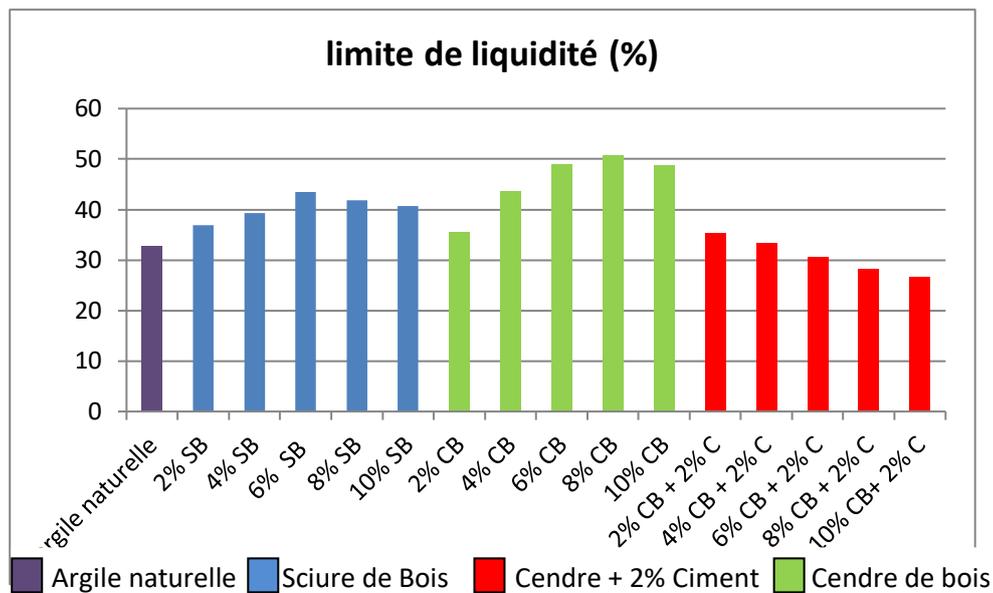
Les résultats obtenus, selon la figure V.2., mettent en évidence un état irréversible, avec une diminution presque linéaire des valeurs de VBS en fonction de l'augmentation des différents pourcentages de CB. La substitution d'une quantité de cendre de bois (CB) dans un sol argileux a une action positive sur l'amélioration de la plasticité de ce matériau. Cela s'explique par le fait que la cendre de bois, riche en silice et en oxydes métalliques, peut réagir avec les particules argileuses pour réduire leur capacité d'adsorption des ions de Bleu de Méthylène. Cela se traduit par une diminution de la VBS, indiquant une réduction de la surface spécifique de l'argile et une amélioration de ses propriétés mécaniques.

#### **V.4. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur les limites d'Atterberg sans 2% de ciment.**

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 sciure de bois (SB), la cendre de bois (CB) sans et avec 2% de ciment sont présentés dans les figures.

##### **V.4.1. Variation de la limite de liquidité.**

La figure V.3 montre la variation de la limite de liquidité en fonction du pourcentage d'additifs, soit (SB) et (CB). Ces limites augmentent avec l'augmentation des proportions de SB et de CB. Pour l'argile naturelle, la limite de liquidité est de 66,45 %, et elle passe à 71,02 % pour l'argile traitée avec 6 % de SB, soit une augmentation de 106,87 %. Au-delà de cette concentration, la limite de liquidité diminue. Une tendance similaire est observée avec l'ajout de CB : la limite de liquidité augmente de 107,16 % jusqu'à l'ajout de 8 % de CB, puis chute au-delà de cette concentration. Ces résultats sont en parfaite concordance avec les travaux de recherche antérieurs effectués par divers chercheurs (Ola 1977, Rahman 1986, Ousla 1991, Afès et Didier 1999).



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

Cette augmentation de la limite de liquidité est attribuée à la réaction SB et CB avec les particules du sol argileux ce qui se traduit par la formation d'agents de cimentation liant ainsi les particules du sol entre elles, c'est la réaction de modification.

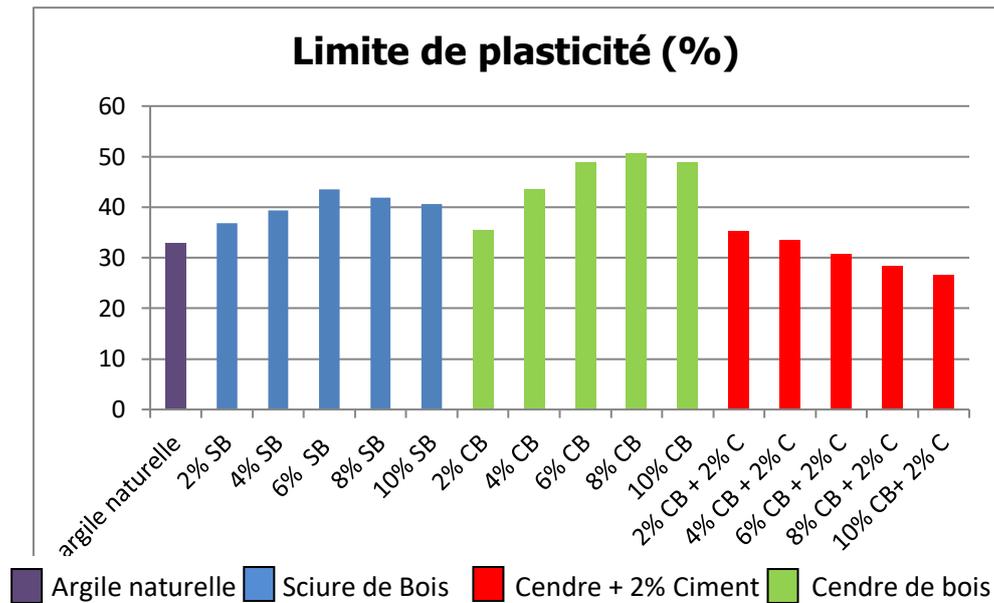
Par contre, lors de l'ajout de 2 % de ciment dans le mélange d'argile avec de la cendre de bois, le comportement est complètement différent. On observe une diminution marquée de la limite de liquidité avec l'augmentation de SB et 2% de ciment. Cela est probablement dû à :

- Le ciment réagit chimiquement avec l'eau et les particules d'argile pour former des produits cimentaires qui lient les particules d'argile entre elles.
- Cette réaction réduit la teneur en eau nécessaire pour que l'argile atteigne un état liquide, ce qui abaisse la limite de liquidité.

#### V.4.2. Variation de la limite de plasticité.

La variation de la limite de plasticité en fonction de (SB) et (CB) est présentée sur la figure V.4 comme indiqué, la limite de plasticité augmente avec l'augmentation de la teneur en SB et en CB. Les augmentations sont de l'ordre de 148,92 % pour l'ajout de 8 % de SB, suivies d'une diminution au-delà de ce pourcentage, et de 154,40 % pour l'ajout de 8 % de CB, suivies également d'une réduction. Ce même comportement a été observé par Sakr et al. (2007) 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).

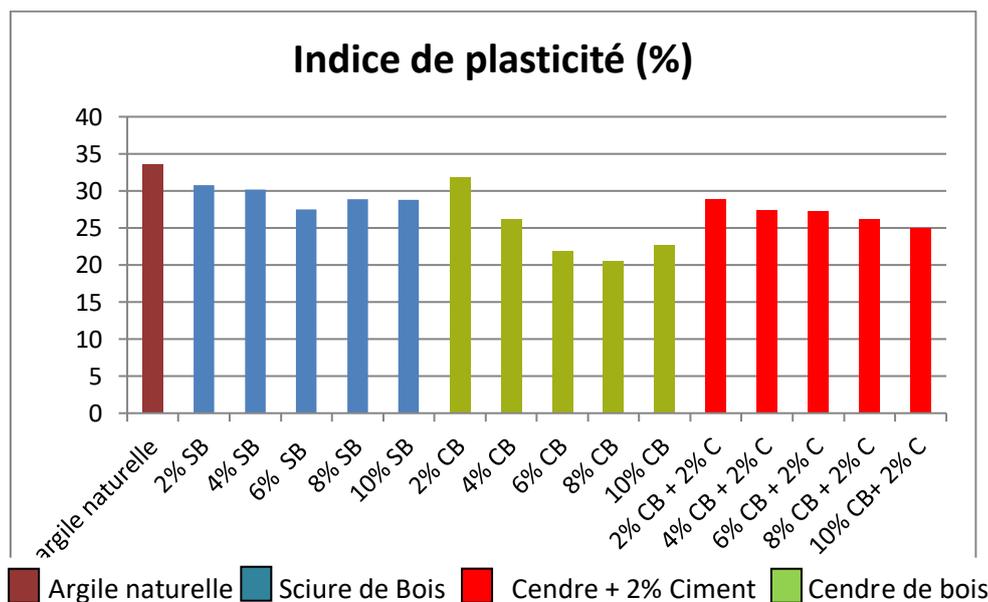
De manière similaire à la limite de liquidité, la réaction du ciment avec les particules d'argile conduit à une réduction de la limite de plasticité c.à.d que la quantité d'eau nécessaire pour que l'argile devienne plastique diminue. Et ça à cause de la formation de liaisons cimentaires réduit la mobilité des particules d'argile, ce qui abaisse la limite de plasticité.



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

#### V.4.3. Variation de l'indice de plasticité.

La variation de l'indice de plasticité du sol fin traité avec SB et CB est présentée dans la figure V.5. L'argile traitée a montré une diminution de l'indice de plasticité avec l'augmentation du pourcentage de SB, SB, et SB avec 2% de ciment. Cette diminution est très significative dans presque tous les mélanges. La diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration de la maniabilité du sol, le rendant plus friable et facile à manipuler. Plusieurs chercheurs ont observé la même tendance dans leurs travaux de recherche (Attoh Okine, 1995 ; Bagherpour et al., 2003 ; Sivapullaiah et al., 2003 ; Celal et Gokceglu, 2004 ; Ansary et al., 2006 ; Bozbey et al., 2010).



**Figure V.5.** Variation de la l'indice de plasticité en fonction du pourcentage d'additifs.

Selon cette étude, on peut conclure que l'ajout de (SB), (CB), ou d'un mélange de cendre de bois et de ciment à 2 % dans une argile peut avoir des effets significatifs sur ses limites de plasticité. En effet, l'ajout de ces additifs tend à diminuer à la fois la limite de liquidité et la limite de plasticité, entraînant une baisse de l'indice de plasticité. Cela signifie que l'argile traitée devient moins plastique.

***La cause principale de cette diminution des limites de plasticité réside dans :***

- Les interactions entre les particules d'argile et les additifs. Les additifs, tels que CB, SB et le ciment, provoquent la floculation et l'agrégation des particules d'argile. Ce processus réduit la capacité des particules d'argile à glisser les unes par rapport aux autres, diminuant ainsi la plasticité de l'argile.
- En outre, ces additifs peuvent absorber une partie de l'eau présente dans le mélange, réduisant ainsi la quantité d'eau disponible pour lubrifier les particules d'argile et augmenter leur mobilité. Par conséquent, l'argile traitée devient moins plastique et plus stable mécaniquement.

### **V.5. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur les caractéristiques de compactage.**

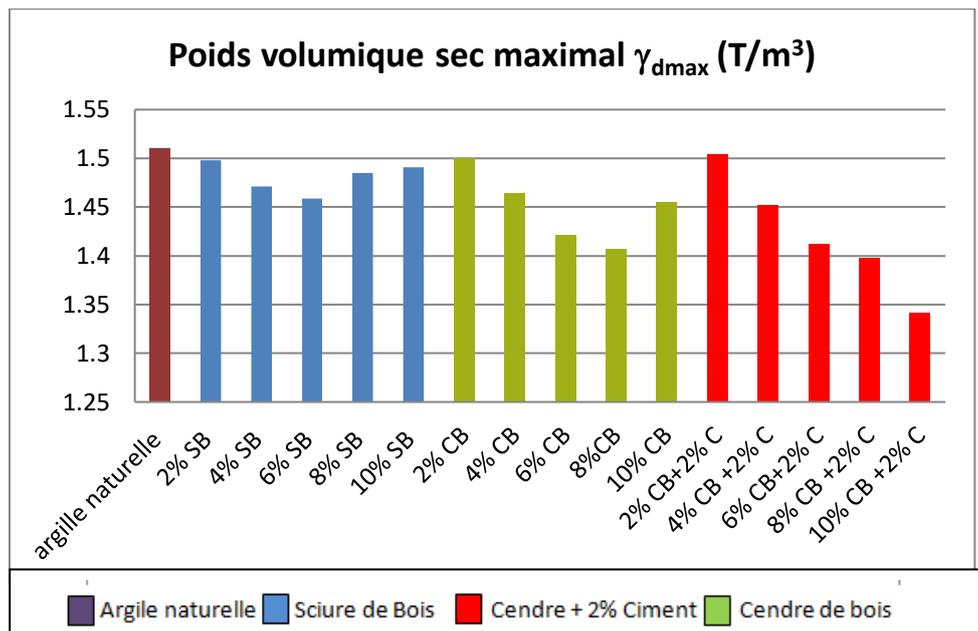
Les résultats expérimentaux des caractéristiques de compactage Proctor standard sont présentés dans les figures. Ces données concernent le sol argileux traité avec de SB , CB à la fois sans et avec l'ajout de 2 % de ciment.

#### **V.5.1. Poids volumique sec maximal $\gamma_{dmax}$ (T/m<sup>3</sup>)**

Les valeurs de la densité sèche maximale obtenues par l'essai Proctor (en T/m<sup>3</sup>) pour l'argile naturelle et l'argile traitée avec différents pourcentages SB, CB sans et avec 2 % de ciment sont présentées dans la figure V.6, les résultats indiquent que ces additifs modifient les propriétés de compactage du sol en influençant le poids volumique sec maximal des mélanges. Ils suggèrent également qu'il y a des changements dans la microstructure du sol dus à l'ajout des différents additifs.

On peut observer que la densité sèche maximale diminue avec l'augmentation de la quantité d'additifs, qu'il s'agisse de SB, CB, ou de CB avec 2 % de ciment, mais à des niveaux optimaux différents. Pour la SB, la densité sèche maximale diminue de 1,51 T/m<sup>3</sup> à 0 % de SB à 1,459 T/m<sup>3</sup> à 6 % de SB. Après cette valeur, la densité sèche maximale augmente à nouveau. Une tendance similaire est observée pour l'additif CB, où la densité sèche maximale diminue jusqu'à 1,407 T/m<sup>3</sup> à 8 % de CB, puis augmente de nouveau. Cette tendance des valeurs de la densité sèche maximale pour l'argile traitée avec SB et CB est similaire à celle décrite par Okagbue [29]. Il explique que la diminution de la densité sèche maximale est attribuée à :

- L'agglomération et à la floculation des particules d'argile par réaction d'échange cationique, ce qui conduit à occuper un plus grand espace tout en réduisant le rapport poids/volume.
- Cela peut également être dû au remplacement des particules de sol, de volume relativement identique, par des cendres de bois (CB) ayant une gravité spécifique plus faible (1,54) et par de la sciure de bois (SB) ayant une gravité spécifique de 0,263.
- Montre qu'il y aura une facilité de compactage de l'argile après traitement ce qui permet de réduire le temps et le coût des terrassements



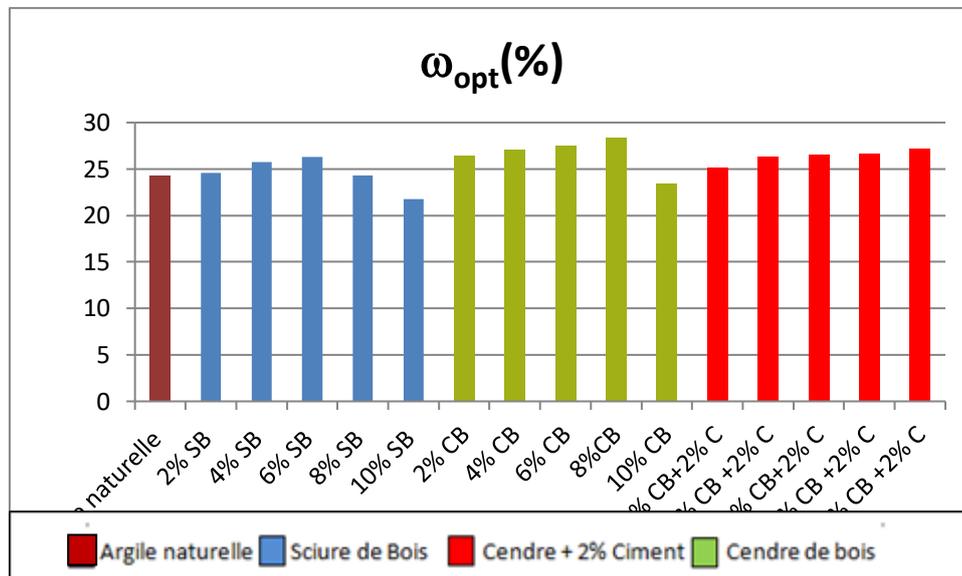
**Figure V.6.** Variation de  $\gamma_{dmax}$  en fonction du pourcentage d'additifs.

### V.5.2. La teneur en eau optimale.

D'après le graphe de la figure V.7 représentant la variation de la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) en fonction du pourcentage d'additifs, on remarque que la  $\omega_{opt}$  du sol augmente avec l'augmentation de la teneur en SB et CB, passant progressivement de 24,27 % à 26,32 % avec l'ajout de 6 % de SB, puis elle diminue. Pour l'argile stabilisée par CB, la valeur de  $\omega_{opt}$  augmente de 24,27 % à 28,37 % pour CB=8 %. Cette augmentation de la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) est expliquée par:

- L'accroissement du besoin en eau pour le déclenchement de l'action de l'hydratation des liants hydraulique qui provoque une consommation d'eau pour crée les composés cimentaires et aussi l'extinction de la oxyde de calcium (Cao) qui se trouve dans la composition de la cendre de bois et la sciure de bois.
- En effet, plus il y a de fines particules (SB et CB de diamètres  $< 0,08 \mu\text{m}$ ), plus la surface spécifique est grande, nécessitant ainsi davantage d'eau pour assurer une bonne lubrification.

- L'ajout de SB et CB réduit la quantité de fractions de limon et d'argile libres, formant des matériaux plus grossiers qui occupent des espaces plus grands pour retenir l'eau. Donc la valeur optimum de CB est de 6% et CB c'est 8% , qui donne une meilleur solution pour améliorer le poids volumique de l'argile .



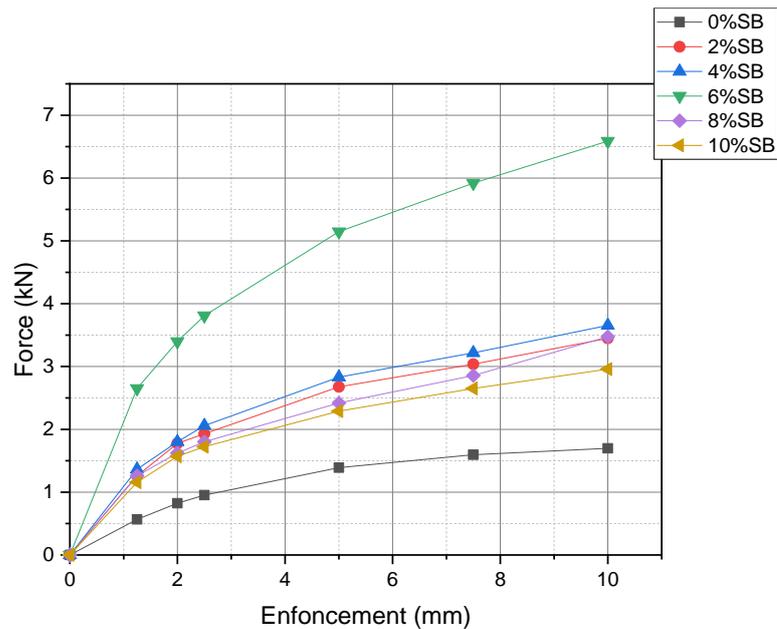
**Figure V.7.** Variation de  $\gamma_{dmax}$  en fonction du pourcentage d'additifs.

Donc les valeurs extrêmes de la teneur en eau optimale et de poids volumique maximale ( $W_{opt} = 26.32\%$ ,  $\gamma_{dmax} = 1.459 \text{ T/m}^3$ ), ont été obtenues pour un renforcement avec 6% de SB, et ( $W_{opt} = 28.37\%$ ,  $\gamma_{dmax} = 1.407 \text{ T/m}^3$ ) pour 8% de CB.

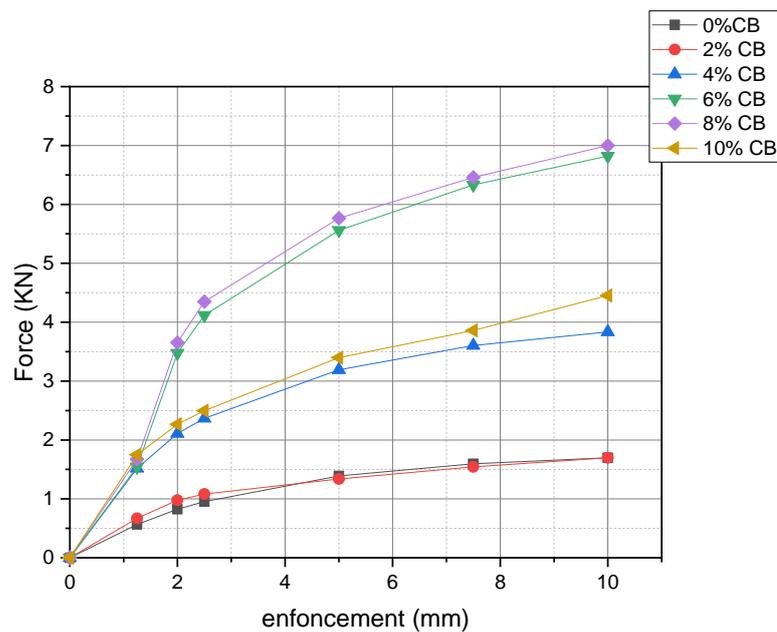
Lors de l'ajout de 2% de ciment au sol (CB), la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) de l'argile tend à augmenter pour tous les mélanges. En effet, le ciment nécessite de l'eau pour s'hydrater et réagir, ce qui entraîne une augmentation de la teneur en eau nécessaire pour atteindre une compaction optimale.

#### V.6. Influence de la sciure de bois et la cendre de bois sans et avec 2% de ciment sur les caractéristiques mécaniques de CBR.

L'indice CBR est une mesure de la résistance au cisaillement du sol, utilisée pour évaluer la capacité portante des routes et des pistes d'aérodromes. Un indice CBR plus élevé indique une meilleure capacité portante. Des essais de CBR ont été réalisés sur les mélanges de l'argile, de SB et CB sans et avec 2% de ciment. Les résultats des différents essais CBR avec divers pourcentages d'additifs sont présentés dans le graphique ci-après.



**Figure V.8.** Variations des efforts en fonction des enfoncements pour l'argile traitée avec la sciure de bois.



**Figure V.9.** Variations des efforts en fonction des enfoncements pour l'argile naturelle traitée avec la cendre de bois .

On observe que l'ajout (SB) et de (CB) au sol a un effet très significatif sur l'enfoncement et l'indice CBR. Ces valeurs augmentent considérablement avec l'augmentation du pourcentage d'additifs jusqu'à un certain seuil, puis diminuent. Cette influence améliore la résistance de l'argile.

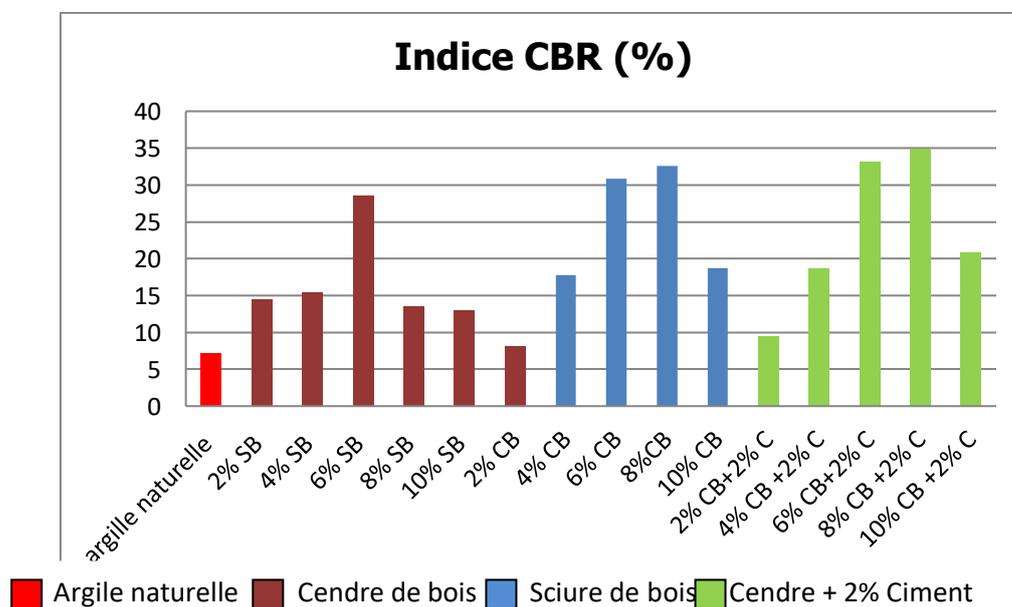
**Pour la Sciure de bois (SB) :**

- L'indice CBR augmente avec l'ajout de 2% et 4% de SB.
- L'optimum est atteint à environ 6% de SB, avec un indice CBR maximal de 28,530.
- Au-delà de 6%, l'indice CBR diminue, suggérant une réduction de la capacité portante due à un excès de matière organique.
- L'effet bénéfique diminue après 8% de SB.

**Pour la cendre de bois (CB) :**

- L'indice CBR augmente rapidement entre 0% et 8% de CB,
- L'indice CBR atteint un maximum de 32,578% à 8%, indiquant une résistance optimale.
- Au-delà de 8%, l'indice CBR diminue, probablement en raison d'un ajout excessif de CB perturbant la cohésion du mélange, car les particules de cendre agissent comme des agrégats lâches plutôt que comme un liant efficace.

Après l'ajout de 2% de ciment aux mélanges de CB, l'indice CBR de chaque composition est amélioré, avec des améliorations plus marquées aux pourcentages plus élevés de CB (notamment à 8%). Cela indique que l'ajout de ciment renforce la structure du sol, augmentant ainsi sa capacité portante. Ces résultats sont particulièrement importants pour les applications de construction et d'ingénierie géotechnique, où un sol plus résistant est souhaitable.



**Figure V.10.** Variation de **CBR** en fonction du pourcentage d'additifs.

Selon cette étude, l'ajout de CB (avec et sans 2% de ciment) et de SB a un impact positif sur l'argile, améliorant l'indice CBR jusqu'à un seuil optimal de 8% de CB et 6% de SB. Ce pourcentage est suggéré comme optimal pour maximiser la résistance du sol.

- Ces deux additifs jouent le rôle de liant en tant que matériaux pouzzolaniques, réagissant avec l'eau et le calcium présents dans le sol pour former des composés cimentaires, tels que le silicate de calcium hydraté.
- Cela augmente la cohésion et la résistance du mélange sol-cendre de bois. De plus, les fines particules de cendre ( $< 0,08 \mu\text{m}$ ) influent sur la porosité et augmentent la densité, ce qui améliore la capacité portante (indice CBR).

Des études précédentes (Edeh et al., 2014; Butt et al., 2016; Abdulwahab et al., 2018; Sefene, 2021; Navagire et al., 2022; Ye Htun et al., 2022) confirment ces résultats.

## V.7. Analyse statistique

### V.7.1. 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 des additifs SB (sciure de bois) et CB (cendre de bois) sur l'indice de plasticité ( $I_p$ ) et l'indice CBR. Le tableau VI.7 présente les résultats de l'analyse de variance (ANOVA) de l'indice CBR et de l'indice  $I_p$ .

Selon le tableau, le facteur ayant l'influence la plus significative sur l'indice CBR est l'interaction AB (pourcentage d'argile \* pourcentage de sciure de bois) avec une contribution de 33,73 %. Ensuite, l'interaction AC (pourcentage d'argile \* pourcentage de cendre de bois) contribue à hauteur de 23,92 %. Les autres paramètres n'ont pas d'influence significative sur l'indice CBR. Pour l'indice de plasticité ( $I_p$ ), l'influence des paramètres est moindre. On remarque que la cendre de bois (CB) a la plus grande influence avec un taux de contribution de 27,50 %, suivie de l'argile avec 14,03 %, puis de la sciure de bois (SB) avec une contribution de 7,43 %.

Tableau V.3. Analyse de la variance pour l'indice CBR et Ip

L'indice CBR							
Source	Sum of Squares	df	Mean Square	F-value	p-value	% de contribution	Remarque
Model	382,56	4	95,64	75,28	< 0.0001	98,04	significant
A-Argile	9,10	1	9,10	7,16	< 0.0001	2,33	significant
B-SB	17,27	1	17,27	13,60	0,0102	4,43	Non significant
C-CB	6,120	1	11,21	10,254	< 0.0001	1,568	significant
AB	139,41	1	139,41	109,73	< 0.0001	35,73	significant
AC	93,32	1	93,32	73,45	< 0.0001	23,92	significant
Residual	7,62	6	1,27			0,159	
Cor Total	390,18	11				100	
L'indice de Plasticité (Ip)							
Model	267,58	4	66,89	57,12	< 0.0001	97,45	significant
A-Argile	38,54	1	38,54	32,91	0,0012	14,03	Non Significant
B-SB	20,41	1	20,41	17,43	< 0.0001	7,43	Significant
C-CB	75,54	1	45,54		< 0.0001	27,50	Significant
AB	7,98	1	7,98	6,81	0,0401	2,90	Non Significant
AC	0,3732	1	0,3732	0,3187	< 0.0001	0,136	Significant
Residual	7,03	6	1,17			2,56	
Cor Total	274,60	11				100	

### V.7.2. 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 ( l'indice CBR et l'indice de plasticité Ip) et les variables d'entrées (le % de l'argile, SB et CB ) a été exprimé avec un coefficient de détermination ( $R^2= 98,05\%$  pour CBR et  $R^2= 97,44\%$  pour Ip) 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 CBR et l'indice de plasticité ( $I_p$ ).

- **Pour l'indice CBR :**
  - $R^2_{\text{prédit}} = 0,8688$
  - $R^2_{\text{ajusté}} = 0,9674$
- **Pour l'indice de plasticité ( $I_p$ ) :**
  - $R^2_{\text{prédit}} = 0,9291$
  - $R^2_{\text{ajusté}} = 0,9574$

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

### V.7.3. 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.

$$CBR = +20,37 + 2,88A - 3,64B + 0,8562C + 11,74AB + 9,61AC.$$

$$I_p = +28,77 + 5,92A + 3,96B + 7,541C - 2,81AB - 0,6075AC$$

La comparaison entre les valeurs expérimentales et prédites de la variable de sortie (CBR) et ( $I_p$ ) est présentée dans les Figures V.11 et V.12. 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 (CBR et  $I_p$ ) en fonction des facteurs d'entrée (% d'argile, % de SB et % de CB). 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 l'indice CBR et  $I_p$ .

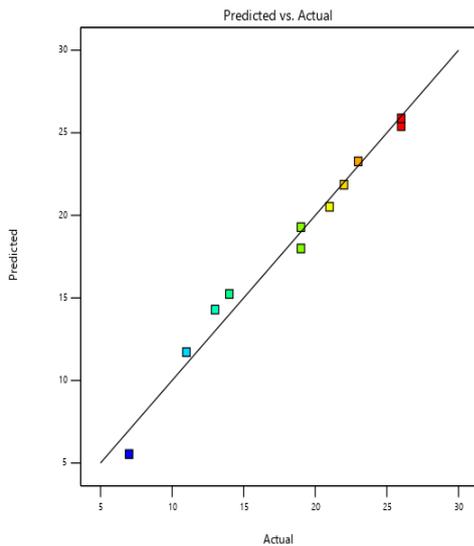


Figure V.11. Valeurs expérimentales et valeurs prédites de l'indice CBR.

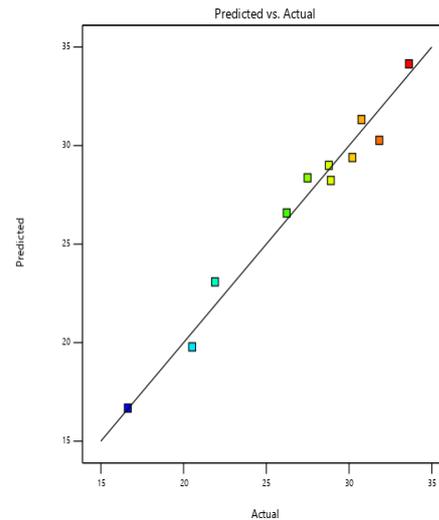


Figure V.12. Valeurs expérimentales et valeurs prédites de l'indice Ip.

**V.7.4. Optimisation des paramètres d'influence ( % d'argile, % SB et % CB%).**

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.2. Le problème revient à cibler la fonction de désirabilité (D) qui est la fonction objective sous les contraintes des variables.

**Tableau V.4.** Contraintes appliquées sur les paramètres à optimiser.

Paramètres	Objectif	Limite inférieure	Limite Supérieure	Poids inférieure	Poids Supérieure	Importance
A:Argile	is in range	90	100	1	1	3
B:SB	maximize	0	10	1	1	3
C:CB	maximize	0	10	1	1	3
CBR	maximize	7	26	1	1	3
Ip	minimize	16,63	33,62	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.5. Valeurs des paramètres à optimiser.

Number	Argile	SB	CB	CBR	Ip	Desirability	
1	97,000	6,024	7,596	20,505	20,360	0,877	Selected
2	97,000	6,049	7,568	20,483	20,390	0,877	
3	97,000	5,986	7,641	20,537	20,314	0,777	
4	97,000	5,929	7,487	20,701	20,353	0,756	
5	97,000	3,072	6,674	20,208	20,434	0,648	

### V.8. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur la résistance à la compression non confinée (Rc).

Pour évaluer l'utilité des SB et CB sans et avec 2% de ciment dans l'amélioration des propriétés du sol, des essais de compression non confinée ont été réalisés. Les résultats des écrasements des éprouvettes à 7,14,28 et 56 jours pour différentes proportions de CB, SB sans et avec 2% d'ajout de ciment sont présentés dans les figures ci-après ; On note qu'on a pris la moyenne de deux résistances de compression pour chaque dosage.

Ces graphes montrent que les résistances à la compression de l'argile traitée par SB et CB sont légèrement supérieures à celles de l'argile naturelle. En général, à mesure que le pourcentage de SB et CB augmente, la résistance à la compression augmente significativement par rapport à celle de l'argile non traitée (qu  $\approx 146,59$  kPa) pour les différents temps de cure. On peut dire que la résistance à la compression a été nettement améliorée avec l'ajout de 8 % de SB, atteignant une valeur maximale de 442,50 kPa après 56 jours de cure avec une augmentation de 301,86%. Au-delà de cette valeur, la résistance à la compression diminue.

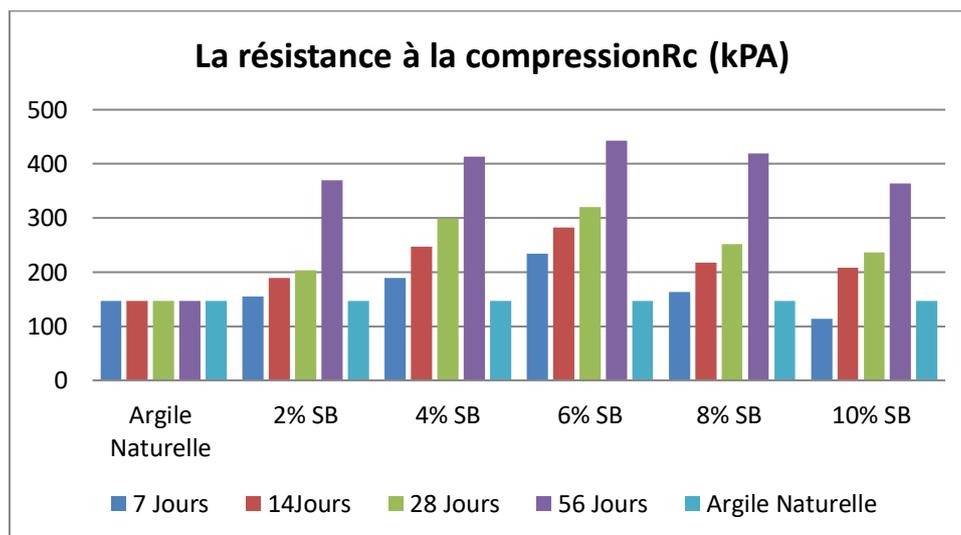
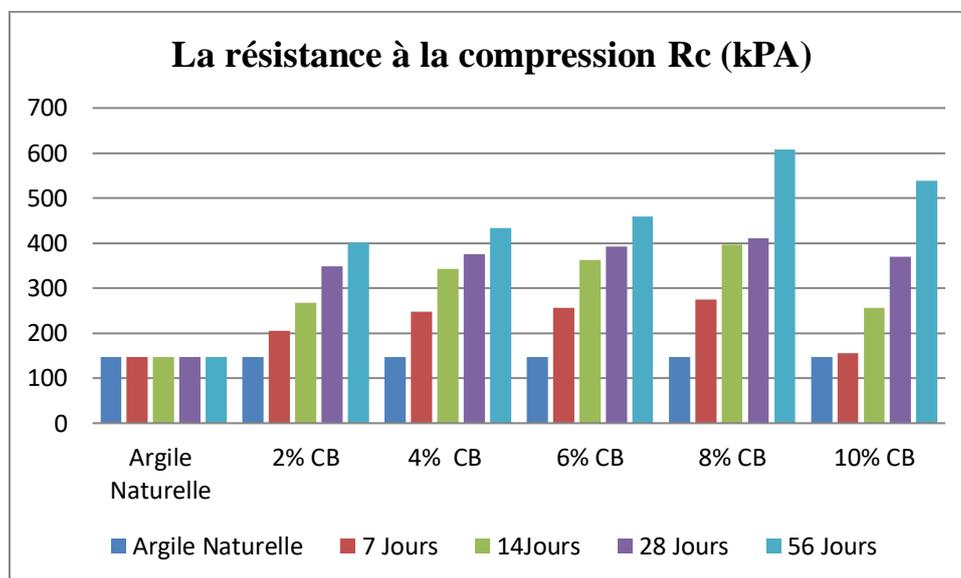


Figure V.13. Variation de la résistance de compression de l'argile traitée en fonction des pourcentages de sciure de bois.

Pour le CB, on peut remarquer la même tendance de comportement. Il y a une augmentation de la résistance à la compression avec l'augmentation du taux de CB. La valeur optimale est atteinte avec 8 % de CB, où la résistance à la compression atteint 607,72 kPa, soit une augmentation de 414,57 % après 56 jours de cure. Ces résultats sont en très bonne concordance avec celles trouvées par Okagbue [29] et Das [17] dans ces travaux à rapporté que 10 % de cendre donne la valeur optimale de  $R_c$  pour les échantillons traités.

- Cette amélioration est due à la formation de gels cimentaires (hydrates) résultant des réactions entre le CaO de la cendre et l'Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et le SiO<sub>2</sub> du sol. Cela entraîne une agglomération en grosses particules et une augmentation de la résistance à la compression.
- Par conséquent, la cendre de bois peut être considérée comme un additif potentiel pour la stabilisation de l'argile molle. De plus, l'augmentation et la diminution de la résistance à la compression simple sont dues aux changements de structure et de minéralogie à court terme du mélange.



**Figure V.14.** Variation de la résistance de compression de l'argile traitée en fonction des pourcentages de cendre de bois. .

### V.9. Impact de la cendre de bois et de la sciure de bois sur la variation du gonflement et de la consolidation du sol .

Les résultats de l'essai de gonflement pour l'argile traitée à différents % de CB et 2% de ciment sont représentés sur le tableau suivant :

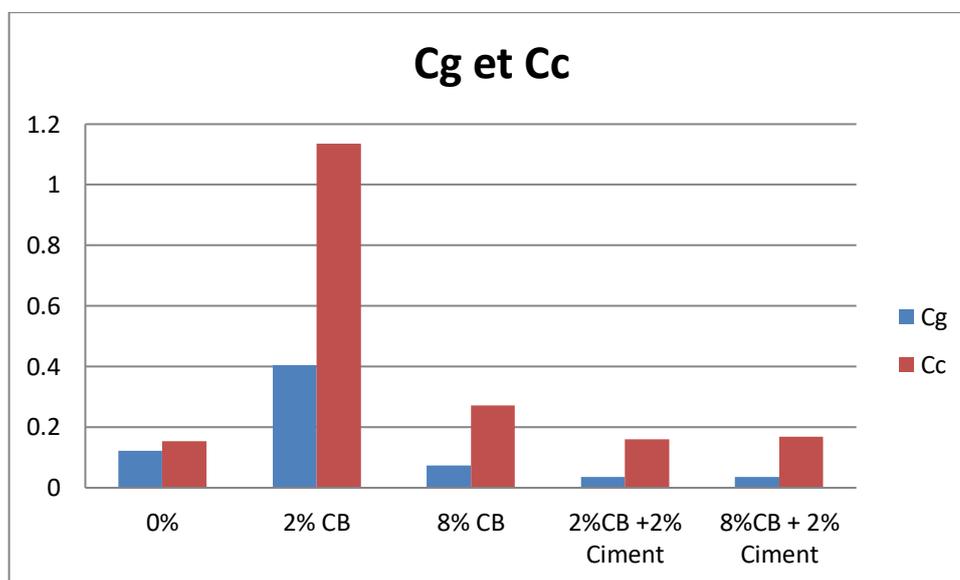
**Tableau V.6.** Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % CB.

% de Cendre	0%	2%	8%
$C_g$	0,1229	0,4036	0,0747
$C_c$	0,1543	1,1366	0,2721

**Tableau V.7.** Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % CB et 2% de ciment .

% de Cendre+2%C	0%	2%	8%
<b>Cg</b>	<b>0.1229</b>	0,0365	0,0349
<b>Cc</b>	0.1543	0,1601	0,1681

Les graphes ci-dessous présentent l'influence des différents pourcentages de cendre de bois (CB) et le 2% de ciment sur le coefficient de gonflement et le coefficient de compressibilité :



**Figure V.15.** Variation de l'indice de gonflement et de compressibilité en fonction de différent % CB et 2% de ciment.

En ajoutant 2% de cendre, on observe une augmentation significative des deux coefficients, avec  $Cc = 1,1366$  et  $Cg = 0,4036$ . Cela indique que le matériau a une plus grande capacité à gonfler et à se compresser, à cause de la cendre peut combler les vides entre les particules, elle améliore l'adhérence et la cohésion entre les particules.

Avec 8% de cendre, les coefficients diminuent considérablement par rapport à ceux obtenus avec 2% de cendre de bois (CB). Bien que le coefficient de compressibilité ( $Cc$ ) reste supérieur à celui sans cendre, il passe de 1,1366 à 0,2721. Pour le coefficient de gonflement ( $Cg$ ), il y a une réduction très importante, passant de 0,1229 à 0,0747, soit une réduction de 39,22%, et ça à cause de l'excès de cendre peut commencer à avoir un effet inverse. Un trop grand nombre de fines particules de cendre peut diminuer l'espace disponible pour la compression et le gonflement, rendant le matériau plus rigide et moins capable de se déformer. Cela réduit les coefficients de gonflement et de compressibilité par rapport aux valeurs obtenues avec 2% de cendre.

L'ajout de 2% de ciment est bénéfique pour les paramètres  $C_c$  et  $C_g$ , ce qui se traduit par une diminution par rapport aux mélanges préparés sans ciment. À 2% de CB et 2% de ciment,  $C_g = 0,0365$ , ce qui représente une réduction de 70,23%. De même, avec 2% de CB et 8% de ciment, il y a une réduction de 71,60%.

#### **V.10. Conclusion.**

Plusieurs essais ont été menés en laboratoire pour étudier l'effet de la sciure de bois (SB) et de la cendre de bois (CB), avec et sans 2% de ciment, sur les propriétés physiques et mécaniques d'une argile gonflante. Les résultats obtenus permettent de tirer les conclusions suivantes :

##### **1. Limites d'Atterberg :**

- Augmentation des limites de liquidité et de plasticité.
- Diminution significative de l'indice de plasticité.
- La limite de liquidité et la limite de plasticité augmentent avec la teneur croissante en SB et CB, tandis que l'indice de plasticité diminue pour tous les pourcentages étudiés.

##### **2. Densité et teneur en eau optimale :**

- La SB et la CB font diminuer la densité sèche maximale et augmentent la teneur en eau optimale.

##### **3. Résistance à la compression et cisaillement :**

- L'augmentation de la durée de cure a un effet considérable sur la résistance à la compression de l'argile traitée.

##### **4. Gonflement et compressibilité :**

- Le traitement par SB et CB est le plus efficace sur l'indice de gonflement, qui diminue de manière significative.
- Cependant, ce traitement entraîne une augmentation des valeurs du coefficient de compressibilité ( $C_c$ ).

*Les meilleurs résultats ont été obtenus pour une valeur optimale de 6% de SB et 8% de CB.*

# *Conclusion*

## *Conclusion générale*

Nous avons présenté dans ce mémoire de fin de cycle Master II en géotechnique un travail expérimental et d'optimisation qui a duré près de cinq mois au sein des laboratoires pédagogiques et de recherche de notre université. Ce travail constitue une contribution aux techniques de traitement des argiles gonflantes provenant de la région de Elkharba, wilaya de Mila, afin de mieux comprendre leur comportement et de proposer des solutions techniques pour lutter contre ce phénomène. Cette argile a été traitée avec deux nouveaux déchets : la sciure de bois et la cendre de bois, dans le but de les valoriser en tant qu'agents de renforcement et pour leur aspect environnemental, en vue de leur utilisation dans les remblais routiers.

### **LES RÉSULTATS OBTENUS ONT MONTRÉ QUE :**

L'ajout de sciure de bois (SB), de cendres de bois (CB) ou d'un mélange de CB et de ciment à l'argile naturelle entraîne une diminution générale de la densité sèche maximale ( $gd_{max}$ ), mesurée par le test Proctor. Ces observations suggèrent que les additifs étudiés modifient la structure et la compaction de l'argile. Cela peut s'expliquer par une augmentation de la floculation des particules et une diminution de la densité du matériau. L'effet est plus prononcé avec l'ajout de cendres de bois et de ciment qu'avec la sciure de bois seule.

La densité spécifique de la cendre de bois (CB) et la sciure de bois (SB) est généralement faible (0,263 pour SB et 1,54 pour CB) que celle l'argile naturelle testés (2,17). L'augmentation de la teneur en eau optimale est due aux réactions pozzolaniques entre les particules d'argile SB et SB dans les l'argile, vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau à long terme.

La cendre de bois et la sciure de bois entraîne l'agrégation des particules par le procédé complexe d'échange cationique aboutissant à une modification de la granulométrie du sol et provoquant par conséquent les particules du sol à occuper de plus grands espaces (structure plus ouverte);

Les résistances à la compression simple des éprouvettes de l'argile traitée soumises à des essais de compression non confinée, augmentent en fonction de temps de cure et la proportion optimale entre le SB, CB sans et avec 2% de ciment d'un état à l'autre selon le temps de cure et le dosage appliqué.

Ainsi il apporte des modifications des caractéristiques mécaniques que l'optimum de compactage et de la portance du CBR.

Le traitement de sol avec les différents ajouts utilisé dans cette étude (Cendre de bois, sciure de bois) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux.

- Avantages techniques : performante, durable, sûre et codifiée ;

- Avantages économiques : le plus souvent moins chère que les techniques traditionnelles ;
- Avantages environnementaux : limiter les quantités de déchet de bois jouté chaque année, et protégé les espace de la pollution qui influer sur la santé de habitants.

**A**fin de mieux cerner les paramètres ayant une influence prépondérante dans notre étude, une approche statistique d'optimisation a été implémentée en complément de l'approche expérimentale. Cette approche statistique a permis d'identifier les facteurs les plus significatifs influençant le comportement physico-mécanique (l'indice CBR et l'indice de plasticité  $I_p$ ) d'une argile stabilisée à la sciure et à la cendre de bois, avec ou sans ajout de 2% de ciment.

**L'**analyse de variance (ANOVA) a été utilisée pour déterminer les facteurs ayant l'impact le plus important sur les réponses mesurées. Les résultats de l'ANOVA ont révélé que le pourcentage d'additifs est le facteur le plus déterminant affectant les propriétés étudiées.

**P**ar la suite, la méthode des surfaces de réponse a été employée pour établir la relation entre les variables d'entrée (les pourcentages de sciure de bois, de cendre de bois et de ciment) et les variables de sortie (l'indice CBR et l'indice de plasticité  $I_p$ ). Les modèles de régression quadratique obtenus ont montré une forte corrélation entre les variables, avec des coefficients de détermination ( $R^2$ ) de 98,05% pour l'indice CBR et de 97,44% pour l'indice de plasticité  $I_p$ . Ceci indique que ces modèles permettent de prédire avec une grande précision les valeurs des réponses (CBR et  $I_p$ ) en fonction des valeurs des facteurs étudiés.

*Références*  
*Bibliographique*

## Références Bibliographiques

- [1] **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
- [2] **Schlosser, F.** Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.17p.
- [3] **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.
- [4] **Ferber V.**, Emploi des géosynthétiques. *LCPC Nantes -Reconnaissance et mécanique des sols. Géotechnique Routière. P1-36.*
- [5] **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.
- [6] **Schlosser F., Unterreiner P.**, Renforcement des sols par inclusions; *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, doc C 245, p01-21.*
- [7] **Burwash W.J., 2001.** Case History of a 9m high geogrid reinforced retaining wall backfilled with cohesive soil. *Geosynthetics '91 Conference Atlanta, USA. P485-493.*
- [8] Caquot, A., ‘‘ Équilibre des massifs á frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes’’, Gauthier–Villars, Paris. (1934).
- [9] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [10] J.M. Alliot, T. Schiex, P. Brisset, and F. Garcia. Intelligence artificielle et informatique théorique. Cépadués éditions, 2002.
- [11] R.L. Cooley. A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state groundwater flow. 2 - application of statistical analysis. *Water resources research*, 15(3):603–617, 1979.
- [12] S. Levasseur. Analyse inverse d'essais et d'ouvrages géotechniques. Master's thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2004.
- [13] S. Levasseur. Identification des paramètres mécaniques des sols par analyse inverse sur des essais et ouvrages géotechniques. In Proceedings of the 25emes ` Rencontres AUGC - Prix Jeunes Chercheurs "René Houpert", 2007. Bordeaux, France. [14] S. Levasseur, Y. Malécot, M. Boulon, and E. Flavigny. Analyse inverse d'une courbe pressiométrique par algorithme génétique. In Symposium International ISP5/PRESSIO 2005, 2005. Paris, France. [15] S. Levasseur, Y. Malécot, M. Boulon, and E. Flavigny. Analyse inverse par algorithme
- 
-

génétique en géotechnique : application à un problème d'excavation. In 17eme ` Congrès Français de la Mécanique, 2005. Troyes, France.

[16] S. Levasseur, Y. Malécot, M. Boulon, and E. Flavigny. Soil parameter identification from in situ measurements using a genetic algorithm and a principle component analysis. In Proceedings of the 10th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, pages 665–670, 2007. Rhodes, Grèce.

## *N*etographique

[17] <http://irc.cnrc.gc.ca/cbd/cbd221f.html>

[18] [http://WWW.introduction à la géotechnique\\_fichiers /ch1601h2.htm](http://WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm)

[19] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt98-1-Teilsicherheit.pdf>

[20] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt/GTS2003-witt.pdf>

[21] <http://coin du projeteur .free.fr/beton/courssemelle.htm>