

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 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : Fecih Haroun

Thème :

**Stabilisation des sols problématiques à l'aide
d'additifs (poudre du marbre calcinée et déchets
des pneus)**

Sous la direction de : Pr. Rouaiguia Ammar

2021

Remerciements

Louange à **ALLAH** avant tout qui m'a donné la volonté, le courage et la patience pour élaborer ce modeste travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études :

A monsieur, **Pr. Rouaïguia Ammar** mon encadreur pour son soutien, son conseil et son aide, sans lui ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour, on le remercie pour sa disponibilité durant notre réalisation de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer mon profond remerciement à laboratoire **L. T. P. Est Annaba** et son équipe qui nous a accompagné de près durant un mois, ainsi que pour son soutien et son encouragement.

Et aussi nos remerciements à laboratoire de recherche de génie civil de l'université **8 mai 1945 -Guelma-** et son équipe.

Nos vifs remerciements à tous nos collègues de promo sans exception.

Enfin nous remercions tous les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, Le respect et la reconnaissance, et pourtant...

A ma mère et mon père

A toute ma famille

A mon cousin LOQMAN

*A tous mes collègues et amis (es) spécialement
salaheddine abderrakim qui m'a aidé au laboratoire*

A tous ceux qui me sont chers

Je dédie ce modeste travail

Haroun

المخلص

يتراكم إنتاج الإطارات المستعملة ومسحوق الرخام بكميات كبيرة، مما يزيد حجم المخاطر البيئية؛ وبناءً عليه تهدف هذه الدراسة إلى التحقق من إمكانية استخدام بقايا الإطارات ومسحوق الرخام الكلسي والجير لتثبيت مشاكل التربة (خاصة الطين المتورم) (المنتفخ).

وقد تم تحضير عينات التربة في المختبر عن طريق خلطها بمخلفات الإطارات ومسحوق الرخام الكلسي والجير بنسب مختلفة (3%، 6%، 9%).

أجرينا في هذه العمل دراسة تجريبية حول المعالجة بمسحوق الرخام الكلسي والإطارات المستعملة للتربة الطينية في مدينة قالمة بالجزائر، من خلال إجراء سلسلة من الاختبارات، بما في ذلك تحليل حجم الحبيبات، وحدود أتربيرج، واختبارات ضغط بروكتور، واختبارات CBR، واختبارات مقاومة الضغط البسيط واختبارات القص (صندوق القص وثلاثي المحاور) من أجل تقييم فعالية المعالجة لإضافتها من تربة قالمة الطينية، ومقارنة هذه النتائج مع التربة المعالجة بالجير، من أجل إعطاء الكمية المثلى للتصور العملي.

أظهرت نتائج العمل التجريبي الذي تم إجراؤه في دراسة أداء التربة الطينية المحسنة بالإضافة الثلاث ما يلي:

تؤدي إضافة الجير ومسحوق الرخام المكلس إلى زيادة مقاومة الانضغاط، ويؤدي أيضًا إلى زيادة كبيرة في مؤشر CBR.

من خلال النتائج المحصل عليها أثبت ان اضافة مسحوق الرخام المكلس اقتصادي وفعال ويمكن أن يحل محل الجير ويسمح بالحصول على صفات أفضل لتحسين التربة المنتفخة.

الكلمات المفتاحية : تجربة مخبرية، معالجة بمسحوق الرخام الكلسي والإطارات المستعملة، تربة قالمة، قوة الضغط البسيطة، اختبارات CBR.

Résumé

Les pneus usés et la poudre du marbre sont générés et accumulés dans d'énormes volumes, ce qui augmente le risque de l'environnement. L'objectif principal de cette étude est d'étudier la possibilité d'utiliser les déchets des pneus, poudre du marbre calcinée, et la chaux pour stabiliser les sols problématiques (en particulier les argiles gonflantes).

Les échantillons de sol ont été préparés en laboratoire en mélangeant avec le sol les déchets des pneus, poudre de marbre calcinée et la chaux à différents pourcentages (3%, 6%, et 9%).

Dans ce travail, une étude expérimentale sur le traitement par la poudre du marbre calcinée et les pneus usés du sol argileux de la ville de Guelma, Algérie a été réalisée en effectuant une série d'essai, y compris analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essais de compactage Proctor, essais CBR, essais de résistance à la compression simple et essais de cisaillement (boîte de cisaillement et triaxial) avec pour objectif d'évaluer l'efficacité de la méthode de traitement de ses deux additifs du sol argileux de Guelma, et de comparer ces résultats avec le sol traité par la chaux, ainsi que de donner la quantité optimale de chaux pour la conception pratique.

Les résultats des travaux expérimentaux menés pour étudier les performances du sol argileux amélioré par ces trois additifs montrent que : L'addition de la chaux et la poudre du marbre calcinée engendre une augmentation de la résistance de compression, et aboutit aussi à une augmentation significative d'indice CBR.

D'après les résultats trouvés, Il a été prouvé que l'addition de la poudre du marbre calcinée est économique, efficace, et peut remplacer la chaux et permet d'avoir des qualités meilleures pour l'amélioration des sols gonflants.

Mots-clés : essai de laboratoire, traitement à la poudre du marbre calcinée et les pneus usés, sol de Guelma, résistance à la compression simple, essais CBR.

Abstract

The Used tires and marble powder are generated and accumulated in huge volumes, this is what increases the risk to the environment.

The main objective of this study is to treat the possibility of using waste tires, calcined marble powder, and lime, to stabilize problematic soils (especially the clays swelling).

The soil samples were prepared in the laboratory by mixing the waste tires with the soil, calcined marble powder and lime at different percentages (3%, 6%, and 9%).

In this research « an experimental study on the powder treatment of the calcined marble and the used tires of the clay soil of the city of Guelma- Algeria » was realized by performing a test's series, including granulometric analysis, Atterberg limits , Proctor compaction tests, CBR tests, simple compressive resistance tests and cutting tests (cutting box and triaxial) for the objective of evaluating the effectiveness of the treatment method of its two additives of clay soil from Guelma , and compare these results with the lime treated soil, for giving the optimum quantity of lime for practical conception.

The results of the experimental work aim to study the performance of clay soil improved by these three additives show that : The addition of lime and calcined marble powder results in an increase in compressive strength, and also results in a significant increase in the CBR index.

From the results found, it has been proven that the addition of calcined marble powder is economical, efficient, and can replace lime and provide better qualities for improving swelling soils.

Keywords : laboratory test, powder treatment of calcined marble and used tires, Guelma soil, simple compressive resistance, CBR tests.

Sommaire

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

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

| | |
|---|----|
| I.1. Introduction | 4 |
| I.2. Définition des sols évolutifs | 4 |
| I.3. Les argiles | 4 |
| I.3.1. Introduction | 4 |
| I.3.2. Origines et formation des argiles | 5 |
| I.3.3. Caractéristiques d'un sol argileux | 6 |
| I.3.4. Structure moléculaire microscopique des argiles..... | 7 |
| I.3.5. Critères de classification | 8 |
| I.3.6. Les différents types d'argile..... | 9 |
| I.4. Phénomène de gonflement | 11 |
| I.4.1. Mécanisme de gonflement | 11 |
| I.4.2. Description du phénomène de gonflement..... | 11 |
| I.4.3. Progression du gonflement..... | 12 |
| I.4.3.1. Avec le temps | 12 |
| I.4.3.2. Avec l'épaisseur : | 13 |
| I.4.4. Principales causes du gonflement | 13 |
| I.4.4.1. Hydratation par adsorption | 13 |
| I.4.4.2. Hydratation par osmose | 15 |
| I.4.4.3. Hydratation par capillarité | 15 |
| I.4.4.4. Transformations chimiques..... | 17 |
| I.4.5. Paramètres macroscopiques | 18 |
| I.4.5.1. Teneur en eau initiale | 18 |
| I.4.5.2. L'effet d'échelle | 19 |
| I.4.5.3. Le régime de contraintes..... | 19 |
| I.4.6. Les paramètres du gonflement des sols..... | 19 |

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

| | |
|---|----|
| II.1. Introduction..... | 22 |
| II.2. But de la stabilisation..... | 22 |
| II.3. Différentes techniques de stabilisation | 22 |
| II.3.1. La stabilisation mécanique | 23 |
| II.3.2. La stabilisation thermique..... | 25 |
| II.3.3. La stabilisation chimique, (par additifs) | 25 |

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

| | |
|---|----|
| III.1. Matériaux utilisés : | 31 |
| III.1.1. Sol argileux..... | 31 |
| III.1.2. La chaux | 31 |
| III.1.3. Poudre de marbre calcinée | 32 |
| III.1.4. Les déchets du pneu | 34 |
| III.2. Les procédures d'étude..... | 34 |
| III.2.1. Teneur en eau w (NF P 94-050) | 34 |
| III.2.2. Analyse granulométrique (NF P 94-056) et (NF P 94-057)..... | 35 |
| III.2.3. Sédimentométrie (NF-P94-057)..... | 37 |
| III.2.4. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)..... | 40 |
| III.2.5. Bleu de méthylène (NF P 94-068) :..... | 47 |
| III.2.6. Classification du sol étudié..... | 49 |
| III.2.7. Méthode de gonflement libre | 52 |
| III.2.8. Essai CBR (NF P 94 078)..... | 55 |
| III.2.9. La résistance au cisaillement (rectiligne) (NF P94-071-1)..... | 59 |
| III.2.10. Essai Œdométrique (XP 94-090-01) | 64 |
| III.2.11. L'essai Proctor (NF P94-093) | 67 |
| III.2.12. Essais triaxiaux (NF P94-074) | 72 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

| | |
|--|----|
| IV.1 Introduction | 79 |
| IV.2. Discussion du résultat des essais mécaniques | 79 |
| IV.2.1. Essai Proctor..... | 79 |
| IV.1.2. Compression simple non confinée : | 95 |

| | |
|--|-----|
| IV.1.3. Essai cisaillement rectiligne :..... | 100 |
| IV.1.3. Essai de l'œdomètre :..... | 104 |
| IV.1.4. Essai CBR | 110 |
| Conclusion générale | 122 |
| Perspectives | 124 |
| Référence bibliographiques | 126 |

Liste des figures

| | |
|--|----|
| Figure I.1. Processus de formation de l'argile (Dananaj et al, 2005)..... | 5 |
| Figure I.2. Les différents types de phyllo-silicates formés au cours de L'altération, (Tucker, 2001)..... | 6 |
| Figure I.3. Représentation d'un tétraèdre de silicium et agencement de tétraèdres en couche tétraédrique..... | 7 |
| Figure I.4. Représentation d'un octaèdre de silicium et agencement d'octaèdres en couche octaédrique..... | 7 |
| Figure I.5. Agencement des tétraèdres et des octaèdres en feuillets 1/1..... | 8 |
| Figure I.6. Représentation schématique de la morphologie structurale de quelques minéraux argileux..... | 10 |
| Figure I.7. Cristaux de chlorite et de kaolinite vus au microscope électronique à balayage. .. | 10 |
| Figure I.8. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. Bouzid. (1997) ; Bengraa (2004) et Gueddoudda (2005). .. | 11 |
| Figure I.9. Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988) .. | 12 |
| Figure I.10. Force électrostatique dans la double couche Wakim (2005)..... | 14 |
| Figure I.11. Répartition des ions autour d'une particule chargée Wakim (2005)..... | 14 |
| Figure. I.12. Phénomène osmotique idéal Wakim. J (2005)..... | 15 |
| Figure II.13. Variation de l'indice de plasticité avec l'ajout de la chaux. Azouz (2006). .. | 28 |
| Figure III.14. Localisation du lieu de prélèvement de l'échantillon, oued fragha (Google Earth)..... | 31 |
| Figure III.15. La carrière de marbre de Mahouna à Guelma..... | 32 |
| Figure III.16. Onyx polychrome (Mahouna, Guelma). .. | 34 |
| Figure III.17. Une Série de tamis. | 36 |
| Figure III.18. Essai de Sédimentation au laboratoire..... | 38 |
| Figure III.19. Calcul d'essai de sédimentation du sol..... | 39 |
| Figure III.20. Courbe Granulométrique + Sédimentométrique de l'échantillon. | 40 |

| | |
|--|----|
| Figure III.21. Matériel utilisé dans l'essai de Limites d'Atterberg. | 41 |
| Figure III.22. Préparation de L'échantillon. | 41 |
| Figure III.23. Limite de liquidité a laboratoire (LTPE-Annaba)..... | 43 |
| Figure III.24. Limite de plasticité a laboratoire (LTPE-Annaba). | 44 |
| Figure III.25. Différents états de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau. | 45 |
| Figure III.26. Résultats d'essai de la limite d'atterberg dans Laboratoire LTP-EST-ANNABA | 46 |
| Figure III.27. La valeur de bleu méthylène exprime par la quantité de la bleue en grammes consommée par 100 grammes de fines. | 47 |
| Figure III.28. L'appareillage nécessaire pour l'essai au bleu de méthylène..... | 47 |
| Figure III.29. Exécution de l'essai au bleu de méthylène. | 48 |
| Figure III.30. L'essai au bleu de méthylène..... | 49 |
| Figure III.31. Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C)..... | 52 |
| Figure III.32. Mesure du gonflement libre par l'oedomètre. | 53 |
| Figure III.33. Mesure de la pression de gonflement. | 54 |
| Figure III.34. L'appareil CBR..... | 55 |
| Figure III.35. Les éléments de l'essai CBR. | 57 |
| Figure III.36. Moule CBR..... | 58 |
| Figure III.37. Courbe représente la force (kN) en fonction de l'enfoncement (mm), pour le sol sans traitement..... | 59 |
| Figure III.38. Principe de l'essai de cisaillement rectiligne..... | 60 |
| Figure III.39. Boite et l'appareil de Cisaillement..... | 60 |
| Figure III.40. Les outils utilisés. | 61 |
| Figure III.41. Préparation de l'échantillon d'essai cisaillement laboratoire LTP-Est..... | 62 |
| Figure III.42. L'échantillon après l'essai cisaillement, Laboratoire LTP-Est..... | 62 |
| Figure III.43. Courbe de cisaillement (sol naturelle). | 63 |
| Figure III.44. Courbe contrainte de cisaillement..... | 64 |

| | |
|---|----|
| Figure III.45. Vue générale de l'appareil œdométrique..... | 66 |
| Figure III.46. Courbe Indice des Vides – Contraintes..... | 67 |
| Figure III.47. Caractéristiques des appareils des essais : Proctor standards et modifiés. | 68 |
| Figure III.48. Teneur en eau optimal, densité sèche maximal par essai Proctor..... | 68 |
| Figure III.49. Appareillage nécessaire pour l'essai Proctor | 70 |
| Figure III.50. Courbes Proctor de sol nature. | 71 |
| Figure III.51. Appareillage de l'essai triaxial. | 73 |
| Figure III.52. La cellule sur la presse de chargement. | 74 |
| Figure III.53. Exécution de l'essai triaxial. | 76 |
| Figure III.54. La courbe de l'essai triaxial. | 76 |
| Figure III.55. Cercles de Mohr..... | 77 |
| Figure IV.56. Courbe d'essai Proctor pour sol non traité. | 80 |
| Figure IV.57. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 3% chaux). | 81 |
| Figure IV.58. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 6% chaux). | 82 |
| Figure IV.59. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 9% chaux). | 83 |
| Figure IV.60. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée). | 85 |
| Figure IV.61. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée). | 86 |
| Figure IV.62. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée). | 88 |
| Figure IV.63. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 3% déchets des pneus). | 90 |
| Figure IV.64. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 6% déchets des pneus). | 91 |
| Figure IV.65. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 9% déchets des pneus). | 92 |
| Figure IV.66. Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs. | 93 |
| Figure IV.67. Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs. | 93 |
| Figure IV.68. Variation de la teneur en eau optimum en fonction du pourcentage d'additifs. | 94 |
| Figure IV.69. Variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage d'additifs | 94 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.70. La machine de CBR utilisée pour la Compression simple au laboratoire (LTPE. Annaba). | 95 |
| Figure IV.71. Valeurs de la résistance de compression en fonction du pourcentage d'additifs..... | 100 |
| Figure IV.72. Essai de cisaillement (sol reconstitué)..... | 101 |
| Figure IV.73. Courbe enveloppe (sol+6% chaux)..... | 101 |
| Figure IV.74. Essai de cisaillement (sol+3% déchets des pneus). | 102 |
| Figure IV.75. Essai de cisaillement (sol+3% poudre de marbre)..... | 102 |
| Figure IV.76. Variation de la cohésion en fonction du pourcentage d'additifs. | 103 |
| Figure IV.77. Variation de l'angle de frottement (°) en fonction du pourcentage d'additifs. | 104 |
| Figure IV.78. Courbe Œdométrique sol naturelle. | 105 |
| Figure IV.79. Courbe Œdométrique mélange sol +6% chaux. | 106 |
| Figure IV.80. Courbe Œdométrique mélange sol +3% déchet de pneu. | 107 |
| Figure IV.81. Courbe Œdométrique mélange sol +3% poudre du marbre. | 108 |
| Figure IV.82. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour sol non traité..... | 111 |
| Figure IV.83. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol +3% chaux). | 112 |
| Figure IV.84. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol +6% chaux). | 113 |
| Figure IV.85. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 9% chaux). | 114 |
| Figure IV.86. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 3% déchets des pneus). | 115 |
| Figure IV.87. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 6% déchets des pneus). | 116 |
| Figure IV.88. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 9% déchets des pneus). | 117 |
| Figure IV.89. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 3% poudre du marbre). | 118 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.90. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 6% poudre du marbre). | 119 |
| Figure IV.91. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 9% poudre du marbre) | 120 |
| Figure IV.92. Valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs | 121 |
| Figure IV.93. Comparaison entre les courbes d'enfoncement en fonction de la force de l'essai CBR | 121 |

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| Tableau III.1. Propriétés physico-mécaniques de l'échantillon du marbre traité..... | 33 |
| Tableau III.2. Propriétés chimiques de l'échantillon du marbre traité..... | 33 |
| Tableau III.3. Résultats de la teneur en eau. | 35 |
| Tableau III.4. Résultat de l'analyse granulométrie. | 37 |
| Tableau III.5. Limite de liquidité pour sol sans additive. | 43 |
| Tableau III.6. Limite de plasticité pour sol sans additive. | 45 |
| Tableau III.7. Résultat des limites d'Atterberg..... | 45 |
| Tableau III.8. Détermination du potentiel de gonflement des sols vis-à-vis de l'indice de plasticité IP..... | 46 |
| Tableau III.9. Détermination de la plasticité des sols vis-à-vis de l'indice de plasticité IP..... | 47 |
| Tableau III.10. Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène. | 49 |
| Tableau III.11. Classification des sols selon AASHTO..... | 51 |
| Tableau III.12. Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).53 | |
| Tableau III.13. Pourcentage de CBR et sa classe de portance. | 56 |
| Tableau III.14. Qualité de sol avec l'indice CBR. | 56 |
| Tableau III.15. Valeurs de l'essai de portance CBR immédiat pour le sol non traité..... | 58 |
| Tableau III.16. Résultat de l'essai de cisaillement..... | 63 |
| Tableau III.17. Résultat de l'œdomètre..... | 67 |
| Tableau III.18. Résultat de Proctor. | 71 |
| Tableau III.19. Caractéristiques de l'éprouvette..... | 75 |
| Tableau III.20. Caractéristiques de l'étape de rupture. | 75 |
| Tableau IV.21. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour sol non traité. | 79 |
| Tableau IV.22. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour sol non traité..... | 79 |

| | |
|---|----|
| Tableau IV.23. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% chaux). | 80 |
| Tableau IV.24. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 3% chaux)..... | 81 |
| Tableau IV.25. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% chaux). | 81 |
| Tableau IV.26. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 6% chaux)..... | 82 |
| Tableau IV.27. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% chaux). | 82 |
| Tableau IV.28. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 9% chaux)..... | 83 |
| Tableau IV.29. Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la chaux. | 84 |
| Tableau IV.30. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée). | 85 |
| Tableau IV.31. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée)..... | 85 |
| Tableau IV.32. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée). | 86 |
| Tableau IV.33. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée)..... | 86 |
| Tableau IV.34. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée). | 87 |
| Tableau IV.35. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée)..... | 87 |
| Tableau IV.36. Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la poudre du marbre calcinée. | 88 |
| Tableau IV.37. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% déchets des pneus). | 89 |
| Tableau IV.38. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 3% déchets des pneus)...... | 89 |
| Tableau IV.39. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% déchets des pneus). | 90 |

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.40. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 6% déchets des pneus)..... | 90 |
| Tableau IV.41. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% déchets des pneus). | 91 |
| Tableau IV.42. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 9% déchets des pneus)..... | 91 |
| Tableau IV.43. Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages des déchets de pneus..... | 92 |
| Tableau IV.44. Valeurs de la résistance de compression (sans additives)..... | 95 |
| Tableau IV.45. Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux). | 96 |
| Tableau IV.46. Valeurs de la résistance de compression (sol + 6% chaux). | 96 |
| Tableau IV.47. Valeurs de la résistance de compression (sol + 9% chaux). | 97 |
| Tableau IV.48. Valeurs de la résistance de compression (avec 3% poudre du marbre). | 97 |
| Tableau IV.49. Valeurs de la résistance de compression (avec 6% poudre du marbre). | 97 |
| Tableau IV.50. Valeurs de la résistance de compression (avec 9% poudre du marbre). | 98 |
| Tableau IV.51. Valeurs de la résistance de compression (avec 3% déchets des pneus)..... | 98 |
| Tableau IV.52. Valeurs de la résistance de compression (avec 6% déchets des pneus)..... | 99 |
| Tableau IV.53. Valeurs de la résistance de compression (avec 9% déchets des pneus)..... | 99 |
| Tableau IV.54. Résultats de l'essai de la résistance de compression du différents aditifs utilisés..... | 99 |
| Tableau IV.55. Influence du pourcentage d'additifs sur le cisaillement..... | 103 |
| Tableau IV.56. Influence du pourcentage de déchet de pneu sur l'essai Œdométrique..... | 105 |
| Tableau IV.57. Classification de sol selon l'indice de compressibilité. | 108 |
| Tableau IV.58. Les valeurs du moule Œdométrique en fonction du pourcentage d'additifs..... | 109 |
| Tableau IV.59. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour sol non traité..... | 110 |
| Tableau IV.60. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 3% chaux). | 111 |
| Tableau IV.61. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 6% chaux). | 112 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV.62. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 9% chaux). | 113 |
| Tableau IV.63. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 3% déchets des pneus) | 114 |
| Tableau IV.64. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 6% déchets des pneus). | 115 |
| Tableau IV.65. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 9% déchets des pneus) | 116 |
| Tableau IV.66. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 3% poudre du marbre). | 117 |
| Tableau IV.67. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 6% poudre du marbre). | 118 |
| Tableau IV.68. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 9% poudre du marbre). | 119 |
| Tableau IV.69. Résultat de l'indice CBR..... | 120 |

Liste des symboles et abréviations

u_a : pressions d'air

u_w : pressions d'eau,

I_p : indice de plasticité.

VBS : valeur du bleu

CBR : Californian-Bearing-Ratio

w_{opt} : teneur en eau optimum.

W_L : limite de liquidité

W_n : teneur en eau naturelle

W_P : limite de plasticité

W_R : limite de retrait

γ_s : Poids volumique des grains solides

γ_d : Poids volumique sec

γ_h : Poids volumique humide

σ_g : Pression de gonflement

σ_c : Pression de référence

Ψ_t : Succion totale

Ψ_o : Succion osmotique

Ψ_m : Succion matricielle

P_c : Pression capillaire

Introduction

générale

Introduction générale

Introduction générale

Les sols gonflants sont reconnus comme des sols problématiques qui imposent plusieurs défis pour les chercheurs en géotechnique. Ils subissent un changement de volume important au cas où l'eau pénètre en eux, et ils rétrécissent lorsqu'ils perdent de l'humidité. Le caractère gonflant de certaines argiles est lié en premier lieu à leur composition minéralogique.

Les sols gonflants ou sols réactifs, composés principalement de pourcentage élevé de particules d'argile à grains fins.

Les argiles à plasticité élevée sont également définies comme des argiles à grains fins avec un indice de plasticité supérieur à 35% (Holtz et Kovacs, 1981).

Le présent mémoire est subdivisé en quatre grands chapitres suivants : Introduction générale ; Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement ; Méthodes de stabilisation des sols gonflants ; Matériaux utilisés et essais réalisés ; Discussion et interprétations des résultats ; Conclusion générale et perspective ; et références.

Le chapitre I est consacré sur les argiles en général, tels que les différents types d'argiles, les minéraux argileux, structure des sols argileux et liaisons structurelles, le phénomène du gonflement. Il présente aussi les principaux facteurs qui influencent le phénomène de gonflement, l'impact du gonflement sur les ouvrages et les recommandations pratiques suite au gonflement du sol et le mesure direct et indirect du potentiel et la pression du gonflement.

Le chapitre II présente les différentes techniques de stabilisation des sols gonflants telles que: la stabilisation mécanique, la stabilisation thermique, et la stabilisation chimique(par additifs), tout en décrivant les détails de chaque technique de stabilisation.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude expérimentale. Nous présentons dans cette partie la caractérisation des matériaux utilisés (sol argileux, la poudre du marbre calcinée, et les grains des pneus usés) et les méthodes d'essais réalisés sur le mélange de ces matériaux.

Le quatrième chapitre présente les résultats expérimentaux obtenus et les discussions tirées lors de cette étude. Enfin, dans la conclusion générale, on présente les principaux résultats dégagés lors de cette étude ainsi en terme d'expérimentation pour une meilleure utilisation de l'addition (ajout poudre du marbre calcinée, et les grains des pneus usés).

Enfin, une conclusion générale qui rassemble les points importants tirés de ce travail.

Chapitre .I

Etude bibliographique

sur les argiles

et le phénomène du

gonflement

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

I.1. Introduction :

Les phénomènes d'évolution des caractéristiques géotechniques des sols argileux provoquent des tassements différentiels et des glissements qui se manifestent par des désordres affectant principalement les constructions de génie civil.

Selon des critères mécaniques, les variations de volume du sol ou des formations lithologiques affleurantes à sub-affleurantes sont dues, d'une part, à l'interaction eau/solide, aux échelles microscopiques et macroscopiques, et, d'autre part, à la modification de l'état de contrainte en présence d'eau. Ces variations peuvent s'exprimer soit par un gonflement (augmentation de volume), soit par un retrait (réduction de volume).

I.2. Définition des sols évolutifs :

On peut définir un matériau évolutif comme un matériau dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps. Les sols qui ont un caractère évolutif sont les sols fins (limons, argiles, marne, etc.) qui peuvent créer dans les ouvrages, des tassements, gonflements et glissements pendant leur durée de vie.

I.3. Les argiles :

I.3.1. Introduction :

On définit les argiles comme des sols de diamètre moyen inférieur à $2\mu\text{m}$. Il s'agit donc d'un sous-groupe des sols fins. On entend par le terme « argile » un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, 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. On trouve plusieurs types d'argiles, entre autre :

- Les argiles tendres : de consistance lâche.
- Les argiles raides : aux caractéristiques mécaniques sont très élevées.

I.3.2. Origines et formation des argiles :

Les argiles désignent de très fines particules de matière arrachées aux roches par l'érosion ainsi que les minéraux argileux ou phyllosilicates (ces dernières observées au microscope ont la forme de plaquettes, ce qui explique leur plasticité). La plupart de ces particules proviennent de la désagrégation de roches silicatées (altération des silicates) : du granite (mica et feldspath), du gneiss ou encore des schistes. Ces particules sont transportées par le vent ou l'eau sous forme de limon ou de vase. Les fleuves véhiculent des argiles qui finissent par se déposer en alluvions, dans le cours d'eau lui-même, à son embouchure, dans un lac ou dans la mer. Les dépôts peuvent alors sédimenter et former une roche argileuse par diagenèse : déshydratation et compactage.

En tant que roches sédimentaires, les affleurements argileux présentent une succession de strates empilées les unes sur les autres.(Figure I.1).

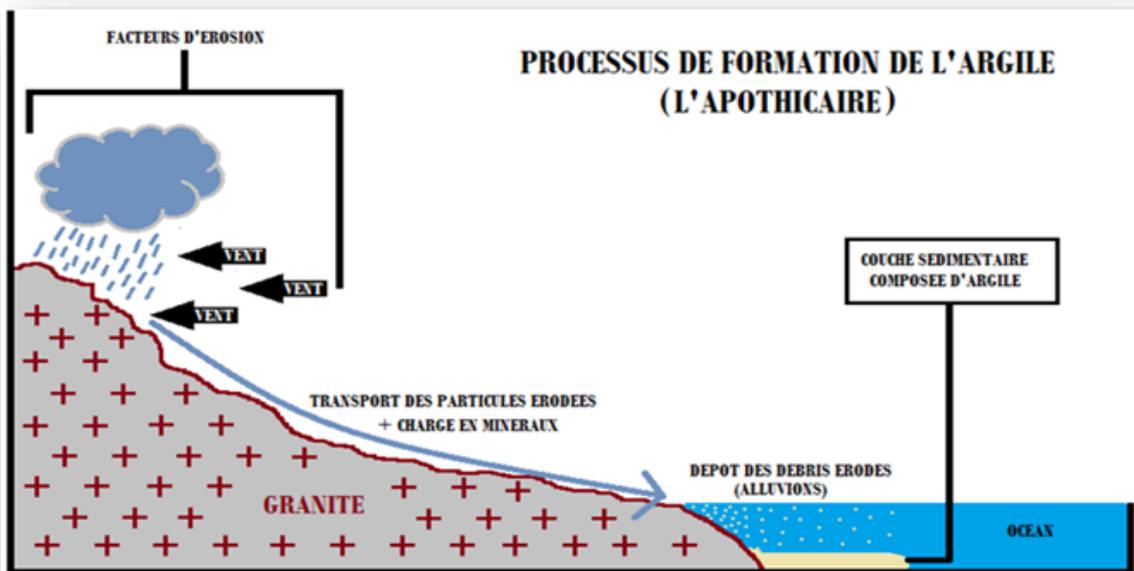


Figure I.1. Processus de formation de l'argile (Dananaj et al, 2005).

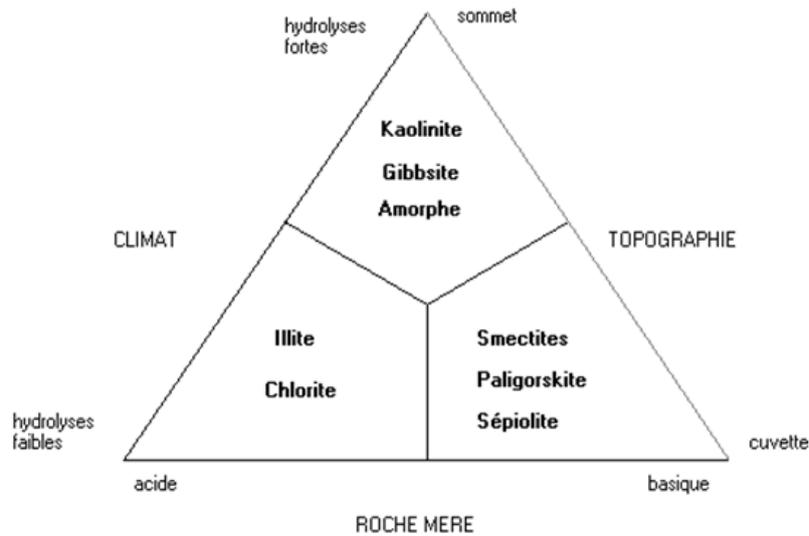


Figure I.2. Les différents types de phyllo-silicates formés au cours de L'altération, (Tucker, 2001).

I.3.3. Caractéristiques d'un sol argileux :

En géologie, on appelle "*Argile*" les minéraux d'une roche qui mesurent moins de 2 μm . La terre argileuse est donc composée d'un grand nombre de minuscules particules de roche. Pour cette raison, le sol argileux est extrêmement lourd et compact :

- ❖ Il laisse difficilement passer l'eau :
 - ✓ En période de sécheresse, il devient très dur et peut se fendiller.
 - ✓ La réhydratation est alors longue et difficile.
 - ✓ Par temps humide, l'eau a tendance à s'accumuler à la surface du sol, ce qui le rend boueux et collant.
- ❖ Avoir un sol argileux est à la fois un atout et une contrainte :
 - ✓ En effet, en raison de sa richesse en minéraux, le sol argileux est très fertile et permet de cultiver de nombreuses plantes.
 - ✓ En revanche, son caractère imperméable et dense le rend relativement difficile à travailler.

I.3.4. Structure moléculaire microscopique des argiles :

Les phyllosilicates sont des silicates dans lesquels les tétraèdres de SiO_4 forment des feuillets infinis bidimensionnels dans lesquels un atome de silicium est entouré de 4 atomes d'oxygène.

L'arrangement pseudo hexagonal de six tétraèdres ayant chacun trois sommets en commun avec les tétraèdres voisins conduit à la formation d'une couche tétraédrique (T) (Figure I.3).

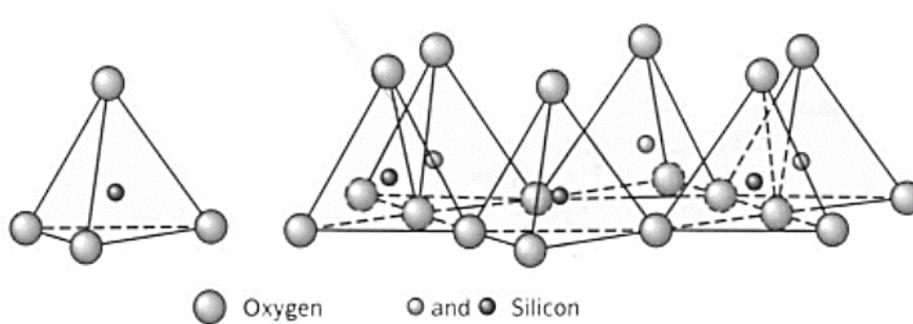


Figure I.3. Représentation d'un tétraèdre de silicium et agencement de tétraèdres en couche tétraédrique.

La couche octaédrique des feuillets est composée majoritairement de cations Mg^{2+} ou Al^{3+} , dont les octaèdres de coordination partagent uniquement des arêtes entre eux. Chaque tétraèdre des couches T partage un coin avec la couche octaédrique. Les oxygènes de la couche octaédrique qui ne partagent pas une liaison avec les tétraèdres sont protonés (Figure I.4).

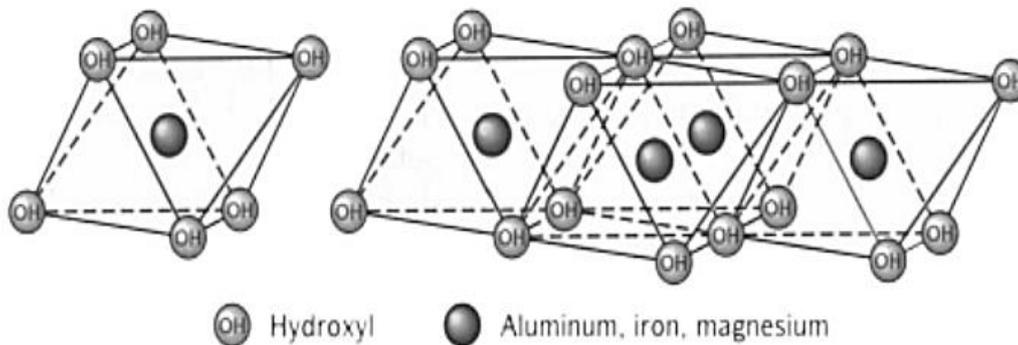


Figure I.4. Représentation d'un octaèdre de silicium et agencement d'octaèdres en couche octaédrique.

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

Les tétraèdres s'agencent avec les octaèdres pour constituer des couches (Figure I.5). Ces feuillets peuvent être neutres ou chargés négativement. Ces derniers résultent de la substitution d'un élément par un élément de valence inférieure, par exemple Si^{4+} par Al^{3+} ou Al^{3+} par Mg^{2+} .

L'électroneutralité de l'édifice est alors assurée par des cations (appelés cations de compensation) qui se logent dans l'espace entre les feuillets (espace interfoliaire).

La charge de la couche dépend des substitutions de cations dans les feuillets tétraédriques ou octaédriques.

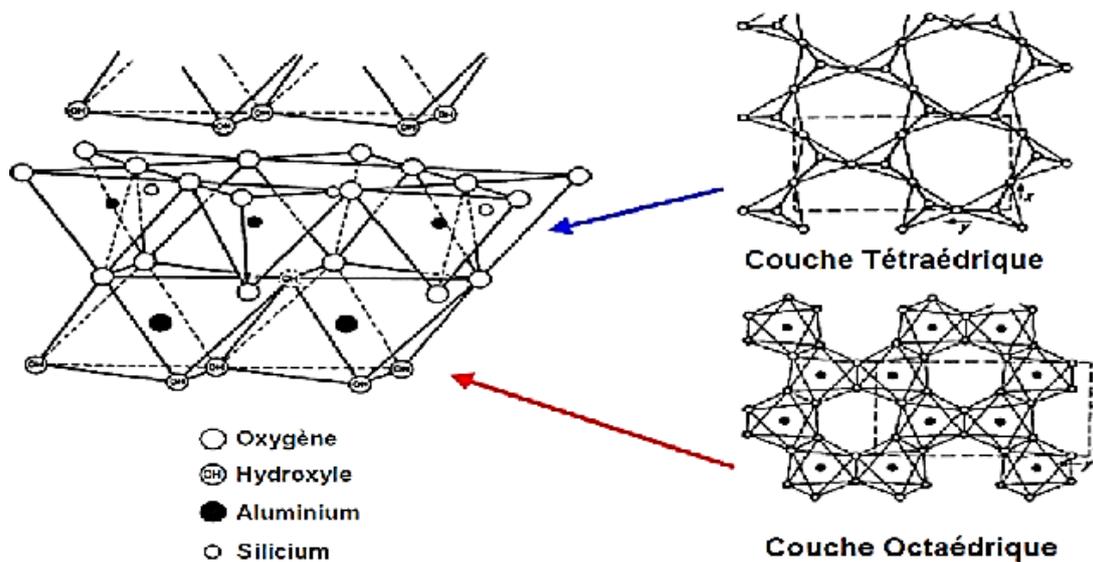


Figure I.5. Agencement des tétraèdres et des octaèdres en feuillets 1/1.

I.3.5. Critères de classification :

Les principaux critères de classification sont basés sur les paramètres suivants :

- La combinaison de feuillets ;
- Le type de cations dans l'octaèdre et le tétraèdre ;
- La charge de la couche ;
- La nature des espèces dans l'espace interfoliaire (cations, molécules d'eau, etc.).

Quelques critères secondaires sont le polytypisme (ou mode d'empilement), la composition chimique, le type d'espèces argileuses et le mode d'empilement pour les interstratifiés.

I.3.6. Les différents types d'argile :

Les types d'argiles les plus fréquents sont :

a. Kaolinite :

Dans le cas de la kaolinite, le feuillet est toujours neutre, dioctaédrique et alumineux, de composition $(Al_2)(Si_2)O_5(OH)_4$ par demi-maille.

Morphologiquement, la kaolinite se présente sous forme de particules hexagonales constituées par des empilements de feuillets (Figure I.6). La faible capacité d'échange des kaolinites est due à des sites de surface amphotères.

b. Illite :

Comme les smectites, l'illite est un phyllosilicate 2 :1 (Figure I.6). Les feuillets possèdent une charge globale négative, plus élevée que celle des smectites, qui est compensée par des ions potassium. La différence fondamentale avec les smectites réside dans le fait que les ions compensateurs (potassium) ne sont que très faiblement échangeables : l'illite a une capacité d'échange cationique faible.

c. Smectites :

Ce sont des phyllosilicates constitués des deux couches tétraédriques encadrant une couche octaédrique (phyllosilicates 2 :1) et qui présentent des propriétés de gonflement (Figure I.6).

Les minéraux les plus importants de cette famille sont la montmorillonite, la beidellite, l'hectorite et la saponite. La charge élevée de ces argiles est due pour l'essentiel à des substitutions isomorphiques. Cette charge est donc permanente, négative et dépendante du pH. Des cations compensateurs viennent alors se placer dans l'espace interfoliaire pour combler le déficit de charge. Ces argiles ont une capacité d'échange cationique élevée.

Des molécules d'eau sont susceptibles de s'intercaler dans l'espace interfoliaire. Le degré d'hydratation dépend de la nature du cation et de l'humidité relative. Cette possibilité de « gonflement » des espaces interfoliaires conduit à désigner ces argiles par le terme de « argiles gonflantes ».

D'un point de vue textural, les smectites sont généralement constituées de feuillets de grande extension latérale, associés, les uns aux autres en nombre très variable selon l'humidité et la nature du cation échangeable.

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

d. Chlorite :

L'espace interfoliaire des chlorites est occupé par un feuillet d'hydroxydes de Mg ou Al chargé positivement (Figure I.6). L'épaisseur de feuillet atteint 14 Å. Les chlorites sont stables à haute température.

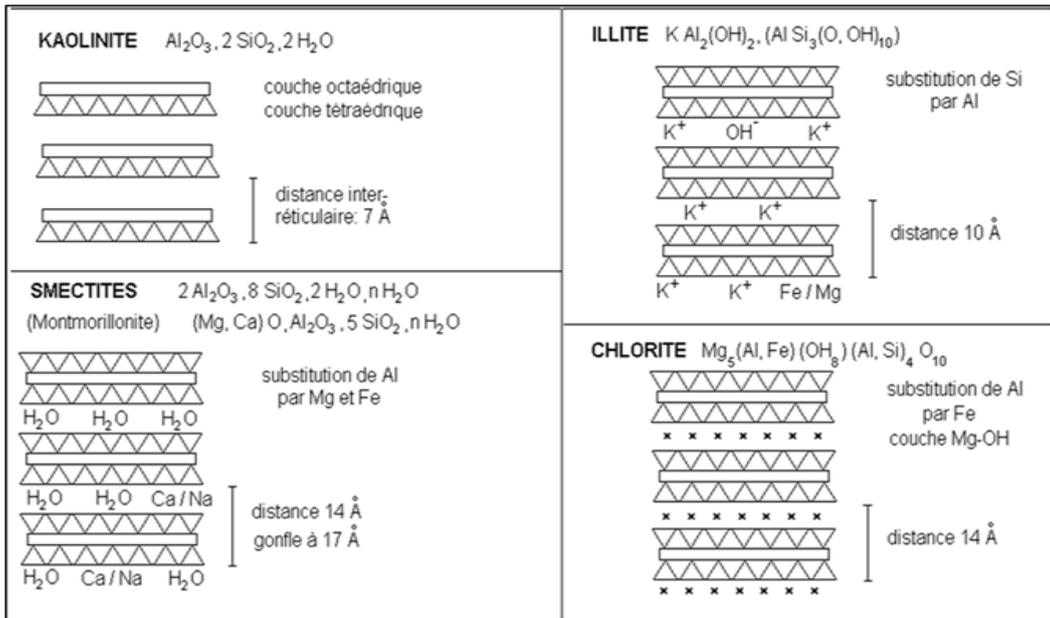


Figure I.6. Représentation schématique de la morphologie structurale de quelques minéraux argileux.

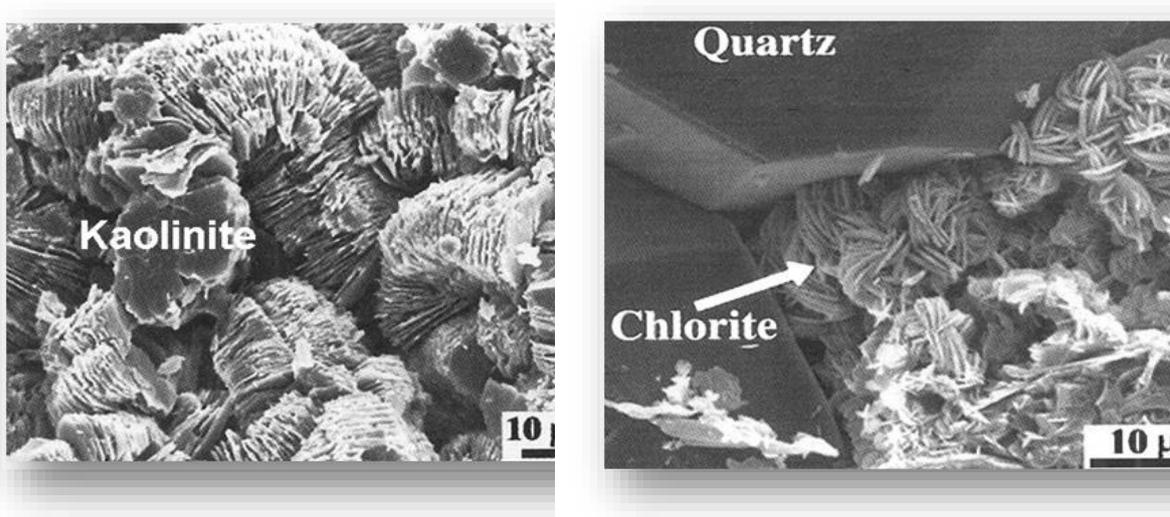


Figure I.7. Cristaux de chlorite et de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.

I.4. Phénomène de gonflement :

I.4.1. Mécanisme de gonflement :

Certaines argiles, pour lesquelles les liaisons inter feuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer des molécules d'eau entre deux feuillets voisins comme dans le cas des smectites.

L'eau pénètre alors à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono moléculaires.

I.4.2. Description du phénomène de gonflement :

Mouroux et al (1988) ; Popescu (1986) ont distingués deux types de gonflements, un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et un gonflement interparticulaire (Figure I.8).

- ❖ Le gonflement interfoliaire résulte de la cassure des faibles liaisons entre les feuillets des particules d'argile, et permettant l'acquisition d'eau au sein de la structure des particules. Ce gonflement est assez rapide et son amplitude est très notable.
- ❖ Le gonflement interparticulaire résulte de l'apport d'eau supplémentaire qui écarte les plaquettes (assemblage de feuillets) les unes des autres. Cette réaction est lente et peut durer des années même lorsque la succion devient nulle. Le gonflement interparticulaire a une ampleur assez limitée et affecte toute les argiles contrairement au gonflement interfoliaire.



Figure I.8. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. Bouzid. (1997) ; Bengraa (2004) et Gueddoudda (2005).

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

Holtz et Gibb (1956), Chen (1988) ont divisé le gonflement en un gonflement primaire et un gonflement secondaire, (figure I.9) représente la variation relative de la hauteur d'échantillon en fonction du logarithme du temps, dans laquelle on distingue les deux phases de gonflement:

- **Gonflement primaire** : qui prend place très tôt, sa fin est caractérisée par un point d'inflexion permettant le changement de l'allure de la courbe.
- **Gonflement secondaire** : qui est caractérisé par la portion linéaire de la courbe.

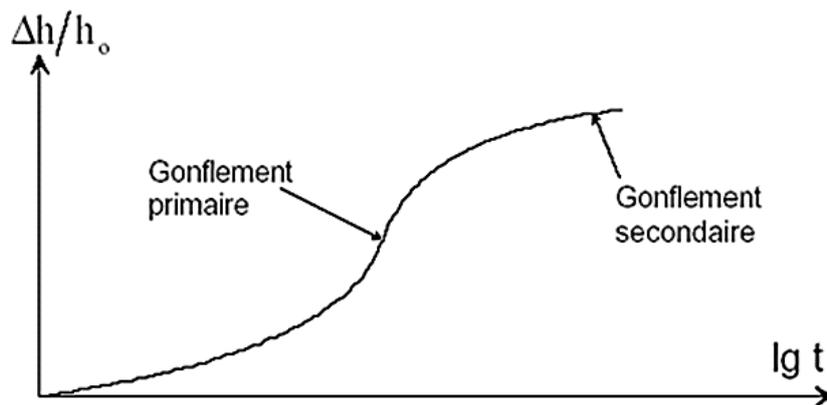


Figure I.9. Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988).

I.4.3. Progression du gonflement :

I.4.3.1. Avec le temps :

L'évolution du gonflement avec le temps est liée d'une part à la répartition entre gonflement interparticulaire et gonflement interfoliaire, d'autre part l'évolution de l'hydratation.

- Le gonflement interparticulaire étant une réaction pseudo-élastique au déchargement réaction est lente et longue et peut durer plusieurs années, même une fois que la succion est complètement annulée.
- Le gonflement interfoliaire est beaucoup plus rapide et aurait tendance à se stabiliser assez vite, après quelque mois, voire quelque semaine seulement.

I.4.3.2. Avec l'épaisseur :

Le gonflement résultant en surface croit avec l'épaisseur du sol concerné par des variations de teneur en eau ou des variations de pressions de succion (tout comme le tassement résultant est proportionnel à l'épaisseur de sol concerné par les contraintes dues à la fondation). L'amplitude de la déformation diminue assez régulièrement avec la profondeur.

I.4.4. Principales causes du gonflement :

Il existe quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- ✓ Hydratation par adsorption.
- ✓ Hydratation par osmose.
- ✓ Hydratation par capillarité.
- ✓ Transformations chimiques.

I.4.4.1. Hydratation par adsorption :

Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets. Il en résulte alors la formation de la double couche diffuse due à la fixation des anions échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes Wakim. (2005).

- **Forces d'attractions** : Généralement causées par les forces de Van Der Waals entre les feuillets voisins.
- **Forces de répulsion** : Ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux deux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs). Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance interparticulaire. Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes (Figure. I.10 et I.11).

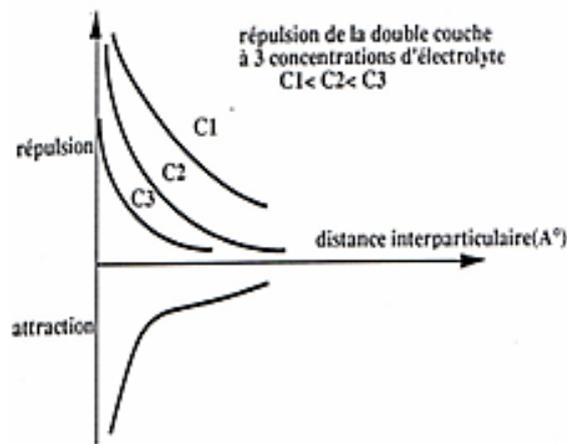


Figure I.10. Force électrostatique dans la double couche Wakim (2005).

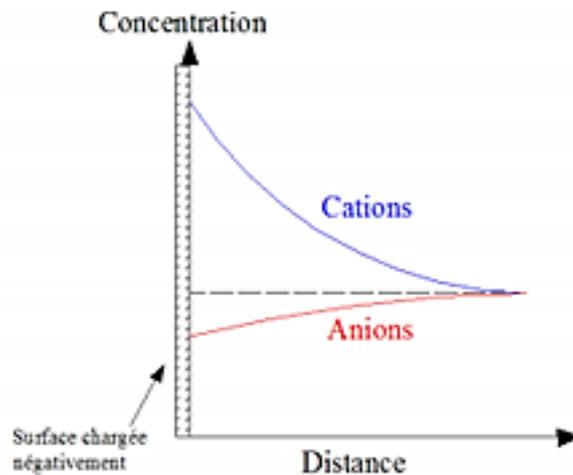


Figure I.11. Répartition des ions autour d'une particule chargée Wakim (2005).

Aboubeker et Mamoune ont montré l'influence du rayon hydraté de la solution chimique (KCl, NaCl et CaCl₂) sur le gonflement des argiles.

Leurs essais du gonflement libre témoignent du fait que le cation Ca²⁺ cause le plus grand gonflement, K⁺ le plus faible et Na⁺ est intermédiaire.

La stabilité des cations compensateurs est aussi très importante. En effet, les cations sont liés aux feuillets par des forces de nature électrostatique et possèdent la propriété d'être échangeables. Cette facilité d'échange sera aussi un facteur influant sur le gonflement. Le classement général admis est le suivant :



D'après cette série, le lithium est le plus facile à remplacer alors que l'aluminium est le plus difficile.

1.4.4.2. Hydratation par osmose :

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semi-perméable idéale (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution.

Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique (Figure. I.12).

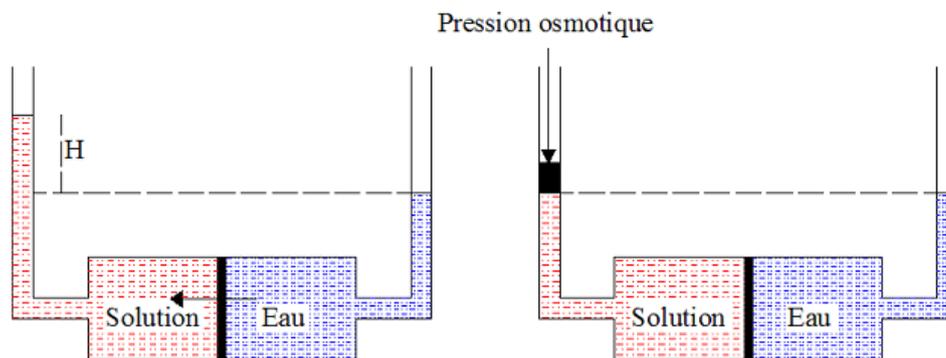


Figure. I.12. Phénomène osmotique idéal Wakim. J (2005).

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, il en résulte alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance inter feuillet. A contraction, il en résulte une pression osmotique d'attraction entraînant la contraction du matériau argileux.

Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins X. (Daupley et al) cité par Azouz (2006).

1.4.4.3. Hydratation par capillarité :

La capillarité est une caractéristique des matériaux non saturés de faible porosité. Elle se traduit par une extension dans la phase liquide lors de la saturation ou par une contraction lors de la désaturation.

La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux. Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux (Harper

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

et al). La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité. Dans l'hypothèse de pores cylindriques, la pression capillaire P_c est déterminée par la loi de Jurin :

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2 \sigma \cos(\alpha)}{r_e}$$

Ou :

u_a - pressions interstitielles d'air

u_w - pressions interstitielles d'eau

σ - la tension de surface eau air.

α - l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, plus r_e est petit, plus la pression d'eau est inférieure à la pression d'air. Comme en mécanique des sols ou des roches, la pression atmosphérique est négative. Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux :

- La dimension et la distribution des pores,
- Les fluides et solides impliqués et l'histoire de saturation.

Couramment, les phénomènes capillaires et osmotiques sont réunis sous le nom de succion totale ψ_t .

Elle est égale à la somme de la succion matricielle ψ_m due à l'hydratation par capillarité avec la succion osmotique ψ_o due à la différence de concentration en sel entre deux points de la matrice solide :

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_o$$

La succion totale peut également être définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique : la loi de Kelvin qui suppose que le matériau soit inerte vis-à-vis de l'eau. Elle est exprimée de la manière suivante :

$$\psi_t = \frac{R T}{V_m} \ln(a_s)$$

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

La loi de Kelvin nous amène à supposer que le gonflement des billes de verre de petit diamètre est régi par le même phénomène que le gonflement d'un sol argileux.

1.4.4.4. Transformations chimiques :

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement (Bultel Frédéric (2001):

- ✓ La transformation de l'anhydrite en gypse,
 - ✓ L'oxydation de la pyrite,
 - ✓ La dissolution des carbonates dans l'eau.
- **La transformation de l'anhydrite (CaSO₄) en gypse (CaSO₄, 2H₂O) se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique :**



| | | | |
|--------------------------|----|-----|-----|
| Masse(g) | 36 | 136 | 172 |
| Volume(cm ³) | 46 | 36 | 74 |

Witke a conclu que, dans la nature, deux cas sont susceptibles de se présenter :

$$\Delta V = \frac{74 - (46 + 36)}{46} \cdot 100 = -9 \%$$

- Dans un volume ferme contenant de l'anhydrite et l'eau nécessaire à la transformation, le gypse se forme avec une réduction de volume :
- Par contre, si l'eau provient de l'extérieur, c'est-à-dire dans un système ouvert, théoriquement, un gonflement s'observe :

$$\Delta V = \frac{74 - 46}{46} \cdot 100 = 61 \%$$

Dans la nature, les conditions sont plus proches de celles du système ouvert, c'est pourquoi on assiste généralement à un gonflement.

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

- **L'oxydation de la pyrite (FeS₂)** est le processus le plus important de décomposition chimique des roches sédimentaires à granulométrie fine. Cette oxydation conduit à la formation de l'acide sulfurique. L'acide réagit à son tour avec les carbonates de calcium. Cette réaction produit du sulfate et peut former du gypse dont la cristallisation provoque l'éclatement du matériau argileux. L'oxydation de la pyrite peut créer un réseau de microfissures se traduisant par un risque de rupture et également des chemins préférentiels d'écoulement.
- **La dissolution des carbonates dans l'eau** rend l'argilite de plus en plus sensible à la variation de son état hydrique. A long terme, la dissolution des carbonates rend les matériaux argileux de plus en plus ductiles. Une diminution des propriétés mécaniques peut être observée.

I.4.5. Paramètres macroscopiques :

D'autres paramètres indépendants de la structure des argiles et de la composition chimique de la solution hydratante peuvent avoir une influence importante sur le gonflement, on cite en particulier :

- ✓ La teneur en eau initiale,
- ✓ L'effet d'échelle,
- ✓ Le régime de contraintes.

I.4.5.1. Teneur en eau initiale :

Lorsque les argiles ne sont pas saturées, par suite d'une dessiccation, les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des actions échangeables et les forces capillaires ont la primauté. Succinctement, plus le matériau argileux est sec, plus il a tendance à gonfler par saturation.

- Alonso et al (1987) cité par Bengraa, (2004) montrent que le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une loi linéaire. La nature de cette relation autorise la définition d'une teneur en eau critique (égale à 22%) qui donnerait lieu à un gonflement apparent nul.
- Hachichi et Fleureau (1999) cité par Bengraa, (2004) montrent qu'il y'a une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente.

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

Ils confirment que l'augmentation de la teneur en eau initiale ne conduit à une diminution du gonflement qu'au-dessus de la limite de retrait, pour les teneurs en eau inférieures à cette limite, le gonflement ne change pas.

I.4.5.2. L'effet d'échelle :

L'effet d'échelle consiste à examiner l'influence de la hauteur ou du diamètre de l'échantillon sur le gonflement libre ou sur la pression de gonflement. Cet effet est fréquemment observé en mécanique des sols.

I.4.5.3. Le régime de contraintes :

Le gonflement par saturation décroît lorsque la pression appliquée augmente. On arrive ainsi à la notion de pression de gonflement qui correspond à un gonflement nul.

A l'échelle microscopique, la contrainte mécanique appliquée est compensée par les pressions physicochimiques et osmotiques inter particulaires de nature répulsive dépendant de la distance inter feuillet.

Plus la pression appliquée est élevée, plus l'espacement inter feuillet est réduit. Pour une pression supérieure à la pression de gonflement, le matériau argileux a tendance à se tasser ou à s'effondrer.

L'influence du régime de contraintes sur le gonflement tridimensionnel peut être étudiée par des essais isotropes ou déviatoriques.

1.4.6. Les paramètres du gonflement des sols :

✓ Potentiel de gonflement :

On définit le potentiel de gonflement, qu'on appelle aussi le gonflement libre, comme le gonflement relatif d'un échantillon de sol inondé et autorisé à gonfler librement sous une charge très faible. De nombreux auteurs avancent que le potentiel de gonflement d'un sol est égal au volume d'eau réellement absorbée par le sol pendant le gonflement.

Seed en 1962 définit le potentiel de gonflement comme étant le pourcentage de gonflement d'un échantillon trempé dans l'eau sous une charge de 1 Psi dans une cellule après être compacté à sa densité maximum et sa teneur en eau optimum dans un test de compactage standard.

Chapitre .I Etude bibliographique sur les argiles et le phénomène du gonflement

✓ **Pression de gonflement :**

Il existe un grand nombre de définitions possibles pour la pression de gonflement, chaque définition étant associée un mode opératoire pour sa détermination :

-La pression de gonflement est la pression nécessaire pour ramener un échantillon à son volume initial après qu'il ait complètement gonflé.

C'est la pression qui doit être appliquée à un sol pour qu'aucune variation de volume n'intervienne quand on le sature en eau.

Chapitre .II

Méthodes de stabilisation des sols gonflants

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

II.1. Introduction :

Au cours des dernières années un développement rapide des infrastructures dans les grandes villes, aggravé par la rareté des terres utiles et obligé les ingénieurs à améliorer les propriétés du sol pour supporter la charge transférée par l'infrastructure comme les bâtiments, les ponts, les routes chemins.... etc. L'amélioration des sols est la question centrale pour un grand nombre de projets d'ingénierie, là où le bon sol se fait rare.

Les déchets environnementaux causés par le développement technologique et industriel augmentent, tandis que les ressources naturelles et les zones d'élimination de ces déchets diminuent de jour en jour. Le recyclage et la réutilisation des déchets sont donc devenus cruciaux en termes de protection de l'environnement et d'économie.

Les dégâts annuels causés par les sols gonflants coûtent environ 1 milliard de dollars aux États-Unis, 150 millions de livres sterling au Royaume-Uni et des milliards de dollars à travers le monde (Das, 2009).

II.2. But de la stabilisation :

Trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau, il s'agit de :

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité);
- Colmater les vides que l'on peut supprimer ;
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

II.3. Différentes techniques de stabilisation :

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue : (Babouri, 2008).

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

- ✓ La stabilisation mécanique.
 - Méthode de compactage.
 - Méthode de drainage
 - Méthode de substitution.
 - Application de fortes prissions
 - Méthode de pré humidification.
 - Stabilisation par ajout de sable.
- ✓ La stabilisation thermique.
- ✓ La stabilisation chimique.
 - Stabilisation par des solutions salines.
 - Stabilisation par les liants hydrauliques (Chaux, Ciment).

II.3.1. La stabilisation mécanique :

a) Méthode de Compactage :

Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du sol traité. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par diminution de l'indice des vides). Les paramètres de compactage sont : la teneur optimale en eau (ω_{opt}) et la densité sèche du sol la plus élevée (ρ_{opt}), en utilisant l'essai Proctor normal (standard et modifié). La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. Le compactage peut entraîner d'autres conséquences :

- La suppression des tassements. Cet objectif est toujours atteint ou au moins partiellement par le compactage,
- La diminution de la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de d'eau,

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

- L'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance au cisaillement.
- Dawson et Chen (1988) cité par Bengraa (2004) recommande de compacter les argiles gonflantes à des densités minimales.
- Holtz et Gibbs (1956) cité par Gueddouda (2005) montrent l'influence de la densité et de l'humidité sur le compactage de l'argile gonflante. Le gonflement sera faible lorsqu'elle est compactée à une basse densité et à une grande teneur en eau.
- Seed et al (1961) cité par Bengraa (2004) notent que les argiles compactées du côté sec de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées du côté humide.

b) Méthode de Drainage :

Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant et drains de sables verticaux.

c) Méthode de Substitution :

C'est la suppression du sol gonflant. Mouroux (1969) cité par Bengraa (2004) :

- Si la couche à une faible épaisseur, il est possible de la supprimer totalement.
- Si la couche à une grande épaisseur, on ne peut envisager une suppression complète, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable ou un autre matériau graveleux.

d) Application de fortes pressions :

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. In situ, cette pression peut être appliquée soit la construction lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants (Moroux, 1969).

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

e) Méthode de Pré-humidification :

C'est d'augmenter la teneur en eau du sol jusqu'à la saturation. Pour cela deux techniques sont utilisées :

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassin au-dessus du sol gonflant.

f) Stabilisation par ajout de sable :

Gueddouda, et al, (2007) ont étudiés la stabilisation des trois argiles gonflantes la Bentonite de Maghnia, l'argile de Laghouat et l'argile d'Ain Aminas par l'ajout du sable dunaire et par l'ajout du sel + sable. Ils ont arrivé que certaines combinaisons montrent une réduction de 90% du potentiel de gonflement.

Hachichi et al (2009) ont étudié la stabilisation des deux argiles gonflantes (Sidi Chahmi et Mers El Kébir), ils ont trouvé que plus le pourcentage de sable augmente, plus le potentiel de gonflement diminue.

II.3.2. La stabilisation thermique :

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué.

II.3.3. La stabilisation chimique, (par additifs) :

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs.

a) Stabilisation par des solutions salines :

Aboubekr et al. (2003) ont étudiés l'influence des sels sur le gonflement libre des argiles. L'étude a été effectuée sur des échantillons d'argiles naturelles et artificielles en utilisant quatre sels différents (chlorure de potassium, chlorure de sodium, chlorure de calcium, sulfate d'Ammonium. Des réductions importantes ont été observées par l'association d'un sel de chlorure de potassium mais pour chlorure de calcium est moyen a faible.

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

Azouz, (2006) a étudiée l'effet des sels sur la stabilisation en utilisant les sels suivants : chlorure de calcium, chlorure de magnésium, chlorure de potassium, chlorure de sodium et chlorure d'ammonium, les diverses actions des solutions salines ont conduits aux conclusions suivantes :

- Le chlorure de calcium et le chlorure de Magnésium sont plus efficaces à fortes concentrations.
- Le chlorure de potassium réduit le gonflement grâce à la fixation de ces cations entre les feuillets, le gonflement diminue et sa vitesse est rapide même à faibles concentrations.
- Le chlorure de sodium réduit lui aussi le gonflement mais à un degré faible.
- Le chlorure d'ammonium réduit moyennement le gonflement avec une forte concentration.

b) Stabilisation par les liants hydrauliques (Chaux, Ciment) :

La chaux et le ciment ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique. Parmi les stabilisations les plus couramment utilisés.

b).1. Stabilisation par ajout de la chaux

La stabilisation des sols argileux par la chaux est contrôlée par quatre réactions :

❖ Echange cationique :

La dissolution de la chaux dans un sol argileux hydraté libère des cations de calcium Ca^{2+} et des hydroxyles $(\text{OH})^-$.

❖ Flocculation et agglomération :

Cet échange cationique entraîne une modification de la densité de la charge électrique superficielle des particules argileuses et par conséquent les couches d'eau interfoliaires disparaissent (Cabane, 2004). Cette flocculation - agglomération change la texture de l'argile et améliore la consistance des sols argileux traités.

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

❖ Réaction pouzzolanique :

La dissolution de la chaux dans l'eau du sol (libération des cations Ca^{2+} et anions OH^-) permet la saturation de la solution en calcium avec une élévation de pH. En milieu basique et saturé en cation de calcium, les argiles sont attaquées et libèrent l'alumine et la silice qui réagissent avec le calcium en présence d'eau et les hydroxydes provenant de la chaux pour former des hydrates calciques similaires à ceux des ciments (CSH), hydrate d'aluminate calcique (CAH) et hydrate aluminosilicate calcique (CASH) (Cabane, 2004).

❖ Carbonatation (formation de la calcite) :

La chaux réagit avec le CO_2 atmosphérique pour former des carbonates tels que CaCO_3 , MgCO_3 selon le type de chaux utilisée. Cette réaction provoque une réduction de la résistance finale à cause de la consommation d'une partie de la chaux disponible pour la réaction pouzzolanique (Cabane, 2004).

La chaux provoque deux actions différentes dans le sol :

- L'action immédiate : se produit directement après que la chaux soit mélangée au sol.
- L'action à long terme : peut durer entre plusieurs mois et quelques années après la mise en œuvre.

b).1.1. Action immédiate :

- **La chaux vive** : La chaux vive diminue la teneur en eau du sol via les phénomènes :
- **L'hydratation de la chaux vive** : Une partie de l'eau disparaît à cause de la réaction exotherme avec la chaux vive.



Chaux vive + eau = Chaux éteinte + Chaleur.

L'évaporation d'une partie d'eau, provoquée par la chaleur dégagée par l'hydratation de la chaux vive (15,5 Kcal/mol), cité par Azouz (2006).

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

Diminution de la teneur en eau du mélange de 0.6% à 0.8% pour 1% de chaux (BEKKOUCHE et al, 2001). Additivement à l'échange de cations Na^+ et K^+ par Ca^{2+} et la floculation des particules argileuses provoquée par les forces électriques, les limites de consistance changent.

L'ajout de chaux, en réduisant la plasticité des sols par une augmentation immédiate de la limite de plasticité et une diminution de la limite de liquidité, produit des structures maniables et faciles à compacter. La quantité optimale pour avoir ces changements est appelée point de fixation de la chaux. Au-delà de ce point, des processus de formation de divers ciments se produisent augmentant la résistance du sol.

b).1.2. Action à long terme : (La chaux éteinte)

La chaux éteinte diminue également la teneur en eau mais uniquement via l'apport de matière sèche dans le sol. La diminution de la teneur en eau est limitée à 0.3% de chaux éteinte introduite.

La chaux influe sur les charges électriques se trouvant autour des particules d'argiles et modifie ainsi les champs électriques entre ces particules, ceci entraîne leur floculation.

L'effet de la chaux éteinte se traduit par une augmentation de la limite de plasticité W_p , et une diminution de l'indice de plasticité ($IP = W_L - W_p$). Azouz (2006).

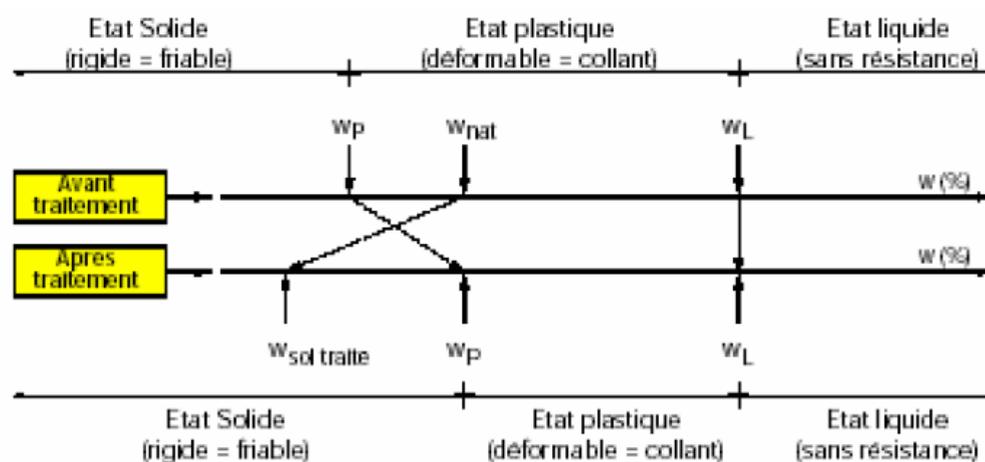


Figure II.13. Variation de l'indice de plasticité avec l'ajout de la chaux. Azouz (2006).

Chapitre .II Méthodes de stabilisation des sols gonflants

b).2. Stabilisation par ajout du ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles. Ce traitement augmente la cohésion, la résistance mécanique et améliore la stabilité à l'eau et au gel. En tant que liant fort, le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui peut évoluer encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel.

Les constituants hydratés du ciment relient les grains d'argile entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, ceci aboutit à l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel cité par Haras nationaux (2004).

L'hydratation du ciment est une réaction pouzzolanique très compliquée. Il est bien admis que l'addition d'un certain pourcentage de ciment de 2 à 6%) à des argiles gonflantes conduit à des effets équivalents à ceux de la chaux citée par Azouz (2006).

Chapitre .III

Matériaux utilisés et procédures d'essais

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

III.1. Matériaux utilisés :

Notre étude a été faite sur les sols argileux et traité par les additifs poudre du marbre et la chaux et aussi par les déchets du pneu.

III.1.1. Sol argileux :

Les échantillons de sol argileux ont été prélevés de la zone d'Oued Fragha, daïra de Bouchagouf (Guelma).

L'argile provient du glissement d'Oued Fragha, voir figure III.14.

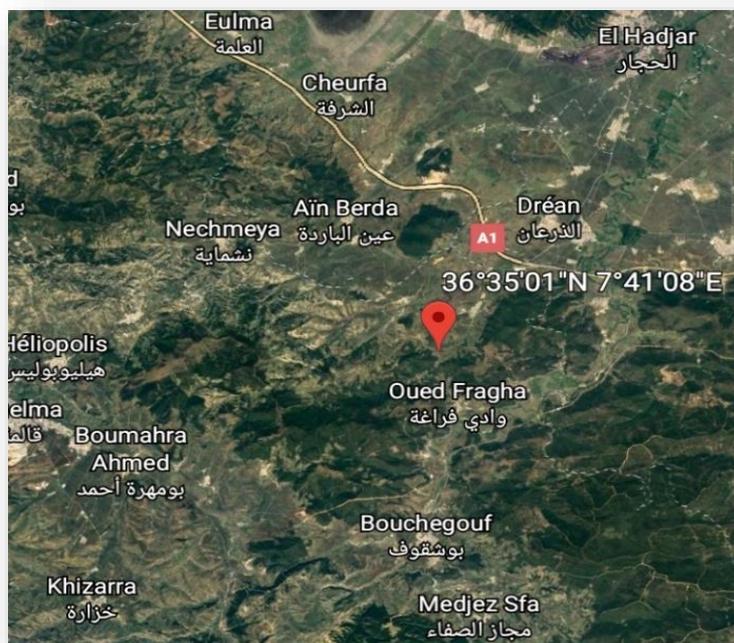


Figure III.14. Localisation du lieu de prélèvement de l'échantillon, oued fragha (Google Earth).

Les prélèvements d'échantillons effectués par une pelle à main et ce dans le but d'obtenir une éventuelle homogénéité des sols à étudier.

Le prélèvement a été effectué sur une profondeur de **2,1 m** environ.

III.1.2. La chaux :

Le traitement des sols à la chaux est une technique largement utilisée dans le domaine des terrassements (construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires, plateformes, etc.).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Dans le projet de réalisation de l'aéroport de Dallas (USA) le sol a été stabilisé par ajout de la chaux. La couche traitée est épaisse de 2.5m à 5m. Le potentiel de gonflement du sol de l'ordre de 10%, fut diminué pour des valeurs satisfaisantes. Cette même technique a été utilisée dans la réalisation d'autoroutes aux USA (Chen, 1988).

III.1.3. Poudre de marbre calcinée :

La carrière de marbre de Mahouna comme le montre **la figure III.15** est située à environ **6 km** au sud-ouest de la ville de Guelma, Algérie. Les filons de marbre sont encaissés dans le massif de Mahouna qui se caractérise par un relief dont l'altitude varie entre **400** et **700 m**. En géologie, le marbre est une roche métamorphique dérivée du calcaire et constituée principalement de cristaux de calcite.



Figure III.15. La carrière de marbre de Mahouna à Guelma.

Les normes algériennes n'étant pas encore promulguées, les produits marbriers algériens sont extraits et transformés conformément aux normes européennes : italiennes et françaises en particulier.

Propriétés physico-Mécaniques et chimiques :

Les principaux paramètres des propriétés physico-mécaniques et chimiques de l'échantillon du marbre utilisé dans cette étude sont groupés dans les **tableau III.1 et III.2**. **Figure III.16** montre les couleurs du marbre utilisé.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Tableau III.1. Propriétés physico-mécaniques de l'échantillon du marbre traité.

| Propriétés physico-Mécaniques | |
|--|-----------------------------|
| Charge de rupture à la Compression à sec | 627 Kg /cm ² |
| Charge de rupture à la Compression après gélivité | 985 kg/ cm ² |
| Coefficient de saturation . | 0,71 % |
| Essai de résistance au choc. | 32 (Kg /cm) cm ³ |
| Essai de résistance à l'usure. | 0,953 G/cm ² |
| Densité apparente. | 2,720 Kg/m ³ |
| Compacité | 98,37% |
| Porosité | 1,67 % |

Tableau III.2. Propriétés chimiques de l'échantillon du marbre traité.

| Propriétés chimiques | |
|--------------------------------|---------|
| CaCO ₃ | 98,76 % |
| MgO | 0,26 % |
| CaO | 55,30 % |
| Fe ₂ O ₃ | 0,12 % |
| Al ₂ O ₃ | 0,22 % |
| SiO ₂ | 0,13 % |
| P.C | 43,78 % |

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.16. Onyx polychrome (Mahouna, Guelma).

III.1.4. Les déchets du pneu :

Les déchets de pneumatiques, bien que classés comme des déchets non dangereux, représentent un danger pour l'environnement et la santé publique en cas d'incendies (émissions de gaz toxiques) ou de dépôts sauvages (refuges pour les moustiques potentiellement porteurs de virus...).

Les caractéristiques de déchet du pneu :

D'une manière générale, il est possible de caractériser les déchets du pneu par un certain nombre de propriétés :

- Taille de la particule.
- Distribution de taille des particules.
- Morphologie des particules.
- Composition chimique des particules.
- Energie de surface des particules.

III.2. Les procédures d'étude :

III.2.1. Teneur en eau w (NF P 94-050) :

La teneur en eau est un paramètre d'état qui permet d'approcher certaines caractéristiques mécaniques et d'apprécier la consistance d'un sol fin. L'essai de la teneur en eau permet la détermination de la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon), généralement la

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

teneur en eau est exprimée en pourcentage. Les résultats de la teneur en eau sont représentés sur le tableau 1

Tableau III.3. Résultats de la teneur en eau.

| | Tare (g) | M _h (g) | M _s (g) | W% | W% moyenne |
|----------------------|----------|--------------------|--------------------|-------|------------|
| Echantillon 1 | 48,7 | 469,2 | 370,9 | 26,5 | 25,04 |
| Echantillon 2 | 45,8 | 410,1 | 325,2 | 26,1 | |
| Echantillon 3 | 42,2 | 398,1 | 324,9 | 22,53 | |

❖ $M_h - M_s = M_e \rightarrow \frac{M_e}{M_s} \times 100 = W\%$; $W\% \text{ moyenne} = \frac{w1+W2+W3}{3}$

❖ La teneur en eau du sol étudié est **w= 25,04%**

III.2.2. Analyse granulométrique (NF P 94-056) et (NF P 94-057) :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les masses des différents refus et tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau. C'est l'étude de la fréquence des grains de différentes dimensions, réalisée sur un échantillon, pouvant aller jusqu'à 80 µm. Ceci pour définir les différentes classes granulométriques contenues dans ces échantillons. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.

L'étude granulométrique des éléments constitutifs de notre échantillon est menée selon les procédures suivantes :

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

- Tamisage (NF P 94-041) qui fournit la répartition des grains qui ont un diamètre $\geq 80 \mu\text{m}$ (figure III.17).



Figure III.17. Une Série de tamis.

Présentation des résultats :

- ✓ Porter les différentes pesées sur la feuille d'essai.
- ✓ Calculer les différents refus de chaque tamis :

$$\text{Refus (\%)} = \frac{R_i}{M_s} \cdot 100.$$

- ✓ Calculer les différents tamisât de chaque tamis

$$\text{Tamisât (\%)} = 100 - \text{Refus.}$$

En Annexe, la feuille d'essai du Laboratoire. Cet essai est effectué en faveur du Oued Fragha Sondage de profondeur 2,00 / 3,00 m.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Tableau III.4. Résultat de l'analyse granulométrique.

| Tamis Paramètres | 16 | 14 | 10 | 5 | 2 | 1 | 0.4 | 0.2 | 0.08 |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Refus (%) | 1.68 | 2.53 | 2.77 | 5.47 | 8.76 | 10.53 | 13.41 | 13.41 | 20.27 |
| Passant (%) | 98.32 | 97.47 | 97.23 | 94.53 | 91.24 | 89.47 | 86.59 | 83.28 | 79.73 |

III.2.3. Sédimentométrie (NF-P94-057) :

Par sédimentométrie (NF P 94-057) qui complète la première et analyse et fournit la distribution en poids des éléments $\leq 80 \mu\text{m}$. Il consiste à réaliser l'analyse granulométrique des éléments fins d'un sol et déterminer de la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol. L'essai s'applique aux éléments d'un sol naturel passant à travers le tamis à maille carrée de 0.080 mm d'ouverture. Cet essai complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol.

A. Principe de l'essai de sédimentation :

La sédimentation est basée sur la loi de Stokes qui exprime la relation entre la vitesse de décantation d'une particule solide sphérique dans un liquide et diamètre de cette particule.

La séparation par décantation consiste à déterminer les diamètres équivalent des particules sphériques en fonction de leur vitesse de chute dans un environnement visqueux afin d'obtenir le tracé d'une courbe Granulométrique pour des particules inférieures à 0,08mm.

B. Matériaux et appareillage :

Passoir et tamis pour les sols inférieurs de (0.08 mm), Étuve, Agitateur mécanique, Densimètre gradué, Chronomètre, Des flocculant, Eau distillé, Thermomètre.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Thermomètre



Agitateur mécanique



Solution



Solution après l'agitation



Hexamétaphosphate de sodium

Figure III.18. Essai de Sédimentation au laboratoire.

C. Mode opératoire :

Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08mm), et récupérer le tamisât, sécher l'échantillon dans une étuve jusqu' au poids constant, prendre à 80g de tamisât sec. Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée et solution à 60ml d'hexamétaphosphate de sodium ($\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6, 10(\text{H}_2\text{O})$).

- Laisser imbiber pendant au moins 24 heures à température ambiante.
- Agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur Automatique, retirer l'agitateur manuel et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai).
- Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre ; procéder à la prise des lectures du densimètre et de la température aux temps suivant (en minutes) : (0.5 -1 -2 -5 - 10 -20 - 40 -80- 240- 1440).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

- Calculer le pourcentage des tamisas et complète la courbe granulométrique.

| | | | | | | | | |
|---------------------------|------|-----------------------|-------------|---------------------------|---------------------|------------------------|------------------------|-----------------|
| Volume Cm ³ | 2000 | | Cm = | 0.001 | Ht | 12.02 | passant au 80 μm : | 79.7 |
| ρs : | 2.7 | | ρw : | 0.998 | masse= | 80 | ρs-ρw | 1.7 |
| Temps de lecture | | lecture densimètre | Température | correction température | lecture corrigée | %passants del'echan | Diamètre équivalent | |
| Heu min sec | | R | T °C | Ct | RC | P % | D mm | |
| | | 30 | 1.025 | 23 | -0.0015 | 1.024 | 75.83 | 0.062236 |
| | 1 | 60 | 1.024 | 23 | -0.0015 | 1.023 | 72.667 | 0.044008 |
| | 2 | 120 | 1.023 | 23 | -0.0015 | 1.022 | 69.507 | 0.031118 |
| | 5 | 300 | 1.0225 | 23 | -0.0015 | 1.0215 | 67.927 | 0.020535 |
| | 10 | 600 | 1.0215 | 23 | -0.0015 | 1.0155 | 48.971 | 0.01452 |
| | 20 | 1200 | 1.016 | 22 | -0.0015 | 1.015 | 47.391 | 0.010661 |
| | 40 | 2400 | 1.015 | 22 | -0.0015 | 1.014 | 44.232 | 0.007588 |
| | 80 | 4800 | 1.014 | 22 | -0.0015 | 1.013 | 41.072 | 0.005401 |
| | 240 | 14400 | 1.012 | 22 | -0.0015 | 1.011 | 34.754 | 0.003158 |
| | 1440 | 86400 | 1.004 | 23 | -0.0015 | 1.003 | 9.478 | 0.001352 |

Figure III.19. Calcul d'essai de sédimentation du sol.

A la fin de l'essai on trace une courbe qui s'appelle « La Courbe Granulométrie » la figure III.7 Nous montre cette courbe :

La courbe granulométrique de l'argile d'Oued fragha montre que :

- Le pourcentage des fines inférieures à 80μm est de 80% contenant une fraction d'argile de 27%.
- La courbe granulométrique est étalée et continue.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

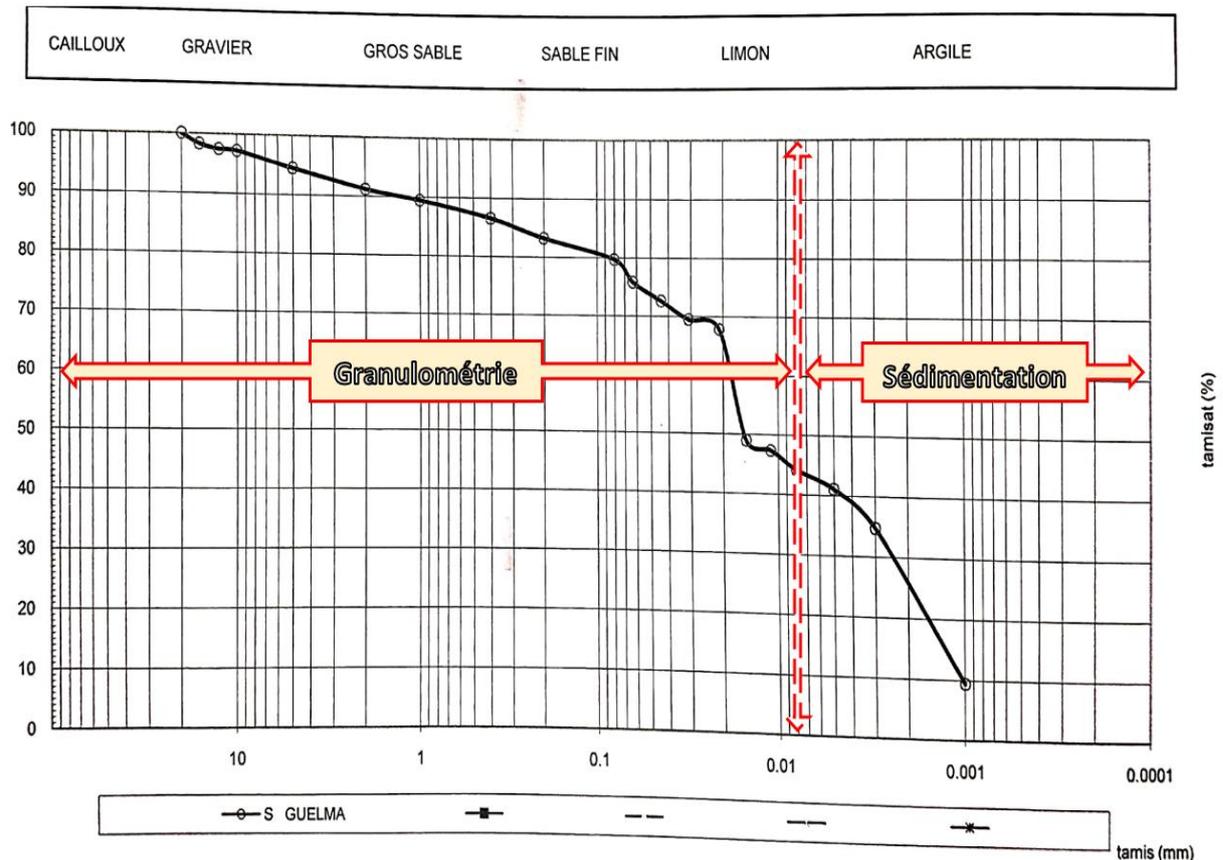


Figure III.20. Courbe Granulométrique + Sédimentométrique de l'échantillon.

III.2.4. Limites d'Atterberg (NF P 94-051) :

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol.

➤ Limite de liquidité (W_l) :

Teneur en eau à laquelle un sol cesse d'être plastique pour devenir liquide si on y ajoute de l'eau (état limite). Cette limite est atteinte lorsque le sol se referme sur une longueur de 12 à 13 mm après être tombé 25 fois, dans une coupelle prévue à cet effet, à une fréquence de deux chutes par secondes et d'une hauteur de 1 cm (NORME NF P 94-051).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Principe de la méthode :

- Détermination de **la limite de liquidité** par l'appareil de Casagrande.

La figure III.21. montre le matériel utilisé pour la détermination de la limite de liquidité.



Figure III.21. Matériel utilisé dans l'essai de Limites d'Atterberg.

Préparation de l'échantillon :

Après échantillonnage du sol et homogénéisation par brassage, une masse de matériaux m est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante pendant 24h. Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de $400 \mu m$. L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation de moins de 2h, l'eau claire du bac est siphonnée sans entrainer de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas $50^{\circ}c$. La totalité du tamisât est malaxée afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide.



Figure III.22. Préparation de L'échantillon.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Mode opératoire :

1. Détermination de la limite de liquidité :

- ✓ Répartir avec la spatule, dans la coupelle propre et sèche, une masse d'environ 70g de pâte. Cette pâte est étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération : un aspect symétrique.
- ✓ Partager la pâte en deux, au moyen de l'outil de rainure.
- ✓ Fixer délicatement la coupelle sur le support métallique de l'appareil de Casagrande de 2 coups par seconde.
- ✓ Noter le nombre N de chocs nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm.
 - Si $N < 15$, le processus est recommencé avec un matériau plus sec et homogénéisé à nouveau.
 - Si $N > 35$, l'opération est renouvelée sur un prélèvement de pâte auquel a été ajouté un peu d'eau distillée.
 - L'essai n'est poursuivi que lorsque N est compris entre 15 et 35.
- ✓ Prélever dans la coupelle à l'aide d'une spatule environ 5g de pâte de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermées, afin d'en déterminer la teneur en eau.
- ✓ Le prélèvement est placé dans une boîte de Petrie de masse connue et pesé immédiatement avant d'être introduit dans l'étuve.
- ✓ L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte, mais avec une teneur en eau différente à chaque fois.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.23. Limite de liquidité a laboratoire (LTPE-Annaba).

Tableau III.5. Limite de liquidité pour sol sans additive.

| N° essai | 1 ^{er} Essai | | 2 ^{eme} Essai | | | 3 ^{eme} Essai |
|----------------------------|-----------------------|------|------------------------|----|-------|------------------------|
| Nombre de coups | 18 | | 22 | | | 26 |
| Teneur en eau | 71.4 | 73.1 | 70.2 | 72 | 70.50 | 71 |
| Moyenne | 73.2 | | 71.3 | | | 70.7 |
| Limite de liquidité, w_l | 71.74 | | | | | |

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

2. Détermination de la limite de plasticité :

Détermination de la limite de plasticité par confection de rouleaux d'environ 3mm de diamètre.

L'essai consiste à former une boulette à partir de la pâte préparée, ensuite rouler la boulette sur une plaque lisse, à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3mm de diamètre.

Le rouleau, au moment où il atteint un diamètre de $3,0 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ doit avoir environ 10cm de longueur et ne doit pas être creux.

- ❖ La limite de plasticité W_p est la teneur en eau en pourcentage % du fuseau qui se brise en tronçons de 1 à 2 centimètres de longueur au moment où le diamètre atteint 3mm.
- ❖ Si aucune fissure n'apparait, le rouleau est réintégré à la boulette, la pâte est malaxée tout en étant sèche légèrement.
- ❖ Reformuler un nouveau rouleau.
- ❖ Prélever une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau et la placer dans une boîte de pétri de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau



Figure III.24. Limite de plasticité a laboratoire (LTPE-Annaba).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

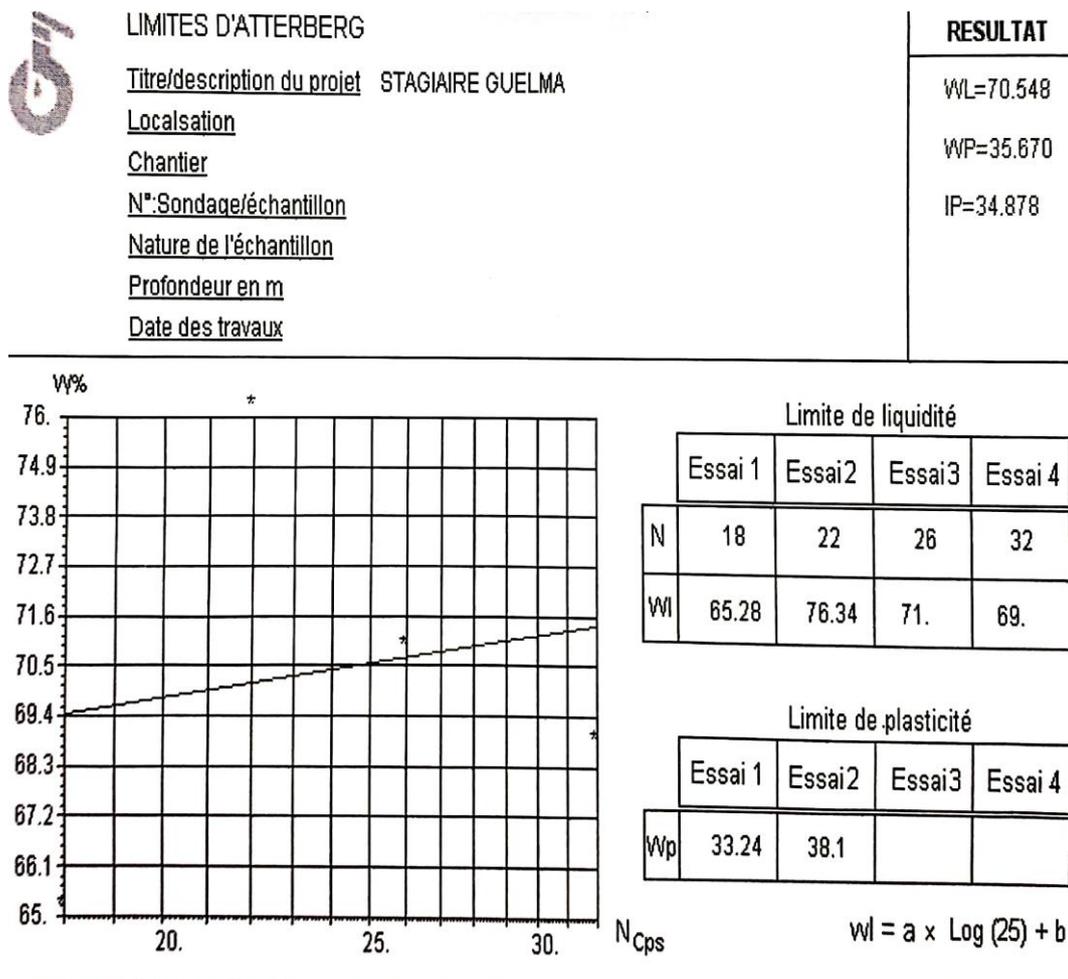


Figure III.26. Résultats d'essai de la limite d'atterberg dans Laboratoire LTP-EST-ANNABA.

Tableau III.8. Détermination du potentiel de gonflement des sols vis-à-vis de l'indice de plasticité IP.

| % IP | Potentiel de gonflement |
|---------|-------------------------|
| 0-15 % | Faible |
| 10-25 % | Moyen |
| 25-55 % | Elevé |
| > 55 % | Très élevé |

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Tableau III.9. Détermination de la plasticité des sols vis-à-vis de l'indice de plasticité IP.

| IP | Degré de plasticité |
|----------------|-----------------------|
| $0 < IP < 5$ | Non plastique |
| $5 < IP < 15$ | Moyennement plastique |
| $15 < IP < 40$ | Plastique |
| $40 < IP$ | Très plastique |

III.2.5. Bleu de méthylène (NF P 94-068) :

C'est l'argilosité d'un sol (Quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les particules argileuses). Tant que le bleu de méthylène est absorbé, il ne colore pas l'eau. On le vérifie en déposant une goutte sur un papier buvard : le centre de la tache est bleu vif (argile ayant absorbé le bleu) et l'auréole de la tache reste incolore. A partir d'une certaine dose de bleu, l'auréole se colore aussi : c'est le signe que toute l'argile a épuisé sa capacité d'absorption.

Cet essai (NF P 94-068) est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par absorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à la saturation. La quantité de bleu consommée est donc une indication de la quantité d'argile.

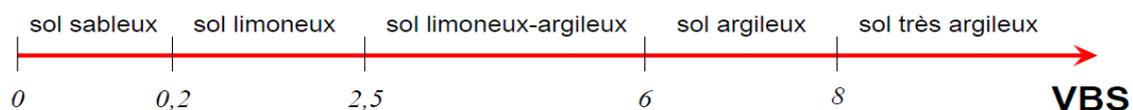


Figure III.27. La valeur de bleu méthylène exprime par la quantité de la bleue en grammes consommée par 100 grammes de fines.



Figure III.28. L'appareillage nécessaire pour l'essai au bleu de méthylène.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Préparation de l'échantillon :

- Après sécher le sous-échantillon à 105°C, ensuite on le passe au tamis de 2 mm. On récupère un sous-échantillon 0/2mm de 200 à 300g et on prend une masse de 200 g minimum, soit M1.

Exécution de l'essai :

- On place la masse M1 dans un bécher contenant 500ml et on met en agitateur à 700 Tr/min pendant 5min, l'ensemble : (eau + masse), ensuite on dégrade la vitesse de l'agitateur électrique jusqu'à 400 Tr/min pendant la durée de l'essai. On injecte V (ml) de solution de bleu de Méthylène à l'aide de la burette. Après 2min, on ajoute une dose de 5ml de solution de bleu.
- Prélever à l'aide d'une baguette de verre une goutte en suspension et déposer la, sur le papier filtre. (La goutte prélevée doit avoir un diamètre de dépôt de 8 à 12mm). Le test est dit positif si dans la zone humide apparente autour du dépôt central, une auréole bleu clair persistant). On procède jusqu'à ce qu'il devienne positif. Effectuer des tests à la tâche, chaque minute pendant 5min.



Figure III.29. Exécution de l'essai au bleu de méthylène.

Résultats :

La détermination de la surface spécifique des fines a été déterminée par la relation de GAILLABAUD et CINOT (1982). Cette relation relie la surface spécifique à la valeur au bleu de méthylène selon l'équation :

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

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

L'essai au bleu de méthylène a été conduit selon la norme française NF-P94-069 au laboratoire de LTP Est-Annaba. Une valeur au bleu de méthylène de **VBS= 7** et permis d'obtenir une surface spécifique de **147 m²/g**.

Tableau III.10. Type de sol en fonction de la valeur de bleu de méthylène.

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

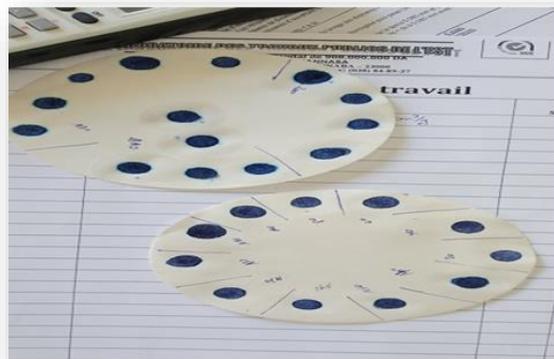


Figure III.30. L'essai au bleu de méthylène.

III.2.6. Classification du sol étudié :

Il existe plusieurs systèmes de classification des sols. Nous citons les plus utilisés dans le monde et en France :

- ❖ **Classification du sol selon le G.T.R** (Guide des terrassements routier), Norme NF-P11-300.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

- ✓ $D_{max} = 11 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$
- ✓ Tamisat a $80 \mu\text{m} = 0.08 \text{ mm} = 80\% > 35 \%$, sol fin classe A
- ✓ Valeur de l'indice de plasticité $25 < (I_p) = 36.29 < 40$
- ✓ Ou la valeur de bleu de méthylène $6 < (VBS) < 8$ sous classe **A₃** Argiles et argiles marneuses, limons tres plastiques.
- ✓ L'ndice de consistance $1.15 < I_c = 1.28 < 1.3$ sous classe **A_{3S}**.

❖ Classification A.A.S.H.O (American Association State Highways Officials);

Le Système de classification des sols AASHTO a été développé par le *American Association of State Highway and Transportation Officials*, et sert de guide pour le classification des sols et mélanges sol-agrégats pour construction d'autoroutes. Le système de classification a d'abord été développé par Hogentogler et Terzaghi en 1929, mais a été révisé plusieurs fois depuis.

Analyse granulométrique, % qui passe:

- ✓ $0,075 \text{ mm (n } ^\circ 200) = 76\% > 35 \%$
- ✓ Limite de liquide, $W_L = 71.74\%$ classe A
- ✓ L'indice de plasticité, $I_p = 36.29$ classe A
- ✓ L'indice de plasticité du sous-groupe A-7-5 est égal ou inférieur à $W_L - 30 = 71.74 - 30 = 41.74\%$

$$I_p = 36.29 < W_L - 30 = 41.74\%$$

Donc le sol est de classe **A-7-5 c'est des argiles**.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

| General Classification | Granular Materials (35% or less passing the 0.075 mm sieve) | | | | | | | Silt-Clay Materials (>35% passing the 0.075 mm sieve) | | | |
|---|---|--------|-----------|---------------------------------|--------|--------|-------------|---|--------------|--------|--------|
| | A-1 | | A-3 | A-2 | | | | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 |
| Group Classification | A-1-a | A-1-b | | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 | | | | |
| Sieve Analysis, % passing | | | | | | | | | | | |
| 2.00 mm (No. 10) | 50 max | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| 0.425 (No. 40) | 30 max | 50 max | 51 min | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... | ... |
| 0.075 (No. 200) | 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 0.425 mm (No. 40) | | | | | | | | | | | |
| Liquid Limit | ... | ... | 40 max | 41 min | 40 max | 41 min | 40 max | 41 min | 40 max | 41 min | 41 min |
| Plasticity Index | 6 max | N.P. | 10 max | 10 max | 11 min | 11 min | 10 max | 10 max | 11 min | 11 min | 11 min |
| 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 a subgrade | excellent to good | | | | | | | fair to poor | | | |

Note: Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than the LL - 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than LL - 30

Tableau III.11. Classification des sols selon AASHTO.

❖ 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 (figure.). Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité.

Le sol est classé selon la classification U.S.C.S à la limite entre les argiles très plastiques et les limons très plastiques, comme le montre la figure suivante.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

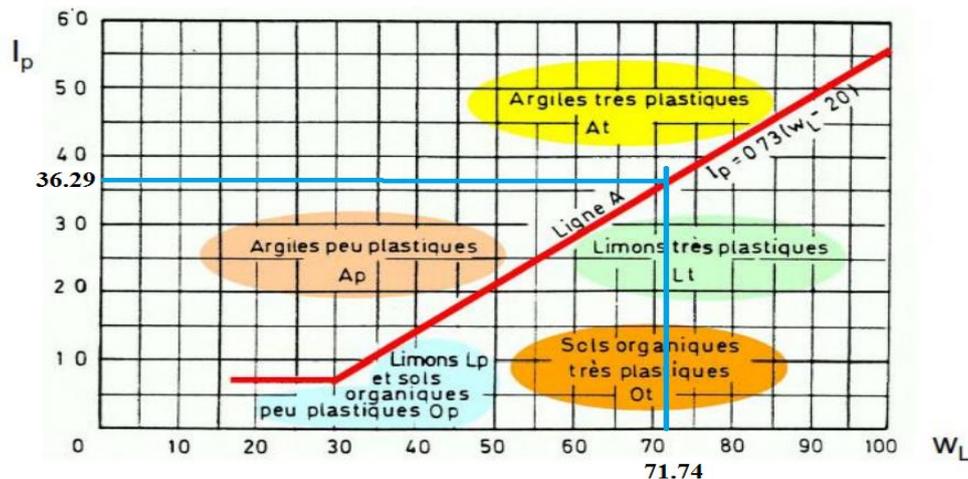


Figure III.31. Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).

III.2.7. Méthode de gonflement libre :

Le gonflement est défini comme la déformation volumétrique totale :

$$\Delta V/V_0 = \Delta H/H_0$$

Ou,

V_0 - volume initial de l'échantillon,

H_0 - hauteur initiale de l'échantillon.

Les essais de gonflements s'effectuent en utilisant l'odomètre. L'échantillon est soumis au seul poids du piston, est laissée en contact avec de l'eau. La variation de la hauteur du piston est mesurée en fonction du temps jusqu'à ce qu'elle se stabilise, la valeur finale permet de calculer la variation relative du volume de l'échantillon noté ϵ_g exprimé en pourcentage (%), voir **figure III.19**.

Le gonflement libre ϵ_g d'un échantillon peut alors être :

$$\epsilon_g (\%) = \frac{H_f - H_i}{H_i} \times 100$$

$H_i = H_0$: hauteur initiale.

H_f - hauteur finale après stabilisation

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.32. Mesure du gonflement libre par l'oedomètre.

D'après notre essai, on a :

$$\Delta h = 1.74 \text{ mm}$$

$$h_0 = 20 \text{ mm}$$

Le potentiel de gonflement $g(\%)$ est:

$$\frac{\Delta h}{h_0} = \frac{1.74}{20} = 0.087 = 8.7\%$$

Tableau III.12. Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

| I_p (%) | ε_g (%) | Potentiel de gonflement |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------------|
| 0-10 | 0-1.5 | Faible |
| 10-20 | 1.5-5 | Moyen |
| 20-35 | 5-25 | Elevé |
| > 35 | > 25 | Très élevé |

Pour notre sol, on peut dire que le sol possède un potentiel de gonflement élevé.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Mesure de la pression de gonflement :

La pression de gonflement correspond à la charge nécessaire à appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale.

Après la phase de gonflement libre sous faible charge, l'échantillon quasi saturé suit un chemin de chargement jusqu'à ce que son volume revienne à sa valeur initiale. La contrainte correspondante est la pression de gonflement Chen (1988).



Figure III.33. Mesure de la pression de gonflement.

La pression de gonflement P est calculée comme suit :

- ✓ La masse $M = 50$ kg, $F = mg = 0.4905$ kN.
- ✓ La section $A = (\pi D^2)/4 = (3.14 \times (0.075)^2)/4 = 0.0044156$ m².
- ✓ $P = F/A = 0.4905/0.0044156 = 111.08$ kN/m².

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

III.2.8. Essai CBR (NF P 94 078) :

L'essai CBR est un essai de laboratoire faisant partie de géotechnique routière qui a pour but :

- ✓ Evaluer la portance du sol.
- ✓ Dimensionner les chaussées.
- ✓ Classification GTR.

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. (**Figure III.34**).



Figure III.34. L'appareil CBR.

Selon la norme **NF P 94 078** : nous indique les coefficients suivants pour l'essai CBR (Californian-

Bearing-Ratio) ainsi que le pourcentage suivant pour pouvoir déterminé la nature de sol ainsi sa Portance :

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Tableau III.13. Pourcentage de CBR et sa classe de portance.

| Classe de portance | Valeur de CBR% |
|-----------------------------|-----------------------|
| Portance très faible | CBR<3 |
| Portance faible | 3<CBR<6 |
| Portance moyenne | 6<CBR<12 |
| Portance élevée | 12<CBR<25 |
| Portance très élevée | CBR>25 |

Tableau III.14. Qualité de sol avec l'indice CBR.

| Indice CBR : ICBR | Portance |
|--------------------------|-----------------|
| ICBR<5 | Mauvaise |
| 5< ICBR<10 | Moyenne |
| ICBR>10 | Bonne |

But de l'essai :

L'essai permet de déterminer la capacité de portance d'un sol compacté, en estimant sa résistance au poinçonnement, en fonction de son état, sa densité et son humidité, ainsi que les charges appliquées. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol sous conditions d'humidité et de densité contrôlées et du niveau de compactage variable, en permettant d'obtenir un pourcentage du rapport de portance. Cet essai CBR est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées et l'orientation des travaux de terrassements.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Principe de l'essai :

On peut déterminer 3 indices différents en fonction des buts fixes :

- **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.
- **L'indice CBR immédiat :** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée).
- **L'indice CBR après immersion :** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) soumis à des variations régime hydrique.

Pour cet essai on a besoin des éléments suivants (voir **figure III.35.**) :



Echantillon de sol



Moule CBR et dame Proctor



L'appareil CBR



Eprouvette poinçonner

Figure III.35. Les éléments de l'essai CBR.

- Cet essai simule la pression appliquée par des pneumatiques sur un sol de fondation. Cette surcharge engendre un mouvement de la chaussée (déplacement vertical du sol).
- On reproduire ce phénomène en compactant le matériau aux conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Matériel utilisé :

Echantillon de sol, moule CBR, dame Proctor, L'appareil CBR, éprouvette poinçonner



Figure III.36. Moule CBR.

Résultat :

Tableau III.15. Valeurs de l'essai de portance CBR immédiat pour le sol non traité.

| E (mm) | Lecture | Force (KN) | ICBR |
|--------|---------|------------|------|
| 1.25 | 55.9 | 2.88 | |
| 2 | 64.2 | 3.31 | |
| 2.5 | 67.6 | 3.49 | 4.36 |
| 5 | 78.3 | 4.04 | 3.61 |
| 7.5 | 84.3 | 4.35 | |
| 10 | 86.9 | 4.49 | |

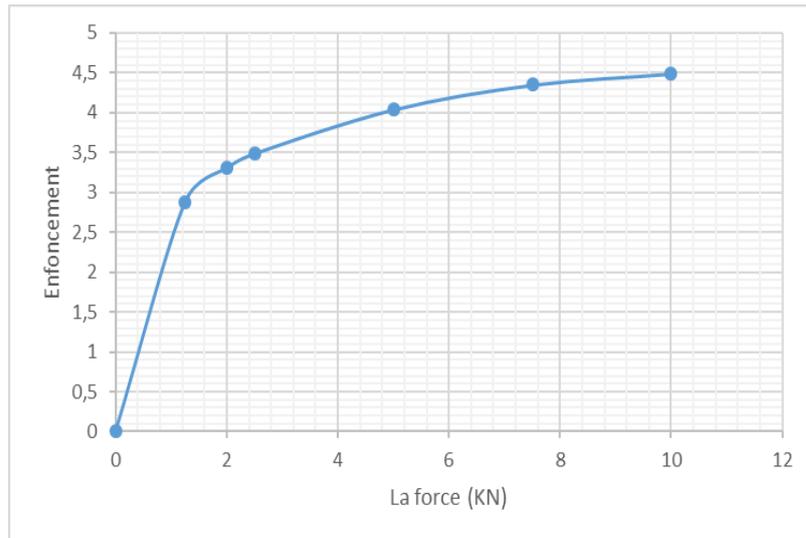


Figure III.37. Courbe représente la force (kN) en fonction de l'enfoncement (mm), pour le sol sans traitement.

III.2.9. La résistance au cisaillement (rectiligne) (NF P94-071-1) :

But de l'essai :

Cet essai a pour but de déterminer les paramètres de résistance cisaillement : (Cohésion C et l'Angle de frottement φ) d'un matériau utile pour les études de stabilité de terrain (talus, fondation profonde).

Principe de l'appareil :

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé.

L'éprouvette de sol (section circulaire ou carrée) est placée à l'intérieur de deux demi-bottes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre et sans contact (Elles sont séparées par l'échantillon).

Un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal N constant pendant toute la durée de l'essai.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

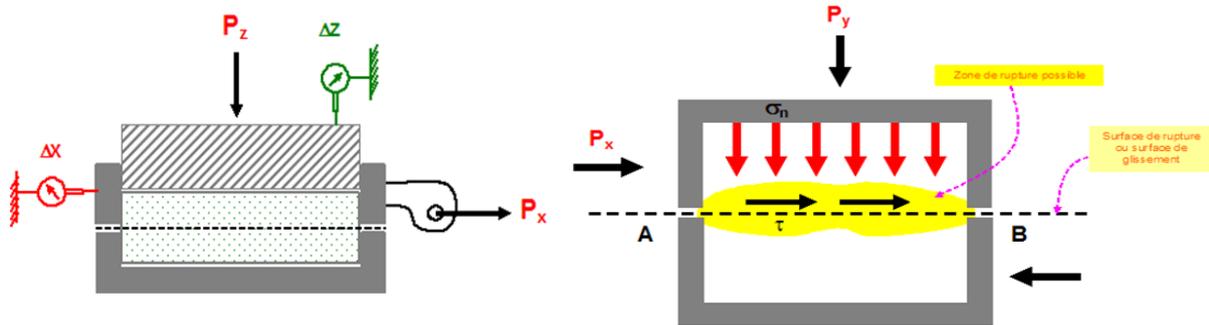


Figure III.38. Principe de l'essai de cisaillement rectiligne.

Composants de l'appareil :

Boite de Casagrande $\left\{ \begin{array}{l} \text{pierre poreuse} \\ \text{plaque drainante} \\ \text{piston} \end{array} \right.$



Figure III.39. Boite et l'appareil de Cisaillement.

Matériels utilisés :

- ✓ Coteau.
- ✓ Piston extracteur.
- ✓ Tare.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

- ✓ Règle.
- ✓ Balance.
- ✓ Trousse coupante.
- ✓ Etuve.



Figure III.40. Les outils utilisés.

Préparation de l'échantillon :

- Prendre le morceau de sol et enfoncer dedans la trousse coupante.
- Retirer le surplus à l'aide du couteau et de la règle.
- Extraire l'échantillon à analyser avec le piston extracteur.
- Refaire ces étapes pour obtenir 3 ou 4 échantillons similaires.
- Laisser 250g du sol et le mettre à l'étuve à 105°C pendant 24h pour déterminer sa teneur en eau.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.41. Préparation de l'échantillon d'essai cisaillement laboratoire LTP-Est.

Exécution de l'essai :

- Placer l'échantillon dans la boîte de Casagrande.
- Faire fonctionner le système.
- Prendre les lectures jusqu'au cisaillement de l'échantillon.
- Placer les autres échantillons dans la boîte successivement et refaire l'essai.



Figure III.42. L'échantillon après l'essai cisaillement, Laboratoire LTP-Est.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Fin de l'essai :

- Lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante.
- Arrêter l'essai en appuyant sur la touche « off » du pupitre de contrôle.
- Relever la valeur du déplacement de la boîte sur le pupitre de contrôle ainsi que sur le comparateur correspondant.

Remettre les vis de fixation de ses deux semi- boîtes, enlever et nettoyer la boîte.

Résultats des essais de cisaillement :

L'objectif de cette partie expérimentale, en premier, est la détermination des paramètres de du cisaillement sol et qui sont : l'angle de frottement interne φ , la cohésion C et la résistance au cisaillement.

Tableau III.16. Résultat de l'essai de cisaillement.

| | | | |
|--|-------|-------|-------|
| Contrainte normale (kg/cm^2) | 0.75 | 1.25 | 1.75 |
| Contrainte cisaillement (kg/cm^2) (bars) | 0.375 | 0.505 | 0.671 |

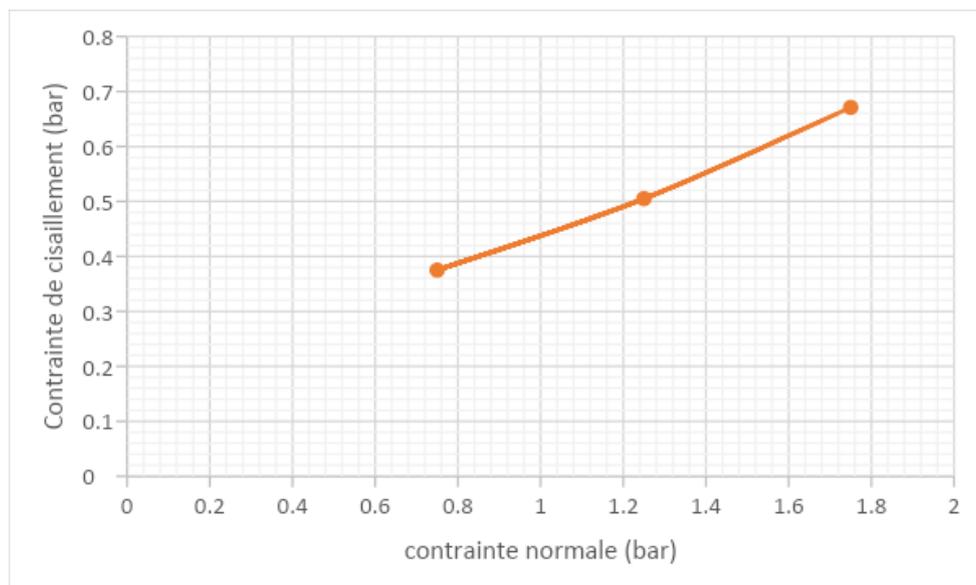


Figure III.43. Courbe de cisaillement (sol naturelle).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

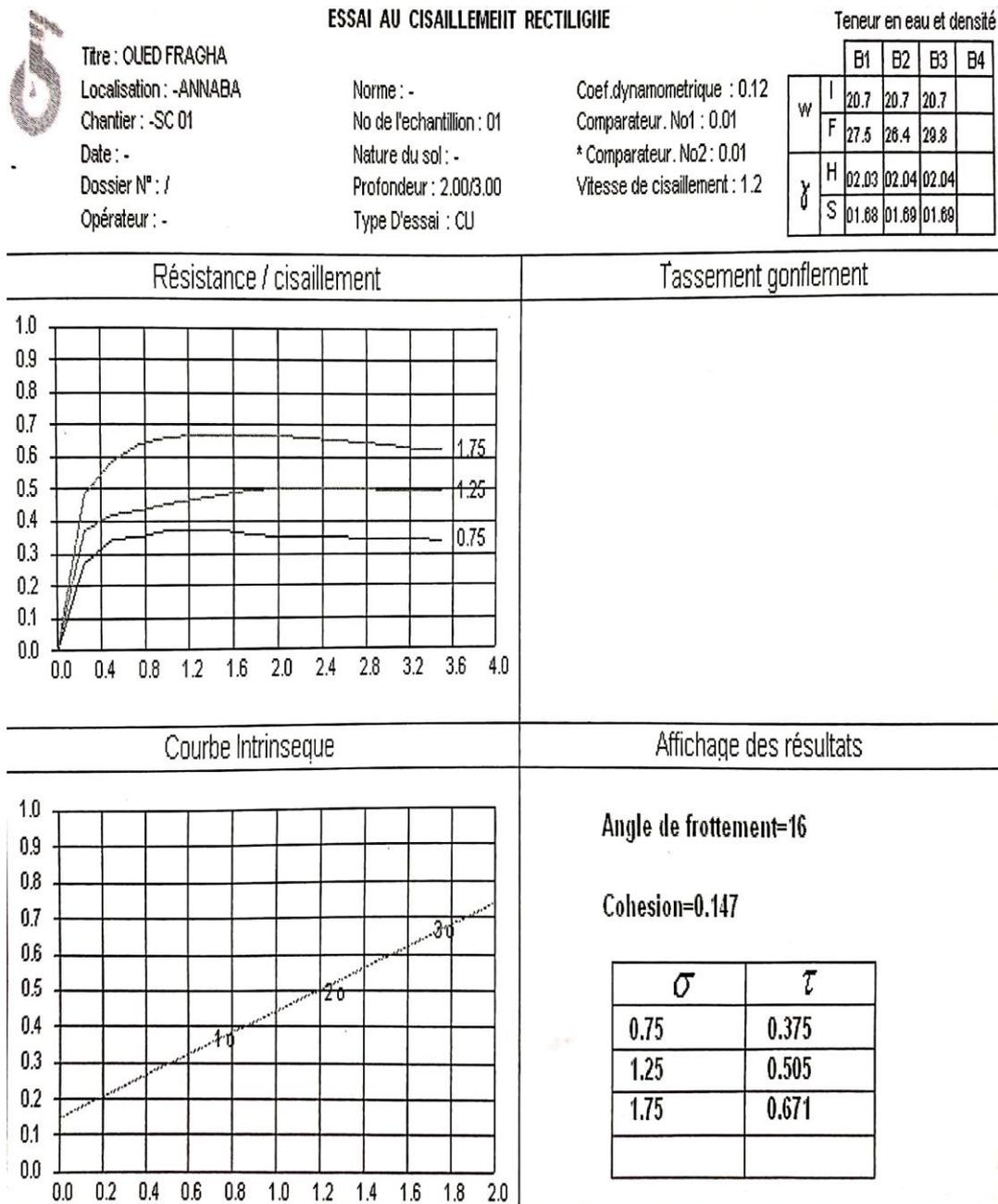


Figure III.44. Courbe contrainte de cisaillement.

III.2.10. Essai Œdométrique (XP 94-090-01) :

But de L'essai :

C'est un essai de compression par paliers et de gonflement à l'œdomètre. L'éprouvette cylindrique est confinée latéralement et en général, soumise à des incréments discrets de chargement ou déchargement axial vertical, le drainage pouvant s'effectuer dans la direction axiale. À partir de cet essai on détermine les caractéristiques suivantes :

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

- C_c l'indice de compressibilité.
- C_g l'indice de gonflement.
- P_C l'indice de consolidation.
- σ_p la contrainte de pré-consolidation du sol.

Cet essai constitue une application directe de la théorie de Terzaghi proposée pour l'étude de la consolidation verticale des sols fins saturés. A partir des résultats de cet essai on procède à l'évaluation de l'amplitude du tassement de consolidation primaire d'une couche de sol compressible ainsi que le temps de consolidation qu'elle nécessite.

Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériaux placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus successivement croissants et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

Appareillage :

L'appareil spécifique à l'essai œdomètre :

- Le bâti permettant d'appliquer les contraintes de chargement sur l'éprouvette.
- La cellule œdométrique.
- Le dispositif d'application de charge.
- Le système de mesurage.

La réalisation de l'essai nécessite en outre l'appareillage courant pour l'extraction des échantillons de leur conteneur, la préparation des éprouvettes et la détermination des teneurs en eau et des masses volumiques des échantillons de sol.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.45. Vue générale de l'appareil œdométrique.

Mode Opérateur :

L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes :

- Tailler de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre.
- Saturation de l'éprouvette.
- Application de la charge sur le piston par paliers de 24h et mesure du tassement au cours de temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette.

On applique habituellement des charges dont chacune est le double de la précédente ; au début d'essai La succession des charges Peut être différente, elle est précisée dans les modes opératoires officiels des essais.

- En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après passage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Tableau III.17. Résultat de l'œdomètre.

| Paramètre / Sol | Cc(%) | Cg(%) | Pc(bar) |
|-----------------|-------|-------|---------|
| Argile | 15.1 | 6.8 | 0.815 |

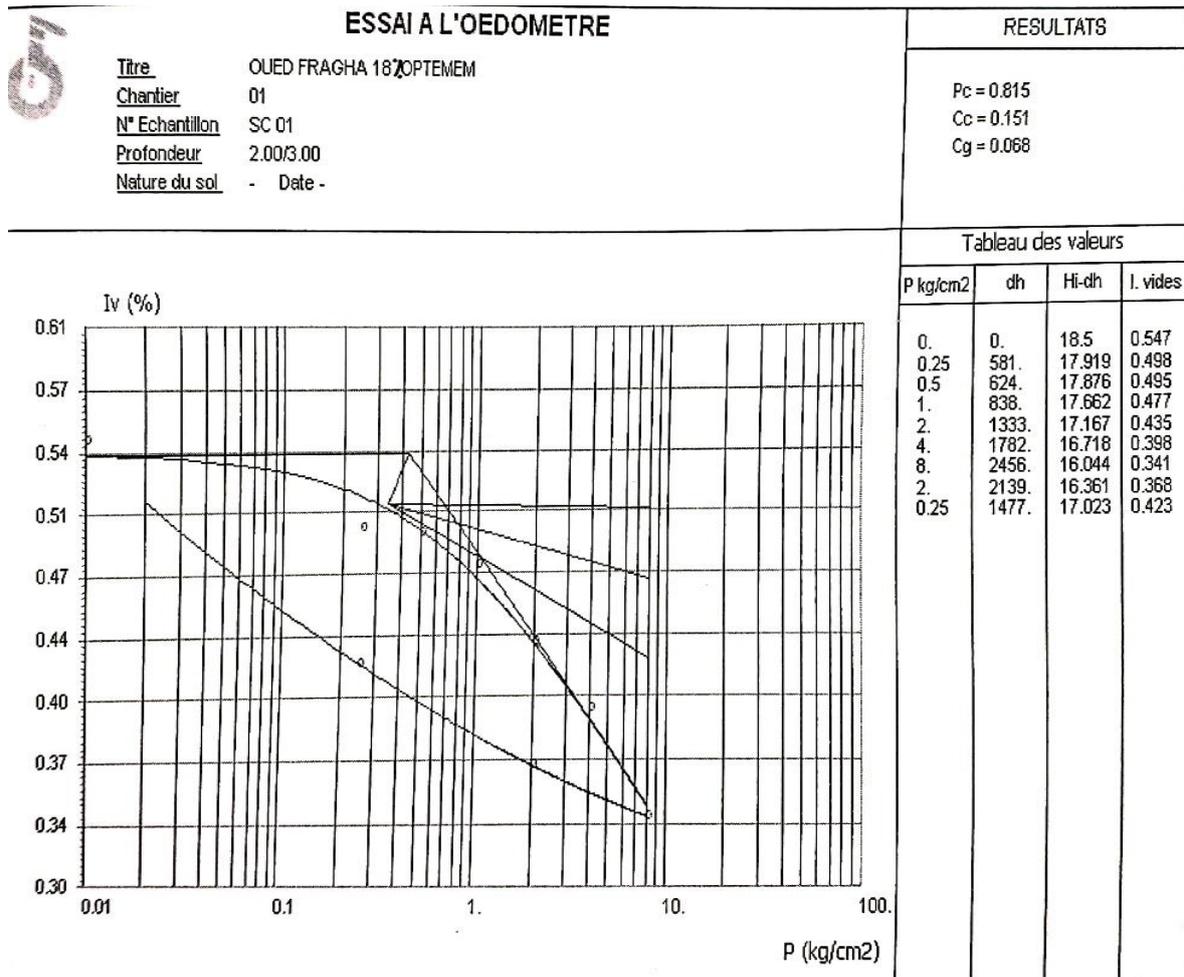


Figure III.46. Courbe Indice des Vides – Contraintes.

III.2.11. L'essai Proctor (NF P94-093) :

Pour améliorer les sols meubles dans la construction d'autoroutes, de barrages en terre et de nombreux autres ouvrages d'art, il est nécessaire de les compacter afin de les renforcer en augmentant leur poids unitaire. Essais Proctor (déterminer pour un compactage défini la teneur en eau optimal pour que la densité sèche sera maximale, NF P 94-093).

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un sol dénommé respectivement la teneur en eau optimum et la masse volumique sèche maximale (voir figure III.47), sont des caractéristiques très utilisées pour identifier les sols et pour définir les spécifications de compactage qui leurs sont applicables lorsqu'ils sont utilisés dans la construction des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées.

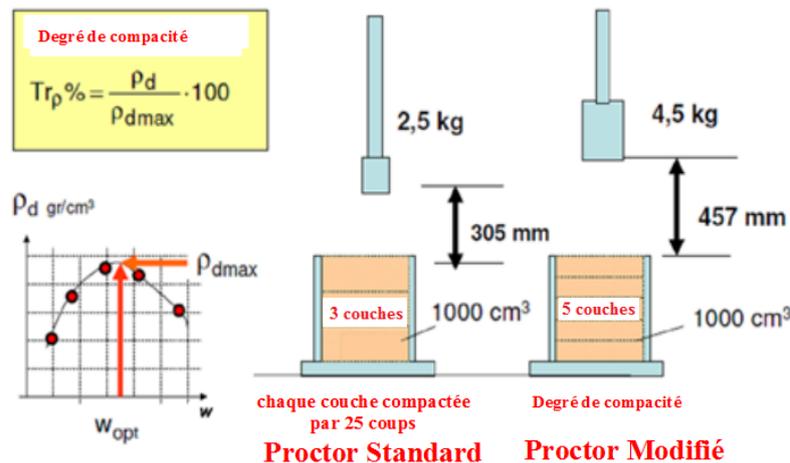


Figure III.47. Caractéristiques des appareils des essais : Proctor standards et modifiés.

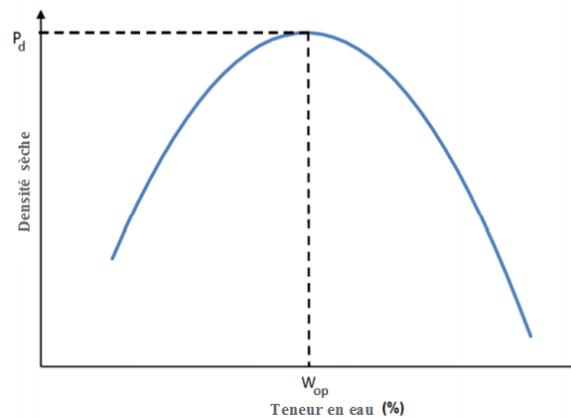


Figure III.48. Teneur en eau optimal, densité sèche maximal par essai Proctor.

But de l'essai :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la **teneur en eau optimale** (w) pour un sol de remblai donné à laquelle doit être compactée cette sol pour obtenir la **densité sèche maximum** (γ_d) et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié.

Principe de l'essai :

L'essai Proctor consiste à mesurer le poids volumique d'un sol (argile) disposé en trois couches dans un moule Proctor de volume connu, dans chaque couche étant compacté avec la dame Proctor l'essai répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau (12- 14- 16 et 18%-24%) et on fixe l'énergie de compactage (3*25).

Appareillage :

- Dame Proctor normal.
- Moule Proctor avec embase et hausse.
- Règle à araser.
- Disque d'espacement.
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau.
- Tamis 5 et 20 mm (contrôle et écrêtage le cas échéant de l'échantillon).
- Truelle, spatule, pinceau, etc...
- Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.
- Petits récipients (mesures des teneurs en eau).
- Four.
- Balance de portée supérieure à 6 kg.
- Balance de précision 200 g, précision $\pm 0,1$ g.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.49. Appareillage nécessaire pour l'essai Proctor.

Mode opératoire :

- ✓ Préparer le matériau d'abord.
- ✓ Assembler moule + embase + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) ; puis peser l'ensemble.
- ✓ Introduire la 1ère couche et la compacter placer le moule sur un socle en béton d'au moins 100kg, ou sur un plancher en béton de 25 cm d'épaisseur, pour que l'ensemble de l'énergie appliquée le soit à l'échantillon.
- ✓ Recommencer l'opération pour chaque couche (3pour de compactage normal).
- ✓ Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Le sol compacté doit dépasser du moule de 1 cm environ .si non recommencer l'essai.
- ✓ Araser soigneusement à partir du centre ; on veillera au cours de l'écrasement à ne pas créer de trous sur la surface arasée.
- ✓ Peser l'ensemble juste arasé.
- ✓ Enlever l'embase et prélever 2 prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas, en déterminer la teneur en eau w et on prendra la moyenne des deux valeurs obtenues.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

- ✓ Augmenter de 2% la teneur en eau w de votre échantillon de départ et recommencer 5 à 6 fois l'essai ; après avoir à chaque fois bien nettoyer votre moule.

Présentation des résultats :

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et l'on trace la courbe des variations de cette masse en fonction de la teneur en eau. Chaque point tracé sur la courbe représente un essai de compactage. La détermination complète de la courbe requiert généralement 5 points.

Tableau III.18. Résultat de Proctor.

| Essai | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 | Essai 4 |
|------------------------------|---------|---------|---------|---------|
| W (%) | 15.64 | 17.13 | 18.92 | 20.75 |
| γ_d sèche (t/m^3) | 1.66 | 1.69 | 1.65 | 1.62 |

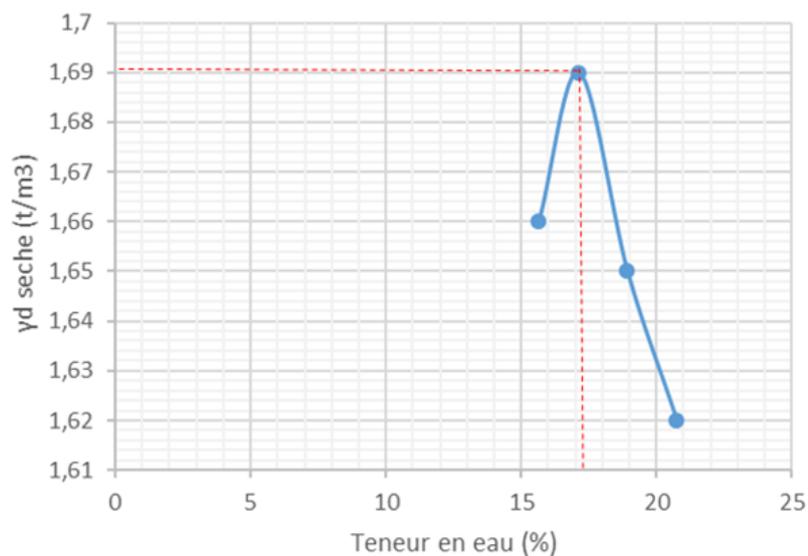


Figure III.50. Courbes Proctor de sol nature.

$$\gamma_d \text{ max} = 1.69$$

$$W_{opm} = 17.13$$

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

Conclusion :

La courbe $\gamma_d = f(W)$ permet d'apprécier le comportement au compactage du matériau en fonction de la teneur en eau.

On peut également caractériser l'état hydrique d'un matériau par l'écart relatif entre sa teneur en eau avec celle de son optimum Proctor normal OPN (W_N/W_{OPN}).

L'utilisation des références de compactage du matériau (γ_{dOPN} et W_{OPN}) n'est pas possible que lorsque la proportion d'élément supérieur à 20mm et inférieur à 30%.

III.2.12. Essais triaxiaux (NF P94-074) :

But de l'essai :

La détermination de la courbe intrinsèque du sol étudié afin de calculer la résistance au cisaillement t sous une contrainte normale s et de déduire les caractéristiques mécaniques j (angle de frottement interne) et C (cohésion).

Principe de l'essai :

L'essai de compression triaxiale est effectué à l'aide d'une cellule triaxiale en acier inoxydable. Le dispositif doit permettre la mesure de la quantité de fluide drainé afin de contrôler la variation volumétrique, et peut également être équipé d'un capteur de pression pour mesurer la pression interstitielle. L'éprouvette est recouverte d'une membrane imperméable avant d'être montée dans la cellule triaxiale. Une fois l'éprouvette montée, la cellule est remplie du liquide de confinement (de l'eau ou de l'huile hydraulique). Ce dispositif est ensuite placé entre les deux plateaux de la presse et branché à l'air afin de consolider l'échantillon à la pression de confinement souhaitée. Lorsque la variation volumétrique de l'échantillon est stable, l'échantillon a été consolidé et on applique une charge déviatorique au piston de la cellule triaxiale pour cisailer l'éprouvette jusqu'à la rupture

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais



Figure III.51. Appareillage de l'essai triaxial.

Résistance au cisaillement et Critères de ruptures :

La détermination des paramètres caractérisant l'état de rupture d'un remblai nécessite la réalisation de plusieurs essais sur différentes éprouvettes de remblai. Les éprouvettes sont homogènes. La résistance au cisaillement t d'une éprouvette est déterminée à la rupture de l'éprouvette et elle correspond soit à la contrainte de cisaillement à la rupture dans le cas des déformations homogènes par plastification soit à la contrainte tangentielle sur le plan de rupture lors d'une localisation des déformations à la rupture. Cette résistance au cisaillement est définie par le critère de Mohr-Coulomb qui est :

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi$$

Préparation de l'échantillon :

L'échantillon doit être saturer car c'est le cas le plus défavorable.

Pour cela on fait circuler de l'eau dans l'éprouvette en utilisant une contre pression. la vérification de la saturation est établis par la relation ou B est le coefficient de BISHOP. On revêtit l'échantillon d'une gaine en caoutchouc et on met en place à ces deux extrémités libres les pièces de pied et de tête prévue à cet effet.

Pour cela on va prendre le moule d'habillage, placer la gaine a l'intérieur et la retrouver sur les extrémités du moule.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

En faisant le vide entre le moule et la gaine, on plaque celle-ci contre la paroi intérieure du moule et on peut ainsi enfiler très facilement l'échantillon à l'intérieur. Ensuite il faut positionner les deux embases et les assujettir sur la gaine avec deux élastiques.

Mise en place de la cellule sur la presse de chargement :



Figure III.52. La cellule sur la presse de chargement.

- ✓ On verse l'eau dans la cellule en ayant soin d'évacuer tout air.
- ✓ Mettre l'ensemble carotte habillée a son emplacement définitif sur l'appareil, raccorder les flexibles de liaison, placer la cellule et son couvercle, serrer les trois boulons de fixation plus régulièrement possible pour assurer une bonne portée des joints d'étanchéité.
- ✓ Mettre le comparateur de l'anneau dynamométrique à zéro.
- ✓ Amener et stabiliser la pression s_3 a la valeur désirée chaque fois pour a manipulation 1 et 2 bars.
- ✓ Amener le piston au contact avec l'échantillon. Le cisaillement s'effectue à une vitesse rapide de manière à empêcher l'eau de se dissiper.
- ✓ On note les déformations chaque 15s correspondent à un déplacement de 0.25mm

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

✓ La rupture de l'éprouvette est atteinte lorsque la lecture anneau (LA) maximale reste constant.

Résultats :

Tableau III.19. Caractéristiques de l'éprouvette.

| Eprouvette | Ho (mm) | Ao (cm2) | γ_n (g/cm3) | γ_d (g/cm3) | Wo (%) | Wf (%) | So (%) | Sf (%) |
|------------|---------|----------|--------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 82,599 | 11,52 | 1,845 | 1,513 | 21,944 | 21,944 | 77,421 | 77,421 |
| 1 | 82 | 11,34 | 1,894 | 1,553 | 21,954 | 21,954 | 82,459 | 82,459 |
| 1 | 82,699 | 11,489 | 1,86 | 1,525 | 21,947 | 21,947 | 141,21 | 141,21 |

Tableau III.20. Caractéristiques de l'étape de rupture.

| Eprouvette | σ_3 (Kpa) | ξ (%) | A (Cm ²) | $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kpa) |
|------------|------------------|-----------|----------------------|-----------------------------|
| 1 | 100 | 7,657 | 12,475 | 338,69 |
| 1 | 200 | 12,072 | 12,896 | 479,87 |
| 1 | 300 | 9,76 | 12,732 | 659,43 |

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

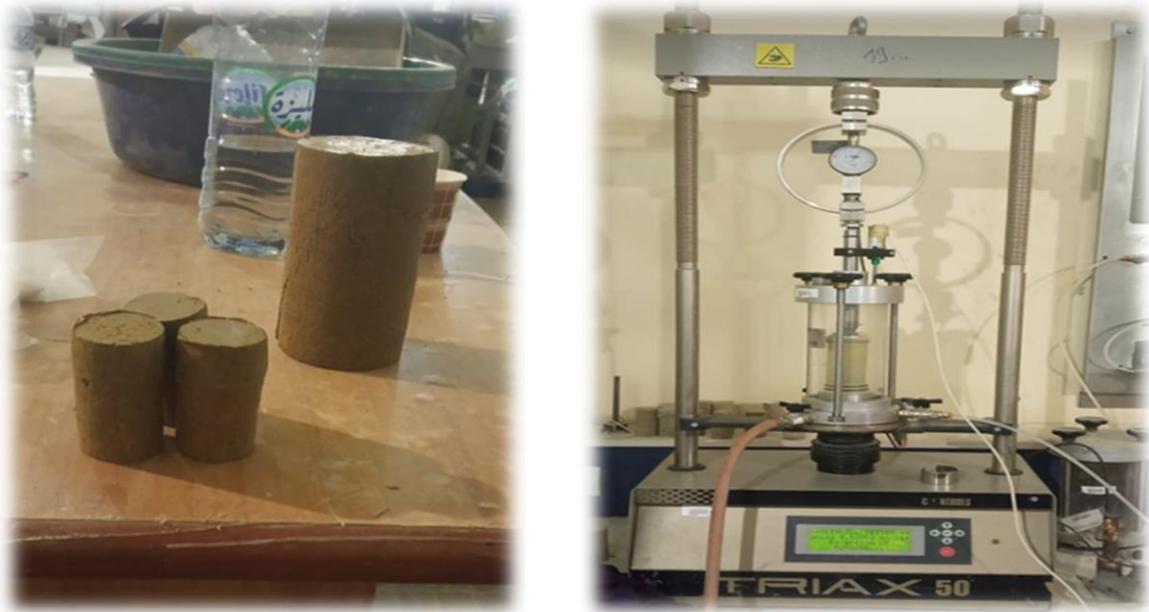


Figure III.53. Exécution de l'essai triaxial.

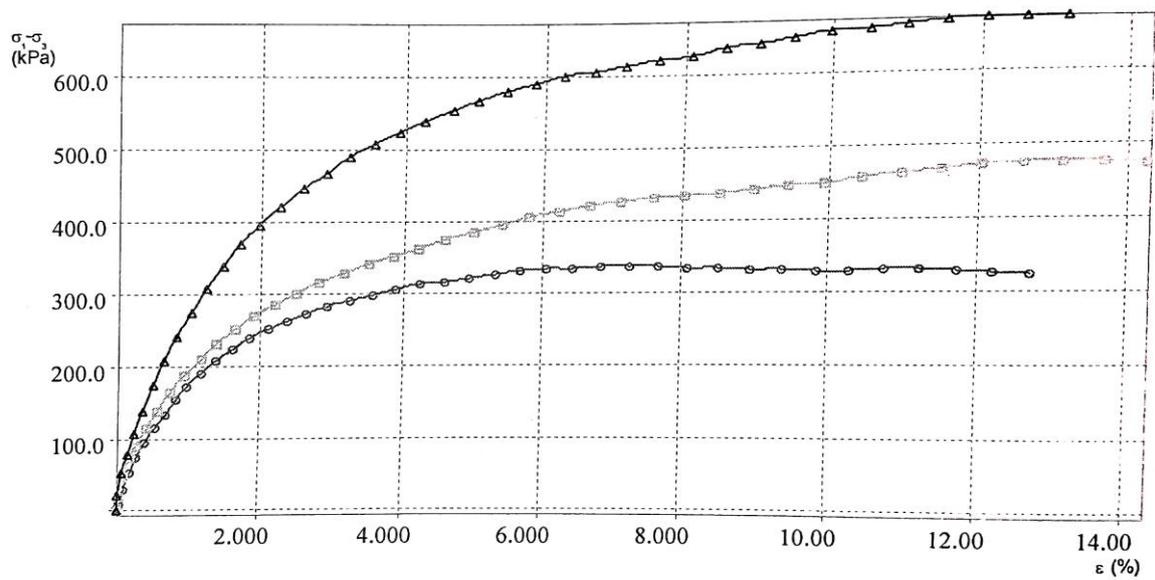


Figure III.54. La courbe de l'essai triaxial.

Chapitre .III Matériaux utilisés et procédures d'essais

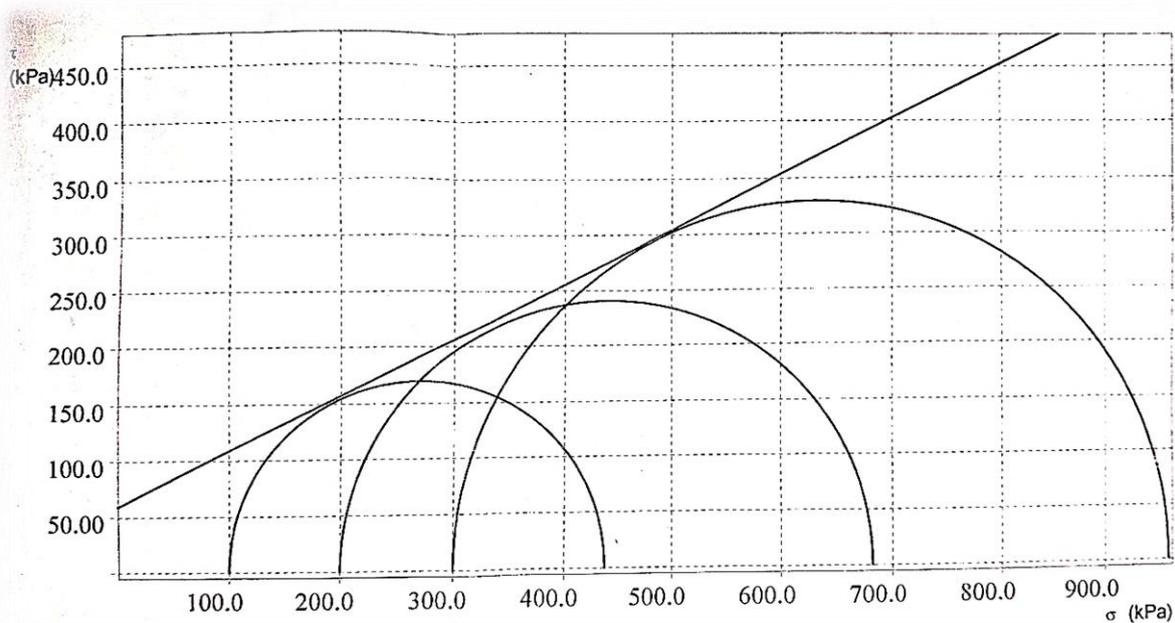


Figure III.55. Cercles de Mohr.

$$\phi = 26.16^\circ$$

$$C_u = 58.76 \text{ KPa}$$

Chapitre .IV

Discussion et interprétations des résultats

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

IV.1 Introduction :

Cette partie est consacrée à l'étude de stabilisation du sol d'oued Fragha (la région de Guelma) par ajout de trois additifs : Chaux ; poudre du marbre calciné ; et déchets des pneus. Chaque additif est ajouté au sol avec différents pourcentage (3%, 6%, 9%). L'objectif de ce chapitre est donc d'interpréter et de discuter les résultats expérimentaux.

IV.2. Discussion du résultat des essais mécaniques :

IV.2.1. Essai Proctor :

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle, l'essai est réalisé selon la NORME NF P 94-093. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

❖ Sol non traité :

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor normal pour le sol non traité sont présentés dans les Tableaux IV.21 et IV.22. Ces résultats concernent le sol non traité.

Tableau IV.21. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour sol non traité.

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 | Essai 4 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|
| W(%) | 15.64 | 17.13 | 18.92 | 20.75 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.66 | 1.69 | 1.65 | 1.62 |

Tableau IV.22. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour sol non traité.

| γ_{dmax} | W_{opm} |
|-----------------|-----------|
| 1.69 | 17.13 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La Figure IV.56 montre les caractéristiques de compactage (densité sèche maximale et teneur en eau optimale) pour sol non traité.

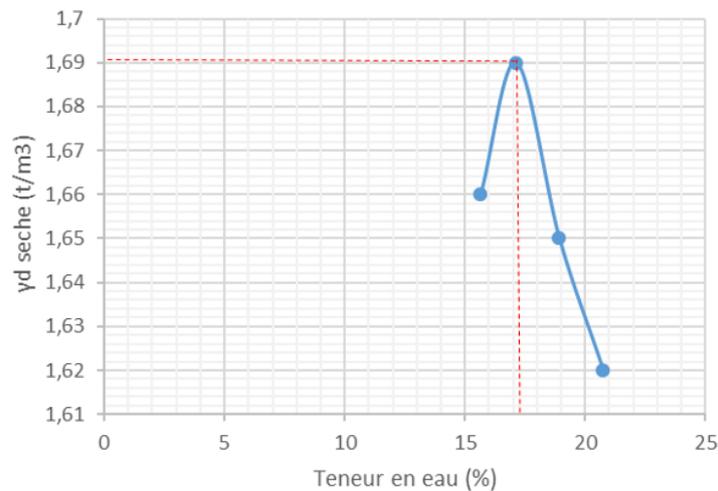


Figure IV.56. Courbe d'essai Proctor pour sol non traité.

❖ Sol traité par la chaux

L'échantillon de sol est mélangé avec différents pourcentages de la chaux 3%, 6%, et 9%, compacté statiquement. Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la chaux sont présentés dans les tableaux et figures suivantes.

▪ Sol avec 3% Chaux

Les tableaux IV.23 et IV.24 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% chaux) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.23. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% chaux).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 14.9 | 17.1 | 19.4 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.56 | 1.60 | 1.58 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.24. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 3% chaux).

| γ_{dmax} | W_{opm} |
|-----------------|-----------|
| 1.60 | 17.1 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (sol + 3% chaux) sont représentées dans la figure IV.57.

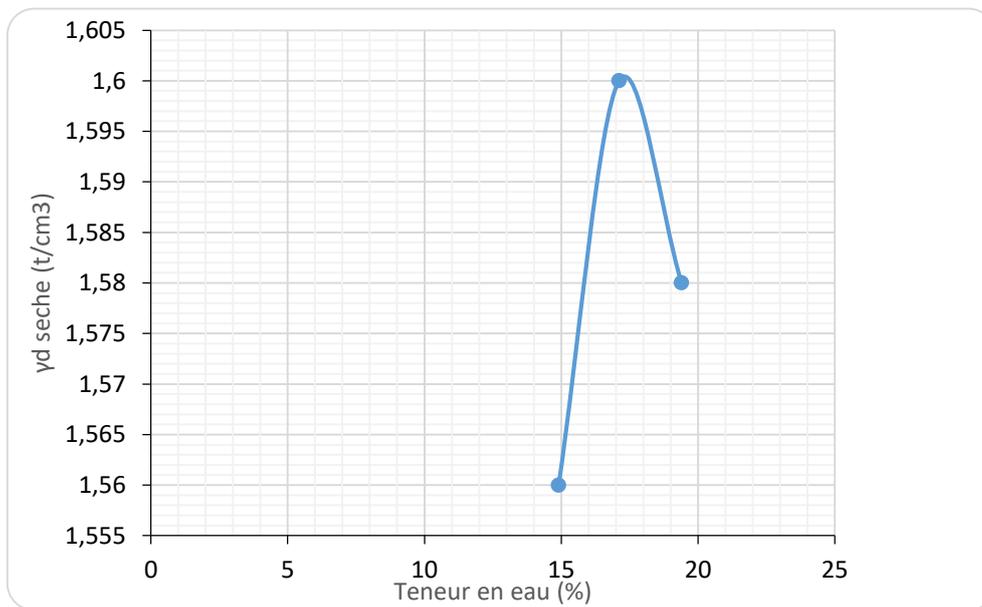


Figure IV.57. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 3% chaux).

- **Sol avec 6% Chaux :**

Les tableaux IV.25 et IV.26 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% chaux) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.25. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% chaux).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---|---------|---------|---------|
| W(%) | 19.1 | 20.9 | 22.4 |
| γ_d (t/cm³) | 1.55 | 1.60 | 1.57 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.26. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 6% chaux).

| γ_{dmax} | W_{opm} |
|-----------------|-----------|
| 1.60 | 20.9 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 6% chaux) sont représentées dans la figure IV.58.

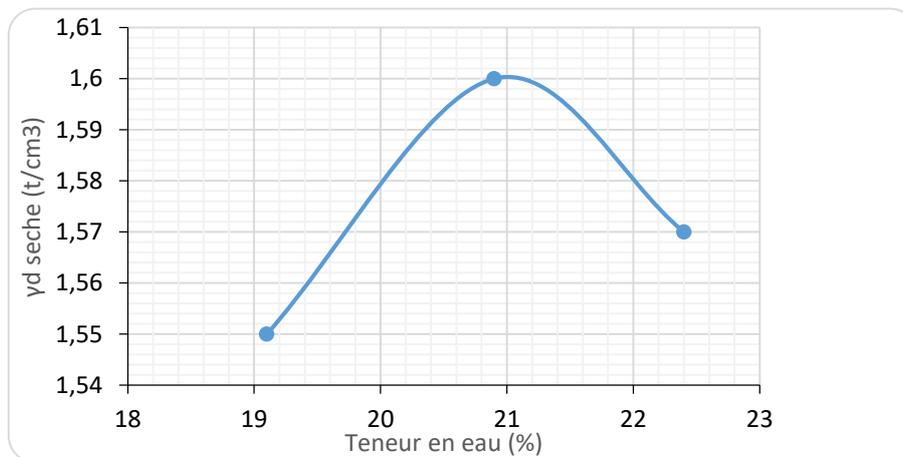


Figure IV.58. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 6% chaux).

▪ Sol avec 9% Chaux :

Les tableaux IV.27 et IV.28 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% chaux) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.27. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% chaux).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 18.4 | 21.1 | 23.2 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.42 | 1.55 | 1.51 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.28. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 9% chaux).

| γ_{dmax} | Wopm |
|-----------------|------|
| 1.55 | 21.1 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 9% chaux) sont représentées dans la figure IV.59.

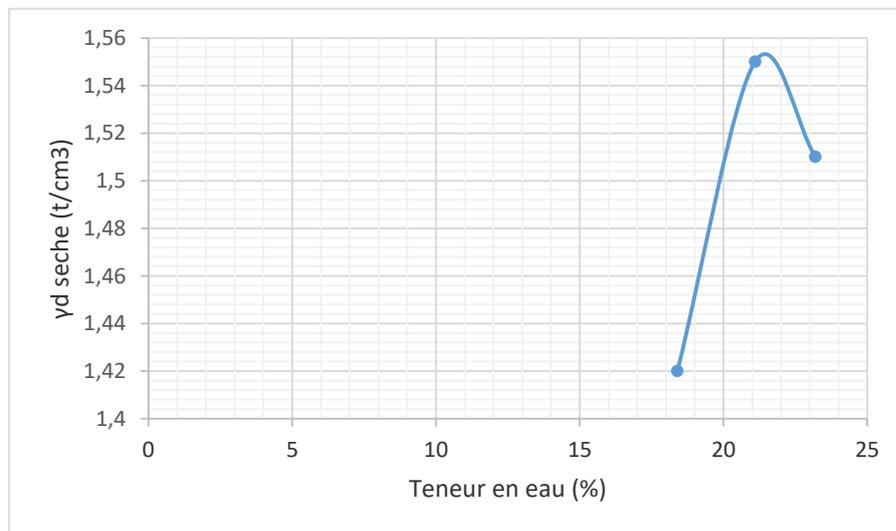


Figure IV.59. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 9% chaux).

Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de chaux sont présentés dans le tableau IV.29.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.29. Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la chaux.

| Echantillons utilisés | Paramètres de compactage | |
|-----------------------|--------------------------|-------|
| | γ_{dmax} | Wopm |
| Sol non traité | 1.69 | 17.13 |
| Sol + 3% chaux | 1.60 | 17.1 |
| Sol + 6% chaux | 1.60 | 20.9 |
| Sol + 9% chaux | 1.55 | 21.1 |

En ajoutant la chaux, la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Amoura et Maameri, 2015) et (Mellal, 2009), l'explication de ce comportement est probablement une conséquence des raisons suivantes :

- La chaux 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 et faible masse volumique de chaux.
- L'augmentation de la teneur en eau optimale est due aux réactions pozzolaniques entre les particules d'argile et la chaux dans les sols, vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau à long terme.

❖ Sol traité par poudre du marbre calcinée :

L'échantillon de sol est mélangé avec différents pourcentages de la poudre du marbre calcinée 3%, 6%, et 9%, compacté statiquement. Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la poudre du marbre calcinée sont présentés dans les tableaux et figures suivantes.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

- Sol avec 3% poudre du marbre calcinée :

Les tableaux IV.30 et IV.31 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.30. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 11.8 | 14 | 16 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.77 | 1.80 | 1.78 |

Tableau IV.31. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée).

| γ_{dmax} | Wopm |
|-----------------|------|
| 1.80 | 14 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée) sont représentées dans la figure IV.60.

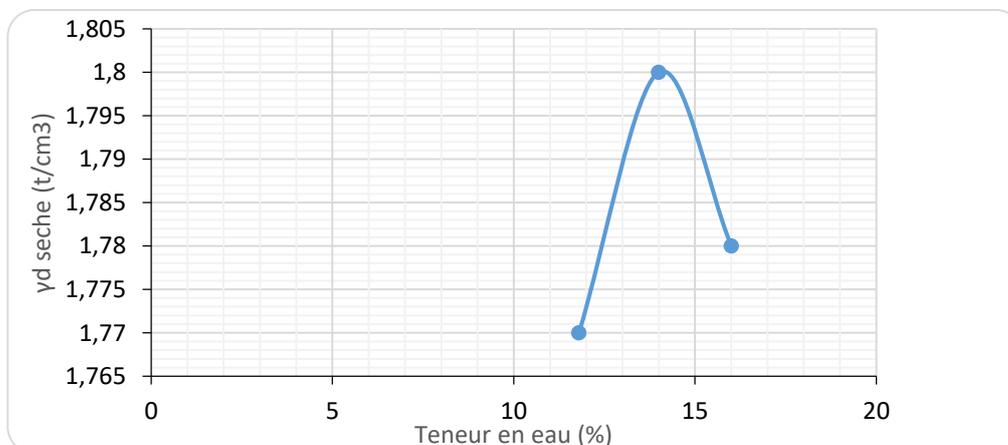


Figure IV.60. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 3% poudre du marbre calcinée).

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

- Sol avec 6% poudre du marbre calciné

Les tableaux IV.32 et IV.33 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.32. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 12 | 14 | 15.8 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.77 | 1.85 | 1.79 |

Tableau IV.33. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée).

| γ_{dmax} | Wopm |
|-----------------|------|
| 1.85 | 14 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée) sont représentées dans la figure IV.61.

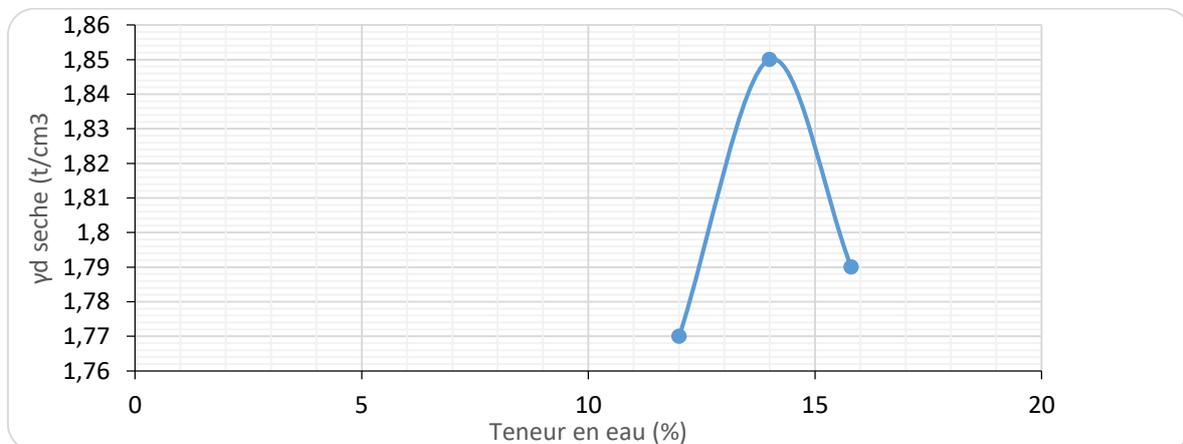


Figure IV.61. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 6% poudre du marbre calcinée).

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

- **Sol avec 9% poudre du marbre calcinée**

Les tableaux IV.34 et IV.35 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.34. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---|----------------|----------------|----------------|
| W(%) | 11.9 | 13.8 | 16 |
| γ_d (t/cm³) | 1.75 | 1.83 | 1.78 |

Tableau IV.35. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée).

| γ_{dmax} | Wopm |
|-----------------------------------|-------------|
| 1.83 | 13.8 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée) sont représentées dans la figure IV.62.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

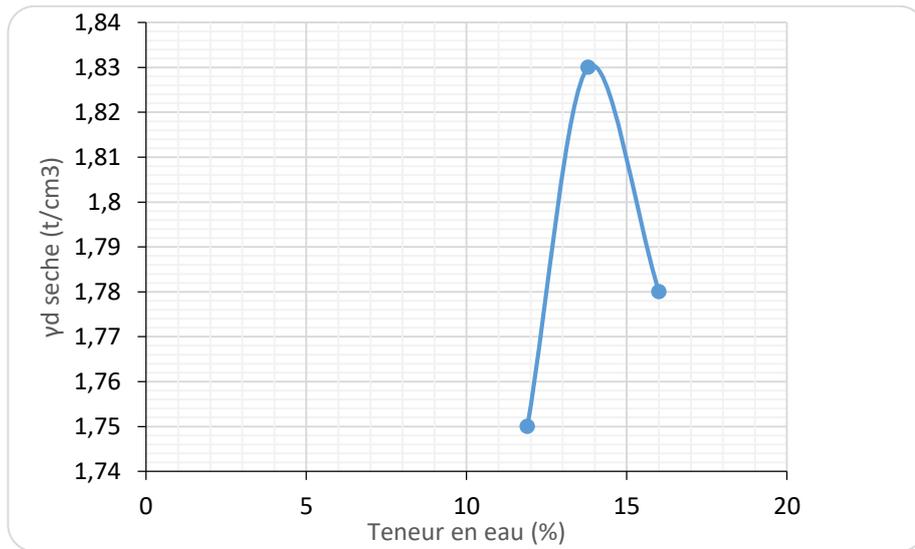


Figure IV.62. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 9% poudre du marbre calcinée).

Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la poudre du marbre calcinée sont présentés dans le tableau IV.36.

Tableau IV.36. Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages de la poudre du marbre calcinée.

| Echantillons utilisés | Paramètres de compactage | |
|------------------------------------|--------------------------|-----------|
| | γ_{dmax} | W_{opm} |
| Sol non traité | 1.69 | 17.13 |
| Sol + 3% poudre du marbre calcinée | 1.80 | 14 |
| Sol + 6% poudre du marbre calcinée | 1.85 | 14 |
| Sol + 9% poudre du marbre calcinée | 1.83 | 13.8 |

Les résultats donnés dans les tableaux et les figures montrées ci-dessus ont montré :

Que l'utilisation de la poudre du marbre calcinée conduit à une augmentation de la densité sèche maximum dans un premier temps 3 et 6 %, mais à partir de 9% la densité sèche maximum

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

commence à diminuer légèrement. On remarque aussi qu'il y a une diminution de la teneur en eau optimum en fonction d'augmentation du pourcentage de la poudre du marbre calcinée.

❖ Sol traité par déchets des pneus :

L'échantillon de sol est mélangé avec différents pourcentages du déchet des pneus 3%, 6%, et 9%, compacté statiquement. Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages du déchet des pneus sont présentés dans les tableaux et figures suivantes.

• Sol avec 3% déchets des pneus

Les tableaux IV.37 et IV.38 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% déchets des pneus) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.37. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 3% déchets des pneus).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 15.7 | 17.6 | 19.3 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.60 | 1.69 | 1.62 |

Tableau IV.38. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 3% déchets des pneus).

| γ_{dmax} | Wopm |
|-----------------|------|
| 1.69 | 17.6 |

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 3% déchets des pneus) sont représentées dans la figure IV.63.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

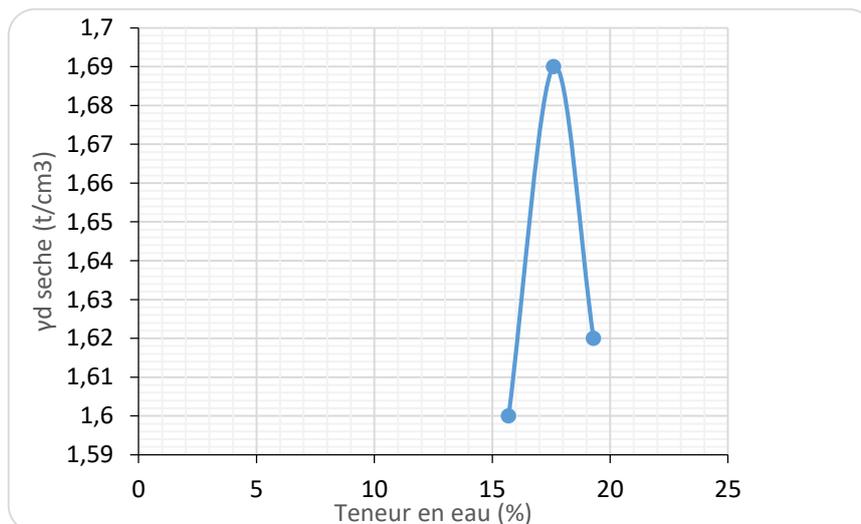


Figure IV.63. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 3% déchets des pneus).

- **Sol avec 6% déchets des pneus**

Les tableaux IV.39 et IV.40 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% déchets des pneus) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.39. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 6% déchets des pneus).

| Essai Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 16 | 18 | 20 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.61 | 1.63 | 1.60 |

Tableau IV.40. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 6% déchets des pneus).

| γ_{dmax} | Wopm |
|-----------------|------|
| 1.63 | 18 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 6% déchets des pneus) sont représentées dans la figure IV.64.

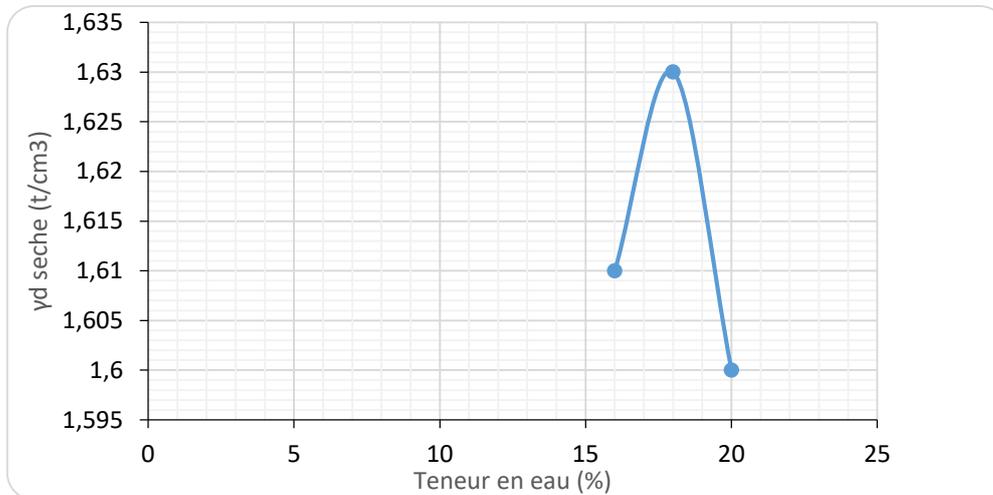


Figure IV.64. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 6% déchets des pneus).

- **Sol avec 9% déchets des pneus**

Les tableaux IV.41 et IV.42 présentent les variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% déchets des pneus) et les paramètres de compactage (la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum).

Tableau IV.41. Variations de la densité sèche et la teneur en eau pour (sol + 9% déchets des pneus).

| Essai / Paramètre | Essai 1 | Essai 2 | Essai 3 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|
| W(%) | 15.7 | 18 | 19.8 |
| γ_d (t/cm ³) | 1.56 | 1.57 | 1.54 |

Tableau IV.42. Valeurs de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum pour (sol + 9% déchets des pneus).

| | |
|-----------------|-------------|
| γ_{dmax} | Wopm |
| 1.57 | 18 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Les variations de la densité sèche en fonction de la teneur en eau pour (sol + 6% déchets des pneus) sont représentées dans la figure IV.65.

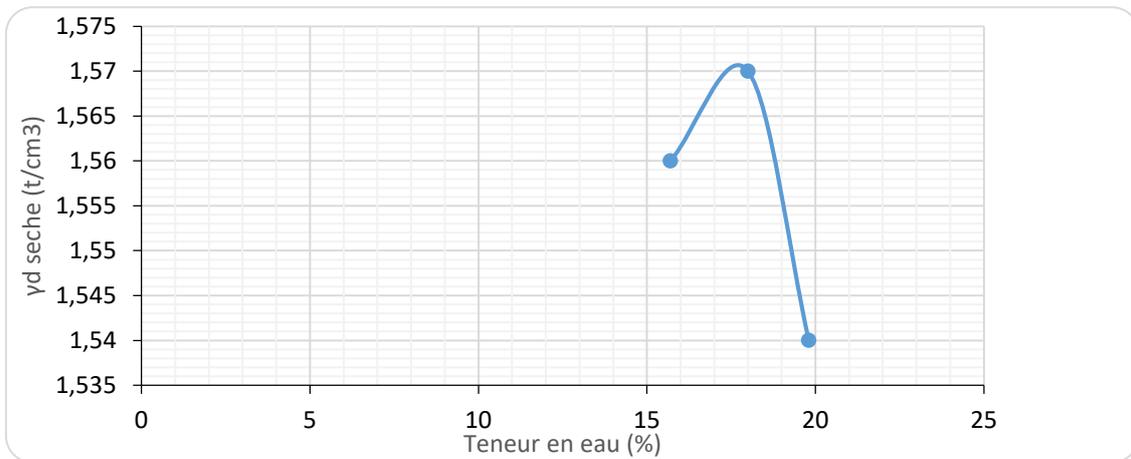


Figure IV.65. Courbe d'essai Proctor pour (sol + 9% déchets des pneus).

Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages des déchets de pneus sont présentés dans le tableau IV.43:

Tableau IV.43. Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents pourcentages des déchets de pneus.

| Echantillons utilisés | Paramètres de compactage | |
|---------------------------|--------------------------|-----------|
| | γ_{dmax} | W_{opm} |
| Sol non traité | 1.69 | 17.13 |
| Sol + 3% déchets de pneus | 1.69 | 17.6 |
| Sol + 6% déchets de pneus | 1.83 | 18 |
| Sol + 9% déchets de pneus | 1.57 | 18 |

Les résultats donnés dans les tableaux et les figures montrées ci-dessus ont montré :

Que la densité sèche maximum a connu une augmentation remarquable au pourcentage de 6% déchets de pneus ($\gamma_{dmax} = 1.83 \text{ g/cm}^3$), ensuite elle subit une diminution au pourcentage de 9% déchets de pneus ($\gamma_{dmax} = 1.57 \text{ g/cm}^3$). L'utilisation des déchets de pneus conduit aussi à

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

une augmentation de la teneur en eau optimum en fonction d'augmentation du pourcentage des déchets de pneus.

Conclusion :

A travers les figures IV.66 et figure IV.67, nous avons constaté que les valeurs des densités sèches maximales diminuent avec l'augmentation du pourcentage en chaux et déchet de pneu à l'exception du pourcentage de 6%. Par contre la densité sèche maximum augmente avec l'augmentation du pourcentage en poudre du marbre calciné.

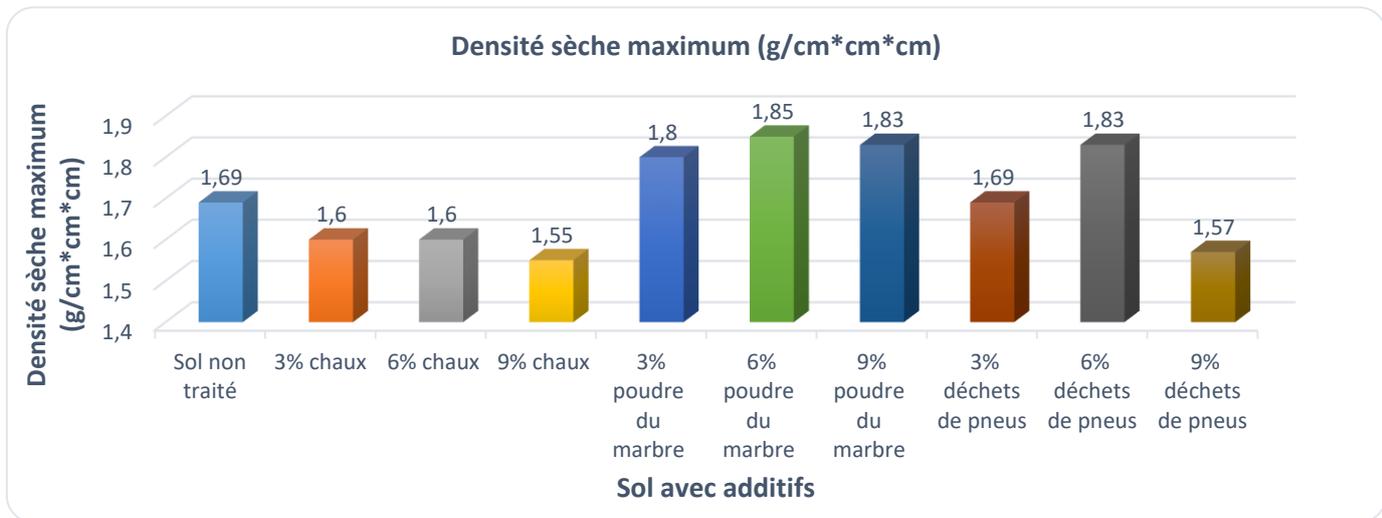


Figure IV.66. Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs.

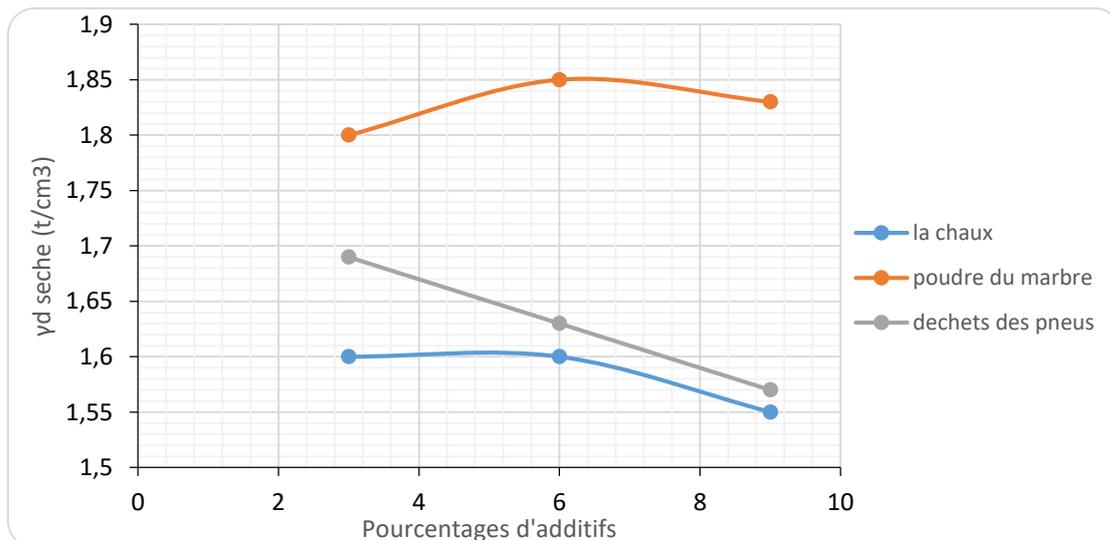


Figure IV.67. Variation de la densité sèche en fonction du pourcentage d'additifs.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

D'après les figures IV.68 et figure IV.69, on remarque que la teneur en eau optimale augmente graduellement en fonction de l'augmentation du pourcentage de la chaux et les déchets de pneus. La teneur en eau a connu une diminution en fonction de l'augmentation du pourcentage de la poudre du marbre calcinée.

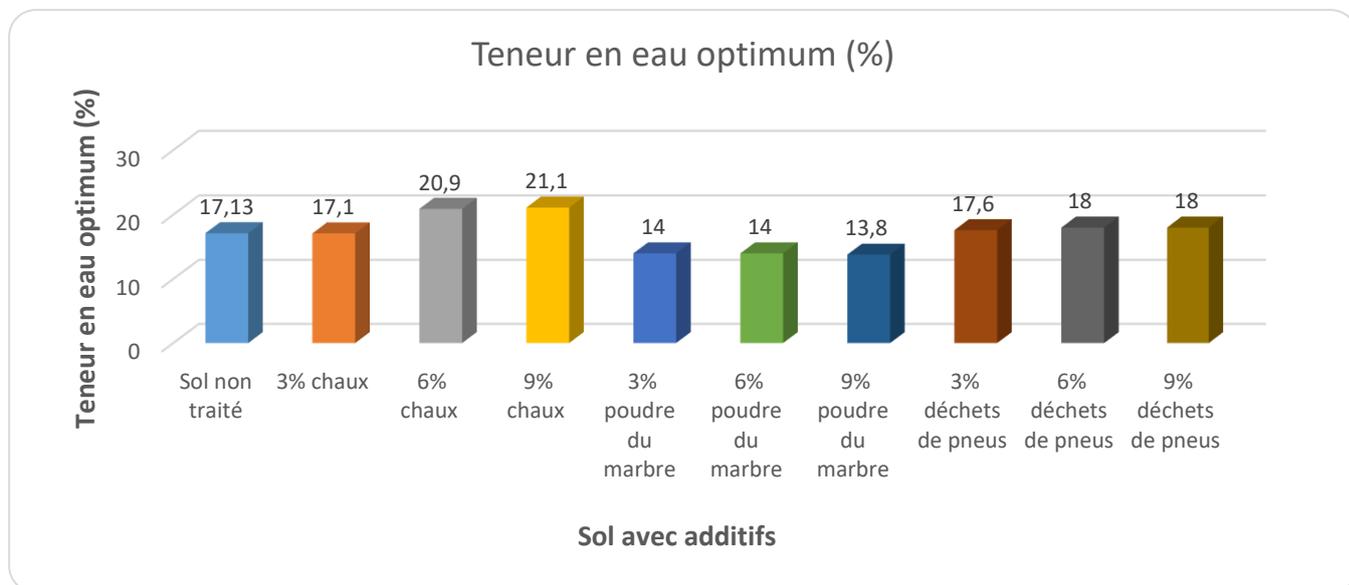


Figure IV.68. Variation de la teneur en eau optimum en fonction du pourcentage d'additifs.

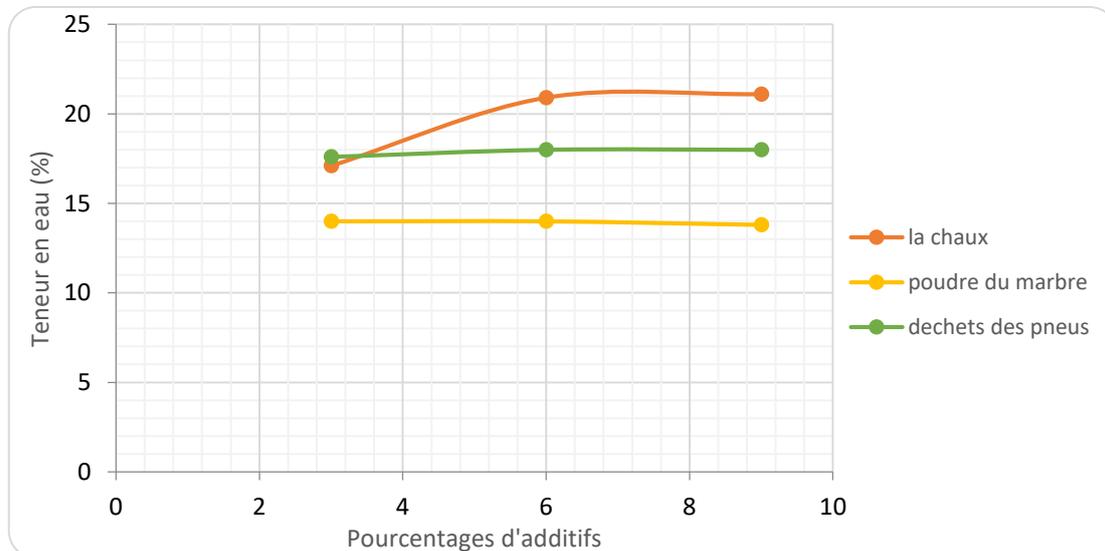


Figure IV.69. Variation de la teneur en eau en fonction du pourcentage d'additifs.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

IV.1.2. Compression simple non confinée :



Figure IV.70. La machine de CBR utilisée pour la Compression simple au laboratoire (LTPE. Annaba).

L'essai de compression simple se fait selon la norme NF EN 13286-41. Il consiste à soumettre l'éprouvette à une force axiale jusqu'à la rupture. La résistance à la compression simple R_c est définie comme la contrainte mesurée à la rupture.

Résistance en compression non confinée. Dans cet essai, l'éprouvette, généralement cylindrique, est placée entre les plateaux d'une presse, et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La valeur maximale F de la force permet de calculer la résistance en compression non confinée R_c du sol : $R_c = F/S$ avec S est la surface de la section de l'éprouvette.

- **Sol non traité :**

Le tableau IV.44 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol non traité).

Tableau IV.44. Valeurs de la résistance de compression (sans additives).

| Paramètre | Sol | Sol (Sans additive) | | | |
|---|----------------------------|---------------------|------|-------|------|
| | Force de compression (kgf) | 0,31 | 0,52 | 0,675 | 0,82 |
| La résistance de compression (kgf/cm ²) | 0.39 | 0,66 | 0,86 | 1,25 | |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

✓ Sol traité par la chaux :

○ Sol avec 3% de la Chaux :

Le tableau IV.45 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 3% Chaux).

Tableau IV.45. Valeurs de la résistance de compression (avec 3% chaux).

| Sol Paramètre | Sol (sol + 3%chaux) | | | |
|--|----------------------------|-------|-------|------|
| Force de compression (kgf) | 0,735 | 1,002 | 1,124 | 1,14 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 0,94 | 1,28 | 1,43 | 1,45 |

○ Sol avec 6% Chaux :

Le tableau IV.46 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 6% Chaux).

Tableau IV.46. Valeurs de la résistance de compression (sol + 6% chaux).

| Sol Paramètre | Sol (avec 6%chaux) | | | |
|--|---------------------------|-------|-------|------|
| Force de compression (kgf) | 1,18 | 1,568 | 1,831 | 1,88 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 1,50 | 2,00 | 2,33 | 2,39 |

○ Sol avec 9% de la Chaux

Le tableau IV.47 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression (sans additives). pour (sol + 6% Chaux).

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.47. Valeurs de la résistance de compression (sol + 9% chaux).

| Sol Paramètre | Sol (sol + 9%chaux) | | |
|--|----------------------------|-------|-------|
| Force de compression (kgf) | 1.1 | 1,286 | 1,419 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 1,4 | 1,64 | 1,81 |

✓ **Sol avec la poudre du marbre calcinée :**

○ **Sol avec 3% de la poudre du marbre :**

Le tableau IV.48 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 3% poudre du marbre).

Tableau IV.48. Valeurs de la résistance de compression (avec 3% poudre du marbre).

| Sol Paramètre | Sol (sol + 3% poudre du marbre) | | | |
|--|--|-------|------|-------|
| Force de compression (kgf) | 0,741 | 1,021 | 1,2 | 1,315 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 0,94 | 1,30 | 1,53 | 1,68 |

○ **Sol avec 6% de la poudre du marbre**

Le tableau IV.49 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 6% poudre du marbre).

Tableau IV.49. Valeurs de la résistance de compression (avec 6% poudre du marbre).

| Sol Paramètre | Sol (sol + 6% poudre du marbre) | | | |
|--|--|-------|------|-------|
| Force de compression (kgf) | 0,669 | 0,913 | 1,09 | 1,251 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 0,85 | 1,16 | 1,39 | 1,59 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

○ Sol avec 9% de la poudre du marbre

Le tableau IV.50 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 9% poudre du marbre).

Tableau IV.50. Valeurs de la résistance de compression (avec 9% poudre du marbre).

| Sol Paramètre | Sol (sol + 9% poudre du marbre) | | | |
|--|--|-------|-------|-------|
| Force de compression (kgf) | 0,675 | 0,922 | 0,983 | 1,224 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 0,86 | 1,17 | 1,25 | 1,56 |

✓ Sol avec déchets des pneus :

○ Sol avec 3% déchets des pneus :

Le tableau IV.51 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 3% déchets des pneus).

Tableau IV.51. Valeurs de la résistance de compression (avec 3% déchets des pneus).

| Sol Paramètre | Sol (sol + 3% déchets des pneus) | | |
|--|---|-------|-------|
| Force de compression (kgf) | 0,510 | 0,84 | 1,254 |
| La résistance de compression (kgf/cm²) | 0,741 | 0,975 | 1,457 |

○ Sol avec 6% déchets des pneus

Le tableau IV.52 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 6% déchets des pneus).

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.52. Valeurs de la résistance de compression (avec 6% déchets des pneus).

| Paramètre | Sol (sol + 6% déchets des pneus) | | |
|---|----------------------------------|-------|-------|
| | Sol | | |
| Force de compression (kgf) | 0,641 | 0,745 | 1,156 |
| La résistance de compression (kgf/cm ²) | 1,03 | 1,14 | 1,248 |

○ **Sol avec 9% déchets des pneus**

Le tableau IV.53 présente les Valeurs de la force et de la résistance de compression pour (sol + 9% déchets des pneus).

Tableau IV.53. Valeurs de la résistance de compression (avec 9% déchets des pneus).

| Paramètre | Sol (sol + 9% déchets des pneus) | | |
|---|----------------------------------|-------|-------|
| | Sol | | |
| Force de compression (kgf) | 0,861 | 1,165 | 1,197 |
| La résistance de compression (kgf/cm ²) | 1,10 | 1,271 | 1,350 |

➤ **Interprétation :**

Les évolutions des résistances à la compression simple R_c du sol non-traités et traités à différents pourcentages en chaux, poudre du marbre, et déchets des pneus sont présentées sur le Tableau IV.54.

Tableau IV.54. Résultats de l'essai de la résistance de compression du différents aditifs utilisés.

| Paramètre | Sol non traité | La chaux (%) | | | Poudre du marbre (%) | | | déchet du pneu (%) | | |
|--|----------------|--------------|-----|-----|----------------------|-----|-----|--------------------|-----|-----|
| | | 3% | 6% | 9% | 3% | 6% | 9% | 3% | 6% | 9% |
| La résistance de compression maximale (kN/m ²) | 125 | 145 | 239 | 181 | 168 | 159 | 156 | 146 | 125 | 135 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

L'addition de chaux engendre une augmentation de R_c des sols traités par rapport aux sols non-traités, mais dans des proportions différentes selon le pourcentage de la chaux ajoutée. Les mêmes remarques s'appliquent pour les autres additifs (poudre du marbre et déchets des pneus).

Les résultats obtenus montrent que le sol traité par 6% chaux donne une résistance de compression plus élevée par rapport aux autres sols traités. 6% de déchets de pneus donne une faible résistance à la compression de 125 kPa.

La figure IV.71 présente les valeurs de la résistance de compression en fonction du pourcentage d'additifs.

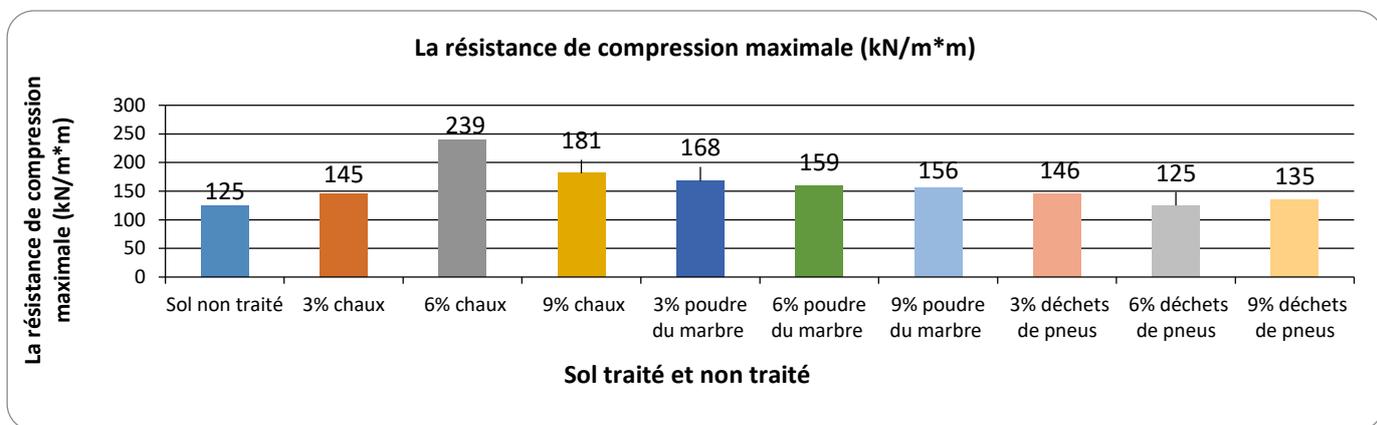


Figure IV.71. Valeurs de la résistance de compression en fonction du pourcentage d'additifs.

IV.1.3. Essai cisaillement rectiligne :

L'objectif de ces essais est la détermination des paramètres de du cisaillement sol et qui sont : l'angle de frottement interne ϕ , la cohésion C et la résistance au cisaillement.

L'échantillon de sol est mélangé avec différents pourcentages de la chaux, poudre du marbre calcinée, et déchets des pneus 3%, 6%, et 9%, compacté statiquement, et placés ensuite dans des boîtes circulaires de 6cm de diamètre. L'essai adopté pour le cisaillement est « l'essai consolidé drainé », avec une vitesse de cisaillement de 1,5mm/min. Les résultats sont présentés dans les figures et tableaux ci-dessous.

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. Les contraintes normales utilisées pour mener cet essai sont : 75 kN/m², 125 kN/m², et 175 kN/m².

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Les variations de la contrainte normale en fonction de la contrainte de cisaillement sont représentées dans les figures suivantes :

➤ **Sol non traité :**

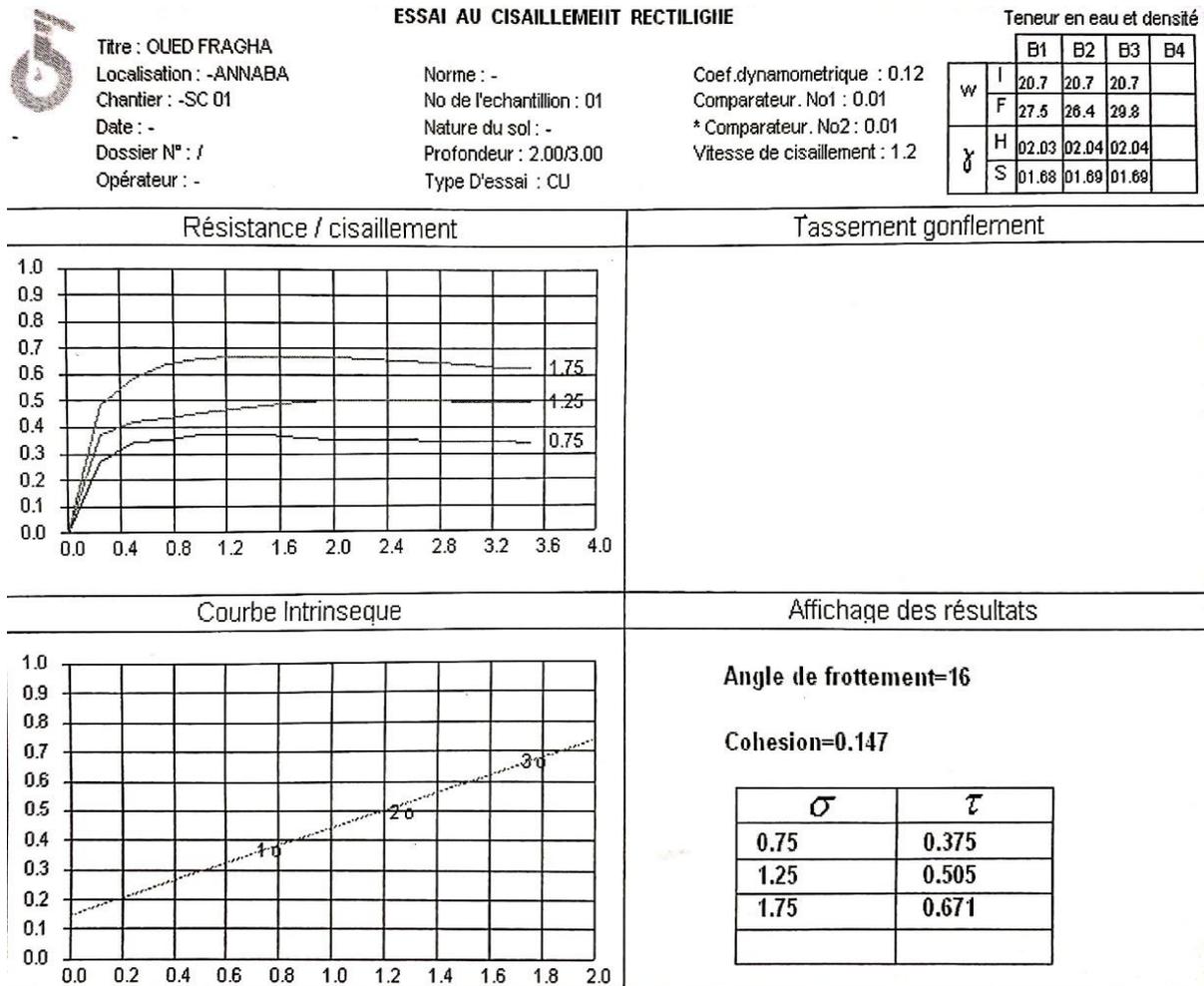


Figure IV.72. Essai de cisaillement (sol reconstitué).

○ **Sol traité (sol+6% chaux) :**

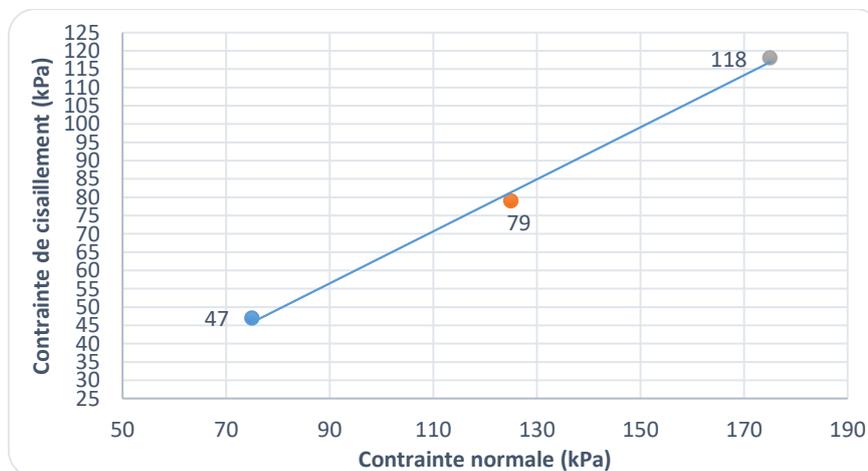


Figure IV.73. Courbe enveloppe (sol+6% chaux).

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

○ Sol traité (Sol+3% déchets des pneus) :

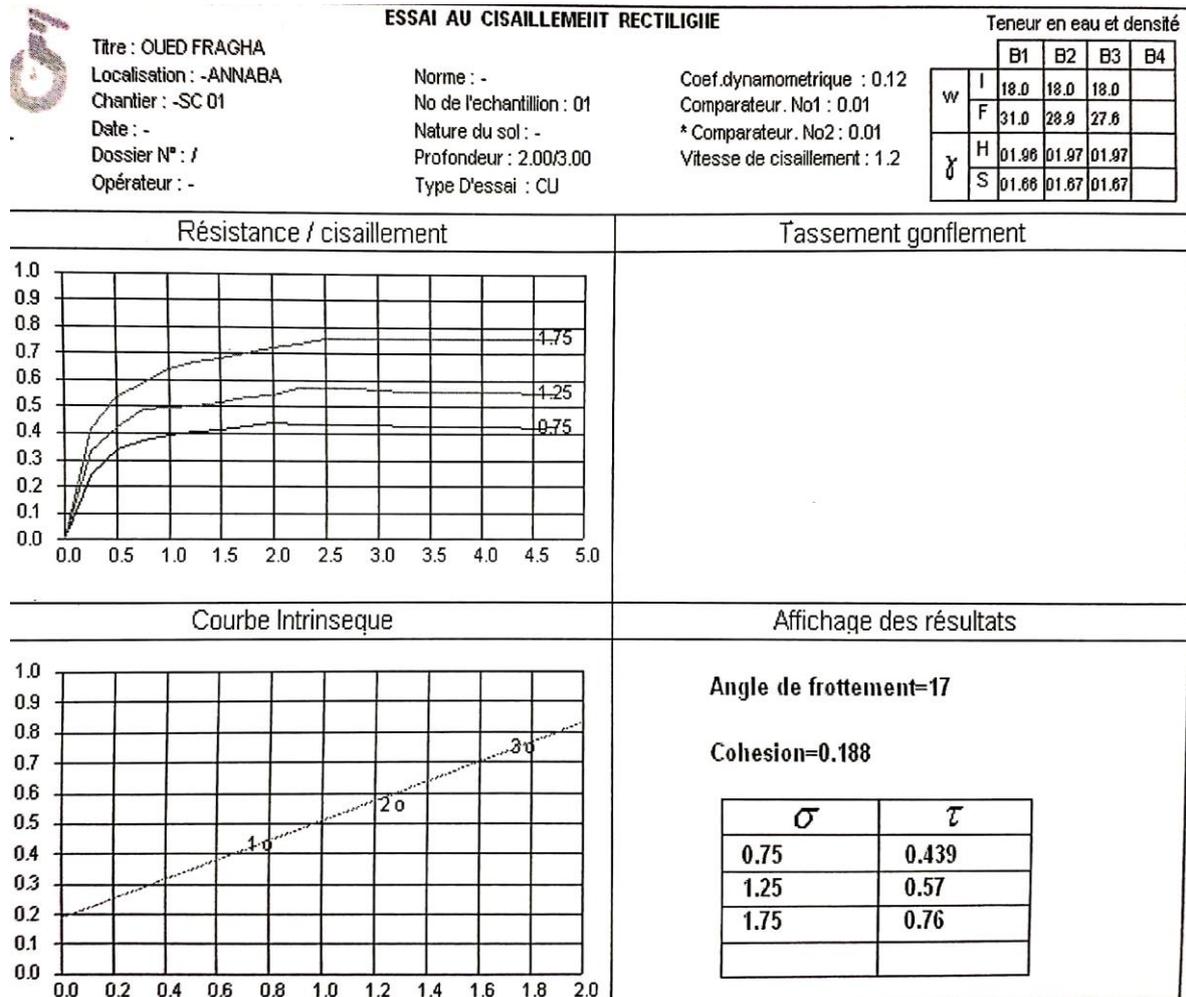


Figure IV.74. Essai de cisaillement (sol+3% déchets des pneus).

○ Sol traité (Sol+3% poudre du marbre) :

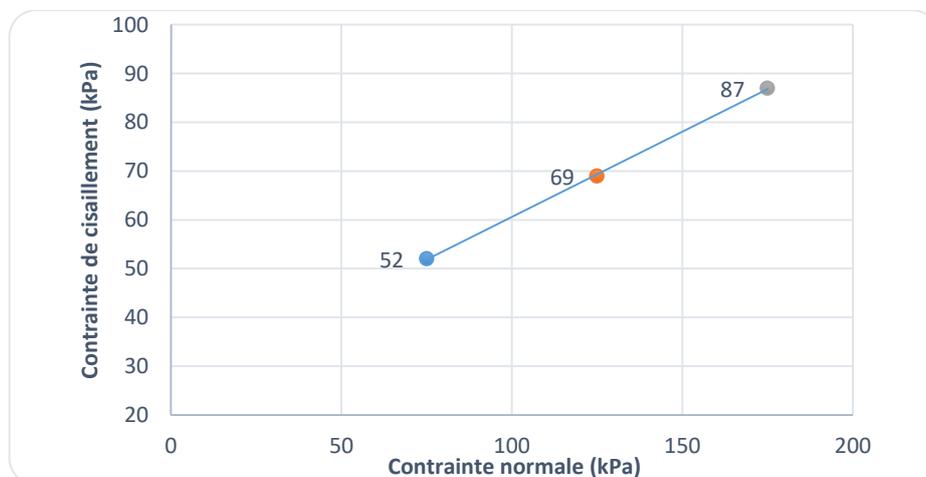


Figure IV.75. Essai de cisaillement (sol+3% poudre de marbre).

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

✓ Interprétation :

Les résultats des paramètres de cisaillement : la cohésion et l'angle de frottement en fonction des différents pourcentages d'additifs pour le sol traité et non traité sont présentés dans le tableau 4.25.

Tableau IV.55. Influence du pourcentage d'additifs sur le cisaillement.

| Paramètre Sol | Cohésion (kN/m ²) | Angle de frottement (°) |
|---|-------------------------------|-------------------------|
| Sol non traité (CU) | 14.7 | 16 |
| Sol non traité en utilisant triaxial (UU) | 58.76 | 26.16 |
| Sol+6% chaux (CU) | 28 | 23 |
| Sol+3% déchets des pneus (CU) | 18.8 | 17 |
| Sol+3% poudre du marbre (UU) | 29 | 17.74 |

Le sol traité a augmenté la cohésion avec l'augmentation de différents pourcentages (voir figure IV.76. Par contre, l'angle de frottement pour différents pourcentages a connu une certaine augmentation dont la valeur maximale a été obtenue pour le Sol+6% chaux ((voir figure IV.77)). Nous constatons que les paramètres de cisaillement déterminés par le triaxial sont plus élevés que celles déterminés par la boîte de cisaillement.

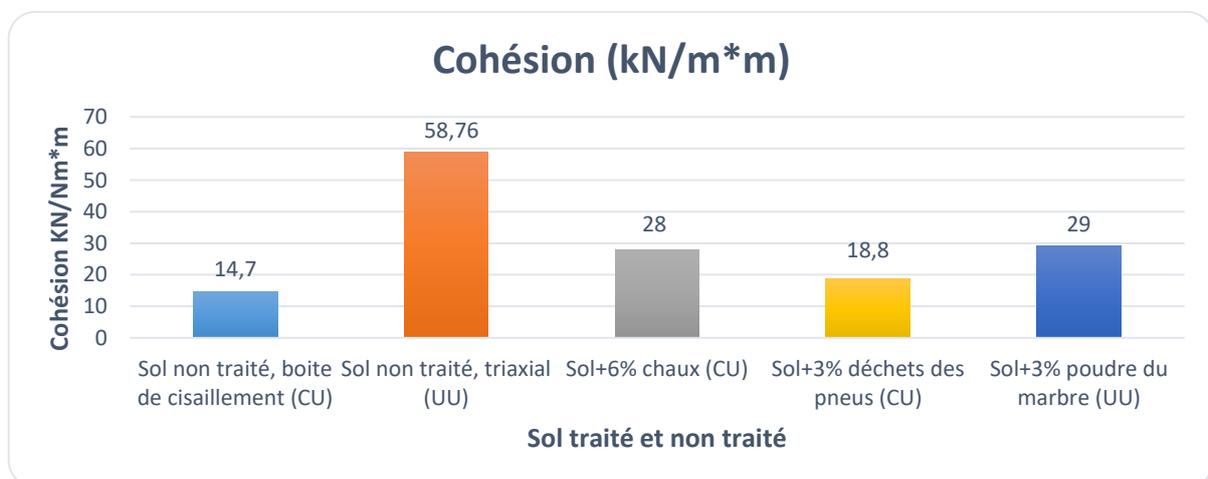


Figure IV.76. Variation de la cohésion en fonction du pourcentage d'additifs.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

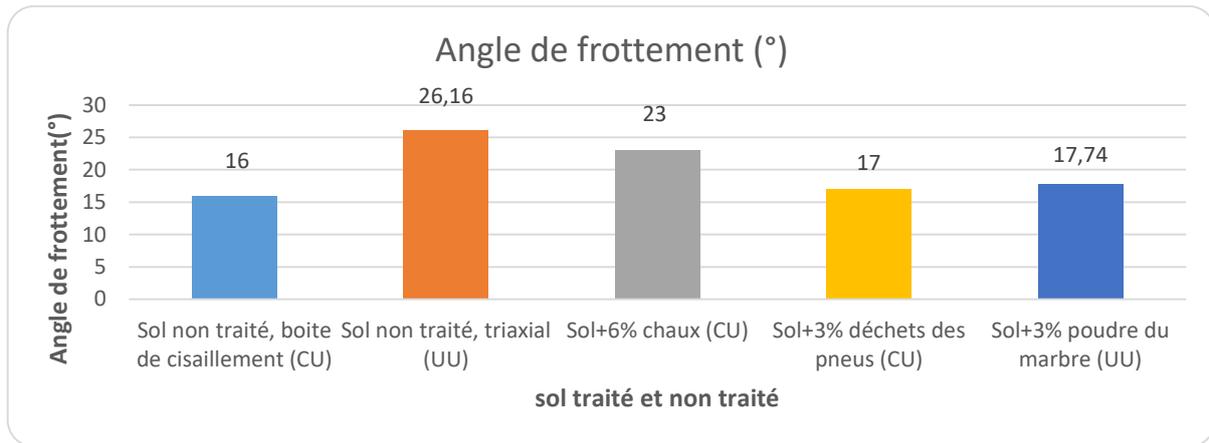


Figure IV.77. Variation de l'angle de frottement (°) en fonction du pourcentage d'additifs.

IV.1.3. Essai de l'œdomètre :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériaux placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus successivement croissants et décroissant suivant un programme défini.

Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

- ✓ Influence du pourcentage d'additifs sur les paramètres de consolidation du sol :

Les résultats de l'essai œdométrique pour l'argile traitée à différents % d'additifs sont représentés sur le tableau suivant :

Il est nécessaire de rappeler que les essais de l'œdomètre réalisés sont uniquement ceux qui ont donné le meilleur rendement dans l'essai de la compression.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Tableau IV.56. Influence du pourcentage de déchet de pneu sur l'essai Œdométrique.

| Paramètres Sols | Cc (%) | Pc (bars) | Cg (%) |
|---------------------------|--------|-----------|--------|
| Sol non traité | 15.1 | 0.815 | 6.8 |
| Sol +6% chaux | 9.2 | 2.335 | 0.7 |
| Sol +3% déchets des pneus | 22.4 | 0.375 | 6.2 |
| Sol +3% poudre du marbre | 9.8 | 1.425 | 1.7 |

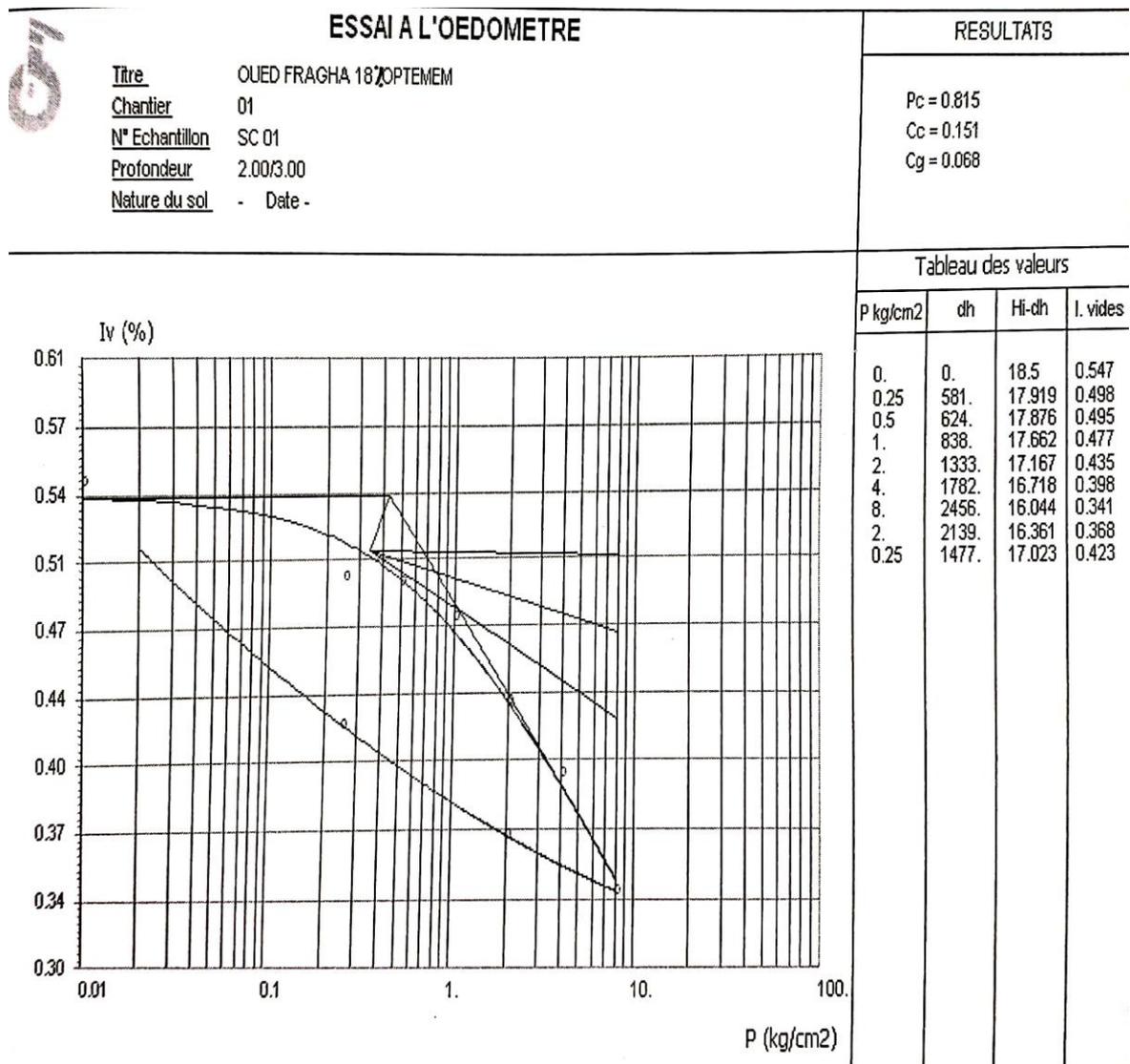


Figure IV.78. Courbe Œdométrique sol naturelle.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats



ESSAI A L'OEDOMETRE

Titre OUED FRAGHA 22' OPTEMEM W= 6 %
Chantier 01
N° Echantillon SC 01
Profondeur 2.00/3.00
Nature du sol - Date -

RESULTATS

$P_c = 2.335$
 $C_c = 0.092$
 $C_g = 0.007$

Tableau des valeurs

| P kg/cm ² | dh | Hi-dh | I. vides |
|----------------------|------|--------|----------|
| 0. | 0. | 18.5 | 0.653 |
| 0.25 | 199. | 18.301 | 0.635 |
| 0.5 | 216. | 18.284 | 0.634 |
| 1. | 240. | 18.26 | 0.632 |
| 2. | 331. | 18.169 | 0.624 |
| 4. | 533. | 17.967 | 0.606 |
| 8. | 862. | 17.638 | 0.576 |
| 2. | 808. | 17.692 | 0.581 |
| 0.25 | 731. | 17.769 | 0.588 |

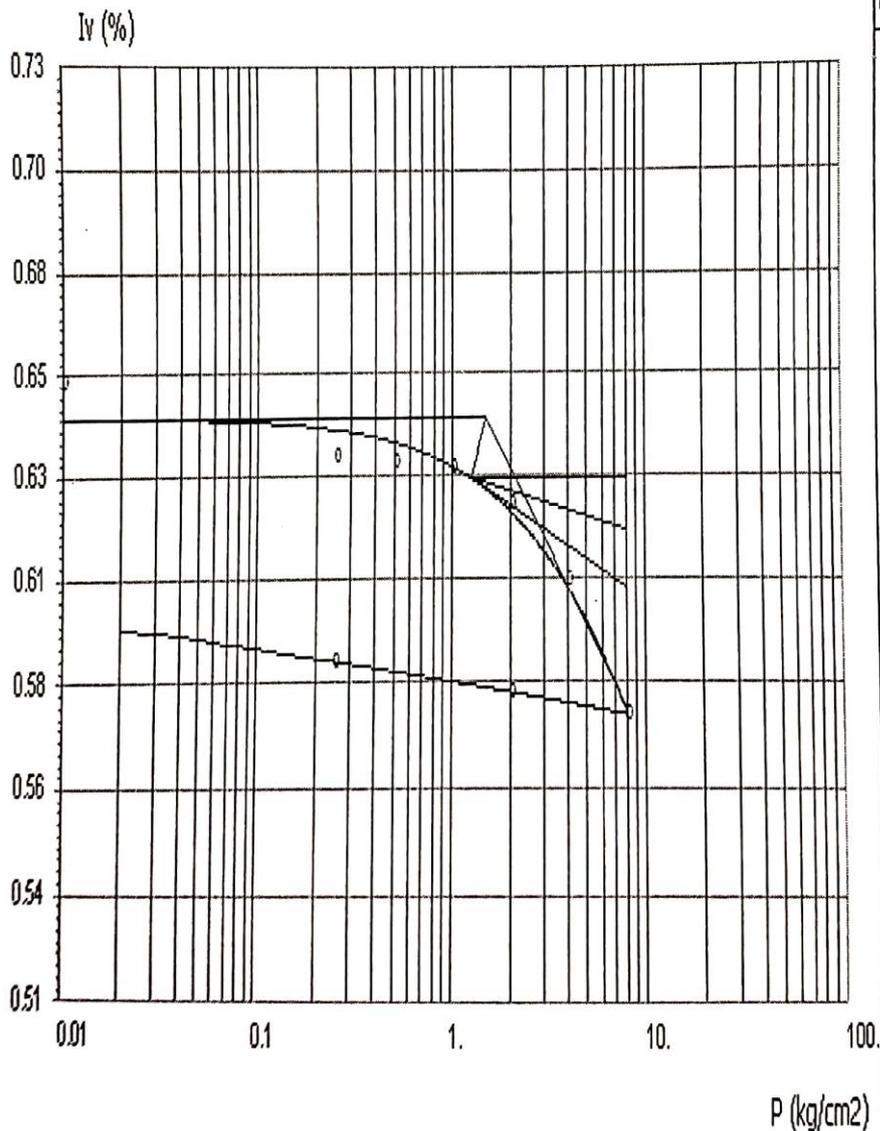


Figure IV.79. Courbe Œdométrique mélange sol +6% chaux.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

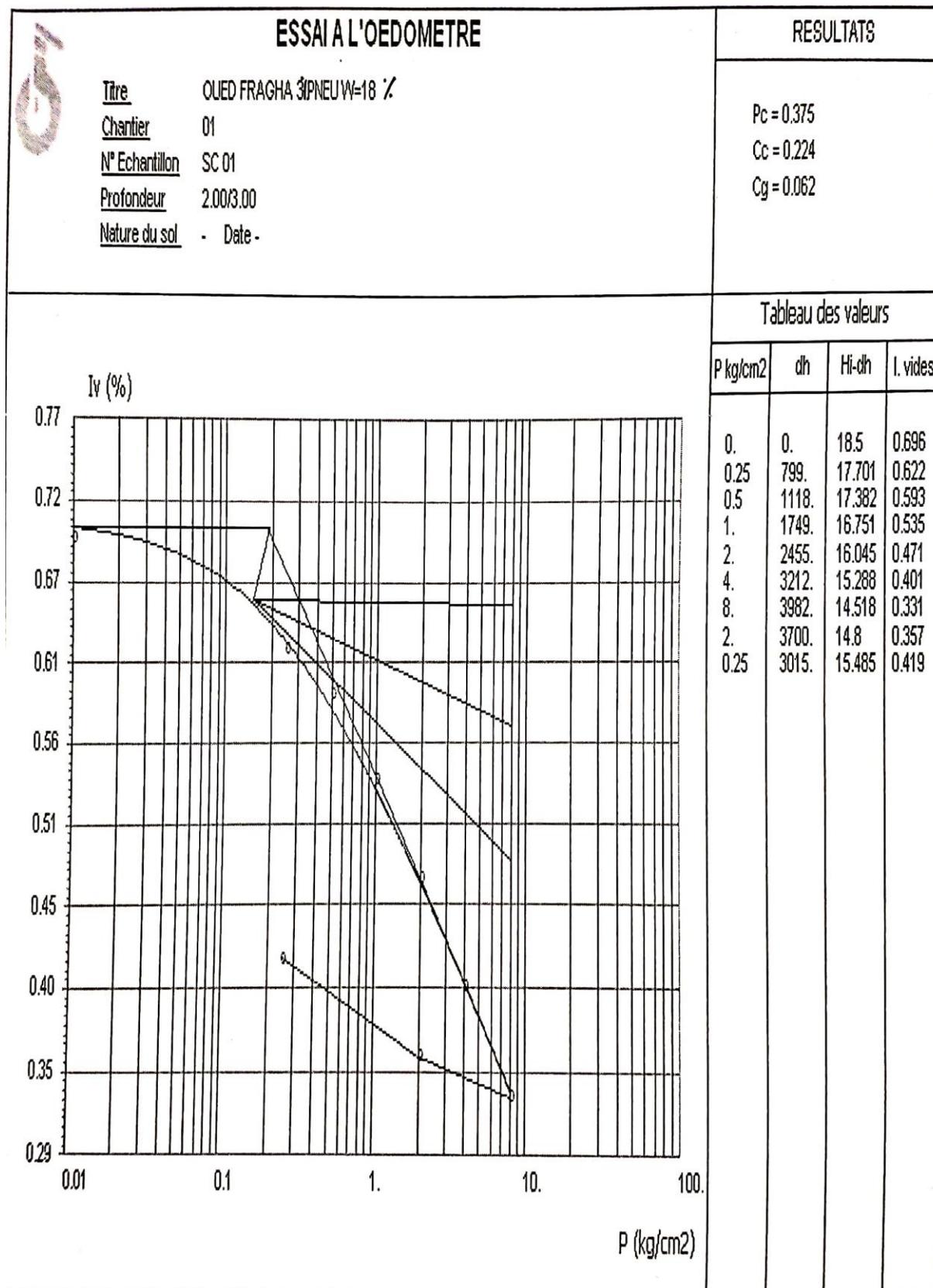


Figure IV.80. Courbe Œdométrique mélange sol +3% déchet de pneu.

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

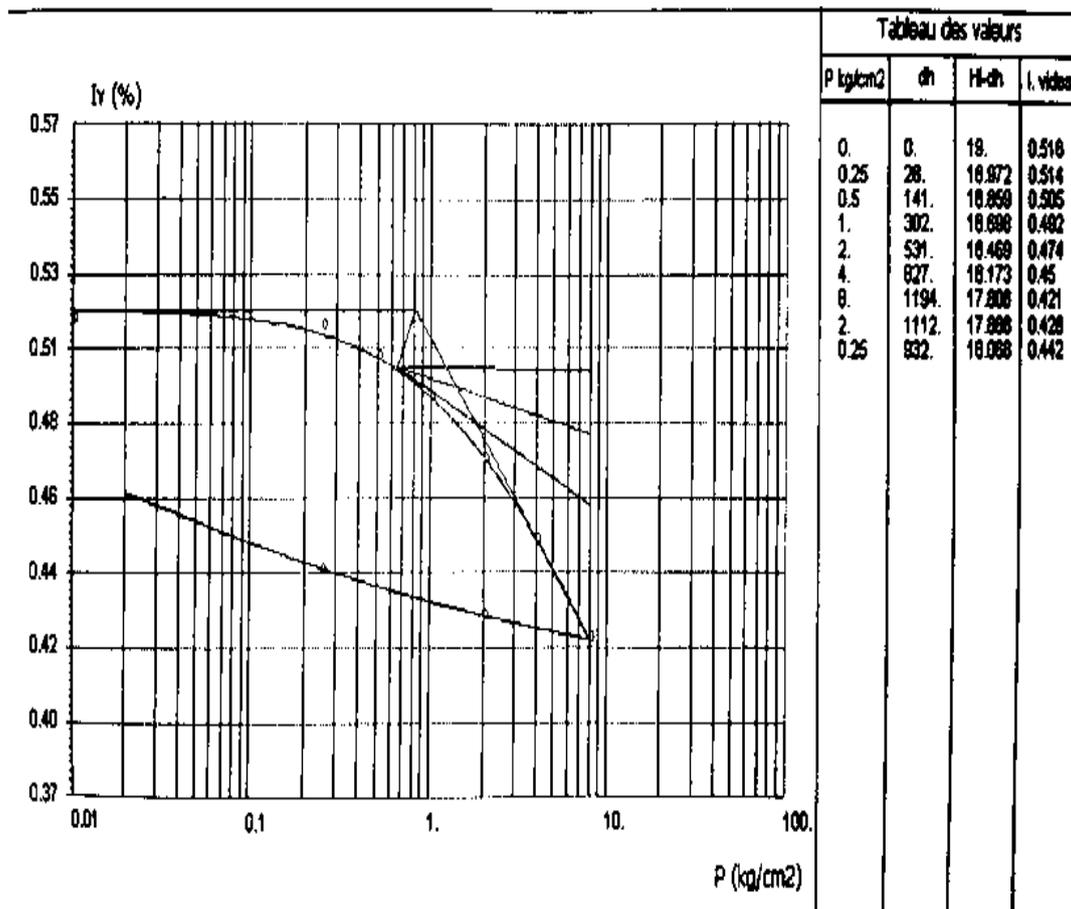


Figure IV.81. Courbe œdométrique mélange sol +3% poudre du marbre.

La classification selon l'indice de compressibilité :

Tableau IV.57. Classification de sol selon l'indice de compressibilité.

| Indice de compressibilité | Classe de sol |
|---------------------------|----------------------------------|
| $C_c < 0.020$ | Sol incompressible |
| $0.020 < C_c < 0.050$ | Sol très peu compressible |
| $0.050 < C_c < 0.100$ | Sol compressible |
| $0.100 < C_c < 0.200$ | Sol moyennement compressible |
| $0.200 < C_c < 0.300$ | Sol assez fortement compressible |
| $0.300 < C_c < 0.500$ | Sol très compressible |
| $C_c < 0.500$ | Sol extrêmement compressible |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

✓ Interprétation :

D'après les courbes oedometriques, on remarque qu'une addition de 3% de déchets de pneus donne la plus grande valeur du coefficient de gonflement (6.2%). Les valeurs du moule Oedométrique sont présentés dans le tableau pour chaque essai.

Tableau IV.58. Les valeurs du moule Oedométrique en fonction du pourcentage d'additifs.

| Paramètres Sols | Valeur de module Oedométrique (MPa) |
|---------------------------------|--|
| Sol non traité | 9.87 (argile raide) |
| Sol +6% chaux | 20.6 (limon uniforme) |
| Sol +3% déchets de pneus | 7.27 (argile raide) |
| Sol +3% poudre du marbre | 17.19 (limon uniforme) |

Si on compare les valeurs Oedométriques trouvées par l'ordre de grandeur du module oedométrique en fonction du type de sol, on constate que le sol + 3% de déchets de pneus donne une valeur similaire au sol non traité.

E_{oed} (MPa) :

- Argile molle 0,1 à 1
- Argile moyenne 0,5 à 4
- Argile raide 1 à 10
- Limon uniforme 3 à 35
- Sable 15 à 50

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

IV.1.4. Essai 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.

- ✓ **P** : pression appliquée par le pneumatique sur le sol de fondation.
- ✓ **Q** : surcharge simulant l'action de la chaussée qui s'oppose au déplacement vertical du sol de fondation lors de l'action du pneu.

On peut reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau. On a réalisé des essais immédiats.

- **Sol non traité :**

Le tableau IV.59 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour sol non traité.

Tableau IV.59. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour sol non traité.

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|---------------|-----------------------|-------------------|
| 1.25 | 55.9 | 2.88 |
| 2 | 64.2 | 3.31 |
| 2.5 | 67.6 | 3.49 |
| 5 | 78.3 | 4.04 |
| 7.5 | 84.3 | 4.35 |
| 10 | 86.9 | 4.49 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.82 présente la courbe de CBR pour le sol ont traité.

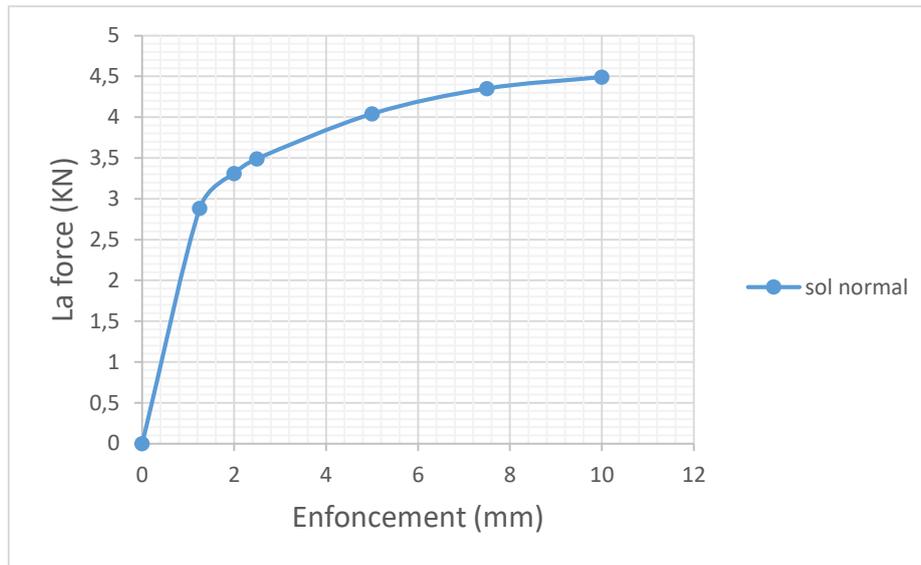


Figure IV.82. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour sol non traité.

✓ **Sol traité par la chaux :**

○ **Sol avec 3% chaux :**

Le tableau IV.60 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 3% chaux).

Tableau IV.60. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 3% chaux).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 189.4 | 9.78 |
| 2 | 224.5 | 11.6 |
| 2.5 | 243.5 | 12.58 |
| 5 | 300.5 | 15.52 |
| 7.5 | 336.4 | 17.38 |
| 10 | 349.9 | 18.08 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.83 présente la courbe de CBR pour le (sol +3% chaux).

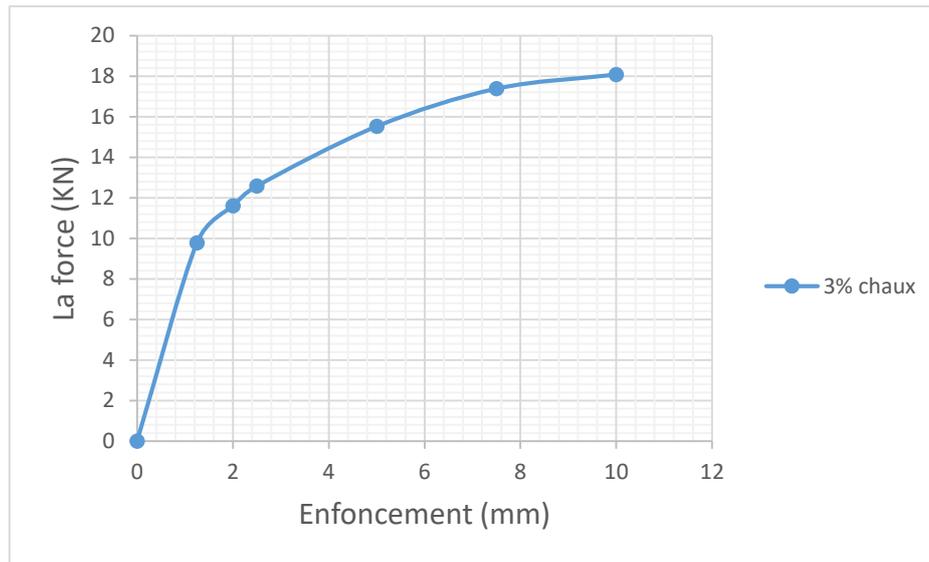


Figure IV.83. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol +3% chaux).

○ **Sol avec 6% chaux :**

Le tableau IV.61 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 6% chaux).

Tableau IV.61. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 6% chaux).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|---------------|-----------------------|-------------------|
| 1.25 | 202.5 | 10.46 |
| 2 | 237.8 | 12.29 |
| 2.5 | 255.6 | 13.19 |
| 5 | 314.8 | 16.26 |
| 7.5 | 341.2 | 17.63 |
| 10 | 351.6 | 18.17 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.84 présente la courbe de CBR pour le (sol +6% chaux).

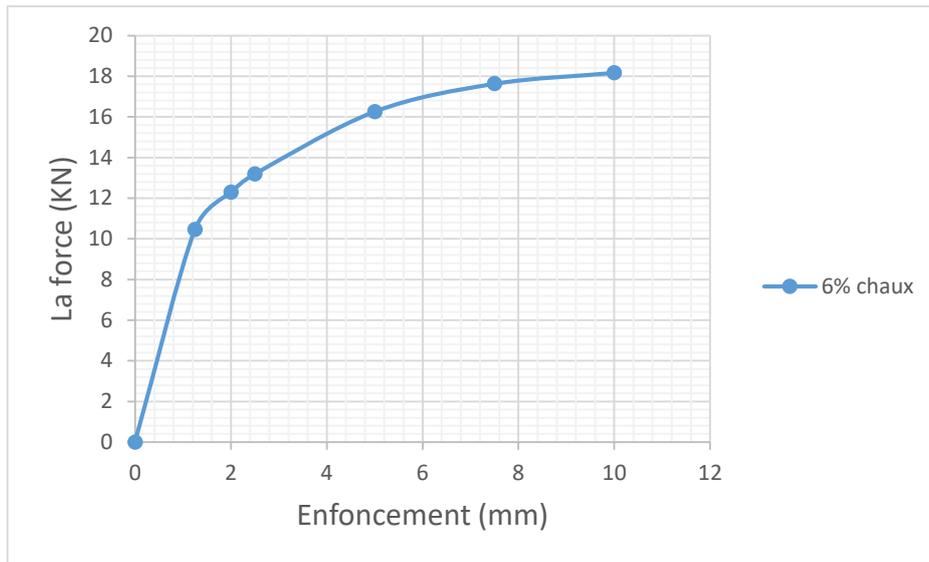


Figure IV.84. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol +6% chaux).

○ **Sol avec 9% chaux :**

Le tableau IV.62 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 9% chaux).

Tableau IV.62. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 9% chaux).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 195 | 10.07 |
| 2 | 219 | 11.31 |
| 2.5 | 232.8 | 12.03 |
| 5 | 274.9 | 14.20 |
| 7.5 | 283.3 | 14.64 |
| 10 | 281.8 | 14.56 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.85 présente la courbe de CBR pour le (sol +6% chaux).

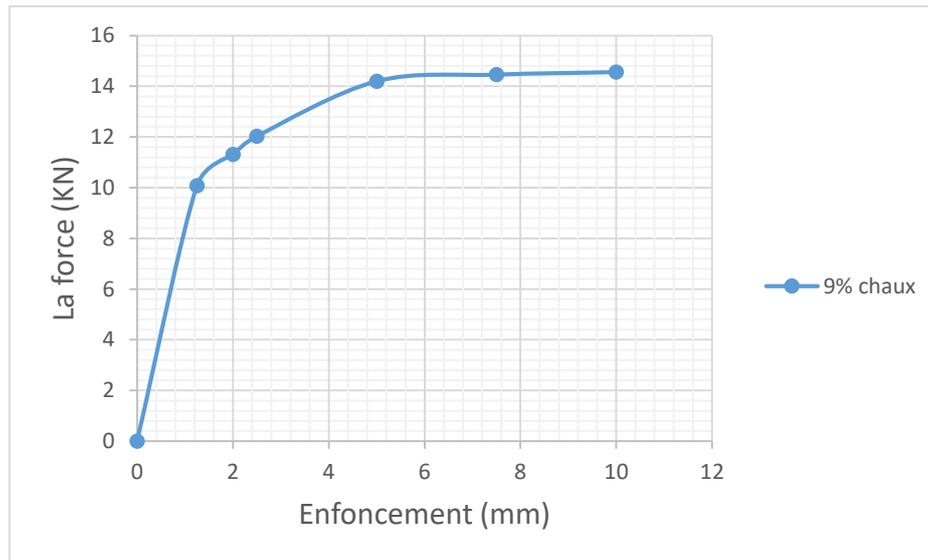


Figure IV.85. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 9% chaux).

✓ **Sol traité par déchets des pneus :**

○ **Sol avec 3% déchets des pneus :**

Le tableau IV.63 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 3% déchets des pneus).

Tableau IV.63. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 3% déchets des pneus).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|---------------|-----------------------|-------------------|
| 1.25 | 71.13 | 3.67 |
| 2 | 78.81 | 4.07 |
| 2.5 | 81 | 4.18 |
| 5 | 93.1 | 4.81 |
| 7.5 | 101.7 | 5.25 |
| 10 | 106.3 | 5.49 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.86 présente la courbe de CBR pour le (sol +3% déchets des pneus).

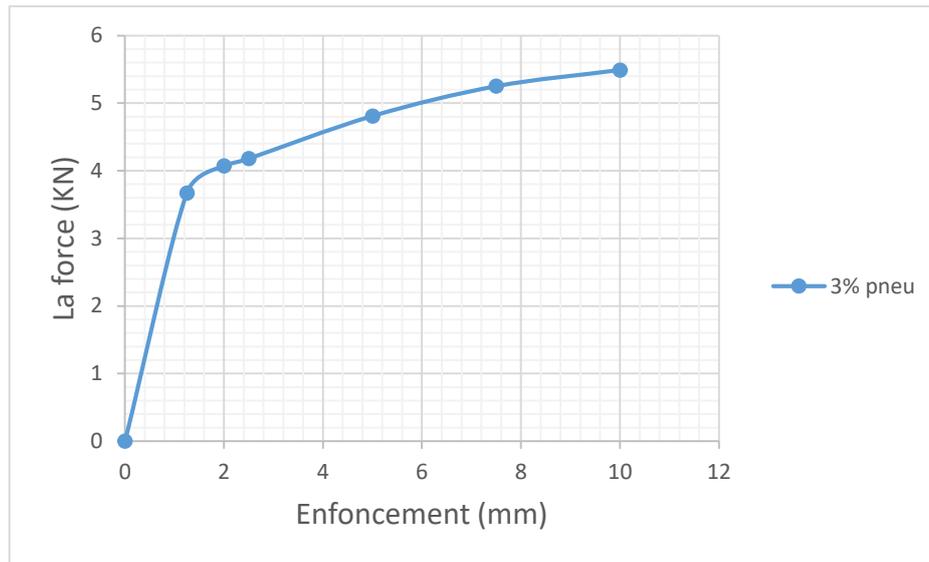


Figure IV.86. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 3% déchets des pneus).

○ **Sol avec 6% déchets des pneus :**

Le tableau IV.64 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 3% déchets des pneus).

Tableau IV.64. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 6% déchets des pneus).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 49.8 | 2.57 |
| 2 | 59.3 | 3.06 |
| 2.5 | 63.9 | 3.30 |
| 5 | 80.6 | 4.16 |
| 7.5 | 88.7 | 4.58 |
| 10 | 93.5 | 4.83 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.87 présente la courbe de CBR pour le (sol +6% déchets des pneus).

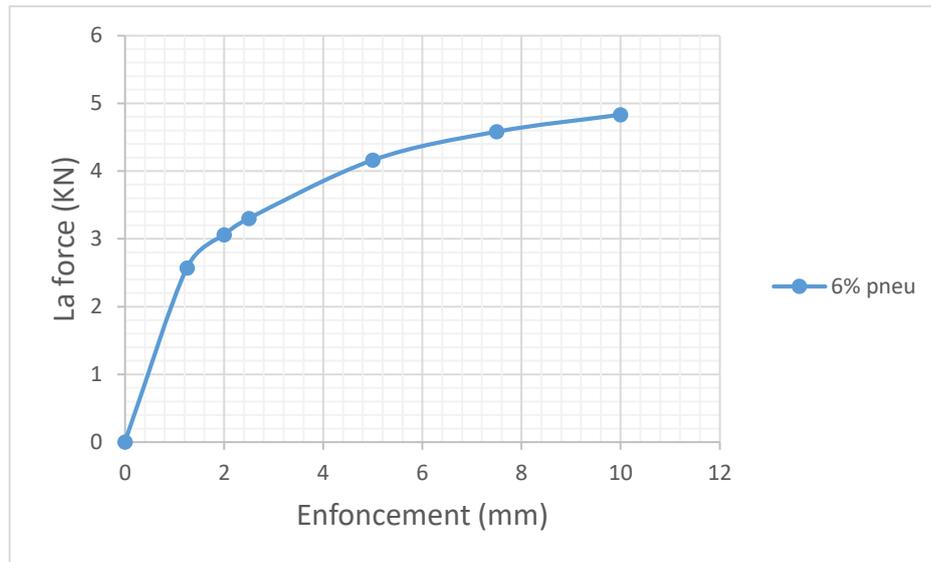


Figure IV.87. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 6% déchets des pneus).

○ **Sol avec 9% déchets des pneus :**

Le tableau IV.65 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 9% déchets des pneus).

Tableau IV.65. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 9% déchets des pneus).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 36.1 | 1.86 |
| 2 | 59.5 | 3.07 |
| 2.5 | 67.5 | 3.48 |
| 5 | 88.4 | 4.56 |
| 7.5 | 99.4 | 5.13 |
| 10 | 102.9 | 5.31 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.88 présente la courbe de CBR pour le (sol +9% déchets des pneus).

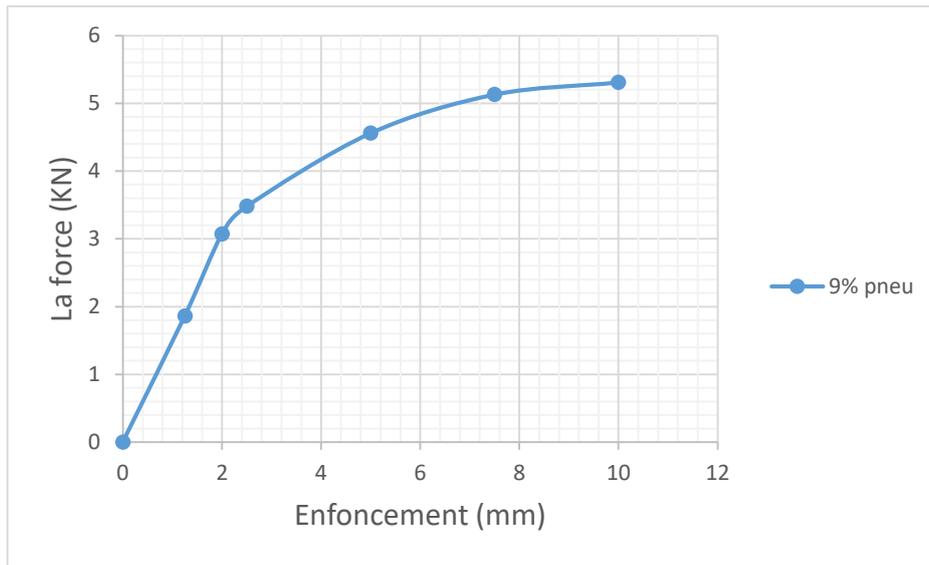


Figure IV.88. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 9% déchets des pneus).

○ **Sol avec 3% poudre du marbre calcinée :**

Le tableau IV.66 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 3% poudre du marbre).

Tableau IV.66. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 3% poudre du marbre).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 104 | 5.37 |
| 2 | 120.1 | 6.20 |
| 2.5 | 130.6 | 6.74 |
| 5 | 132.4 | 6.84 |
| 7.5 | 141.2 | 7.29 |
| 10 | 146.7 | 7.58 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.89 présente la courbe de CBR pour le (sol +3% poudre du marbre).

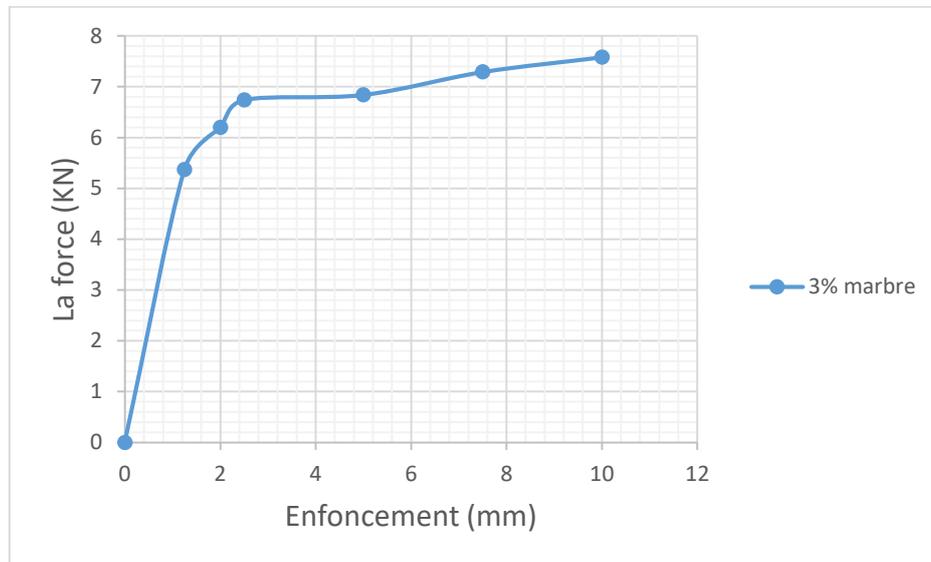


Figure IV.89. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 3% poudre du marbre).

○ **Sol avec 6% poudre du marbre calcinée :**

Le tableau IV.67 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 6% poudre du marbre).

Tableau IV.67. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 6% poudre du marbre).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (KN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 97.8 | 5.05 |
| 2 | 110.9 | 5.73 |
| 2.5 | 125.4 | 6.48 |
| 5 | 160.8 | 8.31 |
| 7.5 | 190.3 | 9.83 |
| 10 | 205.4 | 10.61 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.90 présente la courbe de CBR pour le (sol +6% poudre du marbre).

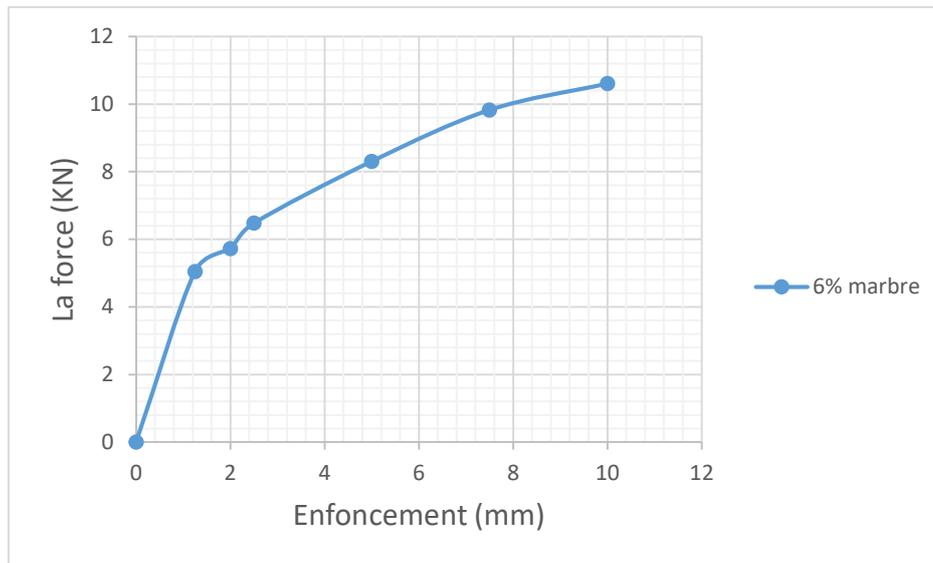


Figure IV.90. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 6% poudre du marbre).

○ **Sol avec 9% poudre du marbre calcinée :**

Le tableau IV.68 présente les valeurs de l'enfoncement (mm) et la force appliquée pour (sol + 9% poudre du marbre).

Tableau IV.68. Valeurs de l'essai de portance CBR Immédiat pour (sol + 9% poudre du marbre).

| E (mm) | Lecture (*100) | Force (kN) |
|--------|----------------|------------|
| 1.25 | 140.5 | 7.26 |
| 2 | 155.3 | 8.02 |
| 2.5 | 160.8 | 8.31 |
| 5 | 166.7 | 8.61 |
| 7.5 | 190.6 | 9.85 |
| 10 | 210.9 | 10.89 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

La figure IV.91 présente la courbe de CBR pour le (sol +9% poudre du marbre).

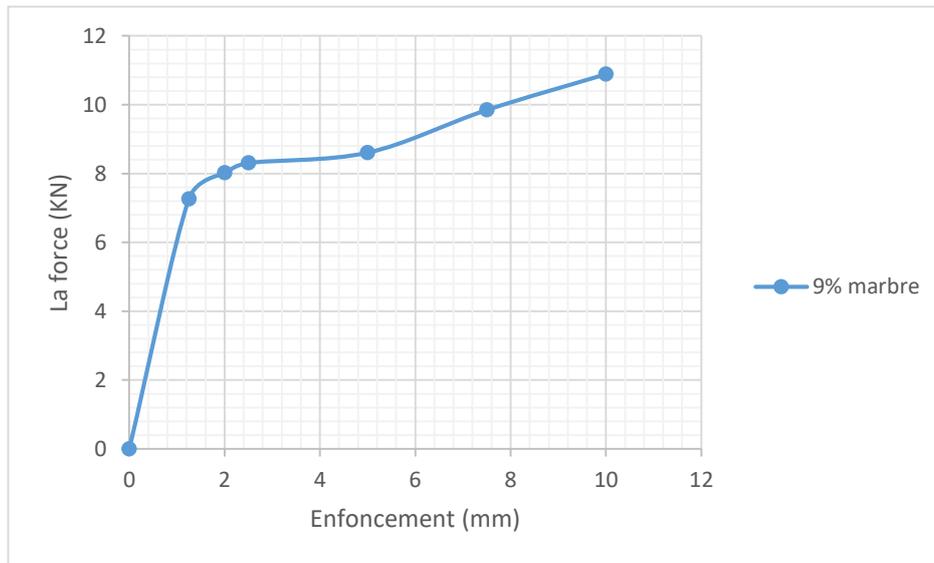


Figure IV.91. Courbe de CBR immédiat : relation entre la force (kN) et l'enfoncement (mm) pour (sol + 9% poudre du marbre).

Interprétation des résultats par tableau :

Tableau IV.69. Résultat de l'indice CBR.

| Paramètre | Sol | Sol non traité | La chaux (%) | | | Poudre du marbre (%) | | | déchet du pneu (%) | | |
|------------------|-----|----------------|--------------|-------|-------|----------------------|------|-------|--------------------|------|------|
| | | | 3% | 6% | 9% | 3% | 6% | 9% | 3% | 6% | 9% |
| 2.5 mm | | 4.36 | 18.22 | 19.1 | 17.42 | 9.77 | 9.38 | 12.03 | 6.06 | 4.78 | 5.05 |
| 5 mm | | 3.61 | 15.07 | 15.79 | 13.79 | 6.64 | 8.06 | 8.36 | 4.67 | 4.04 | 4.43 |
| I _{CBR} | | 4.36 | 18.22 | 19.1 | 17.42 | 9.77 | 9.38 | 12.03 | 6.06 | 4.78 | 5.05 |

Chapitre .IV Discussion et interprétations des résultats

Les figures IV.92 et IV.93 présentent les valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs et la Comparaison entre les courbes d'enfoncement en fonction de la force de l'essai CBR respectivement.

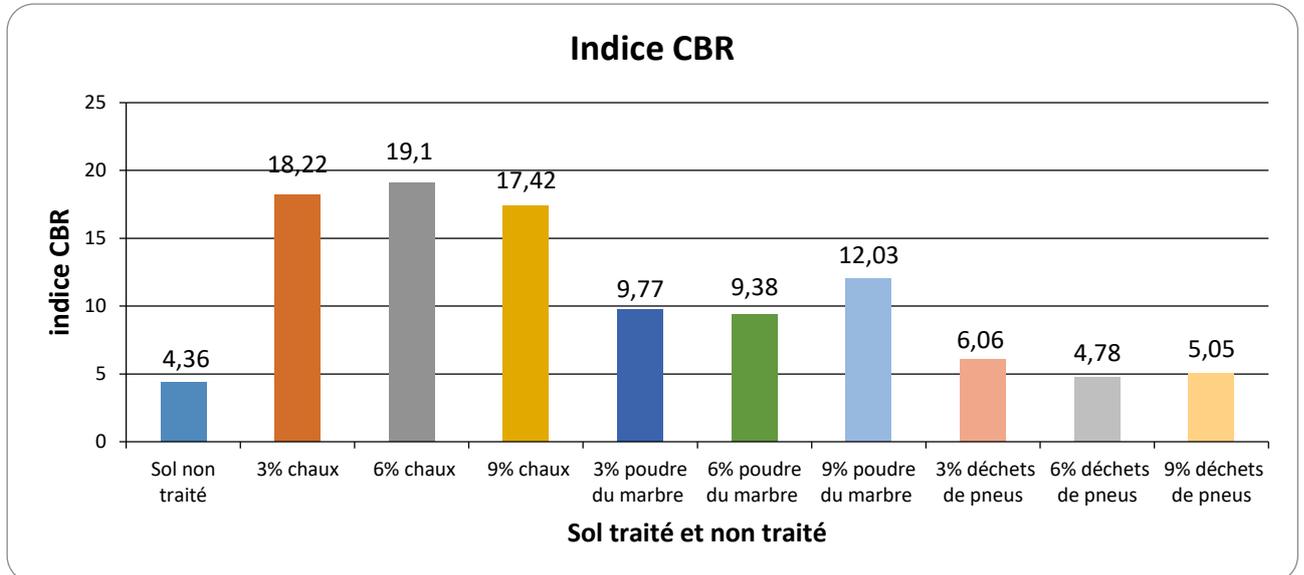


Figure IV.92. Valeurs de l'indice CBR en fonction du pourcentage d'additifs.

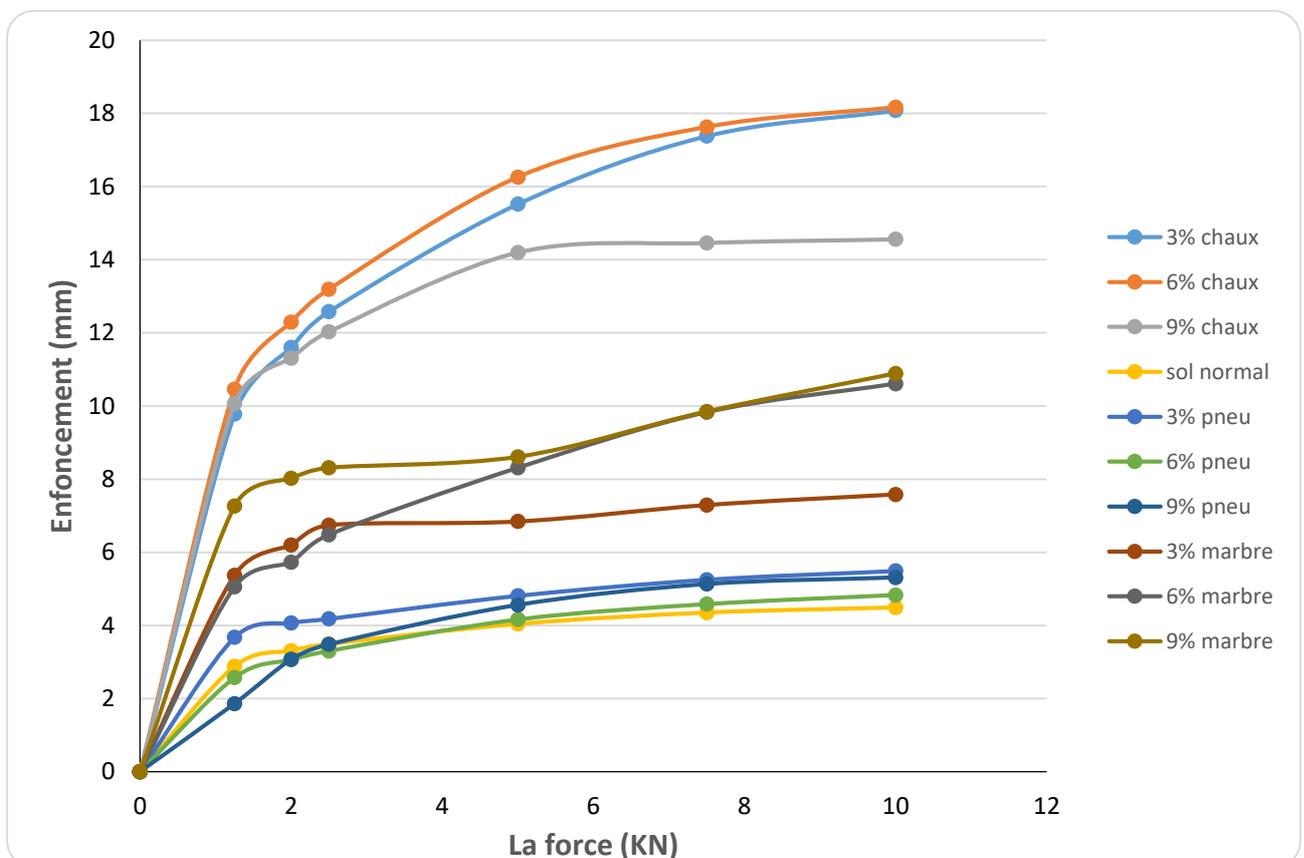


Figure IV.93. Comparaison entre les courbes d'enfoncement en fonction de la force de l'essai CBR.

Conclusion

générale

Conclusion générale

Conclusion générale

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour avoir des solutions qui minimisent le phénomène de gonflement. Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées 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 d'environnement.

Sur la base des résultats obtenus dans cette étude et à la lumière des interprétations de ces résultats nous ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- ✓ Les essais d'identification et de caractérisation ont montré que le sol étudié a un comportement au gonflement. Aussi, ces essais ont montré que le sol est plastique et très sensible à l'eau.

- ✓ La teneur en eau optimale augmente graduellement en fonction de l'augmentation du pourcentage de la chaux et les déchets de pneus, mais elle connue une diminution en fonction de l'augmentation du pourcentage de la poudre du marbre calcinée. Cette diminution de la teneur en eau est due à la diminution de la surface spécifique des particules argileuses des mélanges traités par les grains la poudre du marbre calcinée.

- ✓ Les valeurs des densités sèches maximales diminuent avec l'augmentation du pourcentage en chaux et déchet de pneu à l'exception du pourcentage de 6%. Par contre la densité sèche maximum augmente avec l'augmentation du pourcentage en poudre du marbre calciné.

- ✓ La résistance à la compression a été nettement améliorée avec l'ajout des trois additifs (chaux, poudre du marbre, et déchets des pneus) par rapport au sol non traité.

- ✓ Un ajout de 6% de chaux aboutit à une augmentation significative de plus de 19.1% de son indice CBR, en comparaison au sol non traite, qui est de 4.36%.

Le traitement des sols gonflants par la poudre du marbre calcinée peut remplacer la chaux et peut être une solution pour stabiliser ces types de sols pour des raisons économique, environnementale et technique.

Perspectives

Perspectives

A la lumière des conclusions rapportées précédemment, nous recommandons quelques perspectives et axes de recherches suivants :

- Utilisation d'autres types d'ajouts disponibles en Algérie dans la stabilisation des sols gonflants.
- Déterminer l'amplitude de gonflement et la pression de gonflement en fonction du pourcentage des additifs.
- Chercher les meilleurs matériaux (additifs) qui peuvent réduire le gonflement des sols gonflants.
- Penser à des techniques pratiques de mise en œuvre sur le site afin d'assurer la continuité entre les recherches faites aux laboratoires et leurs réalisations in situ.

Référence

bibliographiques

Références

- [1] ABOU-BEKR.N, AISSA MAMOUNE. S.M, (2004): «Stabilization of swelling soils using salts», Conférence Internationale de Géotechnique. Beyrouth, Lebanon.
- [2] Alonso. E, Gens. A. ET Hight, D. W, (1987). Special problems soils. (session 5) General Report. 9th European Conference. Soil, mech. and Fond. Eng. Dublin.
- [3] Azzouz F.Z. (2006). Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen. Mémoire de magister Université de Tlemcen 179p.
- [4] Babouri. R, (2008). stabilisation des sols argileux par la chaux cas des de kaolinite de Guelma. mémoire de magister université de MSILA, Algérie.
- [5] Bengraa. L.(2004). « Contribution à l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout de sable, application aux sols d'Oran ». Mémoire de magister .U.S.T. Oran, 102p.
- [6] Bouzid. F. (1997). « Étude de l'aspect physico-chimique des caractéristiques mécaniques d'une argile gonflante : Bentonite ». Thèse de Magister (Université des Sciences et de la technologie Houari Boumediene Alger.
- [7] CABANE.N, (2004) : « Sols traites à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et a l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation», thèse de doctorat, école nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France.
- [8] Chen. F.H. (1988). Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 54, Elsevier Publishing Co. Amsterdam, 464 pages.
- [9] Dananaj, I., Frankovská, J., Janotka, I (2005). The influence of smectite content on microstructure and geotechnical properties of calcium and sodium bentonites. Appl. Clay Sci., 28, pp. 223-232.

Référence bibliographiques

- [10] Das, B. M.(2009). Principles of Geotechnical Engineering. Stamford, CT. Cengage Learning.
- [11] Gueddouda. K. (2005). « Stabilisation des argiles gonflantes par ajout de sable de dunes ; Cas : Région de Laghouat ». Thèse Magister, 136 pages.
- [12] GUEDDOUDA.K ET al. (2007). Caractérisation et stabilisation des sols expansifs. Colloque. Tunisie pp 27-34
- [13] Hachichi A. et Fleureau. J.M, (1999) : « Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Alger », Revue Française de géotechniques.
- [14] HACHICHI. A, BOUROKBA.S.A, BENAÏSSA A., J.M, M. HATTAB, HATTAB S.TAIBI. (2009). Etude des phénomènes retrait- gonflement et stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. 19ème Congrès Français de Mécanique Marseille, 24-28.
- [15] Holtz, W. G. and Gibbs, H. J. (1956). Engineering properties of expansive clays: Transactions, ASCE 121, 641-677.
- [16] MOUROUX.P, (1969). La construction économique sur les sols gonflants. Manuels et méthodes, BRGM. France.
- [17] Mouroux P., Margron P., Pinte j.c. (1988). La construction économique sur sols gonflants. BRGM, Manuels et méthodes N°14, Rexcoop (Plan construction), 126 pages.
- [18] Popescu, M. E., A (1986). Comparison between the Behavior of Swelling and of Collapsing Soils, Engineering Geology, Vol. 23, pp. 145-163.
- [19] SEED, H.B, R.J.WOODWARD ET R.LUNDGREN. (1962). « Prediction of swelling potential for compacted clays ». Journal of the soil Mechanics and foundations division, ASCE, vol.88, n° SM4, p.107-131.
- [20] Tucker, M. E. 2001, Sedimentary Petrology - An Introduction to the Origin of Sedimentary Rocks 3ème éditions, Edition La Livrothèque, Marseille, France.

Référence bibliographiques

- [21] Wakim J, (2005). Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse de doctorat. France.
- [22] Norme (NF P 94-050).
- [23] Norme (NF P 94-056).
- [24] Norme (NF P 94-057).
- [25] Norme (NF P 94-051).
- [26] Norme (NF P 94-068).
- [27] Norme (NF P 94 078).
- [28] Norme (XP 94-090-01).
- [29] Norme (NF P94-093).
- [30] AMOURA Fouad et MAAMERI Mohamed.2015 Effet de la durée de cure sur la plasticité et sur les paramètres de cisaillement d'un sol fin argileux amélioré par la chaux. Université Hassiba Benbouali de Chlef.
- [31] Mellal Fatima.2009 Etude du comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux amélioré par la chaux éteinte : cas de l'autoroute Est-Ouest tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana. Université Hassiba Ben-Bouali -Chlef-.