

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



# **Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

## **Influence de la nature du sable sur les caractéristiques physiques et mécaniques d'une argile**

### **Thème**

Présenté par : M<sup>elle</sup> KHETTAOUI Cylia

Devant le jury composé de :

**M<sup>r</sup> GHUILEM K.** Maitre de conférences A à l'UMMTO.....Président

**M<sup>me</sup> MEZIANI F.** Maitre de conférences B à l'UMMTO.....Promotrice

**M<sup>r</sup> MERAKEB S.** Maitre de conférences C à l'UMMTO.....Examineur

Promotion : 2020/2021

# Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions Dieu de bien fait au terme de cette étude en achevant notre mémoire.*

*Je tiens à remercier infiniment ma chère famille qui m'a encouragée et aidée à arriver à ce stade de mes études.*

*Je tiens aussi à remercier tous ceux et celles qui ont contribué à finaliser ce modeste travail.*

*Mes remerciements les plus sincères pour ma promotrice M<sup>me</sup> MEZIANI F., Maitre de conférences B à l'UMMTO, pour m'avoir guidée tout au long de ce travail, je la remercie vivement pour sa disponibilité, son encouragement, et pour ces conseils avisés et son aide précieux pour la rédaction de ce mémoire.*

*J'adresse mes plus vifs remerciements à Mr GHOUILEM K., Maitre de conférences A à l'UMMTO, qui m'a honoré d'avoir accepté de présider le jury de ma soutenance.*

*Je tiens également à remercier Mr MERAKEB S., Maitre de conférences C à l'UMMTO, pour avoir accepté de juger ce travail.*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail ...*

*À la mémoire de mon très cher père qu'il repose en paix ;*

*À ma très chère mère qui n'a pas cessée de me soutenir et me donner le meilleur tout au long de mes études ;*

*À mes chers sœurs et frères qui ont toujours étaient présents pour moi ;*

*À mon fiancé qui n'a pas cessé de m'aider ;*

*À mes meilleures amies Thiziri et Souhila.*

*Cylia*

---

## **Résumé**

Les sols argileux sont des sols problématiques en géotechnique. Ils se caractérisent par des mauvaises propriétés géotechniques en raison de leur plasticité, leur faible résistance et une teneur en eau élevée. Le traitement par substitution d'une fraction d'un matériau inerte de type sable est une solution appropriée pour envisager le réemploi des sols argileux dans les projets de construction. Dans cette étude, on a utilisé deux types de sables de nature différente, sable de dune et sable de carrière à des pourcentages d'ajout de 4%, 6% et 8%. Cette étude expérimentale, vise à étudier l'influence de la nature et du pourcentage des sables utilisés sur l'évolution des caractéristiques physiques et mécaniques d'une argile. Les résultats obtenus montrent que, le traitement effectué par ajout de sable de nature différente, influe positivement sur les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile étudiée. L'ajout du sable diminue la plasticité, améliore les caractéristiques de compactage et les paramètres de cisaillement des mélanges étudiés.

## **Mots clés**

Argile, sable, traitement, essais mécaniques, caractéristiques physiques.

---

---

## **Abstract**

Clay soils are problematic soils in geotechnic. They are characterized by poor geotechnical properties due to their plasticity, low strength and high water content. The treatment by substitution of a fraction of an inert material of sand type is an appropriate solution to consider the reutilization of clayey soils in construction works. In this study, two types of sand of different nature were used, dune sand and quarry sands This experimental study, aims to study the influence of the nature and percentage of sand used on the .evolution of physical and mechanical characteristics of a clay. The results obtained show that, the treatment carried out by adding sand of different nature, positively influences the physical and mechanical characteristics of the studied clay. The addition of sand decreases the plasticity, improves the compaction characteristics and the shear parameters of the studied mixtures.

## **Key words**

Clay, sand, treatment, mechanical tests, physical characteristics.

---

# Notation et Nomenclature

Indices	Désignations
W	La teneur en eau
m	Masse de sol humide
$m_w$	Masse d'eau
$m_s$	Masse des grains solides
$\rho_w$	Masse volumique de l'eau égale à 1000kg/m <sup>3</sup>
$\rho_s$	Masse volumique des particules solides des sols
$M_{rp}$	Masse de l'échantillon paraffiné à l'air
$M'_{rp}$	Masse de l'échantillon paraffiné immergé
$M_p$	Masse de la paraffine
$V_{rp}$	Volume brut (cm <sup>3</sup> )
$V_p$	Volume de la paraffine
V	Volume total
$\rho_h$	Masse volumique humide
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\rho$	Masse volumique apparente
$W_L$	Limite de liquidité
$W_P$	Limite de plasticité
$I_P$	Indice de plasticité
$I_c$	Indice de consistance
$C_u$	Coefficient d'uniformité
$C_c$	Coefficient de courbure
ES	Équivalent de sable
$h_1$	Hauteur des particules grossières
$h_2$	Hauteur des particules grossières+fines (floculats)
VBS	Valeur au bleu de méthylène
$m$	Masse sèche de la prise d'essai
$V_b$	Volume de la solution de bleu utilisée
$W_{opt}$	Teneur en eau optimale
$\gamma_{dopt}$	Poids volumique sec
$\phi$	Angle de frottement
C	Cohésion
$\tau$	Contrainte au cisaillement
$\epsilon$	Déformation horizontal
$T_{max}$	Contrainte tangentielle maximale de cisaillement
$\phi'$	Angle de frottement effectif
$c'$	Cohésion drainée
N	Effort normal
$S_c$	Section corrigée

# Liste des figures

## Chapitre I : Les argiles

Figure I.1: Processus de formation de l'argile.....	5
Figure I.2: Les différents types de Phyllo silicates .....	4
Figure I.3. Limite d'Atterberg.....	5
Figure I.4. La structure fondamentale tétraédrique .....	8
Figure I.5 : La structure fondamentale octaédrique.....	8
Figure I.6.Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile .....	9
Figure I.7 : Structure des minéraux argileux .....	11
Figure I.8. Structure d'une Kaolinite.....	13
Figure I.9.Microscopie d'une kaolinite .....	12
Figure I.10. Structure de la montmorillonite.....	14
Figure I.11.Microscopie d'une montmorillonite .....	13
Figure I.12. Structure d'illite.....	15
Figure I.13. Microscopie d'une illite.....	14
Figure I.14. Structure d'un chlorite.....	15
Figure I.15.Microscopie d'un chlorite.....	14
Figure I.16. Structure d'une vermiculite.....	16
Figure I.17.Microscopie d'une vermiculite.....	15
Figure I.18.Vue rapprochée de fentes de dessiccation dans l'argile .....	16
Figure I.19. Retrait-Gonflement.....	16
Figure I.20.Fissurations des façades des maisons .....	18
Figure I.21. Désordres de chaussées dues au gonflement .....	19
Figure I.22.Glisement de terrain .....	19
Figure I.23.Fissure profonde sur une maison .....	20
Figure I.24. Route déformée et clôture penchée.....	20
Figure I.25.Phénomène du tassement.....	21
Figure I.26. Tassement uniforme.....	23
Figure I.27.Tassement différentiel .....	22

## Chapitre II : Les sables

Figure. II.1. Sable de Kamala Beach, Hawaii .....	25
Figure. II.2. Dunes de gypse .....	25
Figure.II.3. Sable de dunes (Algérie) .....	26
Figure.II.4. Sable de carrière (Algérie) .....	26
Figure II.5. Le silicium du sable .....	27
Figure II.6. Structure cristalline du silicium.....	27
Figure II.7. La silice.....	29
Figure II.8. Structure cristalline de la silice. ....	28
Figure II.9.Silicate du sable .....	29
Figure II.10. Structure cristalline des silicates. ....	29
Figure II.11. Sable argileux.....	30
Figure II.12. Carbonates.....	31
Figure II.13. Structure cristalline du carbonate .....	30
Figure II.14. Microstructure des sols granulaires.....	32

### **Chapitre III : Procédures expérimentales et identification des matériaux utilisés**

Figure III.1. Des échantillons soumis au séchage dans une étuve.....	38
Figure III.2. Un Concasseur .....	39
Figure III.3. L'argile utilisée .....	39
Figure III.4. Types de sables utilisés .....	39
Figure III.5. Détermination de la masse volumique des particules solides .....	42
Figure III.6. Échantillon paraffiné.....	43
Figure III.7. Pesée hydrostatique.....	43
Figure III.8. Moule utilisé pour la détermination de la masse volumique apparente .....	45
Figure III.9. Procédures de la détermination de la limite de liquidité .....	47
Figure III.10. Courbe limite de liquidité .....	48
Figure III.11. Procédures de la détermination de la limite de plasticité. ....	48
Figure III.12. Diagramme de Casagrande .....	49
Figure III.13. Tamiseuse électrique.....	51
Figure III.14. Analyse granulométrique par sédimentation.....	52
Figure III.15. Courbe granulométrique de l'argile étudiée.....	53
Figure III.16. Courbe granulométrique du sable de carrière. ....	54
Figure III.17. Courbe granulométrique du sable de dunes .....	55
Figure III.18. Appareil de l'équivalent de sable.....	58
Figure III.19. Essai d'équivalent de sable .....	58
Figure III.20. Agitateur.....	61
Figure III.21. Test de la tache sur papier.....	60

### **Chapitre IV : Influence du sable sur les caractéristiques physiques de l'argile étudiée**

Figure IV.1. Limite de liquidité de l'argile étudiée à l'état naturel.....	63
Figure IV.2. Limite de liquidité (4% sable de dunes) .....	65
Figure IV.3. Limite de liquidité (6% sable de dunes) .....	66
Figure IV.4. Limite de liquidité (8% sable de dunes) .....	67
Figure IV.5. Influence du sable de dunes sur les limites d'Atterberg. ....	69
Figure IV.6. Histogramme de la réduction des indices de plasticité en fonction des teneurs en sable de dunes... 69	69
Figure IV.7. Limite de liquidité (4% sable carrière) .....	71
Figure IV.8. Limite de liquidité (6% sable de carrière) .....	73
Figure IV.9. Limite de liquidité (8 % sable de carrière) .....	74
Figure IV.10. Influence de sable de carrière sur les limites d'Atterberg.....	75
Figure IV.11. Histogramme de la réduction des indices de plasticité en fonction des teneurs en sable de carrière .....	76

## Chapitre V : Essais de compactage

Figure V.1. Structure de sol avant et après compactage.....	80
Figure V.2. Objectifs du compactage.....	81
Figure V.3. Courbe de compactage et optimum Proctor. ....	82
Figure V.4. Influence de l'énergie de compactage. ....	82
Figure V.5. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor. ....	83
Figure V.6. Stabilisation par compactage de surface .....	84
Figure V.7. Densification d'un terrain par compactage dynamique (cas réel de l'aéroport de Nice 1978, France) 85	
Figure V.8. Vibro compactage .....	85
Figure V.9. Différentes méthodes pour mesurer la compacité.....	87
Figure V.10. Préparation de l'échantillon à l'optimum. ....	90
Figure V.11. Déroulement de l'essai Proctor normal. ....	90
Figure V.12. Courbe essai Proctor d'argile sans ajout .....	91
Figure V.13. Courbe essai Proctor à 4% de sable de carrière .....	92
Figure V.14. Courbe essai Proctor à 6% de sable de carrière .....	93
Figure V.15. Courbe essai Proctor à 8% de sable de carrière .....	94
Figure V.16. Influence du sable de carrière sur les paramètres de compactage .....	95
Figure V.17. Courbe essai Proctor à 4% de sable de dunes .....	96
Figure V.18. Courbe essai Proctor à 6% de sable de dunes .....	97
Figure V.19. Courbe essai Proctor à 8% de sable de dunes .....	98
Figure V.20. Influence de sable de dunes sur les paramètres de compactage .....	99

## Chapitre VI: Essais de cisaillement

Figure VI.1. Les problèmes de construction .....	101
Figure VI.2. États de rupture et critère de Mohr Coulomb.....	102
Figure VI.3. Courbe de contraintes-déformations.....	103
Figure VI.4. Appareillage de cisaillement.....	104
Figure VI.5. Courbes contrainte – déplacement.....	105
Figure VI.6. Détermination de ( $\phi$ et C) à partir de la droite intrinsèque .....	106
Figure VI.7. Droite intrinsèque .....	106
Figure VI.8. Boîte de cisaillement utilisée .....	109
Figure VI.9. Boîte de cisaillement .....	109
Figure VI.10. L'éprouvette après cisaillement .....	111
Figure VI.11. Courbes contraintes tangentielles de l'argile à l'état naturel. ....	114
Figure VI.12. Droite intrinsèque à l'état naturel (0% d'ajout) .....	115
Figure VI.13. Courbes contraintes tangentielles à 4% d'ajout sable de dunes .....	119
Figure VI.14. Droite intrinsèque à 4% d'ajout sable de dunes.....	120
Figure VI.15. Courbes contraintes tangentielles à 6% d'ajout sable de dunes .....	124
Figure VI.16. Droite intrinsèque à 6% d'ajout sable de dunes.....	125

Figure VI.17. Courbes contraintes tangentielles à 8 % d'ajout sable de dunes .....	129
Figure VI.18. Droite intrinsèque 8% d'ajout sable de dunes.....	130
Figure VI.19. Courbe des cohésions en fonction de la teneur en sable de dunes .....	131
Figure VI.20. Courbe de l'angle de frottement en fonction de la teneur en sable de dunes .....	132
Figure VI.21. Courbes contraintes tangentielles à 4 % d'ajout sable de carrière .....	136
Figure VI.22. Droite intrinsèque à 4% d'ajout sable de carrière .....	137
Figure VI.23. Courbes contraintes tangentielles à 6 % d'ajout sable de carrière .....	141
Figure VI.24. Droite intrinsèque à 6% d'ajout sable de carrière .....	142
Figure VI.25. Courbes contraintes tangentielles à 8% d'ajout sable de carrière .....	146
Figure VI.26. Droite intrinsèque à 8% d'ajout sable de carrière .....	147
Figure VI.27. Courbes des cohésions en fonction de la teneur sable de carrière .....	148
Figure VI.28. Courbes d'angle de frottement en fonction de la teneur sable de carrière .....	149

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Les argiles

Tableau I.1. Caractéristiques de quelques minéraux argileux .....	15
---	----

## Chapitre II : Les sables

Tableau II.1. Séries de tamis employés pour la détermination du module de finesse du sable .....	34
--	----

## Chapitre III : Procédures expérimentales et identification des matériaux utilisés

Tableau III.1. Résultats de la teneur en eau de l'argile .....	41
Tableau III.2. Résultats de la teneur en eau du sable de dune .....	41
Tableau III.3. Résultats de la teneur en eau du sable de carrière.....	41
Tableau III.4. Résultats de la masse volumique des particules solides .....	43
Tableau III.5. Résultats de la masse volumique humide $\rho_h$ .....	44
Tableau III.6. Résultats de la masse volumique sèche $\rho_d$ .....	44
Tableau III.7. Résultats de la masse volumique apparente de l'argile étudiée .....	45
Tableau III.8. Résultats de la limite de liquidité .....	47
Tableau III.9. Résultats de la limite de plasticité .....	49
Tableau III.10. Classification de sol selon l'indice de plasticité .....	49
Tableau III.11. Etat d'un sol en fonction de l'indice de consistance.....	50
Tableau III.12. Résultats de l'analyse granulométrique pour l'argile .....	51
Tableau III.13. Résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation.....	52
Tableau III.14. Résultats de l'analyse granulométrique du sable de carrière .....	53
Tableau III.15. Résultats de l'analyse granulométrique du sable de dunes .....	54
Tableau III.16. Classe granulométriques en fonction de $C_u$ .....	56
Tableau III.17. Désignation des sols en fonction de $C_u$ et $C_c$ .....	56
Tableau III.18. Les préconisations en matière de propreté pour les sables .....	59
Tableau III.19. Résultat de l'essai de bleu de méthylène .....	61
Tableau III.20. Classification des sols en fonction de la valeur au bleu de méthylène [d'après la norme française (NF P 11-300) et le GTR].....	61

## Chapitre IV : Influence du sable sur les caractéristiques physiques de l'argile étudiée

Tableau IV.1. Résultats de la limite de liquidité de l'argile à l'état naturel .....	63
Tableau IV.2. Résultats de la limite de plasticité de l'argile à l'état naturel .....	64
Tableau IV.3. Résultats de la limite de liquidité (4% sable de dunes) .....	64
Tableau IV.4. Résultats de la limite de plasticité (4% sable de dunes) .....	65
Tableau IV.5. Résultats de la limite de liquidité (6% sable de dunes) .....	66
Tableau IV.6. Résultats de la limite de plasticité (6% sable de dunes) .....	66
Tableau IV.7. Résultats de la limite de liquidité (8% sable de dunes) .....	67
Tableau IV.8. Résultats de la limite de plasticité (8% sable de dunes) .....	68
Tableau IV.9. Variation des limites d'Atterberg en fonction du sable de dunes .....	68
Tableau IV.10. Résultats de la limite de liquidité (4% sable de carrière) .....	71
Tableau IV.11. Résultats de la limite de plasticité (4% sable de carrière) .....	72
Tableau IV.12. Résultats de la limite de liquidité (6% sable de carrière) .....	72
Tableau IV.13. Résultats de la limite de plasticité (6% sable de carrière) .....	73
Tableau IV.14. Résultats de la limite de liquidité (8% sable de carrière) .....	74
Tableau IV.15. Résultats limite de plasticité (8% sable de carrière).....	74
Tableau IV.16. Variation des limites d'Atterberg en fonction de sable de carrière .....	75

## Chapitre V : Essais de compactage

Tableau V.1. Résultats de l'essai Proctor d'argile sans ajout.....	90
Tableau V.2. Résultats de l'essai Proctor (4% sable de carrière).....	92
Tableau V.3. Résultats de l'essai Proctor (6% sable de carrière).....	93
Tableau V.4. Résultats de l'essai Proctor (8% sable de carrière).....	94
Tableau V.5. Résultats de l'essai Proctor (4% sable de dunes).....	96
Tableau V.6. Résultats de l'essai Proctor (6% sable de dunes).....	97
Tableau V.7. Résultats de l'essai Proctor (8% sable de dunes).....	98

## Chapitre VI: Essais de cisaillement

Tableau VI .1. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile à l'état naturel (100KPa).....	112
Tableau VI.2. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile à l'état naturel (200KPa).....	113
Tableau VI.3. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile à l'état naturel (300KPa).....	114
Tableau VI.4. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à l'état naturel. ....	115
Tableau VI.5. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 %sable de dunes (100KPa) .....	116
Tableau VI.6. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 %sable de dunes(200KPa) .....	117
Tableau VI .7. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 %sable de dunes (300KPa) .....	118
Tableau VI.8. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 4% d'ajout du sable de dunes.....	119
Tableau VI .9. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 %sable de dunes (100KPa) .....	121
Tableau VI .10. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 %dusable de dunes (200KPa) .	122
Tableau VI .11. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 %du sable de dunes (300KPa)	123
Tableau VI.12. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 6% d'ajout du sable de dunes ..	124
Tableau .VI.13. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout 8 % du sable de dunes (100KPa) .....	126
Tableau. VI.14. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de dunes (200KPa) .....	127
Tableau.VI.15. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de dunes (300KPa)	128
Tableau.VI.16. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 8% d'ajout de sable de dunes..	129
Tableau VI.17. Résultats des cohésions obtenues de l'argile traitée avec ajout du sable de dunes.....	130
Tableau VI.18. Résultats des angles de frottement obtenus de l'argile traitée avec ajout du sable de dunes.....	131
Tableau.VI.19. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 % du sable de carrière (100KPa) .....	133
Tableau VI .20. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 % du sable de carrière (200KPa) .....	134
Tableau VI .21. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 % du sable de carrière (300KPa) .....	135
Tableau VI.22. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 4% d'ajout du sable de carrière	136
Tableau. VI.23. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de carrière (100 KPa) .....	138
Tableau.VI.24. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de carrière (200KPa) .....	139
Tableau.VI.25. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de carrière (300KPa) .....	140
Tableau.VI.26. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 6% d'ajout du sable de carrière	141
Tableau.VI.27. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de carrière (100 KPa) .....	143
Tableau VI .28. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de carrière (200KPa) .....	144
Tableau VI.29. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de carrière (300KPa) .....	145
Tableau VI.30. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 8 % d'ajout sable de carrière...	146
Tableau.VI.31. Résultats des cohésions obtenues de l'argile traitée avec ajout du sable de carrière.....	147
Tableau VI.32. Résultats des angles de frottement obtenus de l'argile traitée avec ajout du sable de carrière...	148

# Sommaire

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I: Les argiles</b>	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition des argiles.....	3
I.3. Origine des argiles.....	3
I.4. Plasticité des argiles.....	4
I.5. Les minéraux argileux.....	6
I.6. Formation des minéraux argileux.....	6
I.6.1. Héritage et altération.....	6
I.6.2. Néofonnations en milieux confinés.....	7
I.6.3. Transformations des minéraux argileux.....	7
I.7. Structures cristallines fondamentales des minéraux argileux.....	7
I.7.1. La structure fondamentale tétraédrique.....	7
I.7.2. La structure fondamentale octaédrique.....	8
I.8. Propriétés et rôle des minéraux argileux.....	9
I.9. Classification des minéraux argileux.....	10
I.9.1. Groupe des minéraux du type 1/1 (Te-Oc) ou minéraux à 7 Å.....	10
I.9.2. Groupe des minéraux du type 2/1 (Te-Oc-Te) ou minéraux à 10 Å.....	10
I.9.3. Groupe des minéraux du type 2/1/1 (Te-Oc-Te-Oc) ou minéraux à 14 Å.....	10
I.10. Les principaux types de minéraux argileux.....	11
I.10.1. Les kaolinites $(\text{Si}_4\text{O}_{10})\text{Al}_4(\text{OH})_8$ .....	11
I.10.2. La montmorillonite $(\text{OH})_4\text{Si}_8(\text{Al}_{10/3}, \text{Mg}_{2/3})\text{O}_{20}, n\text{H}_2\text{O}$ .....	12
I.10.3. Les illites $(\text{K}, \text{H}_2\text{O})_2\text{Si}_8(\text{Al}, \text{Fe}, \text{Mg})_4\text{O}_{20}(\text{OH})_4$ .....	13
I.10.4. Les chlorites $(\text{OH})_4(\text{Si Al})_8(\text{Mg}, \text{Fe})_6\text{O}_{20}$ .....	14
I.10.5. Les vermiculites $(\text{Mg}, \text{Ca})_{0,7}(\text{Mg}, \text{Fe}, \text{Al})_6(\text{Al}, \text{Si})_8\text{O}_{22}(\text{OH})_4 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$ .....	15
I.11. Les principaux problèmes des sols argileux.....	16
I.11.1. Phénomène de gonflement.....	16
A). Nature du phénomène de gonflement dans le cas des sols argileux.....	17
B). Conséquences dues au gonflement.....	17
I.11.2. Phénomène de glissement.....	19
I.11.3. Phénomène de tassement.....	20
A). Origines du tassement d'un sol.....	22
B). Les conséquences du tassement.....	22
I.12. Conclusion.....	22
<b>Chapitre II: Les sables</b>	
II.1. Introduction.....	24
II.2. Définition des sables.....	24
II.3. Origine du sable.....	24
II.4. Composition du sable.....	26
II.5. Minéraux du sable.....	26
II.5.1. Le silicium.....	27
II.5.2. La silice (ou quartz $\text{SiO}_2$ ).....	27
II.5.3. Les silicates.....	28
II.5.4. Les argiles.....	29
II.5.5. Les carbonates.....	30
II.6. Classification des sables.....	31
II.6.1. La granularité.....	31
II.6.2. La propreté et la teneur en fines.....	31
II.6.3. La nature minéralogique.....	31

II.6.4. Leurs provenances .....	31
II.7. Microstructure des sables (sols granulaires) .....	32
II.8. Les caractéristiques du sable et ses applications.....	33
II.8.1. Les caractéristiques du sable.....	33
II.8.2. Les principales applications du sable.....	35
II.8.2.1. Maçonnerie et mortiers .....	35
II.8.2.2. Les mélanges bitumeux .....	35
II.8.2.3. L'industrie du verre .....	36
II.8.2.4. La géotechnique.....	36
II.8.2.5. Autres usages.....	36
II.9. Conclusion.....	37

### **Chapitre III : Procédures expérimentales et identification des matériaux utilisés**

III.1. Introduction .....	38
III.2. Préparation des échantillons (argile et sable) .....	38
III.3. Identification du sol.....	40
III.4. Essais d'identification des sols étudiés.....	40
III.4.1. La teneur en eau (NF P 94-049-1).....	40
III.4.2. Les Masses volumiques.....	42
a. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols (NF P 94-054).....	42
b. Détermination de la masse volumique humide (NF P 94-053) (Méthode par Pesée Hydrostatique).....	43
c. Détermination de la masse volumique sèche $\rho_d$ (NF P 94-064) (Méthode par Pesée Hydrostatique).....	44
d. Détermination de la masse volumique apparente des sols fins $\rho_a$ (NF P 94-053) .....	45
III.4.3. Limite d'Atterberg (NF P 94-051) .....	46
a. Détermination de la limite de liquidité .....	46
b. Détermination de la limite de plasticité.....	48
c. Détermination de l'indice de consistance $I_c$ .....	50
III.4.4. Analyse granulométrique (NF P 94-057) .....	50
III.4.4.1. Analyse granulométrique à sec après lavage (argile) .....	50
III.4.4.2. Analyse Granulométrique par sédimentation (argile) (NF P 94-057) .....	51
III.4.4.3. Analyse granulométrique à sec après lavage (sable).....	53
III.4.5. L'essai équivalent de sable (ES%) (NF P 18-598).....	57
III.4.6. L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) .....	60
III.5. Conclusion.....	61

### **Chapitre IV : Influence du sable sur les caractéristiques physiques de l'argile étudiée**

IV.1. Introduction.....	62
IV.2. Effet de la nature de sable sur les limites d'Atterberg .....	62
IV.3. Présentation des résultats des essais limites d'Atterberg de l'argile à l'état naturel .....	63
IV.4. Présentation des résultats de limites d'Atterberg avec sable de dunes.....	64
IV.4.1. Essais des limites d'Atterberg (4% sable de dunes).....	64
IV.4.2. Essais des limites d'Atterberg (6% sable de dunes).....	65
IV.4.3. Essais des limites d'Atterberg (8% sable de dunes).....	67
IV.5. Présentation des résultats du sable de carrière .....	71
IV.5.1. Essais des limites d'Atterberg (4% sable de carrière).....	71
IV.5.2. Essais des limites d'Atterberg (6% sable de carrière).....	72
IV.5.3. Essais des limites d'Atterberg (8% sable de carrière).....	73
IV.6. Conclusion.....	78

## **Chapitre V : Essais de compactage**

V.1. Introduction .....	79
V.2. Définition du compactage.....	79
V.3. Objectifs du compactage .....	80
V.4. Théorie de compactage.....	81
V.4.1. Influence de la teneur en eau et du poids volumique.....	81
V.4.2. Influence de l'énergie de compactage .....	82
V.4.3. Influence de la nature du sol.....	83
V.5. Méthodes de compactage.....	83
V.5.1. Compactage de surface.....	84
V.5.2. Compactage dynamique .....	84
V.5.3. Vibro compactage.....	85
V.6. Contrôle de la compacité .....	86
V.6.1. Densitomètre à membrane.....	86
V.6.2. Gamma (Nucléo) densimètre.....	86
V.6.3. soil density gauge (SDG).....	86
V.6.4. L'essai à la plaque .....	87
V.7. Facteurs influençant le compactage.....	87
V.8. Essai Proctor normal (NF P 94-093) .....	88
V.8.1. But de l'essai .....	88
V.8.2. Principe de l'essai.....	89
V.8.3. Matériels utilisés.....	89
V.8.4. Mode opératoire de l'essai.....	89
V.9. Effet du sable sur les caractéristiques de compactage .....	91
V.10.1. Essai Proctor (4% sable de carrière).....	91
V.10.2. Essai Proctor (6% sable de carrière).....	92
V.10.3. Essai Proctor (8% sable de carrière).....	93
V.11. Présentation des résultats du sable de dunes .....	96
V.11.1. Essai Proctor (4% sable de dunes).....	96
V.11.2. Essai Proctor (6% sable de dunes).....	97
V.11.3. Essai Proctor (8% sable de dunes).....	98
V.12. Conclusion.....	100

## **Chapitre VI : Essais de cisaillement**

VI.1. Introduction.....	101
VI.2. Critère de Mohr-Coulomb.....	102
VI.3. Notion de résistance au cisaillement .....	103
VI.4. Mécanisme de rupture d'un sol .....	103
VI.4.1. Comportement à long terme .....	104
VI.4.2. Comportement à court terme.....	104
VI.5. Définition de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande .....	104
VI.6. Principe de l'essai .....	105
VI.7. But de l'essai .....	106
VI.8. Paramètres de cohésion $c$ et angle de frottement interne $\phi$ .....	107
VI.9. Type d'essais de cisaillement à la boîte (UU, CU, CD).....	107
VI.9.1. Essai non consolidé non drainé UU .....	107
VI.9.2. Essai consolidé non drainé CU.....	107
VI.9.3. Essai consolidé drainé CD.....	108
VI.10. Facteurs influant les paramètres de résistance au cisaillement .....	108
VI.11. Appareillage .....	108
VI.12. Mode opératoire et déroulement de l'essai.....	109
VI.12.1. Mise en place de la boîte de cisaillement.....	110
VI.12.2. Saturations et consolidations .....	110
VI.12.3. Cisaillement.....	110
VI.13. Présentation des résultats .....	111

VI.13.1. Présentation des résultats de cisaillement de l'argile à l'état naturel .....	111
VI.13.2. Présentation des résultats de l'argile avec ajout de sable de dunes .....	116
VI.13.2. 1. Essais de cisaillement de l'argile avec ajout de 4% du sable de dunes .....	116
VI.13.2.2. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6% du sable de dunes .....	120
VI.13.2.3. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8% du sable de dunes .....	125
VI.13.2.4. Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du pourcentage d'ajout du sable de dunes.....	130
VI.13.3. Présentation des résultats de l'argile avec ajout de sable de carrière .....	133
VI.13.3.1. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4% du sable de carrière.....	133
VI.13.3.2. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6% du sable de carrière.....	137
VI.13.3.3. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8% du sable de carrière.....	142
VI.13.3.4. Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage du sable de carrière.....	147
VI.14. Conclusion.....	150
Conclusion générale.....	152
Références bibliographiques.....	154

# **Introduction générale**

Avant la réalisation des ouvrages d'infrastructure, la réutilisation des matériaux du site pour la construction nécessite un sol de bonnes caractéristiques (physiques et mécaniques). À cet effet, il faut réduire les impacts négatifs sur la nature et le fonds d'investissement du projet. Pour éviter les problèmes de réalisation, on utilise bien souvent des méthodes du traitement des sols pour améliorer les propriétés géotechniques insuffisantes des sols rencontrés sur le site pour une certaine fonction dans l'ouvrage.

Le comportement des sols est influencé par de nombreux éléments. Les plus importants sont : la minéralogie, la granulométrie, la microstructure, la saturation (la teneur en eau), la succion et l'état de surface. Bien entendu, le comportement hydromécanique des sols dépend également de la nature des sollicitations auxquelles il sera soumis.

L'étude du comportement des sols a mobilisé, depuis de nombreuses années, un important effort de recherche dans des disciplines diverses telles que la géologie, la mécanique des sols et des roches, le génie des procédés et la physique de la matière. L'activité économique autour du sol ne se limite cependant pas à des techniques industrielles anciennes. En parallèle, avec les besoins actuels de l'homme (bâtiments, barrages, tunnels, ponts, aérodromes ...), s'impose la nécessité de nombreuses applications nouvelles, accompagnées de connaissances expérimentales et théoriques accrues, du comportement mécanique et rhéologique des sols pour optimiser leur exploitation, et faire face aux différents désordres (instabilité des pentes, tassements, tassements différentiels, liquéfaction, notamment suite aux tremblements de terre...) qui surviennent avant ou après la construction des différents ouvrages de génie civil.

Les sables et les argiles se présentent à l'état naturel comme matériaux plus ou moins homogènes, mais également sous forme de mélanges (sols hétérogènes) ou de multicouches (sols anisotropes). Les sols homogènes et plus ou moins les sols en mélanges (sable-argile) ont fait l'objet de plusieurs recherches en géotechnique. Des travaux ont permis de mieux appréhender leur comportement dans les ouvrages de génie civil et de travaux publics, malgré que la compréhension de leur comportement soit une tâche qui est loin d'être achevée. En fait, ces travaux ont permis de montrer que, même si chaque grain est un objet assez simple, l'ensemble de grains est un système très complexe, dans lequel le désordre et le caractère divisé du milieu jouent un rôle capital [13,16].

Cette étude a pour objectif, d'étudier l'influence de la nature du sable selon différents pourcentages d'ajout, sur les caractéristiques physiques et mécaniques d'une argile.

Pour atteindre le but visé, le travail sera divisé en six chapitres y compris une introduction générale et une conclusion générale. Des essais sur les matériaux utilisés (sable, argile) sont également réalisés au niveau du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou.

Le contenu de ce mémoire, est présenté comme suit :

Une introduction générale (problématique et objectif de la recherche).

Partie A : Une synthèse bibliographique sur les argiles et les sables

Chapitre I : « Les argiles » une étude bibliographique qui consiste à décrire les sols argileux, leurs minéralogies, ainsi que les principaux problèmes liés à ces sols.

Chapitre II : « Les sables » présente une synthèse bibliographique sur les différents types des minéraux sableux ainsi-que leurs caractéristiques.

Étude expérimentale Partie B :

Chapitre III : « Procédures expérimentales et identification des matériaux utilisés » est consacré à la présentation des matériaux étudiés, les différents essais d'identification et les résultats obtenus sous forme de tableaux et de courbes.

Chapitre VI : « Influence du sable sur les caractéristiques physiques de l'argile étudiée » est montré à l'aide des essais des limites d'Atterberg selon deux types de sables de nature différente(carrière et dunes) à des pourcentages d'ajout de : 4% ; 6% et 8%.

Chapitre V : « Essais de compactage » développera l'effet des sables utilisés, sur les caractéristiques mécaniques du compactage (la masse volumique sèche maximale et la teneur en eau optimale) de l'argile étudiée, à l'aide de l'essai Proctor normal.

Chapitre IV : « Essais de cisaillement » présentera l'influence des sables étudiés, sur les paramètres intrinsèques de cisaillement à savoir : la cohésion et l'angle de frottement interne, ainsi que la contrainte de cisaillement maximale, à l'aide des essais de cisaillement direct à la boîte de CASAGRANDE.

À la fin, on présentera une conclusion générale qui résume l'ensemble des résultats obtenus pour cette étude.

# **Partie A**

## **Etude bibliographique**

# **Chapitre I : Les argiles**

## **I.1. Introduction**

Les argiles, en raison de leurs propriétés géotechniques sont considérées comme des sols instables, créant donc un handicap économique et technique pour les différentes parties impliquées dans ce domaine, se gonflent et deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, et foisonnent sous l'effet du gel. Alors, ces sols sont considérés comme mauvais ou médiocres et ne présentent pas, par conséquent, les performances nécessaires pour supporter des charges. Ce chapitre consiste en une recherche bibliographique sur les sols argileux, les types de minéraux argileux, les principaux problèmes et les désordres liés.

## **I.2. Définition des argiles**

L'argile se définit comme une terre grasse et molle contenant un ensemble de particules fines (de taille inférieure à  $2\mu\text{m}$ ) constituée essentiellement de minéraux à structure en feuillets. L'argile présente une plasticité à l'état humide et durcit par séchage ou par chauffage [5].

## **I.3. Origine des argiles**

Les argiles sont des matières naturelles issues de la décomposition des roches mères, c'est-à-dire des parties superficielles de la croûte terrestre. Ces roches se décomposent et cristallisent pour donner une matière aux propriétés exceptionnelles, se forment partout où l'eau peut interagir à l'état liquide avec les minéraux silicatés. En condition atmosphérique, les argiles se forment par l'altération des silicates lessivés par les eaux de surface (altérites), ou par interaction complexe entre silicates, eau et organismes vivant dans les sols [32].

Les reliefs qui forment la surface de la terre sont composés de différentes roches, pour certaines magmatiques (issues directement du magma) pour d'autres, métamorphiques (seconde cristallisation de sédiments ou de roches magmatiques) (Figure I.1).

En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant sont différents. En climat froid : l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine. En climat chaud et humide, l'hydrolyse est poussée, la kaolinite se forme en milieu drainé, les smectites en milieu confiné (Figure I.2) [6].

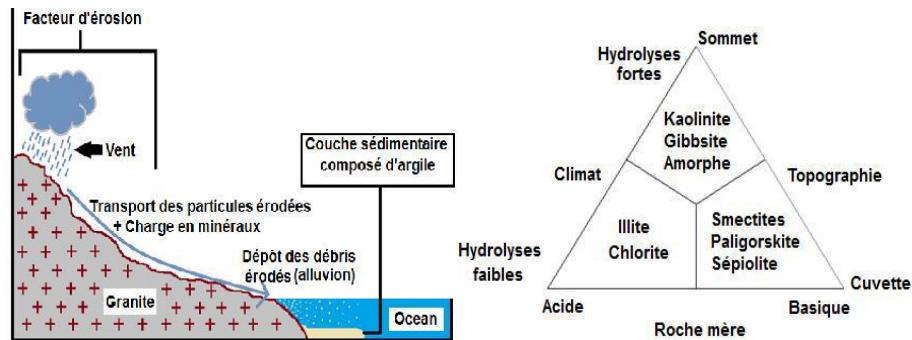


Figure I.1: Processus de formation de l'argile Figure I.2: Les différents types de Phyllosilicates

#### I.4. Plasticité des argiles

La plasticité du sol désigne la propriété qu'ont les matériaux du sol lorsqu'ils sont mouillés de pouvoir changer de forme d'une façon continue, mais non de volume, sous l'effet d'une pression constante, et de garder la forme prise quand la pression disparaît. Cette plasticité permet de savoir s'il s'agit d'un sol plastique, d'un sol sédimentaire, etc. [20].

Dans une autre approche, l'échantillon de sol est soumis au test d'Atterberg qui permet de déterminer la sensibilité d'un échantillon de sol à l'eau sans passer par l'analyse minéralogique de sa partie fine.

Selon sa teneur en eau (et la nature des minéraux), un sol argileux peut se présenter sous trois états [18] :

-L'état solide : les particules sont en contact les unes avec les autres, lorsque le sol est à l'état solide, et les films d'eau adsorbés sont très minces et se touchent, il n'y a pas d'eau libre entre les particules. L'assèchement du sol ne produit aucun retrait.

-L'état plastique : la teneur en eau est plus grande lorsque le sol est à l'état plastique, ses particules sont plus éloignées les unes des autres. Les films d'eau adsorbés sont beaucoup plus épais, mais ils se touchent encore, le sol se déforme sans fissures. C'est un sol qu'on peut façonner à la main.

-L'état liquide : la teneur en eau est si élevée qu'il n'existe pratiquement plus aucune cohésion entre les particules, lorsque le sol est à l'état liquide, qui sont entourées de leur film d'eau adsorbé et isolées les unes des autres par l'eau libre.

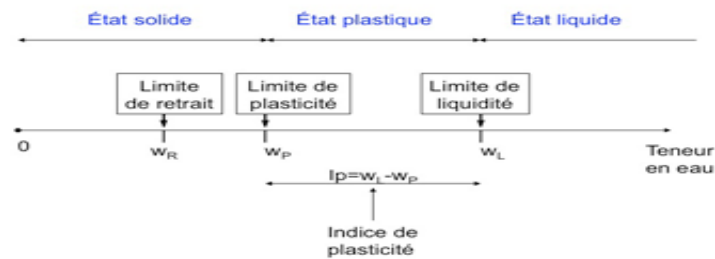


Figure I.3. Limite d'Atterberg

Les teneurs en eau qui délimitent les états de consistance sont appelées limites de consistance ou limites d'Atterberg (Figure I.3). Ces limites sont les suivantes :

La limite de liquidité  $w_L$  : C'est la teneur eau à partir de laquelle une argile donnée cesse d'avoir un comportement de solide et commence à s'écouler sous son poids propre comme un liquide.

La limite de plasticité  $w_P$  : C'est la teneur en eau à partir de laquelle, une argile donnée cesse d'être plastique, c'est-à-dire aisément déformable sans fissuration, et devenir fragile et sensible à la fissuration dès les petites déformations.

L'indice de plasticité  $I_P$  : Il mesure l'intervalle de la teneur en eau, compris entre  $w_P$  et  $w_L$  à l'intérieur duquel on doit s'attendre pour que le matériau à un comportement « plastique ».

En général, l'indice de plasticité ne dépend que de la quantité d'argile présente dans le sol. Il indique la finesse du sol et sa capacité de changer de forme sans varier de volume. Un  $I_P$  élevé est le signe d'un excès d'argile ou de colloïdes dans le sol.

Limite de retrait  $w_R$  : est mesurée en suivant la variation de volume d'un échantillon de sol en fonction de sa teneur en eau. Quand la teneur en eau diminue, le volume de l'échantillon décroît linéairement.

## **I.5. Les minéraux argileux**

Les minéraux argileux, ou simplement les argiles sont des particules très fines dont le diamètre équivalent est inférieur à 0,002 mm, ils appartiennent à la famille des phyllosilicates d'aluminium dont les feuillets sont constitués de couches d'octaèdres  $Al(OH)$  et de couches de tétraèdres  $SiO_4$  reliées par les atomes O et OH mis en commun. La distance inter-réticulaire sépare deux feuillets successifs. Les substitutions d'atomes sont fréquentes dans les feuillets. L'édifice cristallin peut être désorganisé (la cristallinité est moins bonne). D'autre part, il y a des déséquilibres au niveau des charges ; ce déséquilibre est compensé par adsorption de cations dans l'espace inter foliaire (capacité d'échange des argiles). D'après la structure du feuillet, on distingue principalement les argiles 1/1 (1 couche tétraédrique+1 couche octaédrique) et les argiles 2/1 (2 tétra. Pour 1 octaédrique). On distingue quatre niveaux d'organisation [18]:

- les plans : sont constitués par les atomes ;
- les couches : association de deux plans d'atomes d'oxygène et/ou d'hydroxyle formant des couches de tétraèdre ou des couches d'octaèdre ;
- les feuillets : correspondent à des combinaisons des couches ;
- l'espace inter foliaire : c'est le vide séparant deux feuillets de même structure, il peut être occupé par des cations (éventuellement hydratés) ;
- le cristal : résulte de l'empilement de plusieurs couches.

## **I.6. Formation des minéraux argileux**

### **I.6.1. Héritage et altération**

Les minéraux argileux résultant de la destruction des roches, peuvent soit resté sur place (argiles résiduelles), ex : argiles à silex, argiles de décalcification, soit être transportées sur de longues distances. En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant sont différents. En climat froid : l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine. En climat chaud et humide, l'hydrolyse est poussée, la kaolinite se forme en milieu drainé, les smectites en milieu confiné. En climat tempéré, humide, l'altération est modérée, il apparait des interstratifiés, des illites et chlorites dégradées, de la vermiculite [1].

### I.6.2. Néoformations en milieux confinés

Les argiles fibreuses se forment dans des croûtes calcaires, dans des/874

\$ zones à climat à saison sèche marquée dans les milieux évaporitiques sont salés :

-néoformation de sépiolite par concentration des ions par évaporation. Certains minéraux argileux se forment en dehors des sols à partir des ions en solution ;

-néoformation de glauconie (illite ferrifère) dans les vases littorales ;

-néoformation des "argiles rouges des grands fonds" (smectites ferrifères provenant des vases calcaires et siliceuses et des cendres volcaniques).

### I.6.3. Transformations des minéraux argileux

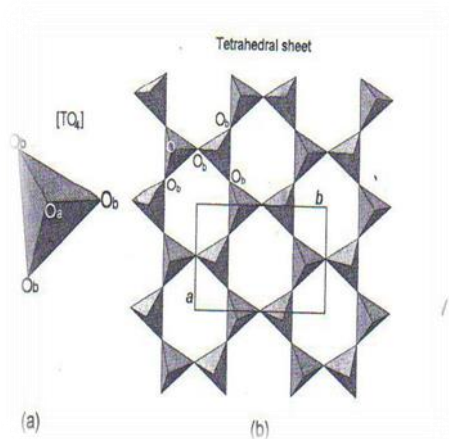
Les minéraux néoformés ou hérités peuvent évoluer pour prendre un nouveau statut en équilibre avec le nouveau milieu. On distingue les transformations par dégradation (soustraction d'ions) et par aggradation (par fixation d'ions supplémentaires). Ces transformations ont lieu aussi bien au cours de l'altération que de la diagénèse. Exemple : Smectites ----->Illite.

## I.7. Structures cristallines fondamentales des minéraux argileux

Les feuillets sont l'unité de base des minéraux argileux, ils ont une apparence similaire à celle d'une lame ou d'une feuille extrêmement mince, Ils sont constitués d'unités cristallines que l'on appelle structures fondamentales. Celles-ci se juxtaposent dans un seul plan, et c'est pourquoi les feuillets ont une surface très grande par rapport à l'épaisseur. On évalue l'épaisseur des feuillets et des structures fondamentales à environ 0,5 nm. Il existe deux structures fondamentales [5] :

### I.7.1. La structure fondamentale tétraédrique

Chaque tétraèdre  $TO_4$  est composé d'un atome central T coordonné à quatre atomes d'oxygène (trois dans le plan appelé basal (Ob) et un au sommet appelé apical). Chaque groupement  $TO_4$  est lié aux tétraèdres voisins en partageant trois angles (les atomes d'oxygène Ob) pour former le long des directions cristallographiques (ab) une figure hexagonale bidimensionnelle infinie. L'association de six tétraèdres engendre une lacune hexagonale. L'épaisseur de la couche tétraédrique est considérée être environ 3,4 Å.

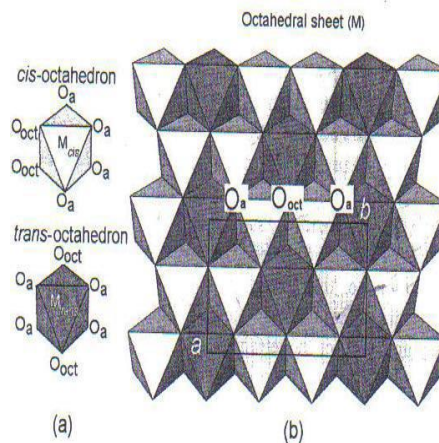


a) Tétraèdre de silice ; b) feuillet de silice en tétraèdre

Figure I.4. La structure fondamentale tétraédrique

### I.7.2. La structure fondamentale octaédrique

Dont chaque octaèdre est constitué au centre d'un cation M entouré de six ligands (O, OH). Les octaèdres sont connectés entre eux en partageant des côtés pour former dans le plan (ab) une couche de symétrie hexagonale ou pseudo-hexagonale. La couche octaédrique est considérée être moins épaisse que la couche tétraédrique.



a) octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) ; b) vue isométrique d'un feuillet en Octaèdre

Figure I.5 : La structure fondamentale octaédrique

La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par l'organigramme (Figure I.6) :

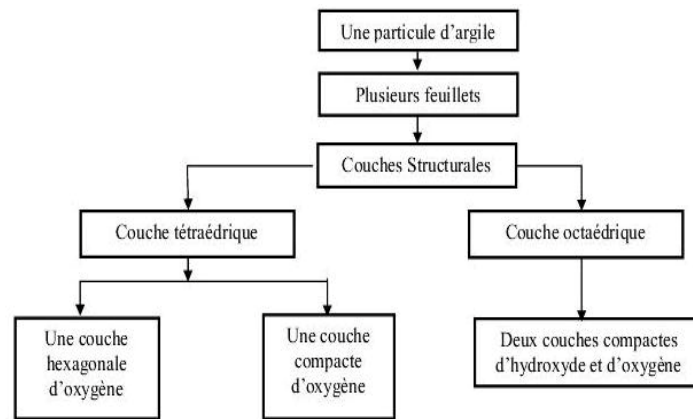


Figure I.6.Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile

### I.8. Propriétés et rôle des minéraux argileux

Les minéraux argileux se caractérisent par quatre propriétés principales [11] :

- formes et surfaces spécifiques ;
- capacités d'adsorption d'eau et de gonflement ;
- multiples possibilités d'échanges cationiques ;
- activité des argiles.

Les argiles confèrent au sol sa structure et ses propriétés mécaniques. Elles sont associées aux autres composants et constituent les complexes argilo-humiques (ou organo-minéral); leur teneur peut atteindre 50%. Elles sont généralement à l'état floculé, par l'action des ions  $\text{Ca}^{++}$  et  $\text{H}^+$ , ce qui donne au sol ses qualités agronomiques.

En revanche, les sols dont les argiles sont dispersées, et non flocuées, présentent des caractères défavorables à la culture : mauvais état structural, mauvaise circulation de l'air et de l'eau, retrait important à la dessiccation, forte adhérence aux outils travaillant le sol. Les mêmes inconvénients se retrouvent dans les sols saturés par l'ion sodium, comme dans les polders ; leur mise en culture exige au préalable un lessivage du sol par les eaux douces, de façon à éliminer le  $\text{Na}^+$  qui est remplacé par l'ion  $\text{Ca}^{++}$  fourni sous forme de sulfate (gypse) [10].

## **I.9. Classification des minéraux argileux**

On distingue parmi les minéraux argileux trois grands groupes (1/1, 2/1 et 2/1/1), leur distinction a été établie en fonction de la composition chimique, de l'épaisseur des feuillets, de la grandeur de l'espace inter foliaire et de la valeur de la capacité d'échange de cations [5].

### **I. 9.1. Groupe des minéraux du type 1/1 (Te-Oc) ou minéraux à 7 Å**

Le feuillet élémentaire est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Dans la couche octaédrique, deux cavités octaédriques sur trois sont occupées par des cations, tandis que la couche tétraédrique est dépourvue en principe de substitution isomorphe. Donc le feuillet est neutre et sa capacité d'échange cationique est très faible (0,03 à 15 mec/100 g) (cas des kaolinites).

### **I.9.2. Groupe des minéraux du type 2/1 (Te-Oc-Te) ou minéraux à 10 Å**

Ce type correspond aux illites, smectites et vermiculites ; il comporte trois couches : Deux couches tétraédriques de silice, encadrant une couche octaédrique alumineuse ; mais cette couche octaédrique à une composition différente suivant les argiles, de sorte qu'il convient de distinguer deux types : le premier type est di-octaédrique telles que les illites et les smectites (montmorillonites, saponites, beidellites et les natronites) et le second type est tri octaédrique (cas des vermiculites). La couche est dite tri-octaédrique si tous les sites octaédriques sont occupés par des cations divalents et di-octaédrique si seuls deux octaèdres sur trois sont occupés par des cations trivalents. La plupart des espèces de ce groupe sont des minéraux présentant des substitutions tétraédriques ou octaédriques, ou les deux simultanément et conduisent de ce fait à des feuillets chargés avec compensation des charges par l'intermédiaire de cations inter foliaires. Les feuillets, séparés par des intervalles plus au moins larges, accusent une capacité d'échange cationique élevée (45 à 140 mec/100g).

### **I. 9.3. Groupe des minéraux du type 2/1/1 (Te-Oc-Te-Oc) ou minéraux à 14 Å**

Les minéraux argileux de ce groupe sont caractérisés par un feuillet constitué, en plus des trois couches de la série 2/1, par une quatrième couche octaédrique qui s'insère dans l'espace inter foliaire (cas des chlorites). Ces trois groupes caractérisent les phyllithes vraies, un quatrième groupe est représenté par les pseudos phyllithes, ou argiles fibreuses, telles que la sépiolite et la palygorskite.

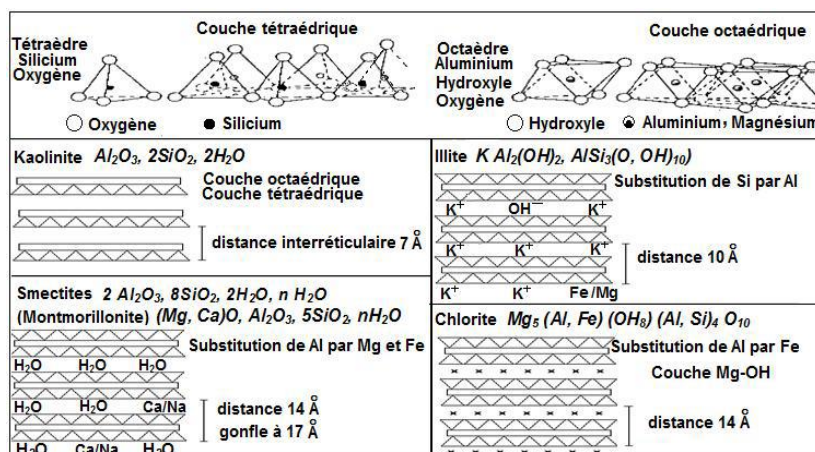


Figure I.7 : Structure des minéraux argileux

## I.10. Les principaux types de minéraux argileux

Ce sont les minéraux phylliteux halloysite, kaolinite, montmorillonite, illite et bravaisite, la glauconite, les smectites, les interstratifiés comme les vermiculites, les minéraux fibreux tels que les attapulgites ou les sépiolites, enfin les chlorites et les micas, ces dernières en très petits morceaux souvent [17].

### I.10.1. Les kaolinites ( $Si_4O_{10}$ ) $Al_4(OH)_8$

Les kaolinites sont des argiles blanchâtres. Ses cristaux sont souvent grands (jusqu'à 15  $\mu m$ ). Son feuillet est neutre de type 1/1 (ou T-O). Elle est formée d'un feuillet tétraédrique (silice) et un feuillet octaédrique (aluminium) avec une épaisseur de l'ordre de 7,2 Å. Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les (O<sup>-</sup>) présents sur la surface supérieure et les (H<sup>+</sup>) de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, assurant avec les liaisons de Van der Waal une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par l'eau [6]. Les cristallites (association de plusieurs feuillets) qui résultent de cet empilement, sont des plaquettes rigides dont l'extension latérale est de quelques centaines de nm et qui ne permettent pas la pénétration de l'eau au sein de l'espace inter foliaire et la substitution entre les feuillets. La liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre feuillets par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement 45 m<sup>2</sup>/g. Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas 15 m.eq/100g.

La kaolinite se forme dans les sols bien drainés, par pH acide surtout en climat subtropical et tropical. Suite à l'addition d'eau entre les feuillets, l'espace inter feuillet augmente à 10 Å et un minéral d'halloysite se forme par altération de la Kaolinite.

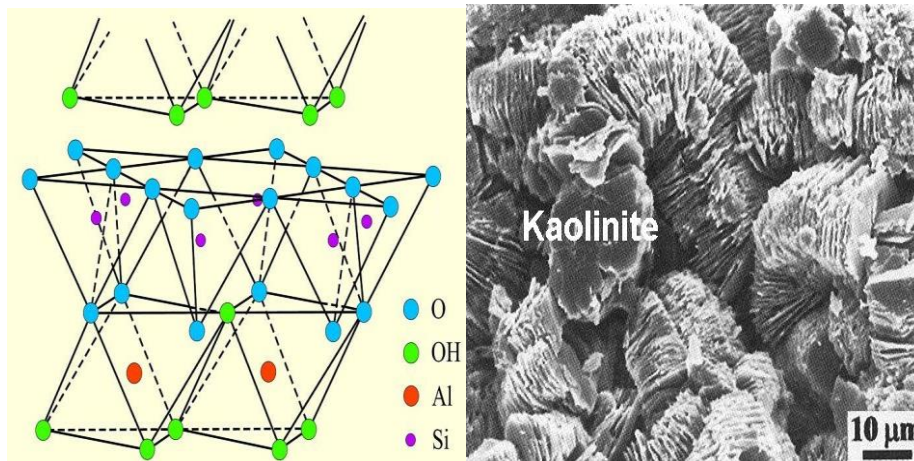


Figure I.8. Structure d'une Kaolinite      Figure I.9. Microscopie d'une kaolinite

### I.10.2. La montmorillonite $(OH)_4 Si_8 (Al_{10/3}, Mg_{2/3}) O_{20}, nH_2O$

La montmorillonite est un minéral naturel appartenant au groupe des smectites de la famille des phyllo silicates. Elle est composée de silicate d'aluminium et de magnésium hydraté, elle est aussi appelée terre de Sommières.

Le feuillet élémentaire (type 2:1 ou T-O-T) de cette famille est constitué par l'association de deux couches tétraédriques  $SiO_4$ , disposées de façon à laisser entre elles une couche octaédrique de type  $TO_4(OH)_2$  pouvant être  $Al^{3+}$ ,  $Fe^{3+}$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $K^+$ , ... (Figure I.10). Les couches de cette famille peuvent adsorber de l'eau dans des proportions considérables en donnant lieu à des gonflements caractéristiques, car les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Ainsi, les sols dont la teneur en montmorillonite est élevée sont susceptibles de gonflement et de retrait important en fonction de la variation de leur teneur en eau. Les plaquettes de la montmorillonite ont une forme quelconque avec des tailles très petites en  $\mu m$  et une épaisseur moyenne entre 0.01  $\mu m$  et 1  $\mu m$ , un diamètre moyen environ 0.1  $\mu m$ . La montmorillonite est l'une des argiles les plus connues de la famille des smectites 0.1  $\mu m$  définies comme « les argiles gonflantes » [5].

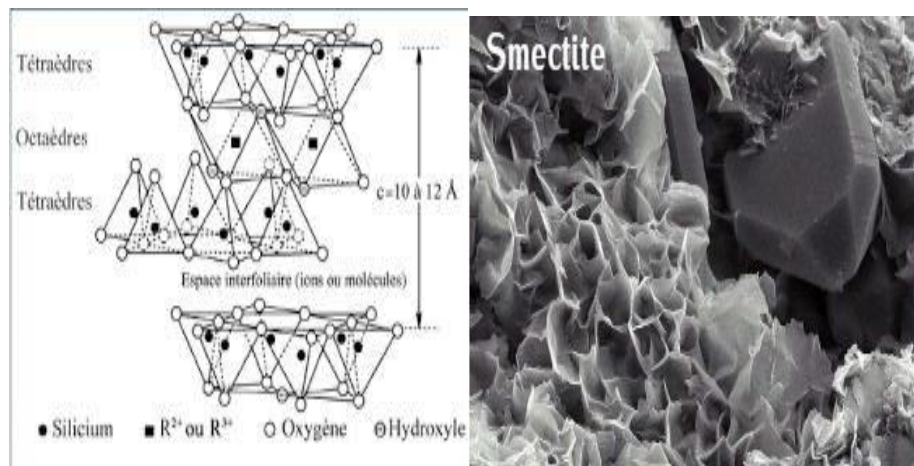


Figure I.10. Structure de la montmorillonite Figure I.11. Microscopie d'une montmorillonite

### I.10.3. Les illites ( $\text{K, H}_2\text{O}$ )<sub>2</sub> Si<sub>8</sub> (Al, Fe, Mg) 4.6 O<sub>20</sub> (OH)<sub>4</sub>

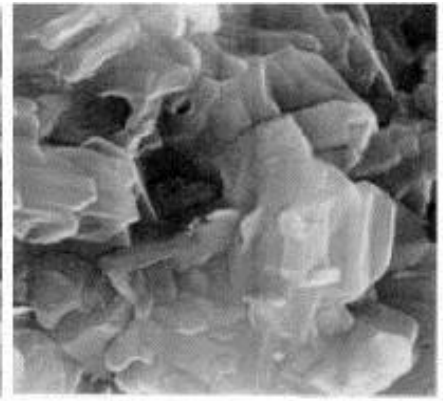
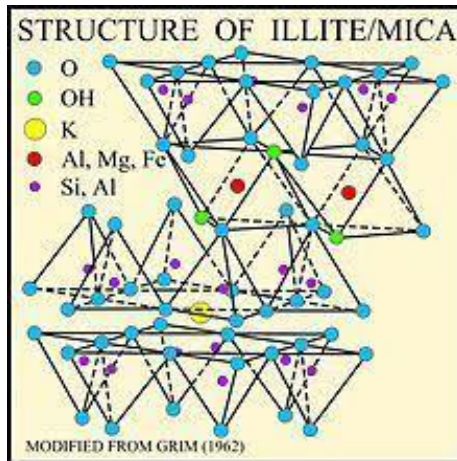
L'illite est le nom d'un groupe de minéraux argileux non gonflants, sont composées de trois couches de phyllo silicates, une couche d'aluminium (Al) entourée de deux couches de silicate (Si). Elles sont structurellement très proches des micas (muscovite, biotite) et d'autres silicates feldspath, feldspathoïdes, orthose et autres) (dont elles sont issues par bisiallisation, les particules de silicates sont plates, de forme moins régulière que celle des particules de kaolinites ; elles ont un diamètre moyen variant entre 0.1  $\mu\text{m}$  et 0.3  $\mu\text{m}$  avec une épaisseur de l'ordre de 0.01  $\mu\text{m}$  [21].

L'illite est un minéral argileux de type 2/1. Cela signifie qu'un feuillet élémentaire d'illite est formé de trois couches (tétraédrique, octaédrique, tétraédrique: TOT) :

- une couche octaédrique (O) située tout au centre du feuillet ;  $\text{Al}(\text{OH})_5\text{O}$  : 7 atomes pour 6 sommets + l'aluminium au centre. Les hydroxydes et l'oxygène étant partagés entre les différents octaèdres qui composent la couche [17].

- deux couches tétraédriques (T) qui recouvrent de part et d'autre la couche octaédrique centrale ;  $\text{SiO}_4$  : 5 atomes pour 4 sommets + le silicium au milieu. Les oxygènes étant partagés entre les différents tétraèdres qui composent la couche.

L'espace inter foliaire est occupé par des ions potassium ( $\text{K}^+$ ) peu hydratés, responsables du collapse des feuillets argileux et de l'absence de propriété de gonflement de l'illite ou des micas (biotite, muscovite).



Illite

Figure I.12. Structure d'illite

Figure I.13. Microscopie d'une illite

#### I.10.4. Les chlorites $(OH)_4 (Si Al)_8 (Mg, Fe)_6 O_{20}$

Le chlorite est un minéral alumina-silicaté de fer ou de magnésium, généralement de couleur verdâtre voisin du mica par sa structure et ses propriétés physico-chimiques. Les chlorites sont produits par diverses réactions minérales, dont la décomposition du mica noir. Il s'agit d'une structure type 2:1 ou T-O-T dont l'espace inter foliaire contient une couche composée de magnésium ( $Mg^{2+}$ ) et d'ions hydrogène ( $OH^-$ ). L'Aluminium ( $Al^{3+}$ ) est remplacé localement par le fer ( $Fe^{2+}$ ). La liaison inter foliaire est de ce fait, affaiblie, ce qui permet une infiltration d'eau. Les chlorites existent parfois souvent dans les roches magmatiques. Elles sont également rencontrées dans les roches sédimentaires [31].

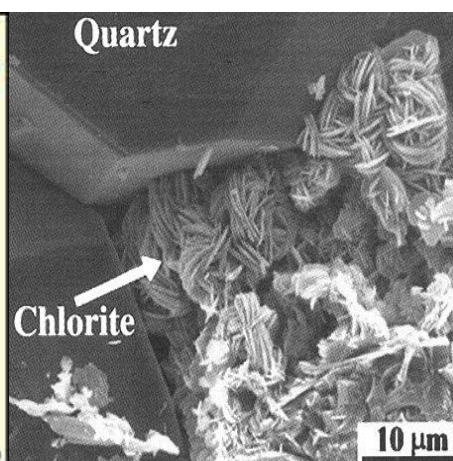
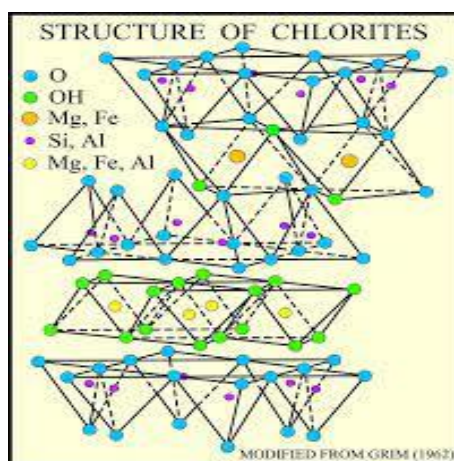


Figure I.14. Structure d'un chlorite

Figure I.15. Microscopie d'un chlorite

### I.10.5. Les vermiculites (Mg, Ca) $0,7(\text{Mg, Fe, Al})_6(\text{Al, Si})_8\text{O}_{22}(\text{OH})_4 \cdot 8\text{H}_2\text{O}$

Les vermiculites appartiennent à la famille des phyllo silicates 2 :1. Elles constituent une famille proche de celle des smectites, mais elles sont caractérisées par un déficit de charge plus important [31].

Elles sont majoritairement tri octaédriques. Le déficit de charge est essentiellement dû aux substitutions tétraédriques et la compensation est assurée dans l'espace interfoliaire par des cations ( $\text{Mg}^{2+}$  principalement) et des couches d'eau.

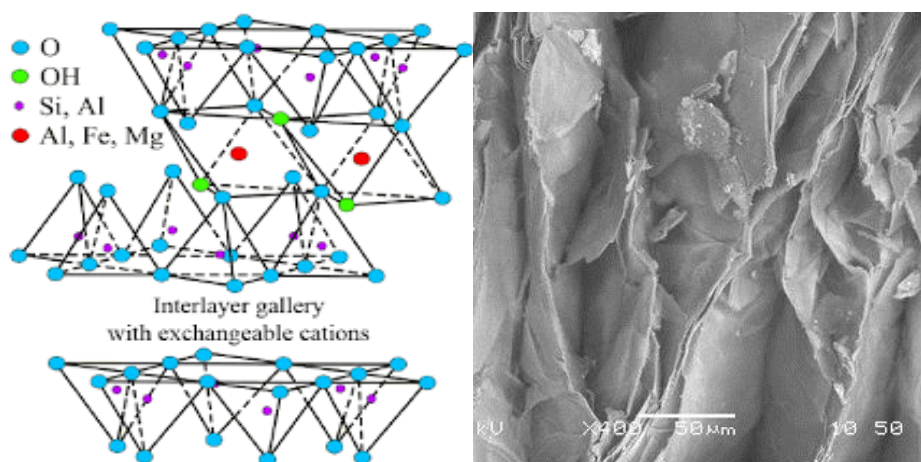





Figure I.16. Structure d'une vermiculite Figure I.17. Microscopie d'une vermiculite

Les caractéristiques de quelques minéraux argileux sont citées dans le tableau I.1 suivant :

**Tableau I.1. Caractéristiques de quelques minéraux argileux**

Les minéraux argileux	kaolinite	L'illite	Montmorillonite
Charge (m.eq/100 g)	3-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)	10-20	65-100	700-840
Gonflement	10-20	Moyen	Fort
Nombre de feuillets par particule	100-200	1-10	1
Épaisseur d'une particule (µm)	1-10	0.003-0.01	0.001
Diamètres d'une particule (µm)	0.1-4	0.1-1	0.1
Feuillets élémentaires			

## I.11. Les principaux problèmes des sols argileux

### I.11.1. Phénomène de gonflement

Les sols argileux possèdent la propriété de voir leur consistance se modifier en fonction de leur teneur en eau. Ainsi, en contexte humide, un sol argileux se présente comme souple et malléable, tandis que ce même sol desséché sera dur et cassant. Des variations de volume plus ou moins conséquentes en fonction de la structure du sol et des minéraux en présence, accompagnent ces modifications de consistance. Ainsi, lorsque la teneur en eau augmente dans un sol argileux, on assiste à une augmentation du volume de ce sol, on parle alors de « gonflement des argiles » [18].

Au contraire, une baisse de la teneur en eau provoquera un phénomène inverse de rétractation ou « retrait des argiles ».



Figure I.18. Vue rapprochée de fentes de dessiccation dans l'argile

Le phénomène de retrait et de gonflement des sols argileux occasionne des dégâts considérables aux bâtiments.

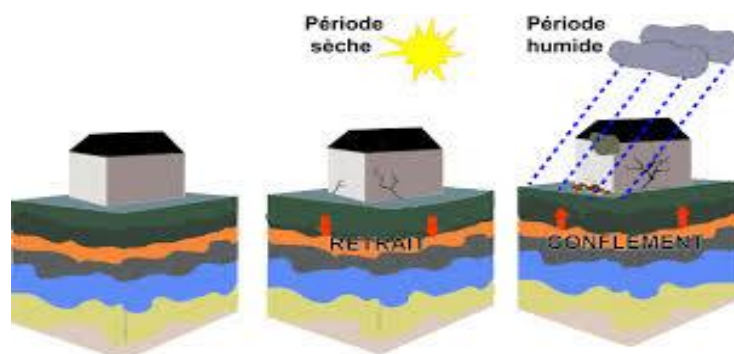


Figure I.19. Retrait-Gonflement

### **A). Nature du phénomène de gonflement dans le cas des sols argileux**

Les caractéristiques de la structure interne des minéraux argileux expliquent leur comportement face aux variations de teneur en eau :

-Ils présentent en effet une structure minéralogique « en feuillets », à la surface desquels les molécules d'eau peuvent s'adsorber sous l'effet de différents phénomènes physico-chimiques, et ce de façons d'autant plus marquées que les grains du sol, fines et aplaties, ont des surfaces développées très grandes. Il en résulte un gonflement, plus ou moins réversible, du matériau. L'eau adsorbée assure les liaisons entre les grains et permet les modifications de structure du sol lors des variations de teneur en eau ;

-Certains grains argileux peuvent eux-mêmes voir un changement de volume par variation de la distance entre les feuillets argileux élémentaires, du fait d'échanges d'ions entre l'eau interstitielle et l'eau adsorbée ;

-Les pores du sol sont très fins et accentuent les phénomènes de capillarité.

Toutes les familles de minéraux argileux ne présentent pas la même prédisposition au phénomène de retrait-gonflement. L'analyse de leur structure minéralogique permet d'identifier les plus sensibles. Le groupe des smectites et, dans une moindre mesure, le groupe des interstratifiés (alternance plus ou moins régulière de feuillets de nature différente) font partie des plus sujets au phénomène (on parle d'argiles gonflantes) [9].

Cette sensibilité est liée :

- à des liaisons particulièrement lâches entre les feuillets constitutifs, ce qui facilite l'acquisition ou le départ d'eau. Cette particularité permet à l'eau de pénétrer dans l'espace situé entre les feuillets, autorisant ainsi de fortes variations de volume (on parle de gonflement inter foliaire ou inter cristallin) ;

- au fait que ces argiles possèdent une surface spécifique particulièrement importante (800 m<sup>2</sup> / g pour la montmorillonite qui appartient aux smectites, 20 m<sup>2</sup>/g pour la kaolinite), et que la quantité d'eau adsorbée que peut renfermer un sol est directement fonction de ce paramètre.

### **B).Conséquences dues au gonflement**

Le phénomène se manifeste par des tassements différentiels provoquant des dommages dans les constructions si les fondations et la structure ne sont pas assez rigides.

### ❖ Cas des bâtiments

Les bâtiments, spécialement les maisons individuelles qui sont construit sans précaution sont les principales victimes de ce phénomène du fait de leur structure (légère et peu rigide, fondations superficielles). Avec l'humidité de la période hivernale, les argiles gonflent, puis se rétractent et craquellent en cas de pluviométrie déficitaire estivale. La variation de la teneur en eau de ces argiles dites gonflantes occasionne des dégâts sur les constructions aux fondations peu profondes.

Ces dommages peuvent prendre plusieurs formes : fissurations en façade, décolllements entre éléments jointifs (garages, perrons, terrasses), distorsion des portes et fenêtres, dislocation des dallages et des cloisons et, parfois, rupture de canalisations enterrées.



Figure I.20. Fissurations des façades des maisons

### ❖ Cas des chaussées

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée. Ce phénomène est causé par des variations de la teneur en eau du sous sol, il peut être attribué au climat et à la surcharge. Le désordre subis par la chaussée se résume généralement à des fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche sur ses accotements. En saison de pluie ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer plus facilement entraînant la saturation de ces zones et par conséquent leur gonflement, engendrant ainsi l'apparition de déformation à la surface de la chaussée, puis l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être assimilées à la chute de la portance dans les zones latérales de la chaussée entraînant l'affaissement des bords. Ces phénomènes sont accélérés par le flux routier. Ces désordres s'amplifient avec le début de la saison sèche [10].



Figure I.21. Désordres de chaussées dues au gonflement

### I.11.2. Phénomène de glissement

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) par gravité d'un versant instable pouvant s'accélérer pour aller jusqu'à la rupture. Il peut-être superficiel ou profond.

L'eau joue un rôle central dans les processus de glissements en milieux argileux. Elle exerce sur ces sols une influence particulière, qui se traduit de plusieurs manières [1].

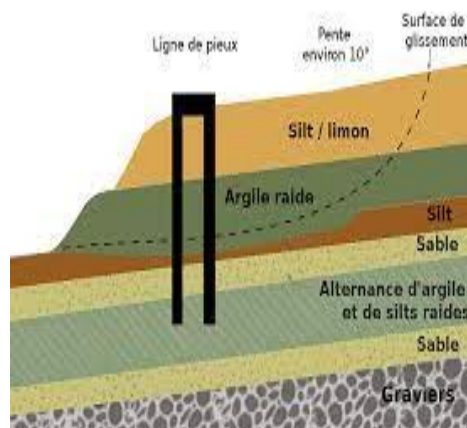


Figure I.22. Glissement de terrain

Un glissement de terrain peut avoir comme conséquence ce qui suit :

- décollement, fissuration des dallages intérieurs et extérieurs ;
- fissures profondes sur les maisons individuelles ;
- déformation des routes et clôtures penchées ;

-déformation des réseaux enterrés.



Figure I.23. Fissure profonde sur une maison



Figure I.24. Route déformée et clôture penchée

### I.11.3. Phénomène de tassement

Les sols argileux peuvent se modifier en fonction des variations d'eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface. Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (tels que les argiles) sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par sur exploitation [2].



Figure I.25. Phénomène du tassement

Le tassement par définition est la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. C'est la déformation verticale du sol due à l'application des contraintes extérieures. Cette déformation dépend de plusieurs paramètres :

- les charges appliquées ;
- la nature du sol ;
- les dimensions et la forme des fondations ;
- le temps ;
- la nature des fondations et de la structure.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature.

Le tassement uniforme : les tassements uniformément repartis affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, les conduites d'eau et les passages souterrains [2].

Le tassement différentiel : est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable [2].

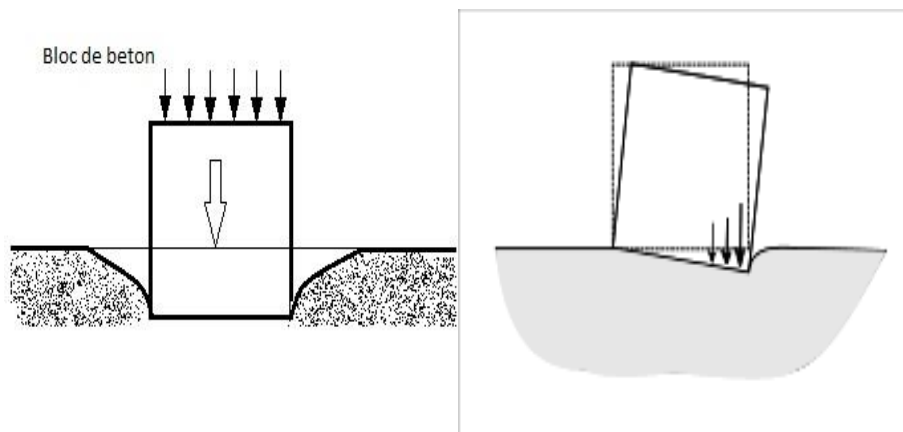


Figure I.26. Tassement uniforme      Figure I.27. Tassement différentiel

### A). Origines du tassement d'un sol

Parmi les causes donnant naissance à des tassements différentiels, on peut citer :

- hétérogénéité naturelle du sol ;
- approche des calculs de tassement qui donnent une valeur approchée de la valeur Réelle ;
- fondations hétérogènes faites sans précautions spéciales (tassements différentiels).

### B). Les conséquences du tassement

Le tassement peut avoir des conséquences importantes sur les bâtiments à fondations superficielles, notamment les maisons individuelles, ceci se traduit par :

- des fissurations en façade ;
- les éléments jointifs à la construction tels que les garages, terrasses ou encore peuvent aussi se détacher ;
- une dislocation des dallages et des cloisons ;
- la rupture de canalisations enterrées.

## I.12. Conclusion

Les argiles sont des matériaux complexes par leur composition chimique. Les dégâts engendrés par leur comportement sont énormes puisqu'ils se caractérisent par plusieurs propriétés qui les rendent complexes et ceci est dû principalement à leur structure minéralogique. De nombreuses techniques ont été développées par des ingénieurs au cours du

20<sup>ème</sup> siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des sols, dont on peut citer les sables.

Dans le chapitre qui suit, on présente une synthèse bibliographique sur les différents types de sables ainsi que leurs caractéristiques.

# **Chapitre II**

## **Les sables**

## II.1. Introduction

Depuis l'invention du béton armé par Joseph Monier en 1870, le sable est devenu un constituant majeur en matière de construction.

Aujourd'hui, presque tous les bâtiments présents dans le monde sont faits de béton, d'acier et de verre eux-mêmes essentiellement composés de sable. Le sable est de nos jours la troisième ressource la plus utilisée après l'air et l'eau devant le pétrole.

La quantité de sable extraite dans le monde augmente à grande vitesse, et aucune convention internationale n'est aujourd'hui instaurée afin de réglementer son extraction, son exploitation et son commerce entraînant une raréfaction très inquiétante de cette entité. Le sable a de nombreuses applications en tant que matériau granulaire, dont le principal est la fabrication du béton. C'est une ressource non renouvelable. Dans ce chapitre, on va présenter les différentes caractéristiques et types de sables, ainsi ses applications.

## II.2. Définition des sables

Le sable est une matière solide granulaire constituée de petites particules provenant de la désagrégation de matériaux d'origine minérale (essentiellement des roches) ou organique (coquilles, squelettes de coraux, etc.) dont la dimension est comprise entre 0,063 mm (limon) et 2 mm (gravier) selon la définition des matériaux granulaires en géologie. Sa composition peut révéler jusqu'à 180 minéraux différents (quartz, micas, feldspaths, etc.) ainsi que des débris calcaires. Du point de vue géologique, le terme sable recouvre deux aspects : un aspect granulométrique (taille des grains) et un aspect minéralogique (nature minéralogique des grains). Une particule individuelle est appelée grain de sable [8].

## II.3. Origine du sable

Le sable est constitué de petits grains, plus ou moins fins. Ce sont les vagues qui les ont déposés sur la plage. L'eau des océans mouille les roches et les frappe parfois avec force. Ces roches se fragilisent et se cassent en cailloux. Les vagues emportent et roulent les morceaux... qui se cassent à nouveau. Le sable sera rejeté sur la plage et avec lequel on construit des châteaux qui durent... le temps d'une vague ! D'autres grains de sables sont transportés par les rivières et fleuves [4].

Donc le sable peut avoir une origine naturelle ou artificielle :

-naturelle : il provient de la désagrégation naturelle de roches au cours de leur processus d'érosion.

-artificiel : il est obtenu par broyage de roches massives après des opérations de concassage et de criblage, il est appelé aussi sable de carrière, il est caractérisé par des grains aux aspérités marquées.



Figure. II.1. Sable de Kamala Beach, Hawaii



Figure. II.2. Dunes de gypse



Figure. II.3. Sable de dunes (Algérie)



Figure. II.4. Sable de carrière (Algérie)

#### **II.4. Composition du sable**

La composition du sable varie d'un endroit à l'autre selon la nature des roches. Dans l'industrie du verre, de la fonderie et d'autres domaines, le sable recherché est celui qui a une grande teneur en silice un bon classement et des grains arrondis [21].

#### **II.5. Minéraux du sable**

Le sable comporte différentes variétés de minéraux qui sont dérivés de l'élément de base le silicium (Si). Ces principaux minéraux sont classés comme suit : silice, silicates (famille la plus abondante dans la nature, plus de 90 % du poids de l'écorce terrestre), argiles et carbonates. Ces dernières se trouvent généralement sous forme de trace dans le sable [17].

### II.5.1. Le silicium

Le silicium est un corps pur de symbole chimique Si, de numéro atomique 14, de poids atomique 28,08 g/mol. Il ne se trouve jamais à l'état natif mais constitué sous forme de silice et de silicate. C'est l'élément le plus abondant de l'écorce terrestre (environ 27,2 %) après l'oxygène (environ 60%) [31].

Le silicium est obtenu par réduction et purification de la silice, contenue dans le sable siliceux ou le quartz, par divers procédés et on obtient un silicium pur (99,999 % Si) sous forme de lingots dans lesquels seront ensuite découpées les plaquettes.

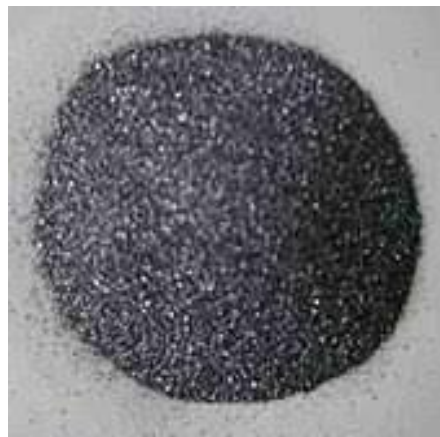


Figure II.5. Le silicium du sable

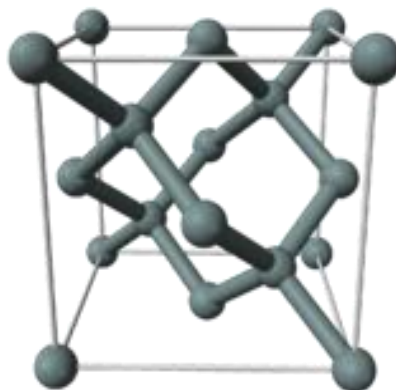


Figure II.6. Structure cristalline du silicium

### II.5.2. La silice (ou quartz $\text{SiO}_2$ )

Le dioxyde de silicium ou silice occupe parmi les oxydes, une place exceptionnelle. Les nombreuses applications industrielles (optique, électronique, production de matériaux réfractaires, etc.). Dans la nature, la silice se présente sous forme cristalline ou sous forme amorphe.

La silice ou dioxyde de silicium ( $\text{SiO}_2$ ) désigne une famille de minéraux comprenant plusieurs variétés de formes (polymorphes) dont [12] :

- Le **quartz** : est la forme cristalline naturelle la plus en abondance dans la nature. Il existe de nombreuses variétés de quartz. Mentionnons entre autres le quartz fumé, le quartz bleu, l'améthyste, la citrine, etc.
- La **crystalite** : relativement rare, est la deuxième forme cristalline de la silice la plus retrouvée dans la nature. Elle est peu utilisée en industrie.
- Le **tripoli** : diffère des autres formes cristallines de la silice par la présence de structures microcristallines. Il est constitué de particules de granulométrie extrêmement fine dont la dimension varie de 1 à 10 microns. Le tripoli est utilisé dans l'industrie.
- La **tridymite** : la moins courante des polymorphes de la silice, est pratiquement inexistante à l'état naturel.



Figure II.7. La silice

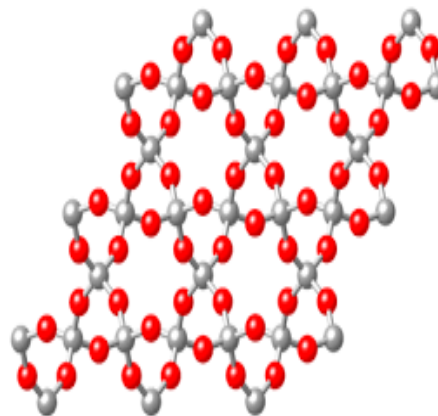


Figure II.8. Structure cristalline de la silice.

### II.5.3. Les silicates

Les silicates désignent une importante famille de minéraux dérivants de la silice ( $\text{SiO}_2$ ) car ils constituent environnant 97 % de la croûte terrestre. Ces minéraux dont le squelette est essentiellement formé par des tétraèdres de silicium [ $\text{SiO}_4$ ] sont additionnés à d'autres éléments tels l'aluminium, le magnésium, le fer, le calcium, le potassium, le sodium etc.... [8].



Figure II.9. Silicate du sable

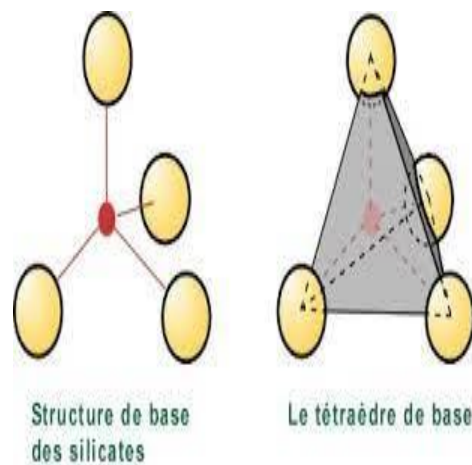


Figure II.10. Structure cristalline des silicates.

#### II.5.4. Les argiles

Les argiles regroupent l'ensemble des matériaux dont les particules n'excèdent pas 2 mm de diamètre équivalent. Ils correspondent à des minéraux spécifiques que l'on ne rencontre jamais en particule plus grosse. Ces minéraux sont des silicates d'aluminium hydratés, ils appartiennent à la famille des phyllo silicates qui présentent une structure cristalline en feuillet.



Figure II.11. Sable argileux

### II.5.5. Les carbonate

Les carbonates sont des minéraux largement représentés à la surface du globe. Le carbonate de calcium, en particulier, est le constituant principal des coquilles de nombreux organismes. On le retrouve surtout dans la lithosphère sous forme de roches dites calcaires, les plus abondantes parmi les roches sédimentaires.

Les minerais de carbonate rencontrés le plus souvent dans les sols sont la Calcite  $\text{CaCO}_3$ , la Dolomite  $[\text{Ca Mg}(\text{CO}_3)_2]$ , la Nahcolite  $(\text{NaHCO}_3)$ , la Trôna  $[\text{Na}_3\text{H}(\text{CO}_3)_2 \cdot \text{H}_2\text{O}]$  et la Soda  $(\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot 10\text{H}_2\text{O})$  [29].



Figure II.12. Carbonates



Figure II.13. Structure cristalline du carbonate

## **II.6. Classification des sables**

On peut classer les sables selon [27]:

- la granularité ;
- la propreté et la teneur en fines ;
- la nature minéralogique ;
- leurs provenances.

### **II.6.1. La granularité**

Permet de séparer les sables en trois catégories sont :

- sables fins ;
- sables moyens ;
- sables grossiers.

### **II.6.2. La propreté et la teneur en fines**

Elle est appréciée par la valeur de l'équivalent de sable.

### **II.6.3. La nature minéralogique**

En général, les sables peuvent être classés comme suit :

- Sables siliceux ;
- Sables silico-calcaires ;
- Sables calcaires.

### **II.6.4. Leurs provenances**

Selon leurs provenances, les sables peuvent être classés comme suit [27]:

Sable de rivière : il est obtenu par dragage des lits des cours d'eau. Il doit être dur et propre pour qu'on puisse l'utiliser dans les bétons.

Sable de mer : il provient des côtes de la mer. Pour l'utiliser dans les bétons, il faut qu'il ne soit pas trop fin et qu'il soit lavé de son sel.

Sable de carrière : Il contient souvent de l'argile qui enrobe les grains et les empêche d'adhérer aux liants. Il est donc à proscrire.

Sable artificiel : il est obtenu par concassage des roches (calcaires durs, gré ...). Il est souvent plein de filler. Pour qu'il soit utilisable dans les bétons, il faut limiter le pourcentage des fines.

Sable de dune : c'est une variété des sables de mer. Il est donc très fin. Les sables de dunes se trouvent dans les régions sud du pays. Ils sont situés en zone présaharienne.

### II.7. Microstructure des sables (sols granulaires)

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux. Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface du grain. Toutefois, lorsque le sol est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains [8].

Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans les sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent [28].

Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées sur la figure II.14

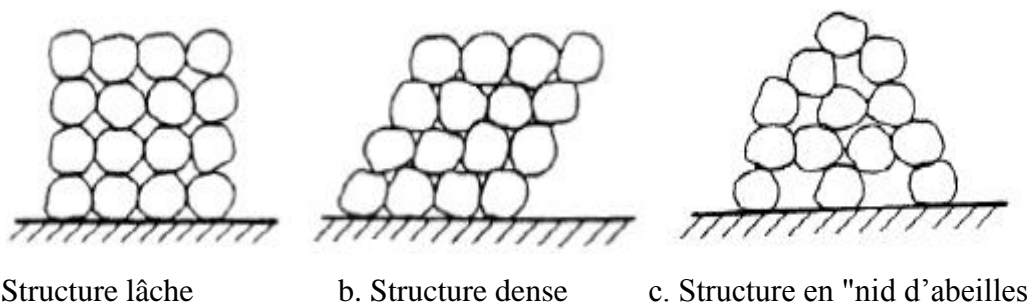


Figure II.14. Microstructure des sols granulaires

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains :

- réarrangement et compressibilité instantanée des grains ;
- glissement et rotation des grains ;
- rupture et écrasement des grains.

Ainsi, toute variation volumique d'un échantillon de sable s'explique par le déplacement relatif des grains : le désenchevêtrement des grains provoque la dilatation et l'enchevêtrement entraîne la compaction. Les résistances des sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure, en effet, la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense [12].

## **II.8. Les caractéristiques du sable et ses applications**

### **II.8.1. Les caractéristiques du sable**

Les principaux critères utilisés pour caractériser un sable sont sa courbe granulométrique et sa rondeur. D'autres caractéristiques sont la teneur en matières argileuses, en coquillages et chlorures [30].

#### **❖ La courbe granulométrique**

La granulométrie mesure la dispersion de la taille des grains. Elle est décrite par un intervalle  $0/X$  où  $X$  donne la valeur en millimètre pour laquelle 85% des grains ont un diamètre inférieur ou égal à  $X$ . Plus  $X$  est petit plus le sable est considéré comme fin. La teneur en « fines » d'un sable est aussi prise en compte. Il s'agit de la proportion de grains dont la taille est inférieure à 0,063mm. La teneur en fines affecte la manière dont le sable absorbe l'eau par capillarité. Les sables de concassage, à moins d'être lavés, ont une teneur en fines élevée. À l'inverse, les sables extraits de la mer ou de rivières ou les sables lavés en général ont une teneur en fines plus faible car les fines sont entraînées avec l'eau [4].

#### **❖ La forme du grain**

Suivant l'origine du sable, la forme du grain est différente. Ainsi, un grain rond améliore la fluidité du sable et des mélanges auxquels il participe. À l'inverse, un grain anguleux favorise la résistance du matériau dont il fait partie. Les sables marins ou naturels sont plus ronds.

Suivant leur origine les sables de rivière sont plus ou moins ronds. Les sables de concassage sont anguleux [4].

### ❖ Caractéristiques géométriques

#### - Classe granulaire

La norme expérimentale précise les appellations des différentes classes granulaires avec leurs caractéristiques dimensionnelles.

On distingue trois familles de sables : les fillers, les sablons, les sables et également trois catégories pour les classes naturelles A, B, C.

Filler 0/D pour  $D < 2$  mm et ayant au moins 70 % de grains passant au tamis de 0,63 mm ;

Sablon 0/D pour  $D < 1$  mm et ayant au moins 70 % de grains passant au tamis de 0,63mm ;

Sable 0/D lorsque D est tel que :  $1 \text{ mm} < D \leq 6,33 \text{ mm}$  [28].

#### - Module de finesse d'un sable ( $M_f$ )

Le module de finesse est un coefficient permettant de caractériser l'importance des éléments des fins dans un granulat. Le module de finesse est égal au 1/100 de la somme des refus cumulés exprimée en pourcentages sur les tamis. Le Tableau I.2 présente la série des tamis employés pour la caractérisation du module de finesse selon la norme prise en compte [14].

Le Module de finesse d'un sable donne par la formule suivant :

$M_f = \Sigma$  des refus cumulés en % des tamis

**Tableau II.1. Séries de tamis employés pour la détermination du module de finesse du sable**

Tamis 01	0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 et 5 mm
Tamis 02	0,125 - 0,25 - 0,5 - 1 - 2 et 4 mm

La partie centrale A ( $2.2 < M_f < 2.8$ ) convient bien pour obtenir une ouvrabilité satisfaisante et une bonne résistance avec des risques de ségrégation limité.

La partie central B ( $1.8 < M_f < 2.2$ ) est à utiliser si l'on recherche particulièrement la facilité de mise en œuvre au détriment probable de la résistance..

La partie central C ( $2.8 < MF < 3.2$ ) correspond à des sables à utiliser pour la recherche de résistance élevées, mais on aura, en général, une moins bonne ouvrabilité et des risques de ségrégation.

#### ❖ **Autres caractéristiques techniques**

Outre la granularité et la forme des grains, le taux de chlorures, les teneurs en argile et en coquillages sont d'autres paramètres importants de la qualité du sable. Une teneur en chlorure trop élevée n'est pas souhaitable dans des applications liées au fer telles que les bétons armés puisqu'ils oxydent le fer et provoquent la rouille de la structure métallique. La présence de sels dans les mortiers ou les matériaux de construction provoque des phénomènes d'efflorescence.

L'argile étant rétentrice d'eau, une présence importante dans le sable affecte les dosages d'eau dans des applications comme le béton ou le mortier[30]. L'argile apporte aussi un composant « gras » qui affecte, par exemple, la plasticité du sable.

#### ❖ **Propriétés physiques**

Le sable forme naturellement des pentes stables jusqu'à environ  $30^\circ$ , au-delà de cet angle, il s'écoule par avalanches successives pour retrouver cette pente stable. Cette propriété peut être exploitée pour étudier des formes parfaites générées par l'écoulement du sable sur des plaques de formes différentes. Par exemple, en faisant couler du sable sur un socle de forme carrée, le sable va former une pyramide parfaite avec des pentes de  $30^\circ$  [29].

### **II.8.2. Les principales applications du sable**

#### **II.8.2.1. Maçonnerie et mortiers**

Les sables sont essentiels dans la fabrication de mortiers et de mortiers de jointoiement de façade. Typiquement, un mortier est un mélange de ciment, de sable et d'eau. Suivant les cas, les qualités de mortiers diffèrent très fort. Ainsi, un particulier ou un petit entrepreneur réalise son mortier à partir du sable maçon qu'il trouve chez un négociant en matériau. Par contre, les mélanges sable et ciment pour mortiers préfabriqués vendus en sacs ou en silos ont une composition plus pointue, avec plusieurs types de sables en général [14].

#### **II.8.2.2. Les mélanges bitumeux**

Asphalte coulé et enrobé sont des mélanges bitumeux. Une vision très réductrice des choses est de considérer que les matériaux bitumeux sont des bétons où le liant est du bitume.

L'enrobé est le mélange le plus proche du béton. Outre le bitume, il est composé de fines, de sable et de granulats. Il est utilisé principalement pour le revêtement de chaussées. Excepté l'eau, les enjeux techniques sont les mêmes que pour le béton. L'ouvrabilité est assurée par la température du mélange (200°C) avant mise en œuvre. La rondeur des granulats a un effet favorable mais secondaire. En comparaison de l'enrobé, l'asphalte coulé se caractérise par une plus grande proportion de bitume et de fines. Les fines apportent de la consistance au mélange. Une fois sèche, ce matériau possède une grande étanchéité [14].

### **II.8.2.3. L'industrie du verre**

Le sable siliceux (naturel) est la principale matière première dans la fabrication du verre. La silice est en effet l'élément vitrifiant qui donne au verre sa structure. Si la silice vitrifie, les autres composants du sable tels les oxydes de fer et de manganèse sont des impuretés qui diminuent les qualités transparentes du verre. Le sable recherché doit être aussi pur que possible.

La granulométrie est aussi surveillée : la présence de fines n'est pas souhaitée car elles génèrent des poussières et les grains trop gros ralentissent le processus de fusion.

### **II.8.2.4. La géotechnique**

Dans la géotechnique, le sable est utilisé pour la réalisation des drains, dans des sols gorgés d'eau pour faciliter l'évacuation de l'eau interstitielle au sein de ces sols et accélérer ainsi leur consolidation en vue, soit [12] :

- de réduire les tassements ultérieurs ;
- d'augmenter la capacité portante de sol.

### **II.8.2.5. Autres usages**

Actuellement, le sable est largement utilisé dans le domaine de filtration, par exemple filtration de l'eau et filtration des produits toxiques. Il est aussi utilisé pour les opérations à hautes températures et qui nécessitent des matériaux réfractaires comme le moulage et les fours. Dans le domaine optique, le sable est utilisé pour la production des verres toutes sortes de panneaux et les équipements d'énergie solaire. On le trouve aussi dans le domaine énergétique, électrique et électronique [21].

Le sable est la matière première pour l'extraction de dioxyde de silicium ( $\text{SiO}_2$ ) qui est lui-même la source de silicium ( $\text{Si}$ ) pur.

Très perméable à l'eau et à l'air, il se réchauffe rapidement, un atout précieux en hiver, qui permet à de nombreuses plantes d'être protégées même si le thermomètre indique des températures dangereuses [27].

En été, il va avoir tendance à sécher très rapidement, d'où des besoins assez importants en arrosage. Par ailleurs, comme il retient mal les éléments fertilisant, il faudra régulièrement amender le sol pour que les cultures ne l'épuisent pas complètement [2].

### **II.9. Conclusion**

Le sable est un sol inerte doté d'un minimum de plasticité et ses grains ne portent pas de charges électriques sur leur surfaces au contraire dans les sols argileux expansifs les minéraux argileux possèdent des charges électriques à la surface de leurs feuillets, ce qui s'expriment par leur capacité d'échange cationique (CEC). L'ajout de sable à un sol expansif comme l'argile permet de rééquilibrer les charges électriques dans le milieu et donc de réduire son potentiel de gonflement, le traitement des sols argileux par ajout des sols inertes comme le sable est une solution plus bénéfique et durable pour l'environnement, cette technique est assez récente et son emploi n'est pas encore très répondu.

# **Partie B**

## **Etude expérimentale**

**Chapitre III : Procédures  
expérimentales et identification des matériaux  
utilisés**

### III.1. Introduction

Quelque soient les objectifs recherchés dans une étude géotechnique, il est de règle d'effectuer initialement l'identification de sols concernés. Cette procédure permet d'orienter les analyses géotechniques ultérieures et surtout d'effectuer une classification des matériaux rencontrés. Les paramètres nécessaires pour cette classification sont aussi bien de natures physico-chimiques et mécaniques. Ce chapitre est un ensemble des essais géotechniques réalisés au laboratoire pour l'identification du sol étudié [19].

### III.2. Préparation des échantillons (argile et sable)

Le matériau est préparé de manière à ne pas modifier ses caractéristiques. Après prélèvement du sol, des échantillons ont été soumis au séchage dans une étuve à une température de 50°C, ensuite concassés et tamisés.

Origine des matériaux utilisés :

Ce sont des matériaux précédemment utilisés dans le chantier qui est localisé à côté de département l'Automatique de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.



Figure III.1. Des échantillons soumis au séchage dans une étuve



Figure III.2. Un Concasseur



(a)

(b)

(a) : Argile avant concassage ; (b) : Argile après concassage et tamisage

Figure III.3. L'argile utilisée



(c)

(d)

(c) : sable de carrière (d) : sable de dunes

Figure III.4. Types de sables utilisés

### III.3. Identification du sol

Il est indispensable avant tout démarrage de travaux d'avoir une idée des caractéristiques du sol pour collecter des informations nécessaires qui vont aider l'ingénieur géotechnicien dans la :[19]:

- sélection du type de sol (argile, limons, sable...);
- détermination des problèmes possibles (tassement, gonflement...) et établir des solutions.

L'étude géotechnique des sols basés sur deux types d'essais :

- essais in situ ;
- essais du laboratoire.

Dans cette étude on s'intéresse aux essais réalisés au laboratoire qui sont :

Les essais d'identification du sol permettent de classer le sol et de calculer les divers paramètres physiques.

L'étude préalable de ces échantillons en laboratoire portera sur l'état et les caractéristiques des sols :

- la détermination des paramètres d'état (teneur en eau, poids volumiques humide et sec) ;
- teneur en eau naturelle ;
- granulométrie ;
- limites d'Atterberg ((limite de liquidité et de plasticité, indice de plasticité) pour caractériser la consistance du sol et permettre de ce fait de le classer ;
- valeur au bleu de méthylène ;
- équivalent de sable.

### III.4. Essais d'identification des sols étudiés

#### III.4.1. La teneur en eau

Selon la norme (NF P 94-049-1), la teneur en eau pondérale (W) est le rapport de la masse de l'eau ( $m_w$ ) par la masse des grains solides ( $m_s$ ).

$$W (\%) = \frac{m_w}{m_s} \times 100 = \frac{m - m_s}{m_s} \times 100 \quad (\text{III.1})$$

$m$  : masse de sol humide

$m_w$  : masse d'eau

$m_s$  : masse des grains solides

Les résultats d'essai sont présentés dans le tableau III.1, III.2, III.3

**Tableau III.1. Résultats de la teneur en eau de l'argile**

N° d'échantillon	Masse humide +tare (g)	Masse sèche + tare (g)	Masse de la tare (g)	Teneur en eau W (%)	La moyenne W (%)
1	322.5	277.6	95.6	24.67	23.11
2	303.12	259.4	81	24.50	
3	328.56	289.28	94.7	20.18	
4	320.14	277.09	90.66	23.09	

**Tableau III.2. Résultats de la teneur en eau du sable de dune**

N° de l'échantillon	Masse humide + tare (g)	Masse sèche + tare (g)	Masse de la tare (g)	Teneur en eau W (%)	La moyenne W (%)
1	61.74	60.90	40.54	4.125	6.74
2	68.818	66.66	42.698	9.006	
3	70.45	69.18	48.22	7.10	

**Tableau III.3. Résultats de la teneur en eau du sable de carrière**

N° de l'échantillon	Masse humide + tare (g)	Masse sèche +tare (g)	Masse de la tare (g)	Teneur en eau W (%)	La moyenne W (%)
1	51	46	13.1	5.57	6.145
2	46	43.5	14	8.47	
3	55	53.4	17	4.395	

La teneur en eau naturelle du sable (carrière et dunes) utilisé dans ce travail est faible, ceci est évident du fait que, le sable est très perméable et ne conserve pas d'eau (l'eau circule et se dissipe facilement entre les grains).

### III.4.2. Les Masses volumiques

#### a. Détermination de la masse volumique des particules solides des sols

Selon la norme NF P 94-054. La masse volumique des particules solides est déterminée à l'aide du pycnomètre (Figure III.5), elle s'applique sur des échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm [22].



Figure III.5. Détermination de la masse volumique des particules solides

La densité des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \frac{\rho_w(m_2 - m_1)}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3} \quad (\text{III.2})$$

avec :

$m_1$  : masse du pycnomètre vide + bouchon ;

$m_2$  : masse du pycnomètre + bouchon + échantillon ;

$m_3$  : masse du pycnomètre + bouchon + eau + échantillon ;

$m_4$  : masse du pycnomètre + bouchon + eau ;

$\rho_w$  : Masse volumique de l'eau égale à 1000kg/m<sup>3</sup>

Les résultats d'essai sont présentés dans le tableau III.4.

**Tableau III.4. Résultats de la masse volumique des particules solides**

$M_1(g)$	$M_2(g)$	$M_3(g)$	$M_4(g)$	$\rho_w (g/cm^3)$	$\rho_s (g/cm^3)$
432.86	482.94	1138.38	1107.57	1000	2.598

**b. Détermination de la masse volumique humide (Méthode par Pesée Hydrostatique)**

L'échantillon soumis à l'essai doit avoir une forme simple afin de pouvoir être paraffiné facilement. Au besoin, il est taillé, afin d'avoir une masse comprise entre 0,1 et 0,5 kg.



Figure III.6. Échantillon paraffiné



Figure III.7. Pesée hydrostatique

Les résultats de la masse volumique humide sont présentés dans le tableau III.5

**Tableau III.5. Résultats de la masse volumique humide  $\rho_h$**

N°	1	2	3
Masse de l'échantillon humide $M_h$ (g)	98.37	82.93	85.05
Masse humide d'échantillon paraffiné à l'air $M_{rp}$ (g)	104.85	88.42	90.41
Masse d'échantillon paraffiné immergé $M'_{rp}$ (g)	51.6	45	50.4
Masse de la paraffine $M_p$ (g)	6.48	5.49	5.36
Volume brut ( $\text{cm}^3$ ) $V_{rp}$	53.25	43.42	40.01
Volume de la paraffine ( $\text{cm}^3$ ) $V_p$	7.36	6.24	6.09
Volume total de la roche humide (V)	45.89	37.18	39.92
$\rho_h$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.1436	2.23	2.130
$\rho_h$ moy ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.1680		

**c. Détermination de la masse volumique sèche  $\rho_d$  (Méthode par Pesée Hydrostatique)**

Cet essai s'intéresse à la détermination de la masse volumique sèche de l'argile par pesée (après séchage total à l'étuve). Ensuite, déterminer son volume total (apparent) également par pesée à l'air libre et dans l'eau (pesée hydrostatique).

**Tableau III.6. Résultats de la masse volumique sèche  $\rho_d$**

N°	1	2	3
Masse Sèche $M_s$ (g)	29.44	27.12	34.06
Masse sèche d'échantillon Paraffiné à l'air $M_{rp}$ (g)	34.75	32.26	39.34
Masse de l'échantillon paraffiné Immergé $M'_{rp}$ (g)	13.1	11	15.5
Masse de la paraffine $M_p$ (g)	5.31	5.14	5.28
Volume brut ( $\text{cm}^3$ ) $V_{rp}$	21.65	21.26	23.84
Volume de la Paraffine ( $\text{cm}^3$ ) $V_p$	6.03	5.84	6
Volume total de la roche sèche (V)	15.62	15.42	17.84
$\rho_d$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.8847	1.7587	1.9092
$\rho_d$ moy ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1.8509		

**d. Détermination de la masse volumique apparente des sols fins  $\rho$**

L'essai consiste à déterminer la masse et le volume qui caractérisent un échantillon de sol (argile). La masse est déterminée aisément par pesage ; tandis que la détermination du volume est plus complexe, plusieurs méthodes sont utilisées pour sa détermination, le choix de la méthode dépend de la nature du matériau étudié.



Figure III.8. Moule utilisé pour la détermination de la masse volumique apparente

**Méthode du moule :**  $\rho = (M_1 - M_2) / V$  (III.3)

$M_1$  : masse du moule + sol ;  $M_2$  : masse du moule ;  $M$  : masse du sol = volume ou dimensions du moule

$V$  : volume de l'échantillon = volume du moule),  $V = (\pi \times D^2 / 4) \cdot H$  (III.4)

$D$  : diamètre du moule ;  $H$  : hauteur de moule.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau III.7 suivant :

**Tableau III.7. Résultats de la masse volumique apparente de l'argile étudiée**

Paramètres	valeur
$M_2$ (g)	7320(g)
$M_1$ (g)	10410(g)
$M = M_1 - M_2$ (g)	3090(g)
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2124cm <sup>3</sup>
Masse volumique apparente du sol (g/cm <sup>3</sup> )	1.4548g/cm <sup>3</sup>

### III.4.3. Limite d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau qui caractérisent les sols fins permettant entre autre d'établir leur classification et d'évaluer leur consistance. Ces valeurs de teneurs en eau permettent de caractériser également les différents états des sols : liquide, plastique, solide et solide sans retrait de ces matériaux. C'est un essai relativement long à réaliser (plus de deux jours en général et la durée augmente avec la proportion d'argile). Bien que rudimentaire dans sa préparation [23].

Les limites d'Atterberg comprennent :

-limite de plasticité ( $W_P$ ) : Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide.

-limite de liquidité ( $W_L$ ) : Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique.

Ces deux caractéristiques sont reliées par l'indice de plasticité  $I_P$  qui s'exprime en % et est donné par la formule :  $I_p = W_L - W_P$  (III.5)

$W_L$  : limite de liquidité

$W_P$  : limite de plasticité

$I_p$  : indice de plasticité

#### a. Détermination de la limite de liquidité

La limite de liquidité correspond à la teneur en eau qui caractérise le passage de l'état liquide à l'état plastique du mortier de sol utilisé pour les limites d'Atterberg.

Il existe deux méthodes pour définir la teneur en eau correspondante à la limite de liquidité :

-l'essai à la coupelle de Casagrande (NF P94-051) ;

-l'essai au cône de pénétration (NF P94-052-1).

Selon la norme (NF P94-051) : La limite de liquidité est la teneur en eau du matériau correspond à fermeture d'un cm (1cm) des lèvres de la rainure après 25chocs, qui se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande.



Dispositif d'essai de limite de liquidité Préparation de l'échantillon d'argile



Réalisation de la rainure

Fermeture de la rainure

Figure III.9. Procédures de la détermination de la limite de liquidité

Les résultats d'essai obtenus au laboratoire sont présentés dans le tableau III.8

**Tableau III.8. Résultats de la limite de liquidité**

N° de la tare	Nombre de coup	Masse de la Tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche + tare (g)	Teneur en eau (%)
1	22	17.453	23.312	21.502	44.70
2	24	17.756	26.643	24.081	40.51
3	28	20.326	31.514	28.432	38.02
4	33	24.945	32.421	30.634	31.41

On trace la courbe de la teneur en eau en fonction de nombre des coups, on tire  $W_L$  à 25 coups à l'échelle logarithmique :

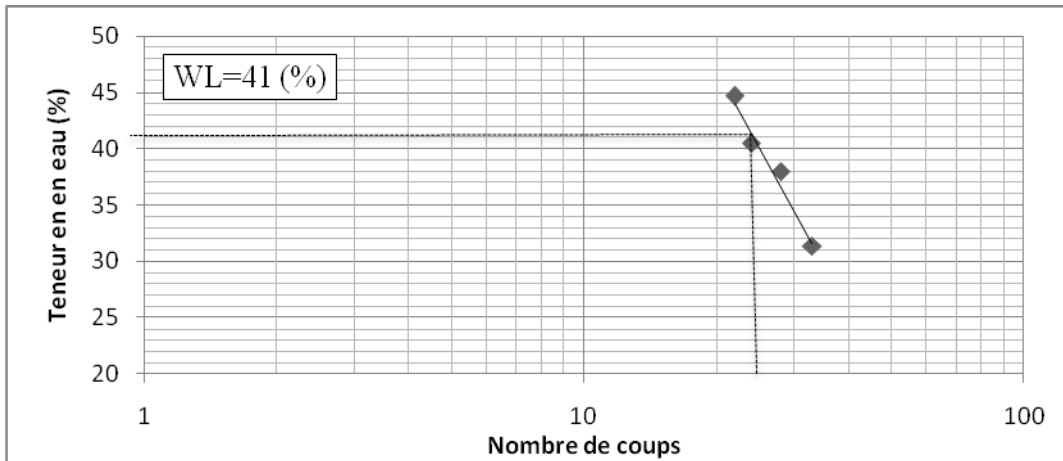


Figure III.10. Courbe limite de liquidité

- La limite de liquidité est égale à :  $W_L = 41\%$

### b. Détermination de la limite de plasticité

La limite de plasticité est définie par application de la norme NF 94-051. Le matériau est roulé sous la forme d'un petit rouleau plein (ou boudin) d'environ 3 mm de diamètre. Ce boudin est progressivement asséché en frottant le matériau entre la plaque de marbre et un patin poreux (souvent en bois) (photo a). Lorsque le rouleau n'est plus plastique, il devient alors cassant (photo b). L'essai est arrêté car la teneur en eau à ce moment correspond à la limite de plasticité.

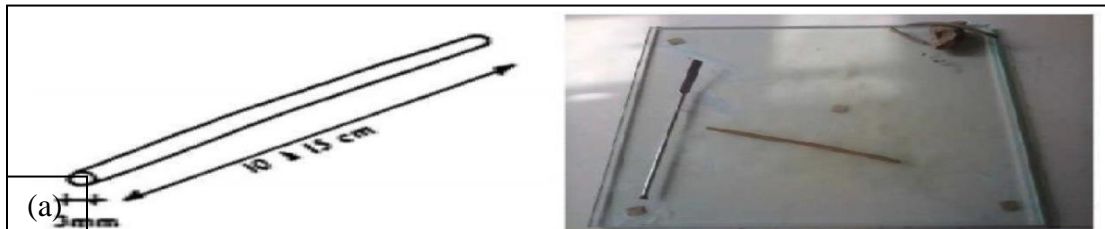


Photo (a) : La confection du rouleau.

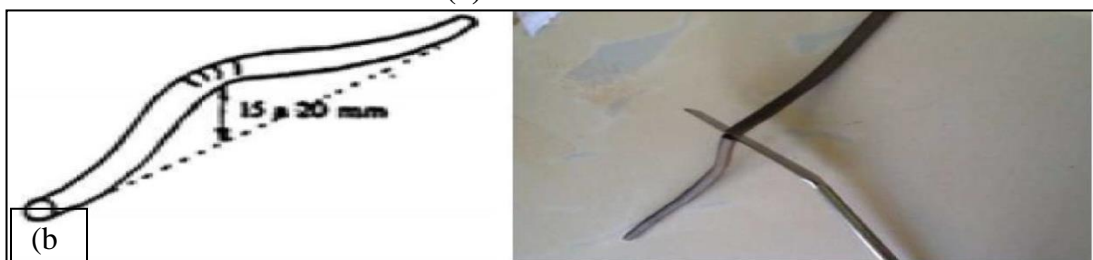


Photo (b) : La fissuration et brisure du rouleau.

Figure III.11. Procédures de la détermination de la limite de plasticité.

Les résultats d'essai obtenus au laboratoire sont présentés dans le tableau III.9

**Tableau III.9. Résultats de la limite de plasticité**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche+ tare (g)	Wp (%)	Wp(%) moyenne
1	17.526	19.086	18.742	28.29	26.12
2	17.3	18.872	18.540	26.77	
3	17	17.953	17.773	23.29	

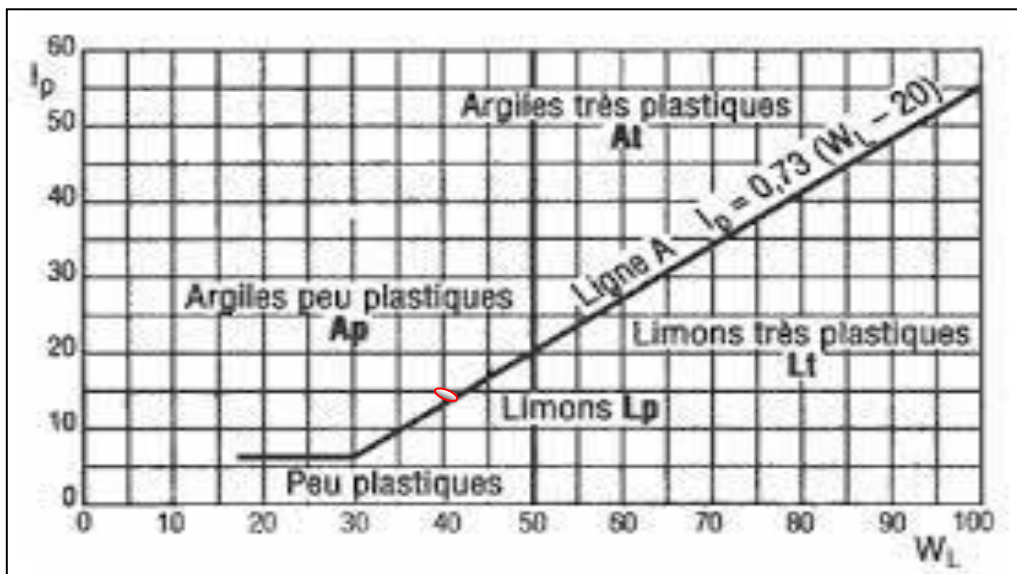


Figure III.12. Diagramme de Casagrande

$W_L = 41\%$  ,  $I_p = 14.88\%$  → Le point de coordonnées (41,14.88) est situé au-dessus de la ligne A et à gauche de  $W_L = 50\%$  → Le sol est une argile peu plastique.

**Tableau III.10. Classification de sol selon l'indice de plasticité**

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p \leq 5$	Sol non plastique
$5 < I_p \leq 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p \leq 50$	Sol plastique
$I_p \leq 50$	Sol très plastique

➤ L'argile étudiée est dans un état peu plastique

**c. Détermination de l'indice de consistance  $I_c$**

L'indice de consistance permet de caractériser l'état de sol étudié, cet indice est calculé par la formule suivante :

$$I_c = \frac{WL - W}{I_p} \text{ (III.6)}$$

avec :  $W$  : est la teneur en eau naturelle d'un sol

L'argile étudiée présente un indice de consistance est de :  $I_c = 1.20$

**Tableau III.11. Etat d'un sol en fonction de l'indice de consistance**

Indice de consistance $I_c$	Etat du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

➤ Les résultats montrent que l'argile étudiée est dans un état solide.

**III.4.4. Analyse granulométrique**

**III.4.4.1. Analyse granulométrique à sec après lavage (argile)**

Cette analyse est faite sur des échantillons globaux à sec à l'aide d'un vibro-tamis selon la norme (NF P 94-057). Le but est de déterminer la répartition en poids des grains suivant leurs grosseurs. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de tableau et de courbes granulométriques.



Figure III.13. Tamiseuse électrique

Les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage pour l'argile, sont présentés dans les tableaux III.12 :

**Tableau. III.12. Résultats de l'analyse granulométrique pour l'argile**

dimension des tamis (mm)	Refus(g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisâts cumulés (%)
5	00	00	00	100
4	10.24	10.24	1.025	98.975
2.5	36.1	46.34	4.638	95.36
1.25	50.3	96.64	9.673	90.327
0.63	84.7	181.34	18.152	81.848
0.315	99.6	280.94	28.12	71.77
0.08	140.9	421.84	42.23	57.77

#### III.4.4.2. Analyse Granulométrique par sédimentation (argile)

Analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol (avoir une courbe granulométrique complète). Elle s'applique à la fraction du sol passant au tamis 80 $\mu$ m.

Analyse granulométrique par sédimentation a pour objet la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol. Elle est ainsi nécessaire à sa description et à sa classification [24].



Figure III.14. Analyse granulométrique par sédimentation

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau III.13 :

**Tableau III.13. Résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation**

Temps (min)	Température (C°)	Lecture densimètre (R)	Tamisâts cumulés (%)	Hauteur totale	Diamètre des Tamis (mm)
1	25	1.018	50,56	0.110	0.07
2	23.6	1.0215	37,41	0.111	0.06
6	22.2	1.020	30,2	0.1154	0.05
13	21.5	1.018	23	0.1090	0.03
21	21	1.017	20	0.1111	0.02
43	20.2	1.0155	18,3	0.1152	0.01
79	20	1.015	14,4	0.1166	0.0016
238	19.3	1.012	12,1	0.1238	0.0012
1142	19	1.00	8,3	0.1539	0.0005
1145	15	0.8	3.3	0.1540	0.0002

Les résultats de l'analyse granulométrique de l'argile étudiée sont présentés sur la courbe de la figure III.15 :

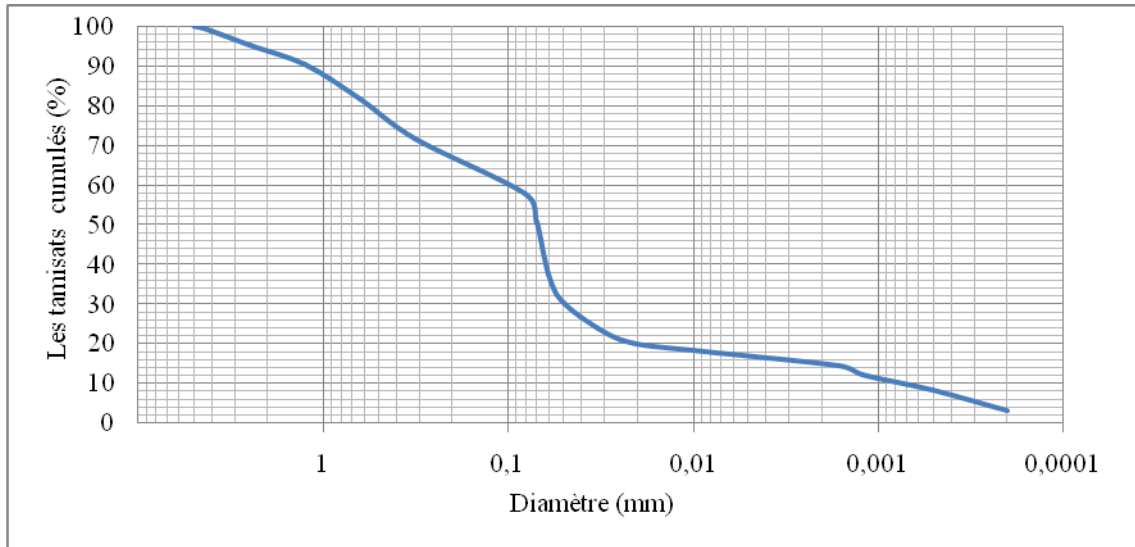


Figure III.15. Courbe granulométrique de l'argile étudiée

Selon la courbe :  $T_{0,008 \text{ mm}} = 57,77\% > 50\% \rightarrow$  sol fin.

#### III.4.4.3. Analyse granulométrique à sec après lavage (sable)

Les tableaux III.14 et III.15 présentent respectivement les résultats de l'analyse granulométrique de sable de carrière et de sable de dunes, ainsi leurs courbes granulométriques.

**Tableau III.14. Résultats de l'analyse granulométrique du sable de carrière**

Dimension des tamis (mm)	Refus(g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisats cumulés (%)
5	00	00	00	100
2	351.6	351.6	35.16	64.84
1	289	640.6	64.06	35.96
0.4	205.5	846.1	84.61	13.59
0.2	114.3	960.4	96.04	3.96
0.1	31	991.4	99.14	0.86
0.08	5.4	996.8	99.68	0.32
fond	3.2	1000	100	00

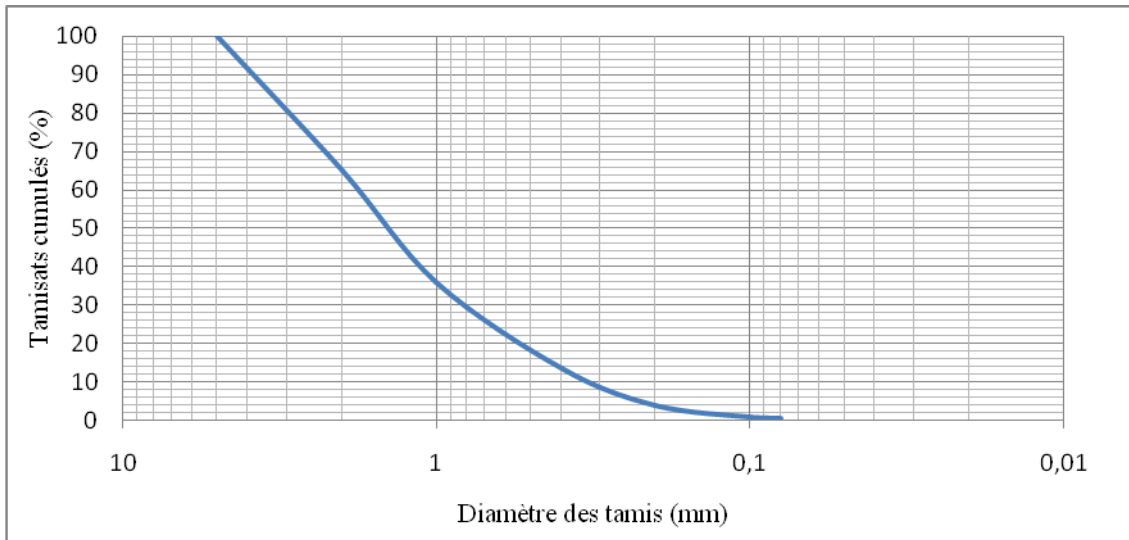


Figure III.16. Courbe granulométrique du sable de carrière.

**Tableau III.15. Résultats de l'analyse granulométrique du sable de dunes**

Dimension des tamis (mm)	Refus(g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisâts cumulés (%)
2	00	00	00	100
1	0.38	0.38	0.095	99.905
0.4	22.95	23.33	5.8325	94.1675
0.2	172.10	195.43	48.8575	51.1425
0.1	194.68	390.11	97.5275	2.4725
0.08	7.65	397.76	99.44	0.56
Fond	2.24	400	100	00

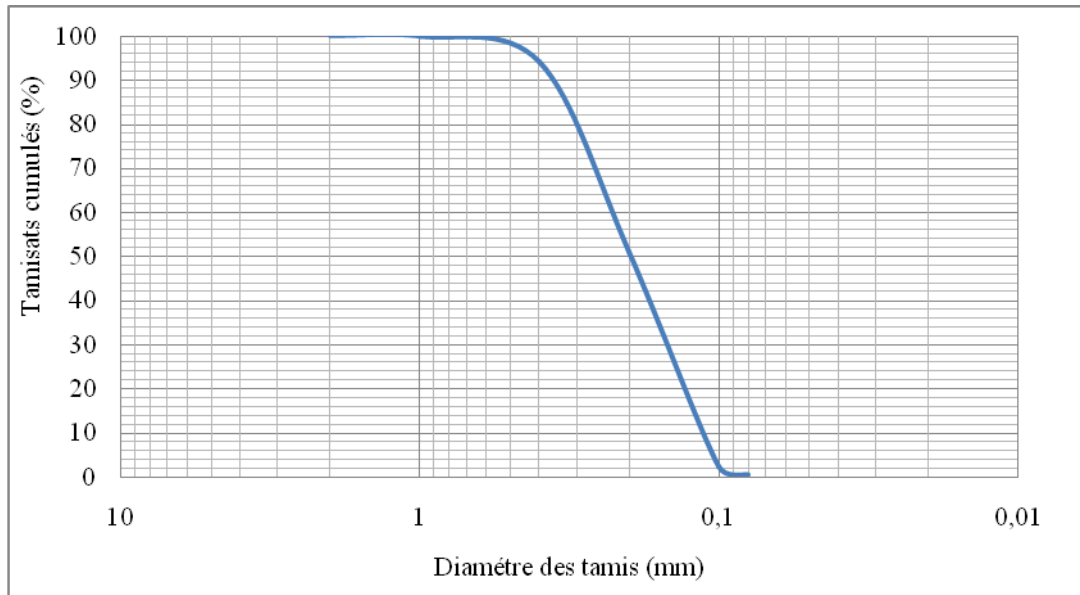


Figure III.17. Courbe granulométrique du sable de dunes

➤ **Classification des deux types de sable :**

Afin de connaître l'étalement granulométrique de la fraction étudiée et pouvoir la classer, deux paramètres sont utilisés le paramètre de forme de la courbe, appelé :

**Coefficient d'uniformité :** dit aussi coefficient de Hazen, traduit la forme la plus ou moins régulière de la courbe,  $C_u = D_{60} / D_{10}$  (III.7)

**Coefficient de courbure :** traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe.

$$C_c = (D_{30})^2 / D_{10} \cdot D_{60} \quad (III.8)$$

avec :

**D<sub>10</sub>**: Diamètre correspondant à **10%** des tamisats cumulés ;

**D<sub>30</sub>**: Diamètre correspondant à **30%** des tamisats cumulés ;

**D<sub>60</sub>**: Diamètre correspondant à **60%** des tamisats cumulés ;

La valeur de  $C_u$ , varie généralement entre 1 et 200. Néanmoins, elle peut dépasser 1000 dans certains cas particuliers. Selon la valeur de  $C_u$ , cinq classes granulométriques peuvent être distinguées.

**Tableau III.16. Classe granulométriques en fonction de  $C_u$**

Valeurs de $C_u$	Classes granulométriques
$C_u \leq 2$	Granulométrie très serrée
$2 \leq C_u \leq 5$	Granulométrie serrée
$5 \leq C_u \leq 20$	Granulométrie semi-étalée
$20 \leq C_u \leq 200$	Granulométrie étalée
$C_u > 200$	Granulométrie très étalée

**Tableau III.17. Désignation des sols en fonction de  $C_u$  et  $C_c$**

Matériau	Conditions	Désignation	Symbole
Sable	$C_u \geq 6$ et $1 \leq C_c \leq 3$	Bien gradué	Sable bien gradué (SW)
	$C_u < 6$ ou $1 > C_c$	Mal gradué	Sable mal gradué (SP)
Gravier	$C_u \geq 4$ et $1 \leq C_c \leq 3$	Bien gradué	Gravier bien gradué (GW)
	$C_u < 4$ ou $1 > C_c > 3$	Mal gradué	Gravier mal gradué (GP)
<b>S</b> : Sable(Sand), <b>G</b> : Gravier (Gravel), <b>W</b> : bien gradué (Well graded), <b>P</b> : mal gradué (Poorly graded)			

#### Classification du sable de carrière

Le tamisât au diamètre de 80 $\mu$ m est égal à 0,32%, c'est un sol grossier puisqu'il contient 99,68% de grosses particules, il peut être soit du sable soit du gravier.

Le tamisât au diamètre de 2 mm est de 64,84% il contient 35,16% de grosses particules donc C'est un sable. La teneur en fines est égale à 0.32 %, elle est inférieure à 5%. C'est un sable propre.

Résultats trouvés :  $D_{10} = 0.30$        $D_{30} = 0.8$       ;       $D_{60} = 1.8$

$C_u = 6 > 5 \leq C_u \leq 20$       granulométrie semi- étalée.

$C_c = 1.19$  ;  $1 < C_c < 3$  ;  $C_u \geq 6$  sable bien gradué (SW)

#### Classification du sable de dunes

L'analyse granulométrique de sable de dune (SD) montre clairement que 90% d'éléments sont inférieurs à 0,4 mm, ce qui indique que ce sable peut être classé d'un point de vue granulaire comme un sable fin.

La granulométrie est très serrée ; près de 90 % des grains ont une dimension comprise entre 0,1 mm et 1mm. Cela nous laisse supposer que le sable seul ne pourra pas avoir une compacité suffisamment grande, et par la suite des performances mécaniques (résistance en compression et en traction, portance...) non adéquates.

Résultats trouvés :  $D_{10} = 0.12$  ;  $D_{30} = 0.15$  ;  $D_{60} = 0.22$

$C_u = 1.83$  ;  $C_u < 2$  : granulométrie très serrée.

$C_c = 0.85$  ;  $C_c < 1$  ;  $C_u < 6$  : sable mal gradué (SP).

#### **III.4.5. L'essai équivalent de sable (ES%) (NF P 18-598)**

L'essai d'équivalent de sable que l'on désigne par le symbole E.S est déterminé par une méthode simple et récente basée sur le repérage de la quantité de sable vrai contenu dans un échantillon [25].

L'intérêt de l'équivalent de sable réside dans le fait qu'il constitue pratiquement le seul essai qui permet actuellement de contrôler la constance de certaines qualités de matériaux mis en œuvre sur le chantier.

Cet essai est purement empirique. Il est précis et sensible ; mais ne doit être considéré que comme un repère parmi l'ensemble des essais d'identification.

L'essai d'équivalent de sable peut servir dans nombreux domaines :

- choix et contrôle des essais utilisables en stabilisation mécanique ;
- contrôle des sols utilisés en stabilisation chimique ;
- choix et contrôle des sables à béton ;

Les sols grenus contiennent souvent une part importante de particules fines pouvant modifier de manière importante leur comportement. Il est donc surtout utilisé pour les granulats routiers et les sables pour béton.



Figure III.18. Appareil de l'équivalent de sable

L'essai consiste à prélever une fraction de sol (120 g) constituée de particules inférieures à 5 mm, et à l'introduire dans une solution lavant contenant un flocculant (chlorure de calcium cristallisé + glycérine + formaldéhyde) destiné à disperser les particules.

On agite fermement le produit obtenu, on laisse reposer ensuite l'ensemble (20mn). On constate, au fond de l'éprouvette, un dépôt solide, et au-dessus un flocculant qui permet de caractériser la propreté des sables et le type de sol analysé.



Figure III.19. Essai d'équivalent de sable

**Tableau III.18. Les préconisations en matière de propreté pour les sables**

ES	Nature et qualité du sable
$ES \leq 60$	Sable argileux - Risque de retrait ou gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
$60 \leq ES \leq 70$	Sable légèrement argileux – de propreté admissible pour béton de qualité quand on ne craint pas particulièrement de retrait.
$70 \leq ES \leq 80$	Sable propre – à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
$ES \geq 80$	Sable très propre – l’absence presque totale de fines argileuses risque d’entraîner un défaut de plasticité du béton qu’il faudra rattraper par une augmentation d’un dosage en eau.

-Sable de carrière :

$$ES = (h'_2/h_1) \times 100 \quad (\text{III.9})$$

Dans notre cas :  $ES = 10.5/10.8 \times 100 = 97\%$

$ES = 97\% \geq 80$  sable très propre.

-Sable de dunes :

$$ES_{\text{règle}} = h_1/h_2 \times 100 \quad (\text{III.10})$$

$ES_{\text{règle}} = 60\%$

$h_1$  = hauteur des particules grossières ;  $h_1 = 8.1 \text{ cm}$

$h_2$  = hauteur des particules grossières + fines (floculats) ;  $h_2 = 13.5 \text{ cm}$

$$ES_{\text{piston}} = h'_2/h_1 \times 100 \quad (\text{III.11})$$

$ES_{\text{piston}} = 59.25\%$

$h'_2$  = hauteur de piston ;  $h'_2 = 8 \text{ cm}$

$$\text{Dans notre cas : } ES = ES_{\text{règle}} + ES_{\text{piston}}/2 \quad (\text{III.12})$$

$ES = 59.63\% \leq 60$  sable argileux

### III.4.6. L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068)

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 [26].

L'essai a été effectué sur un échantillon de fraction inférieure à 5mm car ce sont principalement les éléments les plus fins (inférieurs à 2mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et exprime donc de manière quantifiée la sensibilité du sol à l'eau. On prépare 50 g de fraction 0/5 mm sèche que l'on met à tremper dans 400 ml d'eau déminéralisée et dispersé à l'aide d'un agitateur à ailettes tournant à 600 tr/min pendant au moins 10 minutes (Figure III.20). Pour la suite de l'essai, la vitesse de rotation est maintenue à 300 tr/min. Le dosage consiste à injecter successivement des quantités précises de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test à la tache permet de repérer l'instant de cette saturation [26].

On prélève une goutte de liquide dans le bêcher contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm) (Figure III.21).



Figure III.20. Agitateur

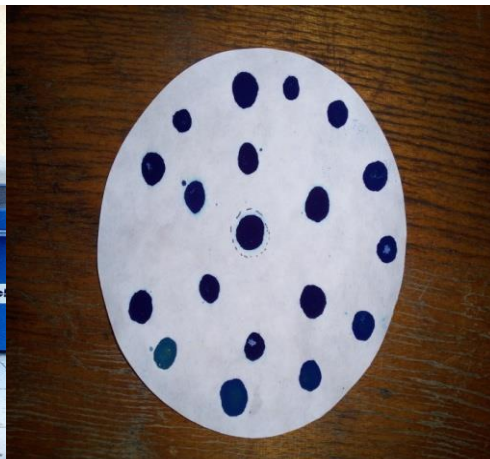


Figure III.21. Test de la tache sur papier

Pour les matériaux dont le  $D_{max}$  est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est :

$$VBS = 100 \times \frac{B}{m} \quad (III.13)$$

$$B = V_b * 0.01 \quad (III.14)$$

avec :

$m$  : Masse sèche de la prise d'essai

$V_b$ : Le volume de la solution de bleu utilisée

Les résultats d'essai à la tache au bleu sont présentés dans le tableau III.19

**Tableau III.19. Résultat de l'essai de bleu de méthylène**

$M_h$ (g)	$m$	$V_b$	$B=V_b * 0.01$	VBS
69.68	50	355	3.55	7.1

**Tableau III.20. Classification des sols en fonction de la valeur au bleu de méthylène [d'après la norme française (NF P 11-300) et le GTR**

Valeur de bleu de méthylène VBS	Catégorie de sol
$VBS < 0.1$	Sol insensible à l'eau
$0.2 \leq VBS < 1.5$	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1.5 \leq VBS < 2.5$	Sol sablo argileux, peu plastique
$2.5 \leq VBS < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq VBS < 8$	Sol argileux
$VBS < 8$	Sol très argileux

Selon la classification des sols [Norme NF P 11 300 et G.T.R] (Tableau III.20). Le sol étudié est classé comme sol argileux car :  $6 < VBS < 8$ .

### III.5. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'identification des matériaux étudiés, afin de mieux présenter leurs aspects physiques et chimiques. Les résultats obtenus ont permis d'avoir une idée sur la nature de ces matériaux. Ceci contribue sensiblement à mettre en évidence leur comportement mécanique sous les différents types de sollicitations auxquelles ils seront soumis.

Le chapitre suivant présente l'influence d'ajout de sable sur les limites d'Atterberg de l'argile étudiée à différentes proportions.

**Chapitre IV : Influence du  
sable sur les caractéristiques physiques de  
l'argile étudiée**

### **IV.1. Introduction**

Dans le but de l'utilisation d'une argile dans des projets de construction, il y'a lieu d'étudier la variation des paramètres physiques de cette argile en fonction des ajouts à différents pourcentages. Plusieurs travaux ont été effectués sur l'utilisation des sables (sable de carrière et sables de dunes) comme stabilisant. Les travaux de recherche montrent que les sables ont un rôle positif sur la réduction des paramètres du gonflement. La stabilisation d'un sol gonflant a pour but de maîtriser et réduire le taux de gonflement du matériau et le rendre le moins sensible à l'absorption de l'eau, réduire le volume des vides entre les particules solides et augmenter la compacité aussi, d'améliorer la résistance mécanique et diminuer la sensibilité à l'eau [15].

Dans ce chapitre, on adopte une formulation d'un mélange entre l'argile et le sable pour améliorer les caractéristiques physiques. Ce choix s'explique par le fait que cette méthode possède des avantages notamment en ce qui concerne le cout, ainsi que l'amélioration des propriétés des sols et surtout la facilité d'exécution.

Dans ce qui suit on va présenter l'effet des différents dosages de deux types de sable sur les limites d'Atterberg de l'argile étudiée.

### **IV.2. Effet de la nature de sable sur les limites d'Atterberg**

La consistance est un paramètre très important dans la reconnaissance d'un matériau, il nous informe sur son état et son comportement en fonction de son humidité. Dans cette partie, on étudie l'influence de l'ajout du sable (sable de dunes et sable de carrière) sur la plasticité de l'argile. On a déterminé les limites d'Atterberg (la limite de liquidité  $W_L$ , la limite de plasticité  $W_P$  et l'indice de plasticité  $I_P$ ) de plusieurs échantillons correspondant à des dosages différents de sable. La détermination de ces paramètres s'est faite suivant la NF P 94-051.

De même principe que l'état naturel, après tamisage de sol des quantités prédéterminées de sables sont ajoutée, le malaxage du mélange se fait à sec jusqu'à l'homogénéisation puis une quantité d'eau est ajoutée au mélange jusqu'à obtention d'une pate homogène [20].

## IV.3. Présentation des résultats des essais limites d'Atterberg de l'argile à l'état naturel

Tableau IV.1. Résultats de la limite de liquidité de l'argile à l'état naturel

N° de la tare	Nombre de coups	Masse de la tare	Masse humide+ tare	Masse sèche+ tare	Teneur en eau (%)
1	22	17.453	23.312	21.502	44.70
2	24	17.756	26.643	24.081	40.51
3	28	20.326	31.514	28.432	38.02
4	33	24.945	32.421	30.634	31.41

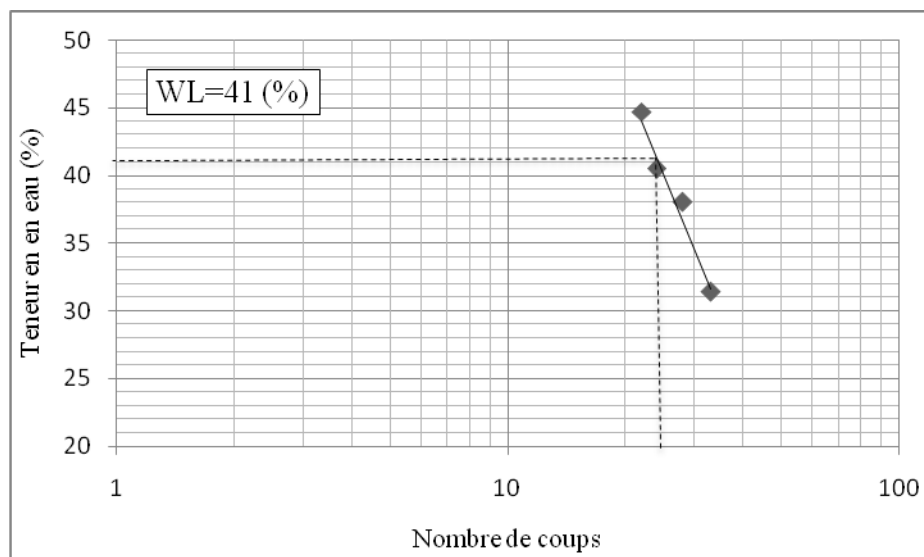


Figure IV.1. Limite de liquidité de l'argile étudiée à l'état naturel

D'après la figure IV.1 on constate que la limite de liquidité de l'argile étudiée à l'état naturel a pour valeur  $W_L = 41\%$ .

**Tableau IV.2. Résultats de la limite de plasticité de l'argile à l'état naturel**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche+ tare(g)	Wp (%)	Wp(%) moyenne
1	17.526	19.086	18.742	28.29	26.12
2	17.3	18.872	18.540	26.77	
3	17	17.953	17.773	23.29	

D'après les résultats du tableau IV.2 on constate que la limite de plasticité de l'argile étudiée à l'état naturel a pour valeur  $W_p = 26,12\%$ .

#### IV.4. Présentation des résultats de limites d'Atterberg avec sable de dunes

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme des tableaux et courbes où les teneurs en eau sont en fonction du nombre de coups appliqué en tenant compte des différents pourcentages d'ajout du sable de dunes (4% ,6% et 8%).

##### IV.4.1. Essais des limites d'Atterberg (4% sable de dunes)

Les résultats obtenus avec ajout de 4 % du sable de dunes sont représentés dans le tableau IV.3 et figure IV.2 pour la limite de liquidité, tableau IV.4 pour la limite de plasticité.

**Tableau IV.3. Résultats de la limite de liquidité (4% sable de dunes).**

N° de la tare	Nombre de coups	Masse de la tare	Masse humide + tare	Masse sèche+ tare	Teneur en eau (%)
1	20	20.451	27.629	25.709	36.90
2	22	17.789	26.158	23.925	36.52
3	29	20.584	29.453	27.062	36.39

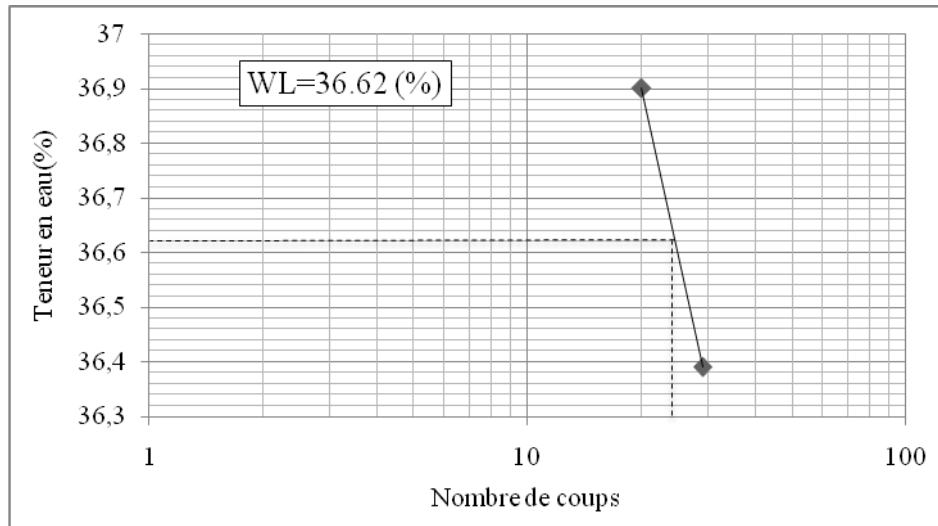


Figure IV.2. Limite de liquidité (4% sable de dunes)

D'après la figure IV.2 on constate que la limite de liquidité du mélange (argile-4% sable) de dunes a diminué pour valeur  $W_L = 36.62\%$ .

**Tableau IV.4. Résultats de la limite de plasticité (4% sable de dunes).**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche +tare(g)	Wp (%)	Wp(%) moyenne
1	18.211	25.533	24.232	21.61	22.69
2	20.154	10.756	8.702	23.60	
3	19.326	27.449	25.938	22.85	

D'après les résultats du tableau IV.4 on constate que la limite de plasticité du mélange (argile - 4% sable de dunes) a diminué pour une valeur  $W_P = 22.69\%$ .

#### IV.4.2. Essais des limites d'Atterberg (6% sable de dunes)

Les résultats obtenus avec ajout de 6 % du sable de dunes sont représentés dans le tableau IV.5 et figure IV.3 pour la limite de liquidité, tableau IV.6 pour la limite de plasticité.

**Tableau IV.5. Résultats de la limite de liquidité (6% sable de dunes)**

N° de la tare	Nombre de coups	Masse de la tare	Masse humide + tare	Masse sèche + tare	Teneur en eau (%)
1	23	17.250	26.494	24.262	34.27
2	27	17.589	27.036	24.625	33.21
3	30	22.489	29.745	27.936	31.83

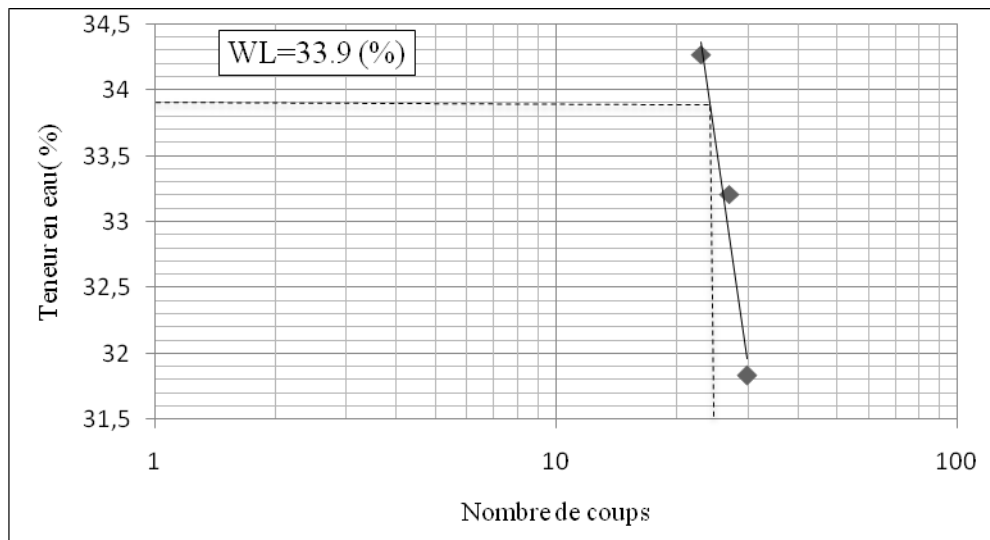


Figure IV.3. Limite de liquidité (6% sable de dunes)

D'après la figure IV.3 on constate que la limite de liquidité du mélange (argile-6% sable de dunes) a diminuée pour valeur  $W_L = 33.9\%$ .

**Tableau IV.6. Résultats de la limite de plasticité (6% sable de dunes)**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche+ tare (g)	Wp (%)	Wp(%) moyenne
1	19.223	29.379	27.71	19.66	20.13
2	17.477	25.799	24.374	20.66	
3	18.527	10.369	8.636	20.07	

D'après les résultats du tableau IV.6 on constate que la limite de plasticité du mélange (argile-6% sable de dunes) a diminuée pour une valeur  $W_P = 20.13\%$ .

#### IV.4.3. Essais des limites d'Atterberg (8% sable de dunes)

Les résultats obtenus avec ajout de 8 % du sable de dunes sont représentés dans le tableau IV.7 et figure IV.4 pour la limite de liquidité, tableau IV.8 pour la limite de plasticité.

**Tableau IV.7. Résultats de la limite de liquidité (8% sable de dunes)**

N° de la tare	Nombre de coups	Masse de la tare	Masse humide +tare	Masse sèche +tare	Teneur en eau (%)
1	22	18.356	26.479	24.621	31.04
2	28	19.657	29.224	26.98	30.64
3	32	19.655	28.245	26.21	29.67

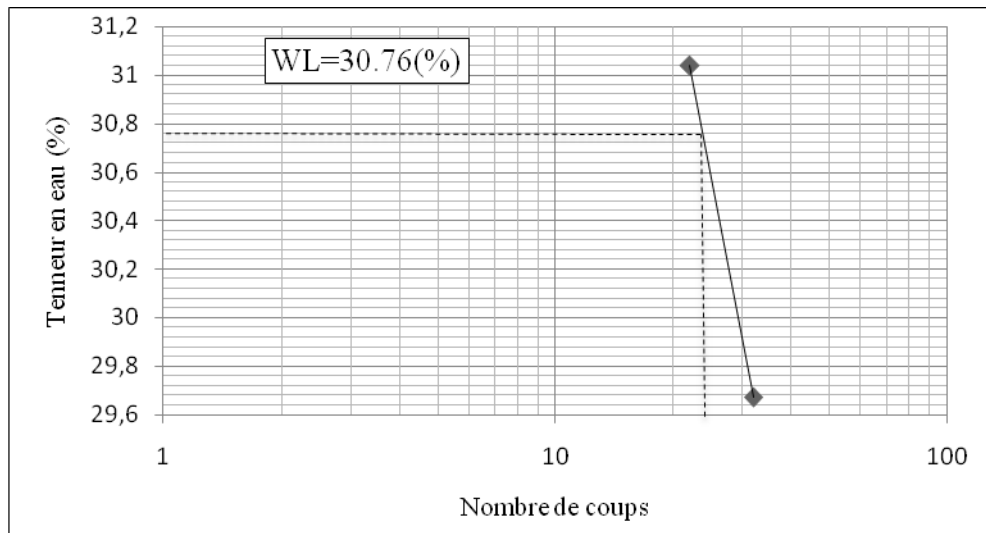


Figure IV.4. Limite de liquidité (8% sable de dunes)

D'après la figure IV.4 on constate que la limite de liquidité du mélange (argile-8% sable de dunes) a diminué pour valeur  $W_L = 30.76\%$ .

**Tableau IV.8. Résultats de la limite de plasticité (8% sable de dunes)**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche + tare(g)	Wp (%)	Wp moyenne(%)
1	19.223	29.325	27.645	19.94	19.38
2	17.477	11.046	9.335	18.33	
3	18.527	10.723	9.028	19.88	

D'après les résultats du tableau IV.8 on constate que la limite de plasticité du mélange (argile-8% sable de dunes) a diminuée pour une valeur  $W_p = 19.38\%$ .

Les résultats expérimentaux concernant la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité de l'argile amélioré avec ajout de sable de dunes sont présentés dans le tableau IV.9 et sur la figure IV.5.

**Tableau IV.9. Variation des limites d'Atterberg en fonction du sable de dunes**

Échantillons	$W_L(\%)$	$W_p(\%)$	$I_p(\%)$
Sol+ 0 % du Sable de dunes	41	26.12	14.88
Argile+4% du sable de dunes	36.6	22.69	13.91
Argile+6% du sable de dunes	33.5	20.13	13.37
Argile+8% du sable de dunes	30.6	19.38	11.22

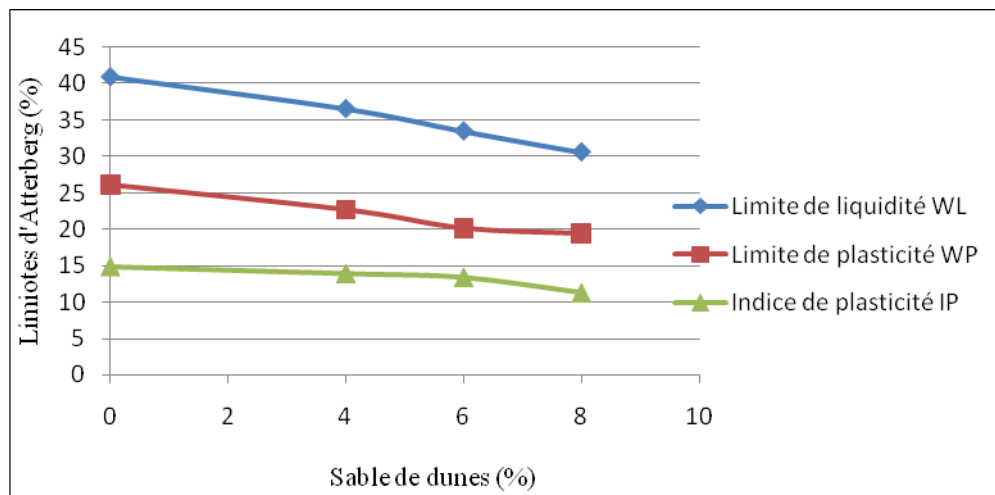


Figure IV.5. Influence du sable de dunes sur les limites d'Atterberg.

D'après les courbes (figure IV.5) on constate que l'ajout du sable de dunes a un effet sur les Limites d'Atterberg d'argile étudiée. On observe que l'ajout de 4%, 6% et 8% du sable de dunes a diminué la limite de liquidité, et de plasticité d'argile.

On remarque aussi que l'indice de plasticité diminue avec l'ajout du sable de dunes.

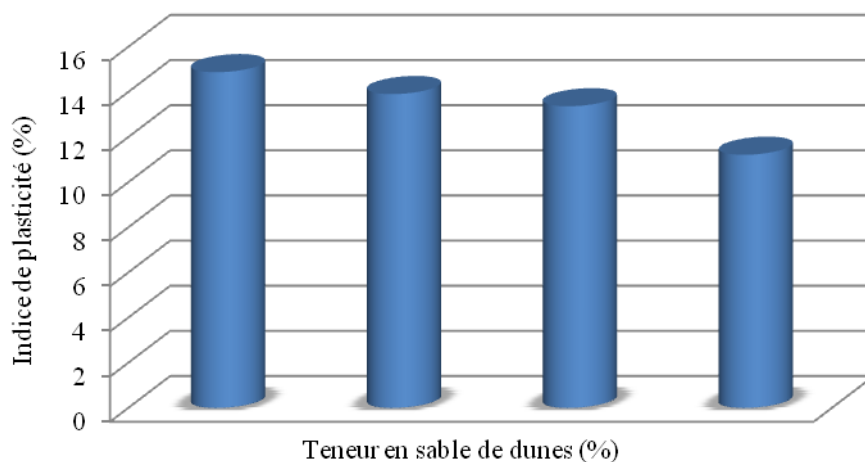


Figure IV.6. Histogramme de la réduction des indices de plasticité en fonction des teneurs en sable de dunes

Comme montré sur l'histogramme (figure IV.6) on observe une diminution importante de l'indice de plasticité après l'addition du sable de dune, d'où une diminution de la sensibilité à l'eau.

Le sable de dunes agit immédiatement sur le comportement de l'argile. Les résultats obtenus dans cette étude, indique que l'addition de sable de dunes réduit la plasticité des sols argileux.

- Les résultats montrent que l'ajout du sable de dunes dans l'argile entraîne la réduction des limites de liquidité, cette diminution est pratiquement proportionnelle à la proportion du sable ajouté. L'ajout de 4% du sable de dunes se traduit par une diminution de  $W_L=36.62\%$ , avec 6% et 8% d'ajout les limites de liquidité sont égaux à  $W_L=33.9\%$  et  $W_L=30.76\%$  respectivement, comparativement à l'état naturel la limite de liquidité de l'argile est :  $W_L=41\%$ .

-De même les résultats montrent une diminution des limites de plasticité avec l'augmentation de la proportion du sable de dunes dans les mélanges, le sable de dunes a une influence directe sur la limites de plasticité, des réduction de  $W_p = 22.69\%$  et  $W_p= 20.13\%$  et  $W_p=19.38\%$  pour des pourcentages d'ajout (4% ,6%,8%) respectivement, comparativement à l'état naturel la limite de plasticité de l'argile est :  $W_p = 26.12\%$ .

-Les résultats montrent aussi des diminutions au niveau de l'indice de plasticité avec la proportion du sable ajouté. L'argile sans traitement possède un indice de plasticité  $I_p=14.88\%$ , l'ajout de (4%,6%,8%) du sable de dunes produit des diminutions significatives de l'indice de plasticité qui sont respectivement (13.91%,13.37%, 11.22%).

#### Variation de la limite de liquidité du sable de dunes

La réduction de la limite de liquidité s'explique par la diminution de nombre de liaisons entre les particules argileuses et les molécules d'eau, par la diminution de la surface spécifique totale, mais aussi par la réduction des teneurs en eau dans les mélanges.

#### Variation de la limite de plasticité du sable de dunes

La diminution de la limite de la plasticité avec la teneur en sable de dunes, Cette réduction est aussi due à la diminution de la teneur en éléments fins actifs et à l'augmentation de la quantité du matériau inerte. Elle confirme aussi le changement de comportement du matériau à très fortes teneurs en sable de dunes.

#### Variation de l'indice de plasticité du sable de dunes

La diminution de l'indice de plasticité avec la teneur en sable de dunes, est due à la diminution simultanée des limites de liquidité et de plasticité, cette réduction est due au

changement du comportement du mélange qui passe d'un sol de type argileux à un sol de type argilo sableux. Cette diminution de l'indice de plasticité engendre la réduction de l'étendue du domaine plastique, ce qui confirme le passage d'un matériau très plastique vers un matériau moins plastique et moins gonflants par conséquent.

#### IV.5. Présentation des résultats du sable de carrière

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme des tableaux et des courbes où les teneurs en eau sont en fonction de nombre de coups appliqué en tenant compte des différents pourcentages d'ajout du sable de carrière (4% ,6% et 8%).

##### IV.5.1. Essais des limites d'Atterberg (4% sable de carrière)

Les résultats obtenus avec ajout de 4 % de sable de carrière sont représentés dans le tableau IV.10 et figure IV.7 pour la limite de liquidité, tableau IV.11 pour la limite de plasticité.

**Tableau IV.10. Résultats de la limite de liquidité (4% sable de carrière)**

N° de la tare	Nombre de coups	Masse de la tare	Masse humide +tare	Masse sèche + tare	Teneur en eau (%)
1	23	17.107	26.97	24.439	34.52
2	27	19.533	29.659	27.094	33.92
3	30	18.242	28.257	25.757	33.27

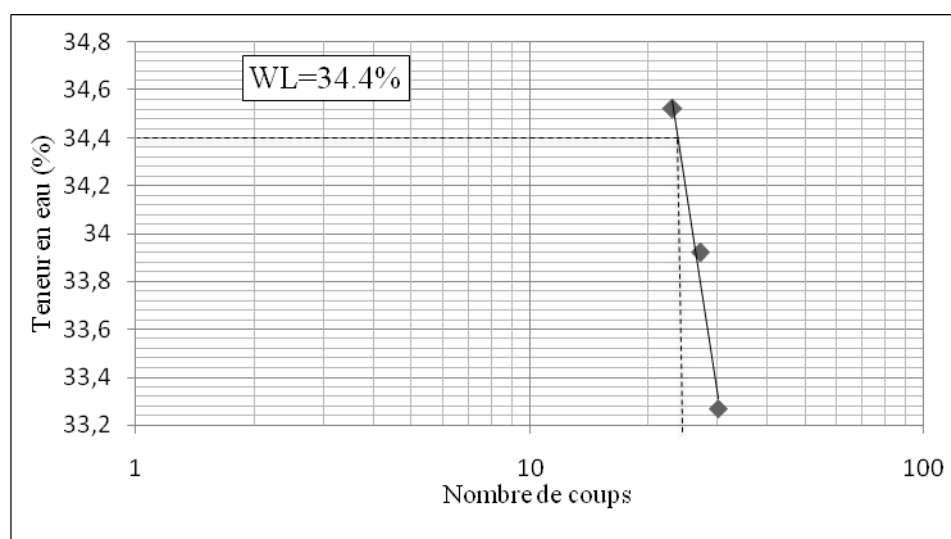


Figure IV.7. Limite de liquidité (4% sable carrière)

D'après la figure IV.7 on constate que la limite de liquidité du mélange (argile-4% sable de carrière) a diminué pour valeur  $W_L = 34.4 \%$ .

**Tableau IV.11. Résultats de la limite de plasticité (4% sable de carrière)**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche+ tare(g)	Wp (%)	Wp(%) moyenne
1	18.235	27.021	26.032	21.83	21.22
2	17.257	27.013	25.311	21.13	
3	19.175	28.696	27.063	20.70	

D'après les résultats du tableau IV.11 on constate que la limite de plasticité du mélange (argile- 4% sable de carrière) a diminué pour une valeur  $W_P = 21.22\%$ .

#### IV.5.2. Essais des limites d'Atterberg (6% sable de carrière)

Les résultats obtenus avec ajout de 6 % de sable de carrière sont représentés dans le tableau IV.12 et figure IV.8 pour la limite de liquidité, tableau IV.13 pour la limite de plasticité.

**Tableau IV.12. Résultats de la limite de liquidité (6% sable de carrière)**

N° de la tare	Nombre de coup	Masse de la tare	Masse humide +tare	Masse sèche+ tare	Teneur en eau (%)
1	20	16.225	28.161	25.353	30.76
2	28	18.458	25.147	23.588	30.38
3	31	17.632	29.067	26.421	30.10

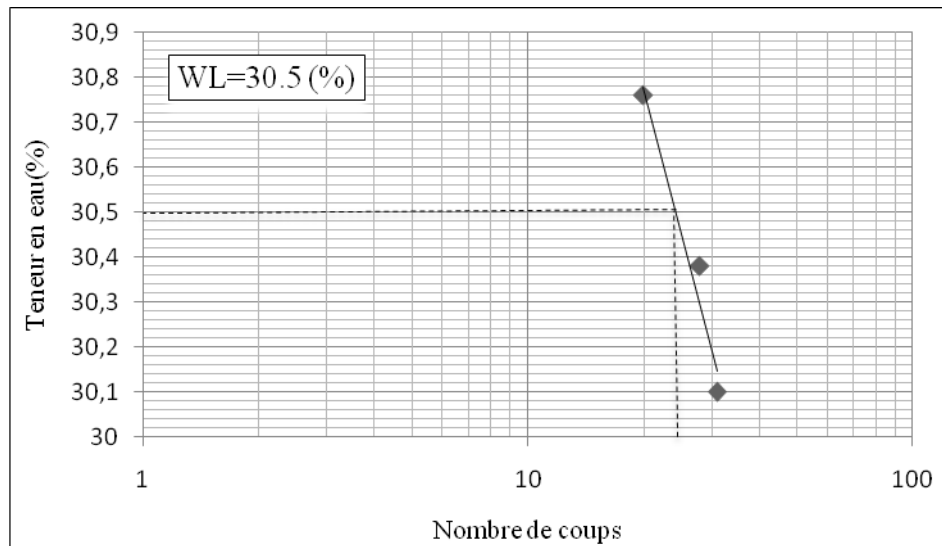


Figure IV.8. Limite de liquidité (6% sable de carrière)

D'après la figure IV.8 on constate que la limite de liquidité du mélange (argile-6% sable de carrière) a diminué pour une valeur  $W_L = 30,52\%$ .

**Tableau IV.13. Résultats de la limite de plasticité (6% sable de carrière)**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche + tare (g)	Wp (%)	Wp(%) moyenne
1	18.441	28.676	27.037	19.06	19.01
2	18.128	29.093	27.281	19.80	
3	17.456	29.279	27.459	18.19	

D'après les résultats du tableau IV.13 on constate que la limite de plasticité du mélange (argile- 6% sable de carrière) a diminué pour une valeur  $W_P = 19,01\%$ .

#### IV.5.3. Essais des limites d'Atterberg (8% sable de carrière)

Les résultats obtenus avec ajout de 8 % de sable de carrière sont représentés dans le tableau IV.14 et figure IV.9 pour la limite de liquidité, tableau IV.15 pour la limite de plasticité.

**Tableau IV.14. Résultats de la limite de liquidité (8% sable de carrière)**

N° de la tare	Nombre de coup	Masse de la tare	Masse humide +tare	Masse sèche + tare	Teneur en eau (%)
1	24	20.123	23.26	22.559	29.06
2	28	18.242	28.198	26.001	28.32
3	32	22.465	32.188	30.101	27.33

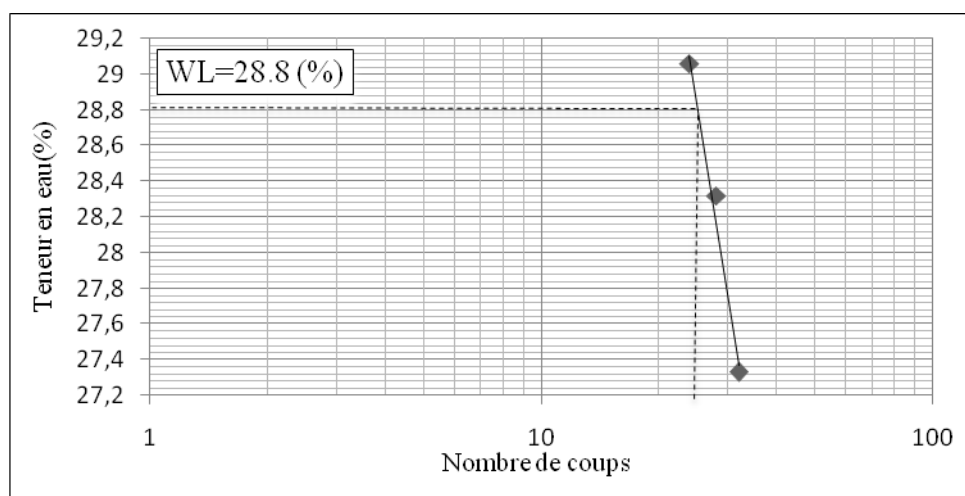


Figure IV.9. Limite de liquidité (8 % sable de carrière)

D'après la figure IV.9 on constate que la limite de liquidité du mélange (argile-8 % sable de carrière) a diminué pour une valeur  $W_L = 28.8 \%$ .

**Tableau IV.15. Résultats de la limite de plasticité (8% sable de carrière)**

N° de la tare	Masse de la tare (g)	Masse humide + tare (g)	Masse sèche + tare (g)	Wp (%)	Wp (%) moyenne
1	17.396	28.649	26.977	17.45	17.28
2	19.213	29.44	27.916	17.56	
3	17.255	26.883	25.458	16.83	

D'après les résultats du tableau IV.15 on constate que la limite de plasticité du mélange (argile- 8% sable de carrière) a diminué pour une valeur  $W_P = 17.28\%$ .

Les résultats expérimentaux concernant la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité de l'argile amélioré avec ajout du sable de carrière sont présentés dans le tableau IV.16 et sur la figure IV.10.

**Tableau IV.16. Variation des limites d'Atterberg en fonction du sable de carrière**

Échantillons	$W_L(\%)$	$W_P(\%)$	$I_P(\%)$
Argile+0 % du sable de carrière	41	26.12	14.88
Argile+4% du sable de carrière	34.10	21.22	12.88
Argile+6% du sable de carrière	30.46	19.01	11.45
Argile+8% du sable de carrière	28.80	17.28	11.52

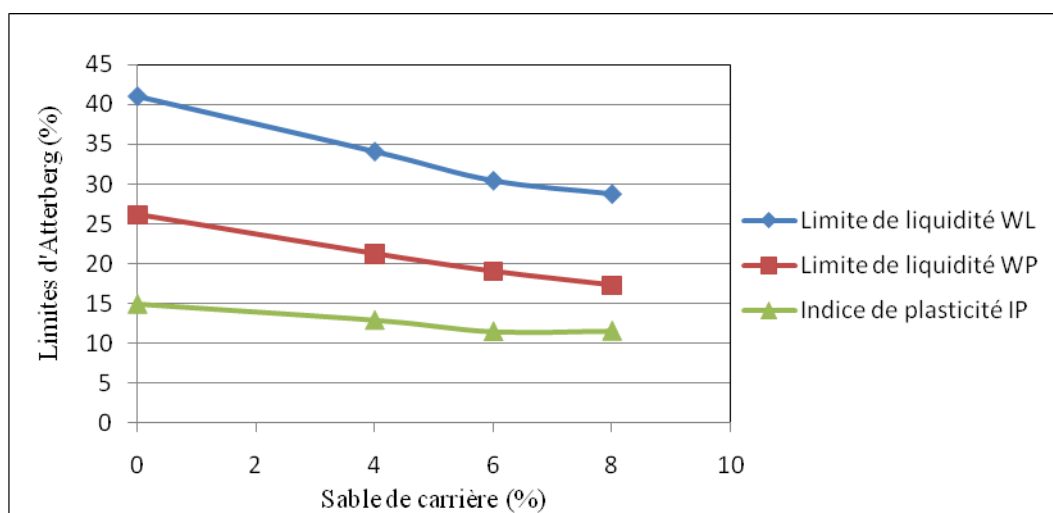


Figure IV.10. Influence du sable de carrière sur les limites d'Atterberg

D'après les courbes (figure IV.10) on constate que l'ajout du sable de carrière a un effet sur les Limites d'Atterberg d'argile étudiée. On observe que l'ajout de 4% ,6% et 8% du sable de carrière a diminué la limite de liquidité, et de plasticité d'argile étudiée.

On remarque aussi que l'indice de plasticité diminue avec l'ajout du sable de carrière.

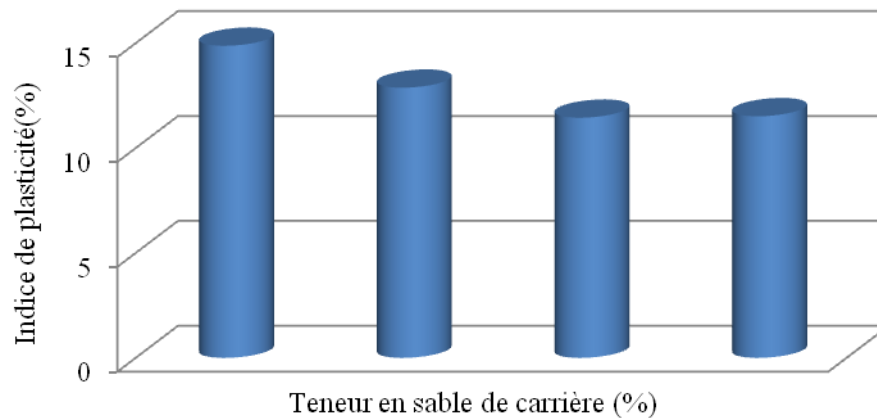


Figure IV.11. Histogramme de la réduction des indices de plasticité en fonction des teneurs en sable de carrière

Comme montré sur l'histogramme (figure IV.11) on observe une diminution importante de l'indice de plasticité après l'addition du sable de carrière, d'où une diminution de la sensibilité à l'eau.

Le sable de carrière agit immédiatement sur le comportement de l'argile. Les résultats obtenus dans cette étude, indique que l'addition du sable de carrière réduit la plasticité des sols argileux.

-Les résultats montrent que l'ajout de sable de carrière dans l'argile entraîne la réduction de sa limite de liquidité et sa limite de plasticité, cette diminution est pratiquement proportionnelle à la proportion de sable ajouté.

-Les résultats montrent que l'ajout de sable de carrière dans l'argile entraîne la réduction des limites de liquidité, cette diminution est pratiquement proportionnelle à la proportion du sable ajouté. L'ajout de 4% du sable de carrière se traduit par une diminution de  $W_L = 34.10\%$ , avec 6% et 8% d'ajout les limites de liquidité sont égales à  $W_L = 30.46\%$  et  $W_L = 28.80\%$  respectivement, comparativement à l'état naturel la limite de liquidité de l'argile est :  $W_L = 41\%$ .

-De même les résultats montrent une diminution des limites de plasticité avec l'augmentation de la proportion du sable de carrière dans les mélanges, le sable de carrière a une influence directe sur la limite de plasticité, des réductions de  $W_p = 21.22\%$ ,  $W_p = 19.01\%$  et  $W_p = 17.28\%$  pour des pourcentages d'ajout (4%, 6%, 8%) respectivement, comparativement à l'état naturel la limite de plasticité de l'argile est :  $W_p = 26.12\%$ .

-Les résultats montrent aussi des diminutions au niveau de l'indice de plasticité avec la proportion du sable ajouté. L'argile sans traitement possède un indice de plasticité  $I_P=14.88\%$ , l'ajout de (4%,6% ,8%) du sable de carrière produit des diminutions significatives de l'indice de plasticité qui sont respectivement ( $I_P= 12.88 \%$ ,  $I_P= 11.45\%$ ,  $I_P= 11.52\%$ ).

Variation de la limite de liquidité en fonction de la teneur en sable de carrière

En analysant ces résultats, on constate une diminution de la limite de la liquidité avec l'augmentation de la teneur en sable de carrière, ces variations peuvent être le résultat du changement du comportement des mélanges par ajout de matériaux inertes d'un sol argileux très plastique à un sol faiblement plastique pour des quantités du sable de carrière ajoutées. Cette réduction est due à la diminution de la teneur en éléments fins actifs qui contribuent à la plasticité. En outre, ces résultats montrent qu'il n'y a pas une liaison claire entre le dosage du sable de carrière et la limite de liquidité, ce qui dicte qu'il existe d'autres facteurs autres que celui de la diminution de la fraction argileuse, il s'agit aussi de la diminution de la surface spécifique d'adsorption d'eau et la réduction du nombre de liaisons entre les particules argileuses qui contribuent à la réduction de cette limite de liquidité.

Variation de la limite de plasticité en fonction de la teneur en sable de carrière

La diminution de la limite de la plasticité avec la teneur en sable de carrière, est aussi due à la diminution de la teneur en éléments fins actifs et à l'augmentation de la quantité du matériau inerte. Elle confirme aussi le changement de comportement du matériau à très fortes teneurs en sable de carrière.

Variation de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en sable de carrière

La diminution de l'indice de plasticité avec la teneur en sable de carrière, est due à la diminution des limites de liquidité et de plasticité. Son taux de réduction a été important du fait que la diminution de la limite de liquidité est plus importante que celle de la limite de plasticité, et puisque l'indice de plasticité n'est rien d'autre que la différence entre ces deux limites, alors sa décroissance a été importante. Cette diminution de l'indice de plasticité engendre la réduction de l'étendue du domaine plastique, ce qui confirme le passage d'un matériau très plastique vers un matériau moins plastique et moins gonflants par conséquent.

Comparaison entre les résultats obtenus pour les deux types de sables

Si on compare les résultats obtenus entre les deux types de sable on remarque que la réduction des limites d'Atterberg est plus forte au niveau du sable de carrière que le sable de dunes, car le sable de carrière contient moins de particules fines que le sable de dunes, ainsi la granulométrie de sable joue un rôle très important dans l'amélioration des limites d'Atterberg, le sable de dune se caractérise par une forme de grains arrondi par contre le sable de carrière se caractérise par des grains de forme anguleuse.

#### **IV.6. Conclusion**

Ce chapitre nous a permis d'étudier l'effet de la nature de sable sur les propriétés physiques de l'argile étudiée. Il ressort de ces résultats expérimentaux que le sable peut importer sa nature entraîne une amélioration significative des limites de consistance des mélanges (argiles sables), par conséquent ce traitement permet de modifier le comportement de cette argile, à un sol légèrement plastique ce qui entraîne la réduction du potentiel du gonflement.

## **Chapitre V : Essais de compactage**

## V.1. Introduction

Le sol est l'un des premiers matériaux utilisés par l'homme dans le domaine de la construction. Il existe de nombreuses techniques d'utilisation de la terre pour la construction. On peut distinguer parmi ces techniques deux grandes familles en fonction de la consistance à la mise en œuvre :

L'amélioration des propriétés physiques du sol en place peut se faire par plusieurs procédés :

- Un procédé mécanique : consiste principalement au compactage et densification du sol ;
- Un procédé chimique : consiste en l'ajout au mélange de produits chimiques dans le sol tels que chaux, ciment, pouzzolane ;
- Un procédé électrique : consiste en l'application de courants électriques au sol ;
- Un procédé thermique : consiste en le traitement du sol par chauffage ou par congélation.

Le procédé mécanique est préféré lors de la réalisation de routes, de lignes de chemin de fer, assises de chaussées, remblais techniques et digues. Il est donc important d'assurer un bon compactage pour la stabilité de l'ouvrage.

Dans ce chapitre on va présenter les différentes techniques de compactage ainsi, on adopte une formulation d'un mélange entre l'argile et deux types de sable à l'aide de l'essai Proctor normal afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques de l'argile étudiée.

## V.2. Définition du compactage

Le compactage est l'ensemble des procédés mécaniques (charge, vibration, chocs), qui mènent à la diminution du volume et l'amélioration de la densité d'un sol. La texture du sol est ainsi resserrée ce qui élève la compacité du sol, améliore sa capacité portante et limite les déformations et tassements. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les plateformes et remblais routiers, les digues des barrages en terre et les pistes d'atterrissage.

Le compactage se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial ; par conséquent la teneur en eau ( $w$ ) du sol ne sera donc pas modifiée. Le poids volumique du sol ( $\gamma_h$ ), et le poids volumique sec ( $\gamma_d$ ) seront alors augmentés.

Ce paramètre ( $\gamma_d$ ) doit être suivi comme conséquence de l'opération de compactage. Cette grandeur garde sa signification même si le sol considéré n'est pas sec.

Tout sol est caractérisé par un poids volumique naturel  $\gamma_h$  et par une teneur en eau  $w$ , donc, par un poids volumique sec  $\gamma_d$ , calculé au moyen de la formule. Il suffit de considérer qu'il s'agit du poids volumique ( $\gamma_d$ ) qui caractériserait le sol s'il était sec [3].

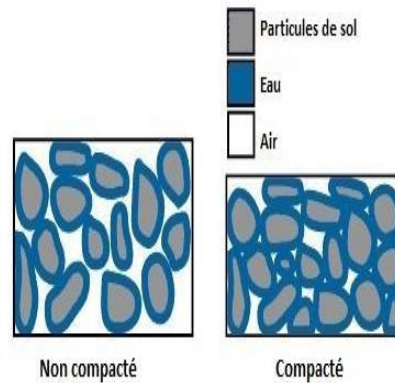


Figure V.1. Structure de sol avant et après compactage

### V.3. Objectifs du compactage

L'objectif du compactage consiste à assurer la compacité exigée des chaussées par les normes, standards, et cahiers des prescriptions spéciales (CPS) durant la réalisation des travaux. Cette qualité consiste essentiellement dans la résistance à l'orniérage et la faible déformabilité, pour chaque couche élémentaire de la plate-forme, pour assurer une bonne traficabilité des véhicules roulants. Elle consiste également à supprimer les tassements différés soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré, soit sous l'effet de charges roulantes répétées, à diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes. Et en l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc. Cet intérêt du compactage doit être connu et bien estimé. Durant la phase d'exploitation de la route, afin d'assurer une qualité de service satisfaisante sans entretien prohibitif. Les qualités recherchées sont alors multiples et dépendent de la nature de l'ouvrage, des techniques utilisées du trafic et des conditions météorologiques. Pour les remblais, le tassement doit rester faible dans son ensemble, et surtout ne pas se manifester de façon différentielle. Le compactage, au voisinage des ouvrages d'art devra donc être particulièrement soigné et devra être le plus homogène possible pour une couche de remblai donnée. Les ouvrages se classent donc dans l'ordre des degrés de liberté décroissants, en matière d'emprunts, ce qui, rejait sur les techniques de traitement [7].

## Objectifs du compactage

Type d'ouvrage Objectifs	Remblai	Couche de forme de routes ou voies ferrées	Assises de chaussée	Enrobé de chaussée	Plate-forme pour ouvrages et bâtiments	Noyau de barrage en terre	Corps de barrage en terre
Minimisation ou suppression des tassements	P	S	S	P	P	P	S
Suppression des tassements différentiels	E				E		
Amélioration des caractéristiques mécaniques	S	P	E	E	E	P	E
Diminution de la perméabilité	M	M	S	P		E	
Diminution de l'attrition			S	S			

**E : objectif essentiel ; P : objectif principal ;  
S : objectif secondaire ; M : objectif accessoire**

Figure V.2.Objectifs du compactage

### V.4. Théorie de compactage

L'ingénieur américain Proctor (1933), qui a mis au point l'essai de compactage a montré que le compactage dépend spécialement des paramètres suivants [3] :

La teneur en eau et le poids volumique, l'énergie de compactage, et la nature du sol.

#### V.4.1. Influence de la teneur en eau et du poids volumique

Si un sol est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse ( $m$ ) tombant d'une hauteur ( $h$ ) multipliée par le nombre de coups donnés ( $n$ ). Cette énergie s'appelle énergie de compactage. Ce compactage est qualifié de dynamique du fait qu'il est réalisé en subissant des chocs par une masse.

Si l'on porte en graphique les ( $\gamma_d$ ) obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe appelée courbe Proctor (Figure.3).

La courbe à l'allure d'une cloche, elle passe par un  $\gamma_d$  maximum que l'on appelle optimum Proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale  $W_{opt}$ . Dans la pratique

courante, on parlera de branche sèche pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum et de branche humide pour les teneurs qui dépassent l'optimum.

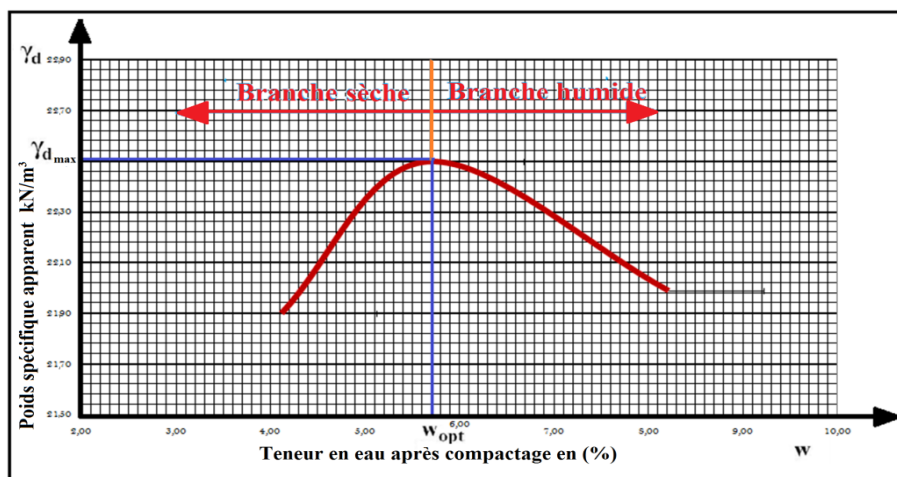


Figure V.3. Courbe de compactage et optimum Proctor.

#### V.4.2. Influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage a une influence très nette sur les courbes Proctor. Pour un sol donné, la densité sèche optimum croît avec l'énergie de compactage, tandis que la teneur en eau à l'optimum diminue. La ligne rejoignant les optimums s'appelle la ligne de l'optimum.

Les courbes de compactage sont limitées à leur extrémité droite par la valeur de l'abscisse  $w=W_{sat}$ . Elles sont donc asymptotiquement tangentes à une courbe-enveloppe qui représente la relation entre  $W_{sat}$  et  $\gamma_d$  pour le sol considéré.

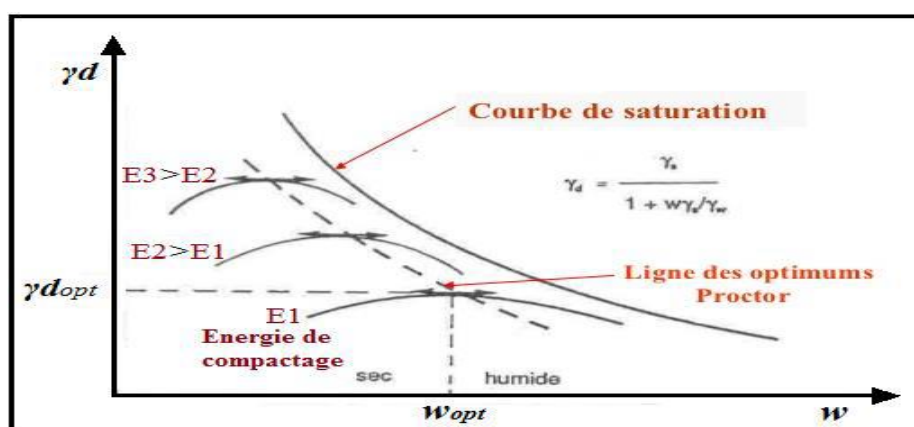


Figure V.4. Influence de l'énergie de compactage.

### V.4.3. Influence de la nature du sol

Un sol fin dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. À l'inverse, un sol grenu dont la teneur en eau influence peu le compactage, sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais.

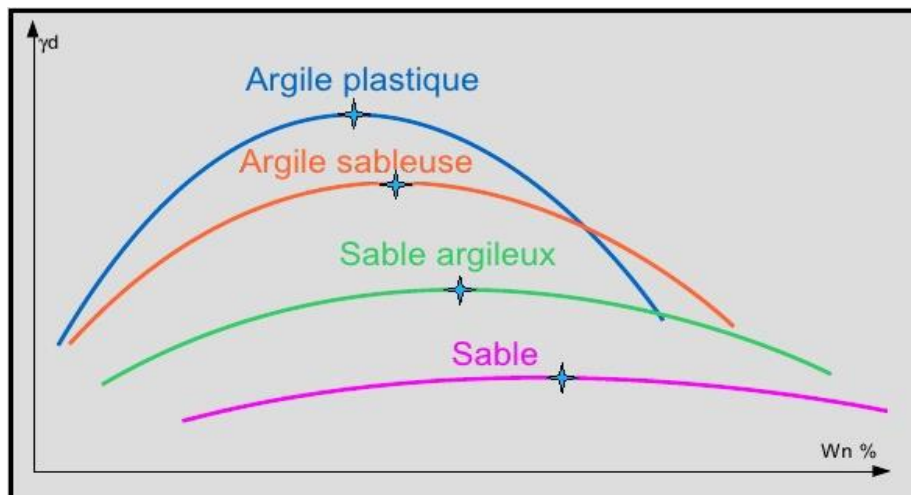


Figure V.5. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

On remarque que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante. On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente.

Si la teneur en eau est trop élevée, l'eau absorbe l'énergie de compactage, et si la teneur en eau est trop faible, l'eau ne peut pas lubrifier les grains de sol.

-Si l'énergie de compactage augmente, le poids volumique optimal augmente et la teneur en eau optimale diminue.

-Les courbes de compactage sont plus aplaties pour les sols grenus peu sensibles à l'eau. Ces courbes admettent pour enveloppe une courbe appelée courbe de saturation, qui correspond à l'état saturé du sol.

### V.5. Méthodes de compactage

Les méthodes de compactage sont nombreuses, les plus importantes peuvent être dynamique, statique et par vibration.

### V.5.1. Compactage de surface

Le compactage de surface est utilisé généralement pour une profondeur maximale d'environ 3m. Il peut être exécuté sur des sols excavés ou des remblais placés en des couches minces. Les vibrations peuvent produire une densification supplémentaire dans les sols présentant une cohésion. Le compactage provient d'un accroissement de la compacité du sol, et celui-ci est dû à un meilleur arrangement des grains et élimination des vides. Des études expérimentales montrent qu'un compactage approprié des sols réalisé sur des remblais ne tassera pas ou tassera très peu. Il y a donc un optimum de compactage à réaliser, c'est cet optimum que le laboratoire se propose de déterminer [29].



Figure V.6. Stabilisation par compactage de surface

(Cas d'une digue de barrage en terre de Kef-Eddir construit à Tipaza, Algérie)

### V.5.2. Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond. C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre d'une hauteur de 10 à 30 mètres, une masse pesant de 10 à 35 tonnes (Figure. V.7). L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées [29].

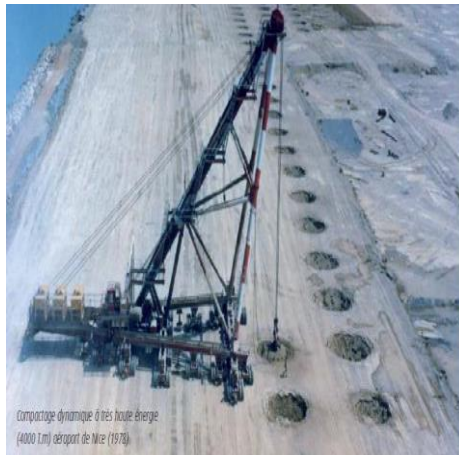


Figure V.7. Densification d'un terrain par compactage dynamique (cas réel de l'aéroport de Nice 1978, France)

### V.5.3. Vibro compactage

La technique du vibro compactage (ou compactage par résonance vibratoire) consiste en la vibration de profilés spécialement développés à l'aide de vibreurs verticaux fortement puissants à fréquence variable, installés et adéquatement fixés à la tête du profil (Figure V.8.), l'énergie vibratoire est transmise sur toute la longueur du profilé et provoquant le compactage du sol en place, sans qu'un matériau de remplacement soit nécessaire. Ce type de compactage fonctionne de façon optimale dans des sols sableux saturés, les vibrations font développer alors des pressions interstitielles. La mobilité des particules de sable augmente et elles se réorganisent donc plus facilement [17].



Figure V.8. Vibro compactage

Il est important de signaler que les nuisances vibratoires liées à l'utilisation des compacteurs vibrants doivent être prises en considération par les concepteurs d'infrastructures.

## V.6. Contrôle de la compacité

Le contrôle de la densité en place d'une plateforme ou d'un corps de chaussée est primordial. Le degré de compacité ( $D_c (\%) = \gamma_{dchant} / \gamma_{dopt}$ ) est le principal critère de contrôle pour accepter ou non le compactage. On calcule le degré de compacité ( $D_c$ ) en comparant le poids volumique du sol sec sur le chantier ( $\gamma_{dchant}$ ) avec celui du laboratoire ( $\gamma_{dopt}$ ). Ce degré s'approche de 100% lorsque la valeur de ( $\gamma_{dchant}$ ) s'approche de celle de ( $\gamma_{dopt}$ ). En général les CPS exigent un  $D_c \geq 95\%$ . On mesure la compacité et/ou la teneur en eau sur le chantier à l'aide de plusieurs appareils de plus simples aux plus sophistiqués [11].

### V.6.1. Densitomètre à membrane

Le densitomètre à membrane est un procédé traditionnel permettant de mesurer le volume d'une cavité réalisée dans la couche à contrôler et dont on a soigneusement extrait le sol pour en déterminer le poids total humide puis le poids total sec. En ayant la masse humide et sèche de l'échantillon extrait ; on peut facilement calculer les poids volumiques apparents humide, et sec des sols en place [30].

### V.6.2. Gamma (Nucléo) densimètre

Cet essai relatif aux chaussées, mesure de la masse volumique moyenne apparente des matériaux en place à l'aide de transmission directe de rayons Gamma. Cet appareil portatif permet d'effectuer des mesures de densité et d'humidité des sols, granulats, terrassement,

Bétons et enrobés bitumineux. Ils contiennent une ou deux source(s) radioactive(s) scellée(s). La première (Césium 137 ou Cobalt 60) permet de déterminer la masse volumique des matériaux (par transmission directe ou rétrodiffusion) grâce au comptage de photons (compteur Geiger Müller). La seconde (Américium 241/Béryllium ou Californium 252) permet de déterminer la teneur en eau des matériaux. Les neutrons émis par la source sont ralentis par l'hydrogène de l'eau puis captés par un détecteur à Hélium 3 [29].

### V.6.3. soil density gauge (SDG)

Cet essai permet le contrôle de compactage par la méthode SDG 200. Le SDG 200 (soil density gauge) est un appareil non nucléaire qui crée un champ électrique au niveau de son plateau sensitif et mesure en réponse le constant diélectrique du matériau avec un temps de mesure n'excédant pas 3 minutes [29].

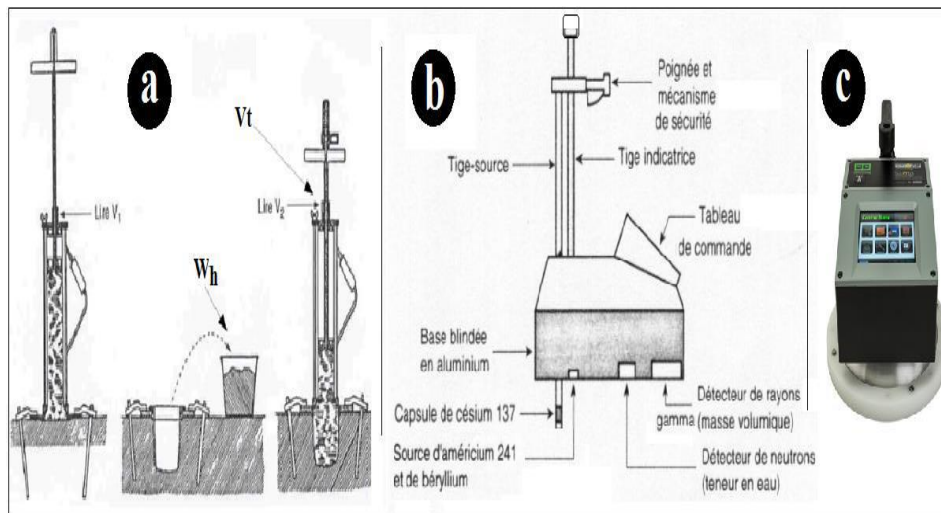


Figure V.9. Différentes méthodes pour mesurer la compacité

#### V.6.4. L'essai à la plaque

L'essai de chargement à la plaque est un essai géotechnique classique qui permet de réaliser sur la surface d'un sol ou d'une couche faisant partie de la structure routière une expérience relativement simple dont le résultat est lié aux propriétés mécaniques des matériaux examinés.

Les résultats de l'essai sont destinés au contrôle de la mise en œuvre des matériaux (contrôle de compactage) ; parfois les essais de chargement à la plaque sont effectués dans le cadre d'une étude de dimensionnement d'une chaussée neuve ou de renforcement d'une chaussée existante. À défaut de mesure du module de la plaque, il est estimé par la formule donnée par les catalogues de dimensionnement des chaussées neuves  $E = 5 \times \text{CBR}$  [29].

#### V.7. Facteurs influençant le compactage

Le choix du type de compacteur à utiliser sur le chantier dépend de la nature de terrain à compacter, des caractéristiques de l'engin et de la séquence de compactage (nombre de passes, vitesse, pression de contact, fréquence et intensité de vibration...). Les principaux engins de compactage sont [7]:

Le compacteur à pneu (dit aussi pneumatique) est commodément utilisé pour les terrassements des matériaux grenus, gravlo-sableux à limono-sableux ; tel que les tout-venants carrière (TVC), tout venant oued (TVO), tout venant naturel (TVN) ou tufs...

Le compacteur à pieds dameurs (dit aussi pied de moutons) est commodément utilisé pour les grands terrassements des matériaux fins, limoneux et limono-argileux tel que les argiles constituant les noyaux des barrages en terre ;

Le compacteur vibrant à jantes lisses (dit aussi cylindre) est commodément utilisé pour le surfacage des couches à matériaux grenu tel que les TVC, TVO, TVN ou tufs et grossiers tel que les graves et les cailloux...

Il existent deux types de compactage au niveau de laboratoire :

le Proctor normal ;

le Proctor modifié.

Dans le cadre de notre étude , on s'intéresse aux essais Proctor normal.

## **V.8. Essai Proctor normal**

Au début des années 1930, Proctor trouve une solution pour déterminer la densité maximum des sols. Dans un environnement contrôlé (pour un volume contrôlé), le sol peut être compacté jusqu'à un point où il n'y a plus qu'un minimum d'air présent dans le sol, simulant les conditions d'un sol in situ. À partir de là, la densité sèche peut être déterminée en mesurant simplement le poids du sol avant et après compactage, calculant la teneur en eau et la densité sèche. De nos jours, cet essai est fréquemment utilisé en France en ingénierie géotechnique pour catégoriser les sols selon la classification préconisée par le GTR (Guide des terrassements routiers) et ainsi déterminer la méthode la plus adaptée pour le compactage des matériaux dans le cas d'une construction de route. En effet, lors du terrassement, les matériaux mis en remblai doivent être les plus compacts possible, afin de s'assurer de leur stabilité une fois l'ouvrage en exploitation.

### **V.8.1. But de l'essai**

L'essai est réalisé selon la norme française NF P 94-093, il a pour but de détermination de la teneur en eau optimale pour un sol pour les conditions de compactage fixées, conduisant au meilleur compactage possible ou encore à une capacité portante maximale. Dans notre étude l'essai Proctor est réalisée dans le but d'avoir une éprouvette compactée à l'optimum à l'aide d'une dame normale (petite dame). Pour l'essai Proctor normal, le remplissage se fait en 03couches [19].

### V.8.2. Principe de l'essai

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau [19]

### V.8.3. Matériels utilisés

Éprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol, étuve, balance de précision, petits récipients pour mesurer la teneur en eau à posteriori et les différents dispositifs de l'essai Proctor.

### V.8.4. Mode opératoire de l'essai

- le choix du moule est défini par la taille des grains ;
- le choix de l'énergie de compactage est défini par l'utilisation envisagée du sol ;
- on effectue l'essai Proctor suivant la norme (nombre de couches, nombre de coups de la dame par couche et la disposition de ces coups). On retire la hausse et on l'arase ;
- en premier on prend une quantité de sol de 15 kg et on divise en 05 parties sensiblement égales ;
- on humidifie le sol à la teneur en eau connue (10, 12, 14, 16... etc.) et on homogénéise bien le sol ;
- on fait monter la base du moule sur son socle et on pèse l'ensemble, puis on monte la hausse sur le moule ;
- on prend 2Kg de l'argile et on divise en trois parties ;
- chaque partie dans le moule est compactée à 25 coups (24 à l'extrémité et le 25<sup>ème</sup> coup au milieu) ;
- on pèse le moule, le socle et le contenu ; puis on déduit la masse du sol contenu dans le moule ;

-on démonte le socle et on prélève une petite quantité de sol supérieure à 150 g de part et d'autre du moule. Par la suite on effectue les mesures de la teneur en eau ;

-on représente graphiquement la variation de  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau  $w$ . on obtient une courbe en cloche qui représente un point haut qu'on l'appelle « optimum Proctor ».



Figure V.10. Préparation de l'échantillon à l'optimum.



Figure V.11. Déroulement de l'essai Proctor normal.

Les résultats de l'essai Proctor de l'argile étudiée sans ajout sont présentés dans le tableau V.1 et sur la figure. V.12.

**Tableau. V.1. Résultats de l'essai Proctor d'argile sans ajout**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
15.39	1.603	16.612	1.678
15.93	1.644		
16.80	1.678		
18.69	1.632		

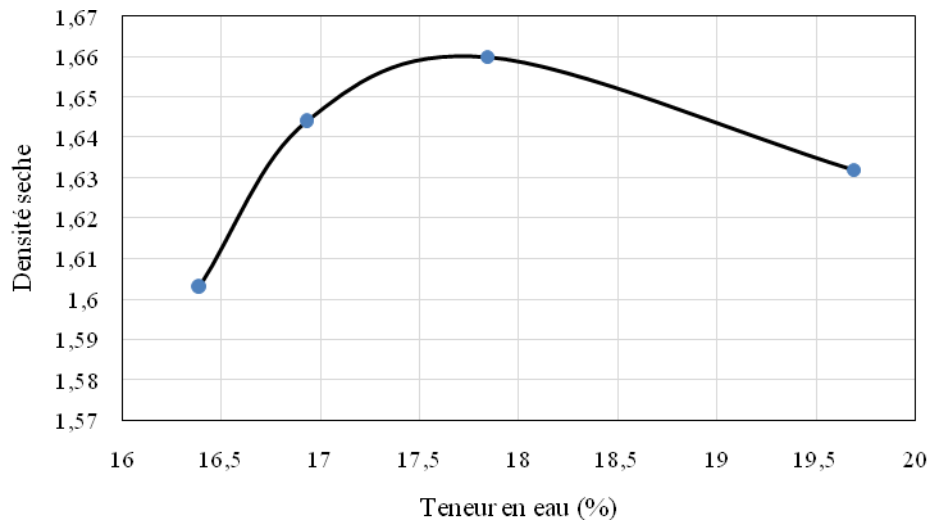


Figure V.12. Courbe essai Proctor d'argile sans ajout

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à l'état naturel donne pour caractéristique la teneur en eau optimale  $W_{OPT}=16.612\%$ , et la densité sèche maximale correspondante est de 1.678.

### V.9. Effet du sable sur les caractéristiques de compactage

De même principe que l'état naturel, la préparation des mélanges et le compactage ont effectuées selon le principe de l'essai Proctor normal. Après tamisage du sol, un pourcentage de sable (carrière et dunes) de 4, 6% et 8% sont ajoutés. Le mélange est mis dans un bac ; le malaxage se fait à sec jusqu'à l'homogénéisation, puis humidifier à différentes teneurs en eau. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol traité, et on trace la courbe des variations de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau [7].

### V.10. Présentation des résultats du sable de carrière

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme des tableaux et des courbes où les densités sèches sont en fonction des teneurs en eau en tenant compte des différents pourcentages d'ajout du sable de carrière (4% ,6% et 8%).

#### V.10.1. Essai Proctor (4% sable de carrière)

Les résultats obtenus avec ajout de 4 % du sable de carrière sont représentés dans le tableau V.2 et figure V.13.

**Tableau V.2. Résultats de l'essai Proctor (4% sable de carrière)**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
14.91	1.698	16.396	1.768
15.80	1.756		
16.72	1.765		
17.35	1.708		

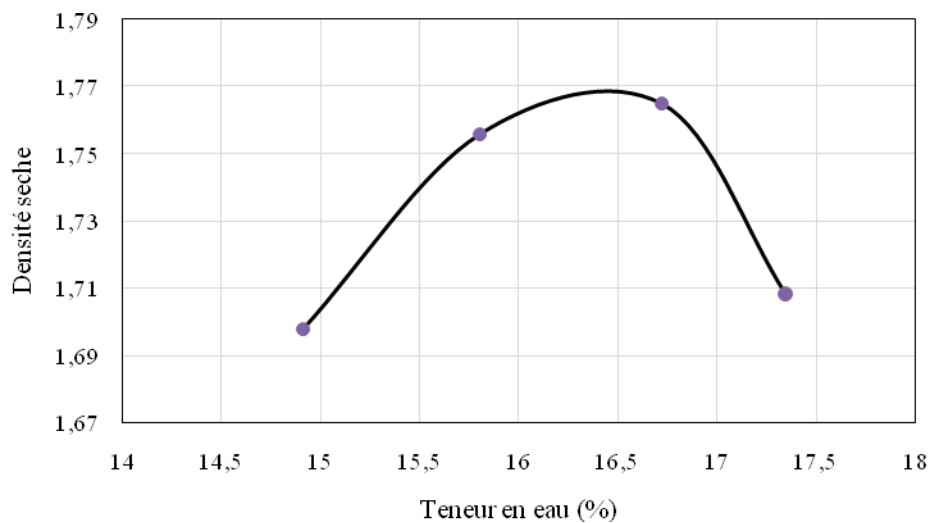


Figure V.13. Courbe essai Proctor à 4% du sable de carrière

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à 4% d'ajout sable de carrière, donne pour caractéristique la teneur en eau optimale  $W_{opt} = 16.396\%$ , et la densité sèche maximale correspondante est de 1.768.

#### V.10.2. Essai Proctor (6% sable de carrière)

Les résultats obtenus avec ajout de 6% du sable de carrière sont représenté dans le tableau V.3 et figure V.14.

**Tableau V.3. Résultats de l'essai Proctor (6% sable de carrière)**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
15.06	1.705	16.168	1.798
15.53	1.749		
16.23	1.798		
16.89	1.739		

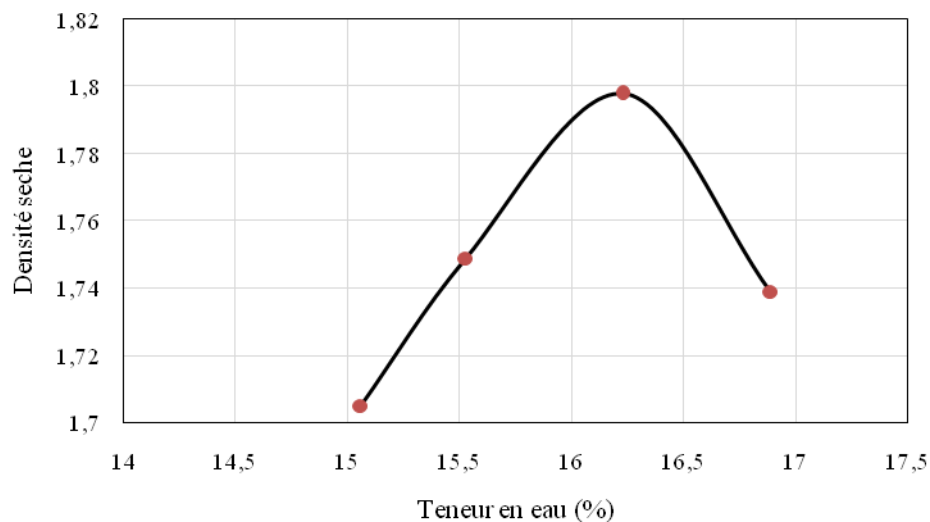


Figure V.14. Courbe essai Proctor à 6% du sable de carrière

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à 6% d'ajout sable de carrière donne pour caractéristique : la teneur en eau optimale  $W_{OPT}=16.168$  %, et la densité sèche maximale correspondante est de 1.798.

### V.10.3. Essai Proctor (8% sable de carrière)

Les résultats obtenus avec ajout de 8% du sable de carrière sont représenté dans le tableau V.4 figure V.15.

**Tableau V.4. Résultats de l'essai Proctor (8% sable de carrière)**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
14.838	1.716	15.90	1.807
15.438	1.759		
15.918	1.807		
16.458	1.753		

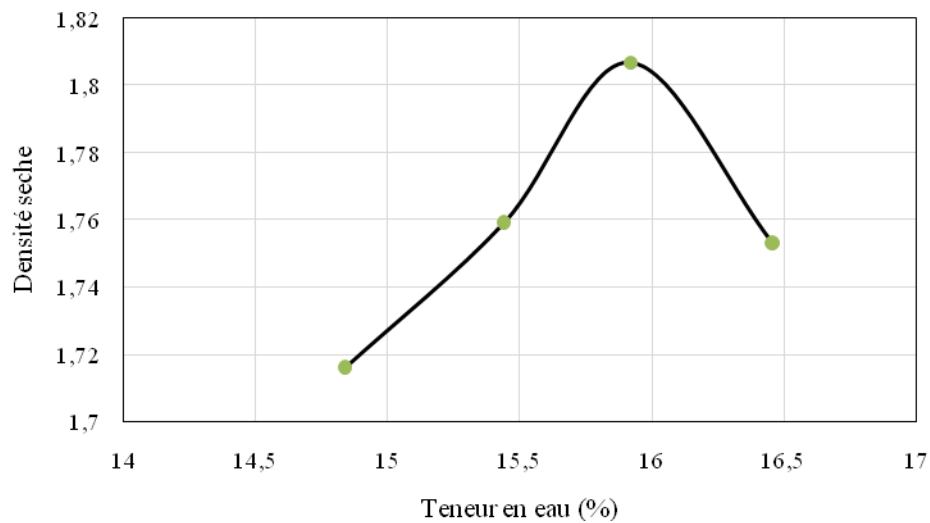


Figure V.15. Courbe essai Proctor à 8% du sable de carrière

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à 8% d'ajout sable de carrière donne pour caractéristique la teneur en eau optimale  $W_{OPT}=15.90\%$ , et la densité sèche maximale correspondante est de 1.807.

Les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus pour le sol naturel et sont représentés sur la figure V. 16.

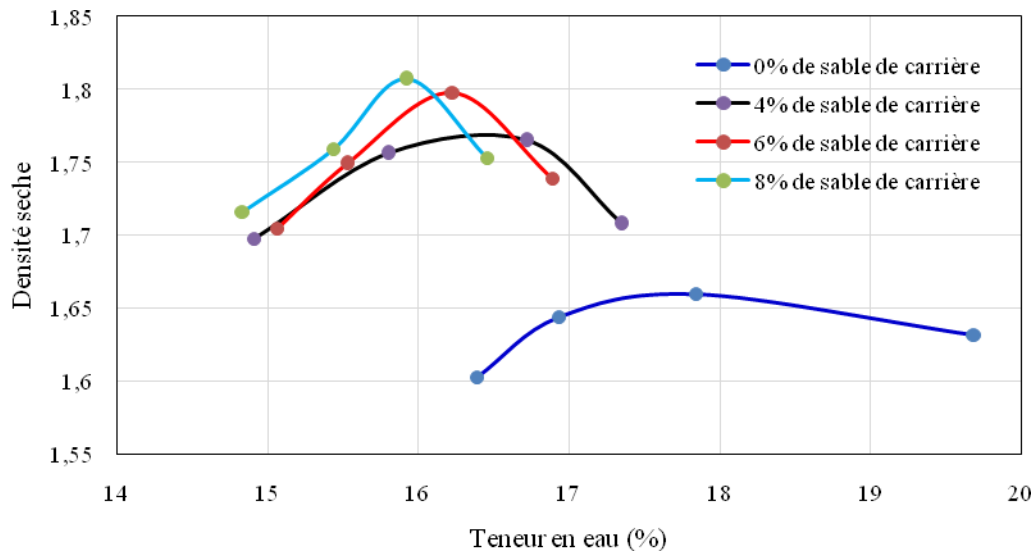


Figure V.16. Influence du sable de carrière sur les paramètres de compactage

Les résultats de la figure V.16 montrent que les courbes de l'essai Proctor normal dépendent fortement de l'ajout du sable de carrière et de sa proportion dans le mélange (argile - sable). On constate que l'addition du sable de carrière à différents pourcentages entraîne une augmentation au niveau de la densité sèche maximale, elle passe de 1,768g pour un ajout de 4 % de sable à 1,798 pour un ajout de 6 % de sable, à 1,807 pour un ajout de 8% de sable, la teneur en eau optimale diminue de 16,396 % pour 4 % d'ajout de sable à 16,168 % pour un ajout de 6% de sable puis à 15,90 % pour un ajout de 8% de sable de carrière.

#### Évolution de la densité sèche maximale

La densité sèche du mélange augmente en raison d'un meilleur assemblage des particules d'argile et des grains de sable, ce qui permet d'obtenir un mélange bien classé et un poids volumique plus important.

#### Diminution de la teneur en eau maximale

La diminution de la teneur en eau est justifiée par la réduction de l'espace des vides entre les grains qui sont occupés par les particules de sol argileux.

### V.11. Présentation des résultats du sable de dunes

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme des tableaux et des courbes où les densités sèches sont en fonction des teneurs en eau en tenant compte des différents pourcentages d'ajout de sable de carrière (4%,6% et 8%).

#### V.11.1. Essai Proctor (4% sable de dunes)

Les résultats obtenus avec ajout de 4 % de sable de dunes sont représentés dans le tableau V.5. Figure V.17.

**Tableau V.5. Résultats de l'essai Proctor (4% sable de dunes)**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
14.39	1.655	14.784	1.774
14.75	1.770		
14.83	1.774		
15.19	1.748		
15.70	1.732		

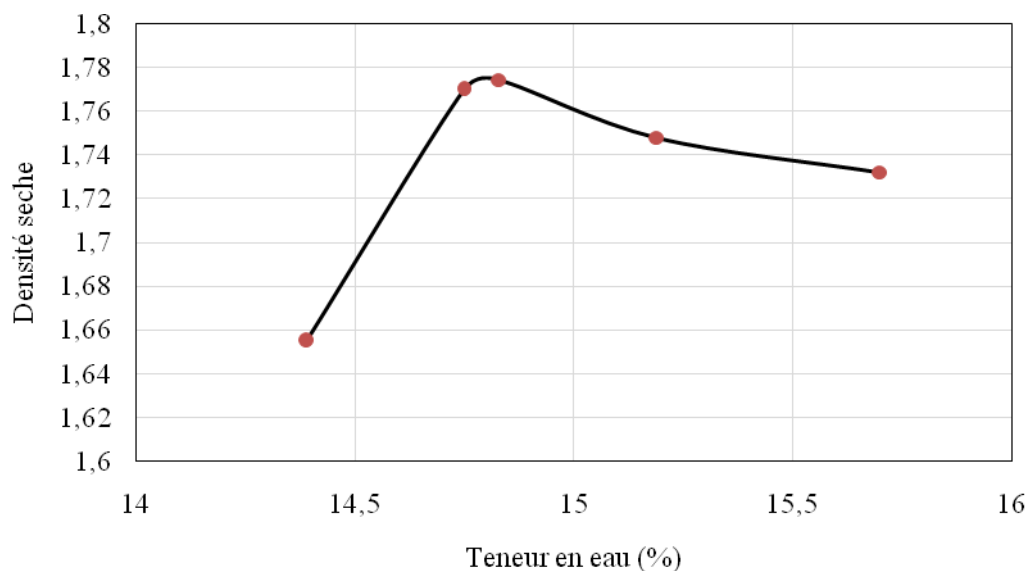


Figure V.17. Courbe essai Proctor à 4% du sable de dunes

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à 4% d'ajout sable de dune donne pour caractéristique la teneur en eau optimale  $W_{OPT}=14.784\%$ , et la densité sèche maximale correspondante est de 1.774.

### V.11.2. Essai Proctor (6% sable de dunes)

Les résultats obtenus avec ajout de 6 % du sable de carrière sont représentés dans le tableau V.6 et figure V.18.

**Tableau V.6. Résultats de l'essai Proctor (6% sable de dunes)**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
13.18	1.729	14.558	1.831
13.55	1.786		
14.40	1.829		
14.91	1.814		
15.92	1.728		

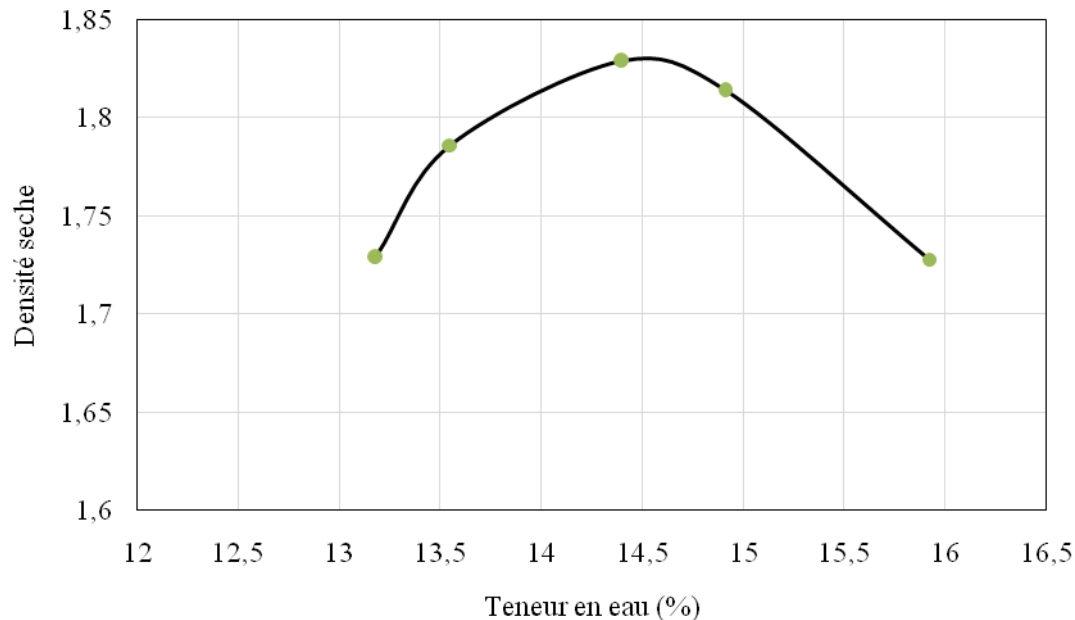


Figure V.18. Courbe essai Proctor à 6% du sable de dunes

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à 4% d'ajout sable de dune donne pour caractéristique la teneur en eau optimale  $W_{OPT}=14.558\%$ , et la densité sèche maximale correspondante est de 1.831.

### V.11.3. Essai Proctor (8% sable de dunes)

Les résultats obtenus avec ajout de 8 % du sable de dunes sont représentés dans le tableau V.7 et figure V.19.

**Tableau V.7. Résultats de l'essai Proctor (8% sable de dunes)**

Teneur en eau (%)	Densité sèche	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale
12.84	1.791	13.698	1.848
13.17	1.802		
13.63	1.847		
14.02	1.836		
14.41	1.820		

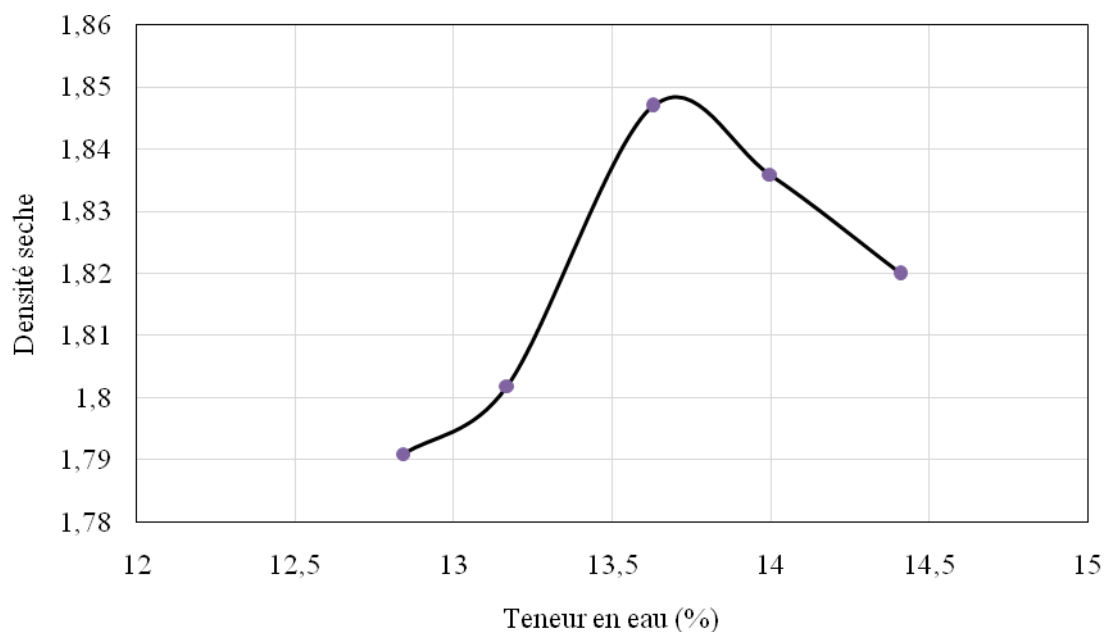


Figure V.19. Courbe essai Proctor à 8 % de sable de dunes

D'après le graphe, la courbe de compactage Proctor normal de l'argile à 4% d'ajout sable de dune donne pour caractéristique la teneur en eau optimale  $W_{OPT}=13.698\%$ , et la densité sèche maximale correspondante est de 1.848.

Ces résultats sont comparés à ceux obtenus à l'état naturel de l'argile étudiée.

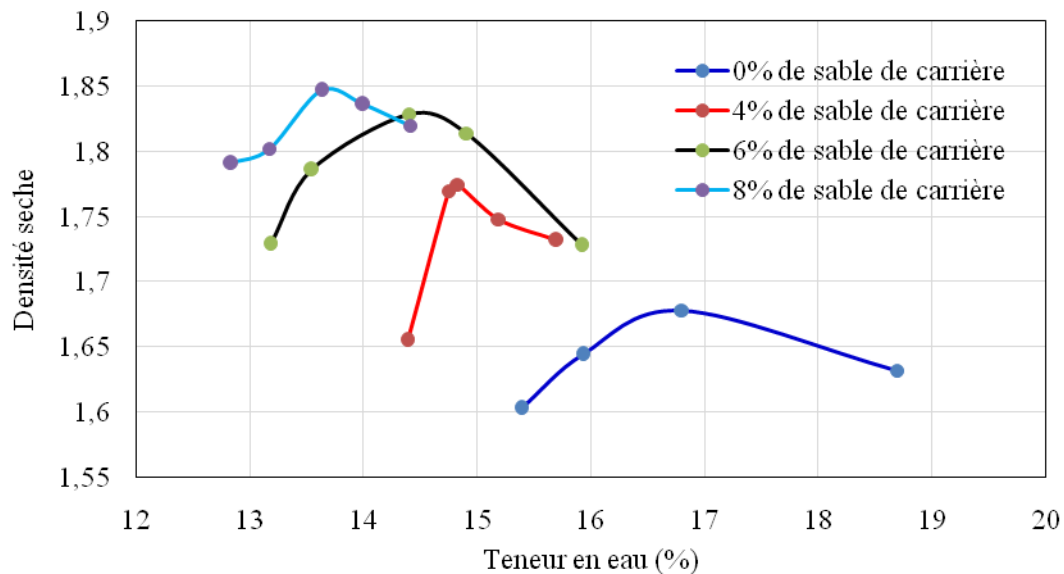


Figure V.20. Influence du sable de dunes sur les paramètres de compactage

Les résultats montrent que les courbes de l'essai Proctor normal dépendent fortement de l'ajout du sable de dunes et de sa proportion dans le mélange. Dans le plan d'état ( $W, D_d$ ), les courbes Proctor normal migrent progressivement vers des teneurs en eau et densités plus fortes avec l'accroissement de la proportion du sable, la présence du sable se traduit par une réduction du volume poreux. La figure IV.20 montre l'évolution de la densité sèche des mélanges à l'optimum Proctor normal en fonction de la proportion du sable de dunes, la densité sèche augmente avec les pourcentages de sable, qui passe de 1,774 dans le mélange (argile-4% sable de dunes) à 1,848 dans le mélange (argile - 8% sable de dunes), ainsi la teneur en eau optimale diminue avec l'addition du sable de dunes. On note une diminution de plus de 14,784 à 14,558 % pour un ajout de 4 et 6 % et se diminue pour un ajout de 8% de sable de dunes à 13,698%.

#### Évolution de la densité sèche maximale

L'augmentation de la densité sèche s'explique par le réarrangement des particules argileuses et sableuses, qui dépend des proportions respectives des deux constituants.

L'augmentation de la densité sèche est due au changement de gradation granulométrique du mélange (argile – sable) d'après (Kolay et Ramesh).

#### Diminution de la teneur en eau optimale

La diminution de la teneur en eau est justifiée par la réduction de l'espace des vides entre les grains qui sont occupés par les particules de sol argileux.

### **V.12. Conclusion**

En résumé l'addition du sable permet de modifier les caractéristiques de compactage de l'essai Proctor. Les résultats confirment le rôle positif du sable dans des différentes proportions (4% ,6% ,8%), dans l'amélioration des caractéristiques de l'essai Proctor de l'argile étudiée.

L'étude comparative entre les deux types de sables (sable de dunes et de carrière) montre l'influence de la forme des grains sableux sur les optimum Proctor, avec des grains arrondis le sable de dunes donne des densités plus fortes que le sable de carrière avec des grains anguleux.

Le chapitre suivant présente l'influence d'ajout du sable sur les caractéristiques de cisaillement de l'argile étudiée.

# **Chapitre VI**

## **Essais de cisaillement**

## VI.1. Introduction

La résolution des problèmes de stabilité en mécanique des sols est inenvisageable sans la connaissance des paramètres de résistance au cisaillement du sol. Cette résistance dépend de la nature du matériau rencontré, suivant qu'il soit cohérent ou non, grossier ou fin. Ces paramètres appelés angle de frottement interne et cohésion interviennent dans le calcul de stabilité des différents ouvrages de génie civil (fondations, barrages, digues...).

La résistance au cisaillement des sols constitue une part importante de la plupart des problèmes de construction, et particulièrement des problèmes de fondation. La capacité portante des semelles et des pieux, la stabilité des talus naturels, des excavations, des barrages et des remblais, la poussée des terres contre les murs de soutènement et les tunnels, etc. sont en fonction des caractéristiques de la résistance au cisaillement des sols. Il est difficile de définir la résistance au cisaillement des sols de façon rigoureuse, car le terme inclut à la fois un concept de rupture et un concept de déformation excessive.

Dans ce chapitre, nous allons étudier la résistance au cisaillement des mélanges d'argile-sable de dunes, argile-sable de carrière, on utilisant l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.



Figure VI.1. Les problèmes de construction

## VI.2. Critère de Mohr-Coulomb

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses ( $O\sigma$ ) est confondu avec la normale à la facette, l'axe des ordonnées est ( $O\tau$ ). Chacun des états de rupture dans un sol peut être caractérisé par un couple  $\tau_r$  et  $\sigma_r$  représenté par un point sur le plan de Mohr [30].

L'ensemble des points représentant différents états de rupture forme une courbe à peu près rectiligne qui sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette courbe représente l'ensemble des états de contrainte que peut supporter » le sol ;
- le domaine au-dessus de la courbe représente l'ensemble des états de contrainte non accessibles par le sol (le sol rentre en rupture avant).

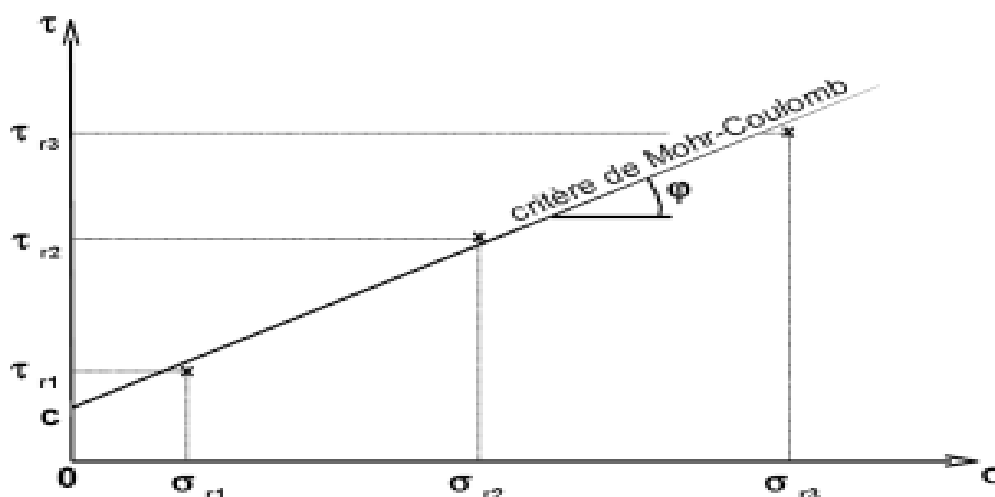


Figure VI.2. États de rupture et critère de Mohr Coulomb

Cette courbe est correctement approximée par une droite appelée critère de rupture de Mohr Coulomb et définie par l'équation :

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad (\text{VI.1})$$

- $\varphi$  est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré.
- $C$  est appelée la cohésion. La cohésion traduit « l'effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec.

### VI.3. Notion de résistance au cisaillement

Les contraintes de cisaillements se développent lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol. Cette sollicitation induit des déformations le long de certaines surfaces appelées "surface de glissement" [16], elle correspond aussi à la surface de rupture. Si l'on porte l'évolution de la contrainte au cisaillement ( $\tau$ ) en fonction de la déformation horizontale ( $\epsilon$ ) dans le plan de cette contrainte de cisaillement, on obtient le graphique suivant :

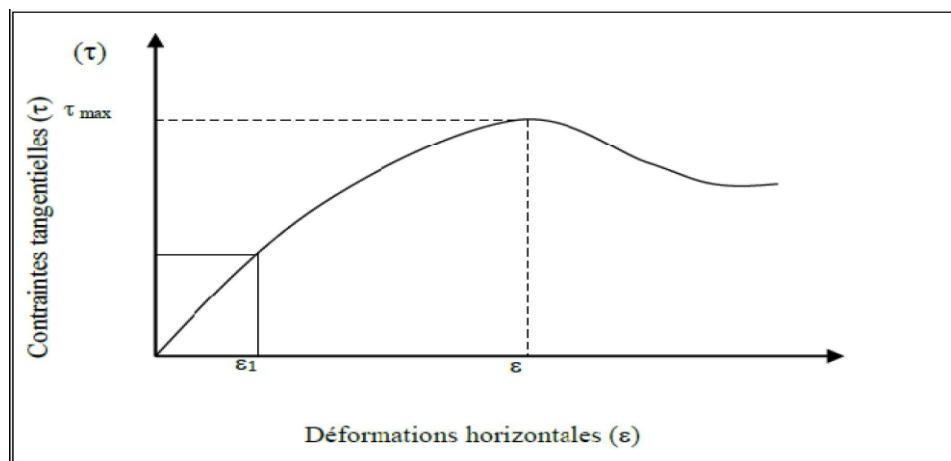


Figure VI.3. Courbe de contraintes-déformations

La résistance au cisaillement est définie sur ce graphique, comme étant :

- le maximum de la contrainte de cisaillement  $\tau_{\max}$ ;
- la contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
- la contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire.

### VI.4. Mécanisme de rupture d'un sol

Dans un sol saturé, l'application d'une charge est supportée dans un premier temps par l'eau interstitiel puis progressivement ensuite elle est reprise par le squelette solide du sol.

En effet, la résistance au cisaillement dépend donc :

- de la nature et de la forme des grains ;
- de leur disposition par rapport aux directions principales du champ des contraintes.

Si la perméabilité du sol est faible (charge des éléments fins) le processus de cisaillement dépend beaucoup de la vitesse d'application des contraintes. On peut donc envisager pour ces sols, deux types de comportement [13] :

#### **VI.4.1. Comportement à long terme**

Dans ce cas, la pression interstitielle peut se dissiper lentement ; la résistance au cisaillement est alors celle du squelette solide. Si ce squelette est constitué d'élément argileux, sa cohésion est d'abord mobilisée.

#### **VI.4.2. Comportement à court terme**

L'application brutale des contraintes, conduit à une rupture instantanée ; la résistance au cisaillement du sol est dans ce cas conditionnée par le comportement de l'ensemble solide/eau interstitielle.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques ( $\phi$  et  $C$ ) de n'importe quel type de sol, on doit réaliser des essais au laboratoire tel que l'essai de cisaillement direct.

#### **VI.5. Définition de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande**

Essai mécanique réalisé en laboratoire sur un échantillon de sol, l'aide de la boîte de cisaillement, il consiste à mesurer l'effort tangentiel de rupture du sol sous un effort de compression donné.

Des expériences de Coulomb sont effectuées à l'aide d'une boîte de cisaillement.



Figure VI.4. Appareillage de cisaillement

## VI.6. Principe de l'essai

Le principe de l'essai est simple : on applique une force  $N$  verticale au sommet de l'éprouvette qui crée une contrainte normale sur un plan horizontal. Dans un second temps, on exerce sur la demi-botte supérieure un effort horizontal qui va provoquer le déplacement relatif des deux demi-bottes, on mesure cet effort en fonction du temps et on peut ainsi calculer la contrainte de cisaillement dans le plan horizontal séparant les deux demi-bottes. De plus, on mesure le déplacement vertical de l'éprouvette  $\Delta h$  et le déplacement horizontal  $\Delta l$ . À partir de là, on peut déterminer en fonction du temps [16]:

- la contrainte normale ( $\sigma_n$ );
- la contrainte tangentielle ( $\tau$ );
- la déformation verticale ( $\Delta h/h = \varepsilon_h$ ) ;
- la déformation horizontale ( $\Delta l/l = \varepsilon_l$ ).

Pour un effort vertical donné, c'est à dire pour une contrainte normale  $\sigma_n$ , on construit deux courbes : (Figure IV.7) et (Figure IV.8).

( $\tau$ ) en fonction de ( $\varepsilon_l$ );

( $\varepsilon_h$ ) en fonction de ( $\varepsilon_l$ ).

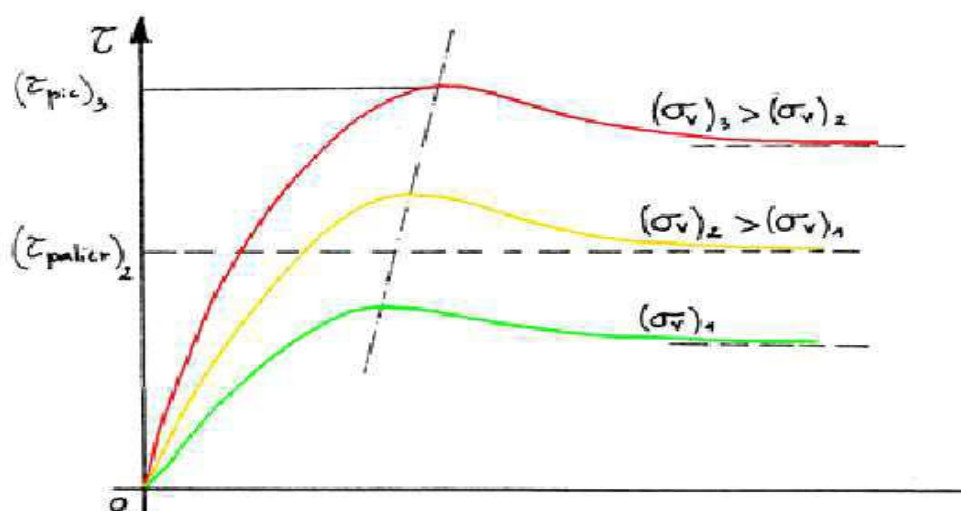


Figure VI.5. Courbes contrainte – déplacement

Sur ce graphe, les trois séries de courbe (1, 2 et 3) sont fonction de la contrainte normale imposée.

Il s'agit ensuite de déterminer sur la courbe  $(\tau ; \varepsilon_l)$  le point qui correspond à la rupture.

Ceci permet d'obtenir pour chaque couple de valeurs  $(\tau, \sigma_n)$  un point dans le plan de Mohr. Pour déterminer une courbe intrinsèque, il est nécessaire de réaliser l'essai avec plusieurs valeurs de  $N$ , ce qui donne les points dans le plan de Mohr (Figure IV.6).

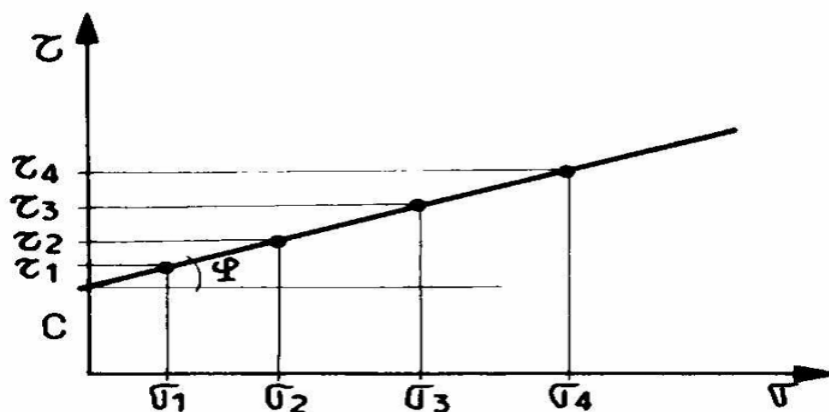


Figure VI.6. Détermination de  $(\varphi$  et  $C$ ) à partir de la droite intrinsèque

### VI.7. But de l'essai

L'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande a pour but d'étudier le comportement et la résistance mécanique d'un matériau au cisaillement à court et à long terme. Il permet de déduire les caractéristiques mécaniques au cisaillement du sol (angle de frottement interne  $\varphi$  et cohésion  $C$ ) à travers une droite obtenue appelée "droite intrinsèque".

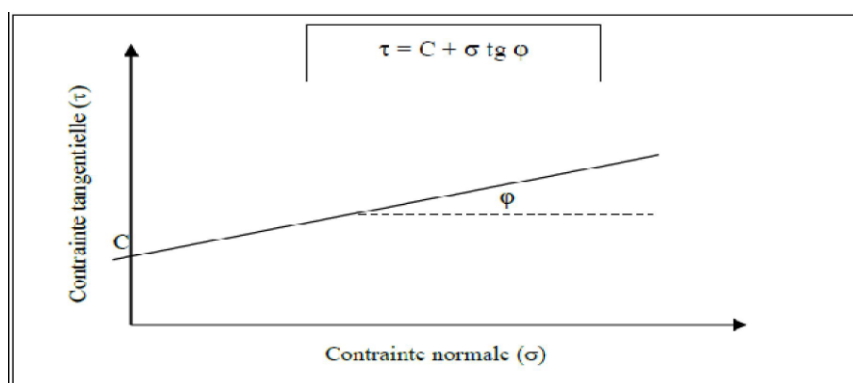


Figure VI.7. Droite intrinsèque

L'angle de frottement interne  $\varphi$  est représenté par l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses. La cohésion quant à elle est déduite par l'ordonnée à l'origine.

L'équation de la droite intrinsèque qui exprime la loi de Coulomb, se présente comme suit :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{VI.2})$$

### VI.8. Paramètres de cohésion $c$ et angle de frottement interne $\varphi$

La droite intrinsèque peut se présenter sous trois formes :

Si elle passe par l'origine des axes, cela signifie que le sol est pulvérulent (non cohérent) :

exemple , les graviers et les sables.

Dans ce cas le terme " $c$ " est nul et l'équation devient alors :  $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$  (VI .3)

Si elle ne passe pas par l'origine des axes, cela signifie que le sol est à la fois cohérent et frottant (la plupart des sols : les limons).

Dans ce cas l'équation reste la même :  $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$  (VI .4)

Si la droite est parallèle à l'axe des abscisses, c'est que nous sommes en présence de sols Purement cohérents (argiles) et donc sans angle de frottement interne ( $\varphi = 0$ ).

Dans ce cas l'équation devient :  $\tau = c$  (VI .5)

### VI.9. Type d'essais de cisaillement à la boîte (UU, CU, CD)

Trois types d'essais peuvent être réalisés à la boîte de cisaillement :

#### VI.9.1. Essai non consolidé non drainé UU

Cet essai est réalisé pour étudier un comportement à court terme. La vitesse d'exécution est rapide, ce qui empêche les pressions interstitielles de se dissiper. De par cet essai est déduite la cohésion non drainée  $C_u$ , l'angle de frottement interne  $\varphi_u$  est quant à lui considéré nul.

$$\tau = C_u \quad (\text{VI .6})$$

#### VI.9.2. Essai consolidé non drainé CU

Dans ce cas, l'échantillon est consolidé sous une contrainte normale appliquée avec drainage, l'essai est ensuite effectué avec une vitesse rapide et un drainage fermé. Cet essai est exprimé en contraintes totales, la droite intrinsèque a pour équation :

$$\tau = C_u + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u \quad (\text{VI .7})$$

### VI.9.3. Essai consolidé drainé CD

Cet essai est caractérisé par une vitesse d'exécution relativement lente, il correspond au comportement à long terme du sol. L'échantillon est consolidé et drainé tout au long de l'opération ( $u = 0$ ).

L'essai est exprimé en contraintes effectives :  $\tau = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$  (VI.8)

avec  $\varphi'$  : angle de frottement effectif ;  $c'$  : cohésion drainée.

### VI.10. Facteurs influant les paramètres de résistance au cisaillement

Les paramètres de résistance au cisaillement varient en fonction de la nature du sol et en fonction de quelques propriétés physiques telles que la compacité et les conditions de drainages.

Ces facteurs influent sur la valeur de l'angle de frottement  $\varphi$  et de la cohésion  $c$  du matériau.

Dans le cas d'un sol cohérent et frottant, ayant la particularité d'être peu perméable, la résistance au cisaillement sera influencée par les conditions de drainages et la teneur en eau de ce dernier.

Dans le cas d'un sol pulvérulent, ayant la particularité d'avoir une cohésion nulle, seule la compacité du matériau influencera sur sa résistance au cisaillement. Lorsque la compacité du sol augmente,

L'indice des vides diminue et l'angle  $\varphi$  augmente. Plus les particules d'un sol sont angulaires, plus l'angle de frottement est important ; inversement, des particules arrondies font diminuer l'angle de frottement.

### VI.11. Appareillage

La machine de cisaillement, la boîte de cisaillement ou boîte de Casagrande. Elle comporte essentiellement :

- demi – boîtes inférieure mobile, munie d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée ;
- demi –boîtes supérieure fixe ; les dimensions intérieures des demi-boîtes sont généralement de 6×6 cm, la profondeur de la demi-botte est 2cm environ. Cette dimension est valable dans

le cas des sols dont la dimension des plus gros grains ne dépasse pas 5 mm Dans le cas contraire, il faut passer à des boîtes de dimensions plus grandes ;

-pierre poreuse plate, striée ou dentée, glissant librement dans les demi-boîtes supérieure et transmettant à l'éprouvette l'effort vertical exercé, deux goupilles, solidarisant les deux demi-bottes (avant l'essai) et d'autres appareillages d'usage courant (balance de précision, étuve,.....).



Figure VI.8. Boîte de cisaillement utilisée

### VI.12. Mode opératoire et déroulement de l'essai

L'éprouvette est placée à l'intérieur de deux demi-boîtes, (figure IV.9) et repose à sa partie inférieure, sur une pierre poreuse dont la perméabilité est assez grande vis-à-vis de celle du sol de l'éprouvette et par laquelle le sol reste en contact permanent avec l'eau. Un piston métallique muni également d'une pierre poreuse est placé sur la face supérieure de l'éprouvette.

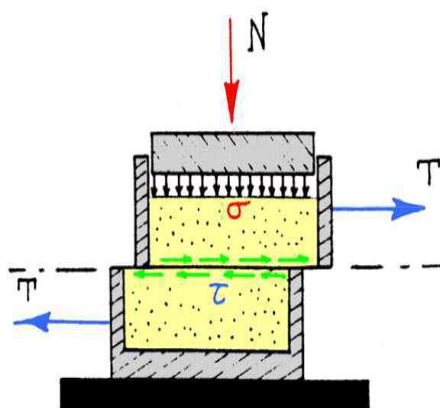


Figure VI.9. Boîte de cisaillement

### VI.12.1. Mise en place de la boîte de cisaillement

Une fois que la boîte de cisaillement contenant l'échantillon est placée dans le châssis étanche fixé sur le bâti de l'appareil (avant d'enlever les vices solidarissant les deux demi-bottes), les opérations suivantes se déroulent sans interruption.

- Placer le piston muni de sa plaque drainante sur la surface de l'échantillon ;
- Mettre hors tension l'anneau dynamométrique d'application de l'effort de cisaillement( $T$ )  
 $\rightarrow(t)$

Et réinitialiser le capteur correspondant ;

- Réinitialiser le capteur de mesure du déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes (régler à la position zéro) ;
- Réinitialiser le capteur de mesure du déplacement relatif vertical (régler à la position zéro) ;
- Appliquer l'effort normal ( $N$ )  $\rightarrow (\sigma)$  sur la partie supérieure de l'échantillon ;
- Mesurer le déplacement vertical du piston en fonction du temps.

### VI.12.2. Saturations et consolidations

Remplir le boîtier contenant la boîte de cisaillement d'eau déminéralisé.

Mesurer le déplacement horizontal du piston en fonction du temps pendant 1h au moins et jusqu'à stabilisation.

### VI.12.3. Cisaillement

- Libérer le système de solidarisation des deux demi-boîtes (enlever les vis) ;
- Imposer le déplacement relatif des deux demi-boîtes à une vitesse constante ;
- Actionner la machine (lancer l'essai) et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément, à des intervalles de temps réguliers ;

La rupture de l'échantillon soumis à l'essai est caractérisée par l'apparition d'un pic (cas des sols pulvérulents ou sols sur-consolidés) ou par l'existence d'un pilier (sols fins plastiques), ce qui permet d'arrêter l'essai après un certain nombre de lectures décroissantes ou stabilisées (5 à 7 lectures), si non l'essai est arrêté à une déformation horizontale de 15 à 20

%correspondant à (1 à1.2 cm) de déplacement horizontal, puis arrêter l'essai à la fin de cisaillement.



Figure VI.10. L'éprouvette après cisaillement

### **VI.13. Présentation des résultats**

Les résultats des essais de cisaillement sont présentés sous forme de tableaux et de courbes.

#### **VI.13.1.Présentation des résultats de cisaillement de l'argile à l'état naturel**

Les résultats des essais de cisaillement de l'argile sans ajout sont présentés dans les tableaux VI .1, VI.2 et VI.3 suivants :

**Tableau VI .1. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile à l'état naturel (100KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	49	35.85	26.5
0.5	71	35.7	38.6
0.75	88	35.55	48
1	107	35.4	58.6
1.25	121	35.25	66.6
1.5	133	35.1	73.5
1.75	141	34.95	78.2
2	150	34.80	83.6
2.25	161	34.65	90.1
2.5	180	34.5	101.2
2.75	190	34.35	107.31
3	205	34.2	116.3
3.25	222	34.05	126.5
3.5	248	33.9	141.9
3.75	257	33.75	144.9
4	258	33.6	149
4.25	257	33.45	149.1
4.5	254	33.3	147.9
4.75	253	33.15	148
5	251	33	147.6
5.25	249	32.85	147
5.5	249	32.7	147.7
5.75	249	32.55	148.4

**Tableau VI.2. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile à l'état naturel (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	54	35.85	29.2
0.5	97	35.7	52.7
0.75	122	35.55	66.5
1	154	35.4	84.4
1.25	178	35.25	98
1.5	200	35.1	110.5
1.75	218	34.95	121
2	237	34.80	132.1
2.25	258	34.65	144.5
2.5	275	34.5	154.6
2.75	291	34.35	164.3
3	304	34.2	172.4
3.25	315	34.05	179.5
3.5	333	33.9	190.6
3.75	341	33.75	196
4	349	33.6	201.5
4.25	354	33.45	205.3
4.5	357	33.3	208
4.75	359	33.15	210
5	360	33	211.6
5.25	358	32.85	211.4
5.5	338	32.7	201.8
5.75	330	32.55	196.7
6	322	32.4	192.8
6.25	318	32.25	191.2
6.5	314	32.1	189.7
6.75	310	31.95	188.2
7	302	31.8	184.2
7.25	298	31.65	182.6
7.5	298	31.5	183.5
7.75	296	31.35	183.5

**Tableau VI.3. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile à l'état naturel (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	231	35.85	125
0.5	268	35.7	145.6
0.75	288	35.55	157.1
1	302	35.4	165.5
1.25	311	35.25	171.2
1.5	325	35.1	179.6
1.75	349	34.95	193.7
2	380	34.80	211.8
2.25	404	34.65	226.2
2.5	417	34.5	234.5
2.75	422	34.35	238.3
3	436	34.2	247.3
3.25	441	34.05	251.5
3.5	442	33.9	252.9
3.75	444	33.75	255.2
4	444	33.6	256.4
4.25	444	33.45	257.7
4,5	442	33.3	257.7
4.75	441	33.15	258.1
5	440	33	258.7
5.25	439	32.85	259.3
5.5	438	32.7	259.9
5.75	436	32.55	259.9
6	435	32.4	260.5
6.25	433	32.25	260.5
6.5	431	32.1	260.4

Les trois courbes des contraintes tangentielles de l'argile à l'état naturel sont représentées sur la figure VI.11 suivante :

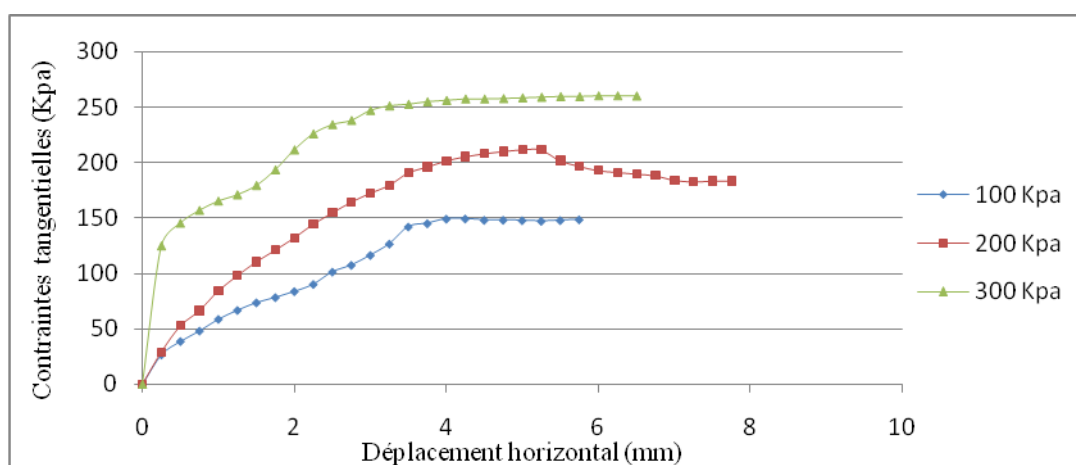


Figure .VI.11. Courbes contraintes tangentielles de l'argile à l'état naturel.

D'après les courbes de la figure .VI .11, les contraintes tangentielles de l'argile à l'état naturel augmente avec l'augmentation du chargement verticale (100KPa, 200KPa ,300KPa).

Les contraintes tangentielles maximales de l'argile à l'état naturel sont présentées dans le tableau VI.4 et sur la courbe figure VI.12 ci- dessous :

$$\tau_{\max_1} = 149.1 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_2} = 211.6 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 260.5 \text{ KPa}$$

**Tableau VI.4. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à l'état naturel.**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles (KPa) maximales
100	149.1
200	211.6
300	260.5

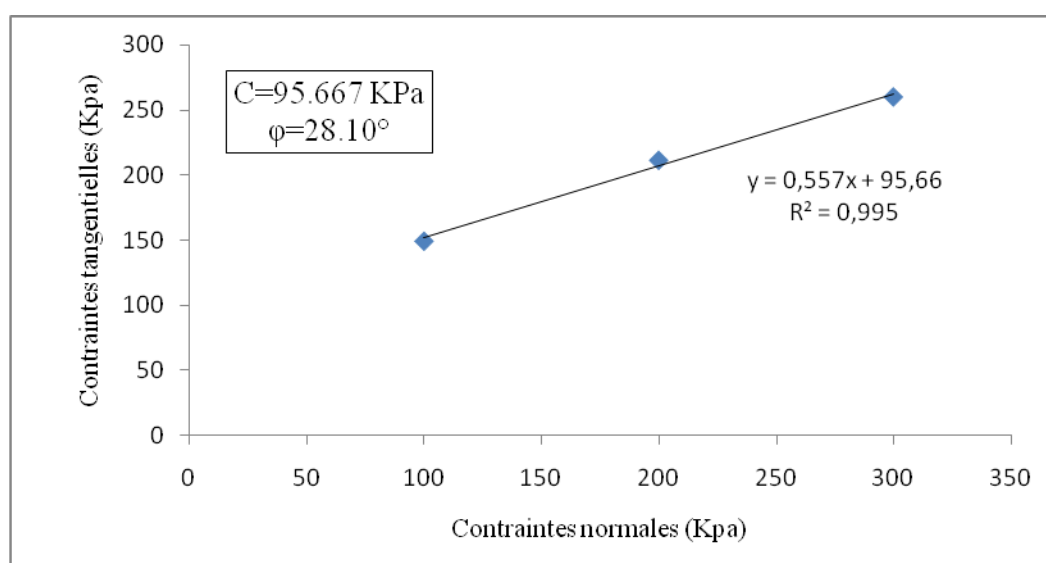


Figure VI .12. Droite intrinsèque à l'état naturel (0% d'ajout)

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.12, les paramètres de cisaillement de l'argile à l'état naturel sont la cohésion  $C=95.667 \text{ KPa}$  et l'angle de frottement interne  $\varphi = 28.102^\circ$ .

### VI.13.2. Présentation des résultats de l'argile avec ajout de sable de dunes

Dans cette série d'essai, nous avons varié le pourcentage du sable de dunes de 4%, 6% et 8% d'ajout.

#### VI.13.2. 1. Essais de cisaillement de l'argile avec ajout de 4% du sable de dunes

Les résultats des essais de cisaillement de l'argile avec ajout de 4% de sable de dune sont présentés dans les tableaux VI .5, VI.6 et VI.7 suivants :

**Tableau VI.5. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 %sable de dunes (100 KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	90	35.85	48.7
0.5	94	35.7	51.08
0.75	120	35.55	57.30
1	126	35.4	63.02
1.25	131	35.25	68.24
1.5	138	35.1	72.96
1.75	151	34.95	83.82
2	166	34.80	90.87
2.25	188	34.65	103.02
2.5	199	34.5	110.21
2.75	202	34.35	114.08
3	220	34.2	124.80
3.25	229	34.05	130.47
3.5	235	33.9	134.48
3.75	240	33.75	137.96
4	246	33.6	142.03
4.25	259	33.45	150.21
4.5	269	33.3	156.71
4.75	272	33.15	159.18
5	275	33	161.67
5.25	276	32.85	163
5.5	277	32.7	164.34
5.75	278	32.55	165.69
6	278	32.4	166.46

**Tableau VI.6. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 %sable de dunes (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	132	35.85	71.14
0.5	145	35.7	78.80
0.75	161	35.55	87.86
1	182	35.4	99.74
1.25	198	35.25	108.97
1.5	206	35.1	113.86
1.75	225	34.95	124.89
2	249	34.80	138.81
2.25	267	34.65	149.48
2.5	284	34.5	159.70
2.75	308	34.35	173.95
3	316	34.2	179.25
3.25	328	34.05	186.88
3.5	344	33.9	196.86
3.75	358	33.75	205.78
4	362	33.6	209.01
4.25	364	33.45	211.11
4.5	367	33.3	213.81
4.75	372	33.15	217.70
5	380	33	223.39
5.25	385	32.85	227.37
5.5	390	32.7	231.38
5.75	397	32.55	236.61
6	405	32.4	242.5
6.25	412	32.25	247.84
6.5	414	32.1	250.20
6.75	425	31.95	258.06
7	448	31.8	273.31
7.25	449	31.65	275.22
7.5	452	31.5	278.37
7.75	454	31.35	280.94

**Tableau VI .7. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 %sable de dunes (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	248	35.85	134.20
0.5	279	35.7	151.61
0.75	298	35.55	162.62
1	312	35.4	170.98
1.25	321	35.25	176.67
1.5	335	35.1	185.16
1.75	359	34.95	199.27
2	390	34.80	217.41
2.25	414	34.65	231.79
2.5	427	34.5	240.11
2.75	432	34.35	243.98
3	446	34.2	252.99
3.25	451	34.05	256.96
3.5	452	33.9	258.67
3.75	454	33.75	260.97
4	454	33.6	262.13
4.25	460	33.45	266.79
4.5	462	33.3	269.15
4.75	462	33.15	270.37
5	488	33	286.88
5.25	490	32.85	289.38
5.5	500	32.7	296.64
5.75	506	32.55	301.58
6	515	32.4	308.36
6.25	521	32.25	313.41
6.5	530	32.1	320.31
6.75	545	31.95	330.92
7	579	31.8	353.23
7.25	590	31.65	361.64
7.5	602	31.5	370.76
7.75	605	31.35	374.39

Les trois courbes de contraintes tangentielles du mélange (argile- 4% sable de dunes) sont représentés sur la figure VI.13 suivante :

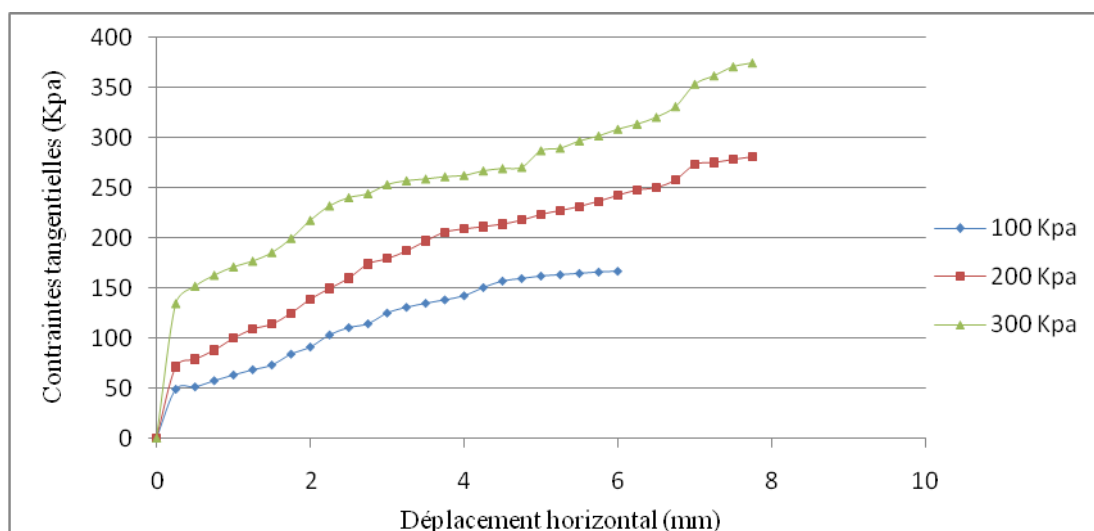


Figure VI.13. Courbes contraintes tangentielles à 4% d'ajout sable de dunes

D'après les courbes de la figure VI.13, les contraintes tangentielles du mélange (argile -sable de dunes) augmentent avec l'ajout de 4% de sable de dunes ainsi qu'avec l'augmentation du chargement vertical (100KPa, 200KPa, 300KPa).

Les contraintes tangentielles maximales de l'argile à 4% de sable de dunes sont présentées dans le tableau VI.8 et sur la droite intrinsèque de la figure VI.14 ci-dessus :

$$\tau_{\max_1} = 166.46 \text{ KPa} ; \quad \tau_{\max_2} = 280.94 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 374.39 \text{ KPa}$$

**Tableau VI.8. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 4% d'ajout du sable de dunes**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles Maximales (KPa)
100	166.46
200	280.94
300	374.39

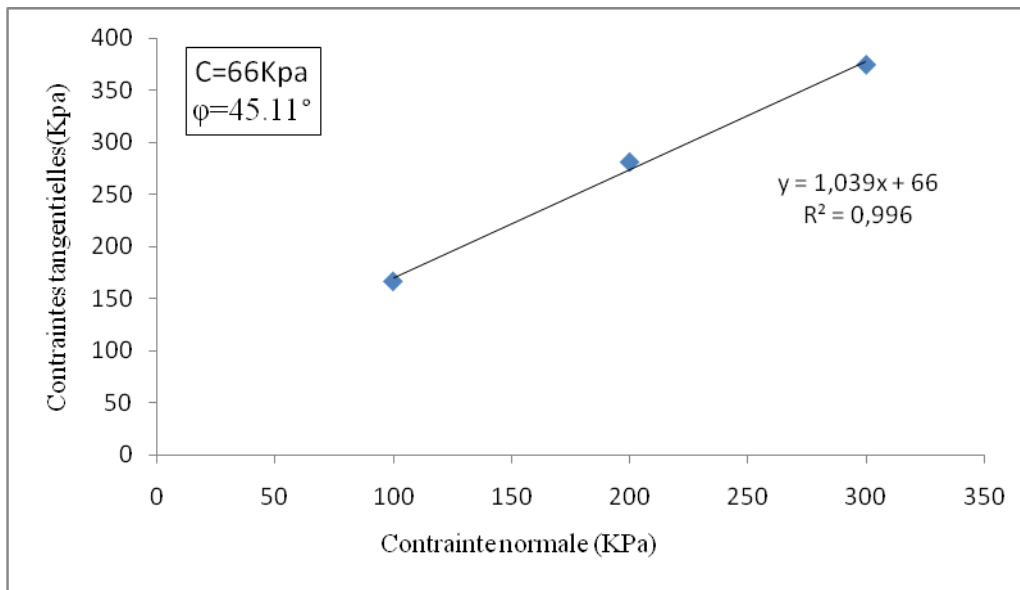


Figure VI.14. Droite intrinsèque à 4% d'ajout de sable de dunes

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.14 les paramètres de cisaillement du mélange (argile-sable de dunes) sont améliorés avec l'addition de 4% de sable de dunes, la cohésion a diminué à une valeur de  $C = 66,00$  KPa et l'angle de frottement interne est augmenté pour une valeur de  $\phi = 45,11^\circ$ .

#### VI.13.2.2. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6% du sable de dunes

Les résultats des essais de cisaillement de l'argile avec ajout de 6% de sable de dune sont présentés dans les tableaux VI.9, VI.10 et VI.11 suivants :

**Tableau VI .9. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % sable de dunes (100KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	121	35.85	65.48
0.5	130	35.7	70.64
0.75	135	35.55	73.67
1	139	35.4	76.18
1.25	143	35.25	78.70
1.5	146	35.1	80.70
1.75	157	34.95	87.15
2	173	34.80	96.44
2.25	198	34.65	110.86
2.5	205	34.5	115.28
2.75	218	34.35	123.12
3	234	34.2	132.74
3.25	239	34.05	136.17
3.5	247	33.9	141.35
3.75	255	33.75	146.58
4	260	33.6	150.12
4.25	269	33.45	156.01
4.5	277	33.3	161.38
4.75	284	33.15	166.20
5	291	33	171.07
5.25	300	32.85	177.17
5.5	302	32.7	179.17
5.75	305	32.55	181.78
6	309	32.4	185.02
6.25	314	32.25	188.89
6.5	313	32.1	189.17
6.75	312	31.95	189.45
7	312	31.8	190.34
7.25	311	31.65	190.63
7.5	311	31.5	191.54
7.75	311	31.35	192.45

**Tableau VI .10. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de dunes (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	142	35.85	76.84
0.5	151	35.7	82.06
0.75	171	35.55	93.32
1	189	35.4	103.58
1.25	200	35.25	110.07
1.5	210	35.1	116.07
1.75	235	34.95	130.44
2	254	34.80	141.60
2.25	274	34.65	153.41
2.5	290	34.5	163.07
2.75	316	34.35	178.47
3	323	34.2	183.22
3.25	335	34.05	190.87
3.5	352	33.9	201.44
3.75	366	33.75	210.38
4	371	33.6	214.21
4.25	373	33.45	216.33
4.5	378	33.3	220.22
4.75	381	33.15	222.97
5	388	33	228,10
5.25	394	32.85	232.68
5.5	400	32.7	237.31
5.75	415	32.55	247.34
6	426	32.4	255.07
6.25	438	32.25	263.48
6.5	448	32.1	270.75
6.75	454	31.95	275.67
7	465	31.8	283.68
7.25	488	31.65	299.12
7.5	492	31.5	303
7.75	493	31.35	305.08

**Tableau VI .11. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 %du sable de dunes (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	254	35.85	137.45
0.5	284	35.7	154.33
0.75	310	35.55	169.17
1	320	35.4	175.37
1.25	332	35.25	182.72
1.5	342	35.1	189.03
1.75	366	34.95	203.16
2	399	34.80	222.43
2.25	424	34.65	237.39
2.5	437	34.5	245.73
2.75	442	34.35	249.63
3	454	34.2	257.53
3.25	461	34.05	262.65
3.5	467	33.9	267.25
3.75	467	33.75	268.44
4	489	33.6	282.34
4.25	499	33.45	289.40
4.5	518	33.3	301.78
4.75	529	33.15	309.58
5	537	33	315.69
5.25	559	32.85	330.12
5.5	578	32.7	342.91
5.75	598	32.55	356.41
6	628	32.4	376.02
6.25	630	32.25	378.98
6.5	649	32.1	392.23
6.75	667	31.95	405
7	699	31.8	426.43
7.25	708	31.65	433.97
7.5	715	31.5	440.35
7.75	718	31.35	444.31

Les trois courbes de contraintes tangentielles du mélange (argile- 6 % sable de dunes) sont représentés sur la figure VI.15 suivante:

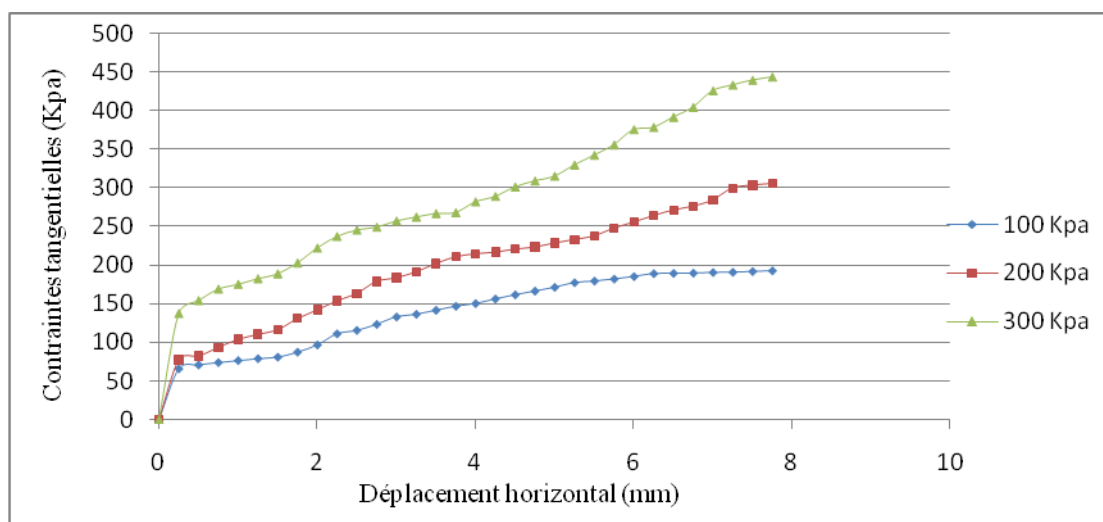


Figure VI.15. Courbes contraintes tangentielles à 6 % d'ajout sable de dunes

D'après les courbes de la figure VI.15, les contraintes tangentielles du mélange (argile - sable de dunes) augmentent avec l'ajout de 6% de sable de dunes ainsi qu'avec l'augmentation du chargement vertical (100KPa, 200KPa, 300KPa).

D'après les résultats des tableaux trouvés, les contraintes tangentielles maximales de l'argile à 6% de sable de dunes sont présentées dans le tableau VI.12 et sur la droite intrinsèque figure VI.16 ci-dessus :

$$\tau_{\max_1} = 192.45 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_2} = 305.08 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 444.31 \text{ KPa}$$

**Tableau VI.12. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 6% d'ajout du sable de dunes**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles maximales (KPa)
100	192.45
200	305.08
300	444.31

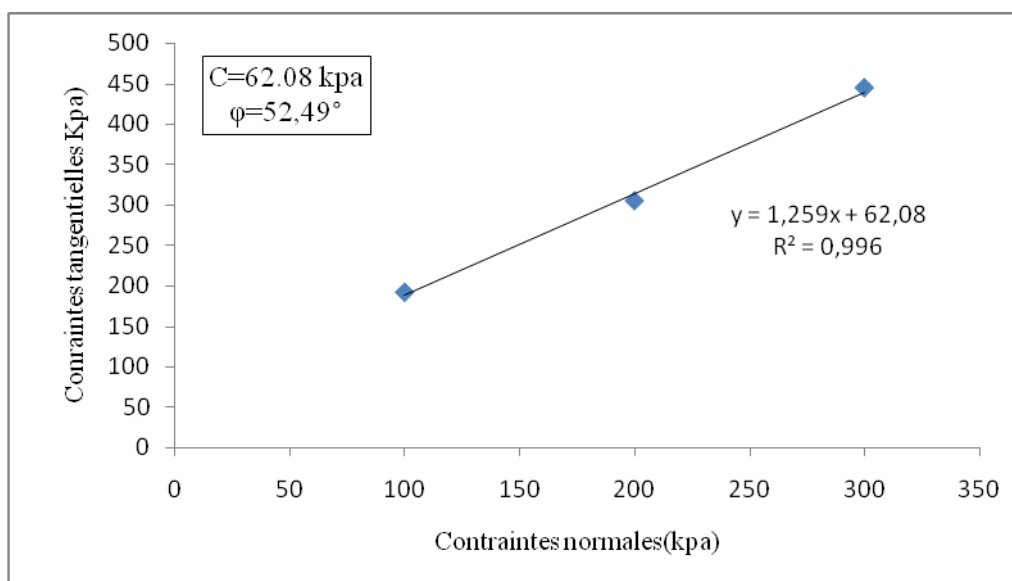


Figure .VI.16.Droite intrinsèque à 6 % d'ajout sable de dunes

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.16. Les paramètres de cisaillement du mélange (argile-sable de dunes) sont améliorés avec l'addition de 6% sable de dunes, la cohésion a diminué à une valeur de  $C = 62.08$  KPa et l'angle de frottement interne est augmenté pour une valeur de  $\varphi = 52.495^\circ$ .

### VI.13.2.3. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8% du sable de dunes

Les résultats des essais de cisaillement de l'argile avec ajout de 8% de sable de dune sont présentés dans les tableaux VI .13, VI.14 et VI.15 suivants :

**Tableau .VI.13.Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout 8 % du sable de dunes (100KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	132	35.85	71.43
0.5	138	35.7	74.99
0.75	145	35.55	79.13
1	148	35.4	81.11
1.25	153	35.25	84.20
1.5	160	35.1	88.43
1.75	166	34.95	92.14
2	175	34.80	97.56
2.25	200	34.65	111.98
2.5	210	34.5	118.09
2.75	219	34.35	123.69
3	227	34.2	128.77
3.25	241	34.05	137.31
3.5	259	33.9	148.22
3.75	261	33.75	150.03
4	265	33.6	153
4.25	270	33.45	156.59
4.5	277	33.3	161.38
4.75	298	33.15	174.40
5	300	33	176.36
5.25	304	32.85	179.53
5.5	314	32.7	186.29
5.75	316	32.55	188.34
6	321	32.4	192.20
6.25	327	32.25	196.70
6.5	332	32.1	200.6
6.75	330	31.95	200.38
7	326	31.8	198.88
7.25	328	31.65	201.05
7.5	328	31.5	202
7.75	327	31.35	202.35

**Tableau. VI.14. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de dunes (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	145	35.85	78.47
0.5	155	35.7	84.23
0.75	174	35.55	94.95
1	194	35.4	106.32
1.25	208	35.25	114.47
1.5	216	35.1	119.38
1.75	240	34.95	133.22
2	258	34.80	143.83
2.25	279	34.65	156.21
2.5	292	34.5	164.20
2.75	319	34.35	180.16
3	327	34.2	185.49
3.25	339	34.05	193.15
3.5	357	33.9	204.30
3.75	370	33.75	212.68
4	377	33.6	217.67
4.25	378	33.45	219.23
4.5	381	33.3	221.96
4.75	386	33.15	225.89
5	393	33	231.04
5.25	401	32.85	236.82
5.5	414	32.7	245.61
5.75	428	32.55	255.09
6	435	32.4	260.46
6.25	447	32.25	268.89
6.5	470	32.1	284.05
6.75	485	31.95	294.49
7	520	31.8	317.23
7.25	532	31.65	326.09
7.5	535	31.5	329.49
7.75	535	31.35	331.07

**Tableau.VI.15. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de dunes (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	350	35.85	189.40
0.5	380	35.7	206.50
0.75	430	35.55	234.66
1	456	35.4	249.90
1.25	510	35.25	280.68
1.5	523	35.1	289.07
1.75	541	34.95	300.30
2	557	34.80	310.51
2.25	578	34.65	323.61
2.5	583	34.5	327.83
2.75	612	34.35	345.64
3	634	34.2	359.64
3.25	651	34.05	370.91
3.5	667	33.9	381.71
3.75	680	33.75	390.87
4	689	33.6	397.82
4.25	799	33.45	463.40
4.5	818	33.3	476.55
4.75	829	33.15	485.15
5	837	33	492.05
5.25	839	32.85	495.48
5.5	841	32.7	498.94
5.75	842	32.55	501.84
6	843	32.4	504.76
6.25	845	32.25	508.31
6.5	846	32,1	511.29
6.75	847	31.95	514.30
7	847	31.8	519.17
7.25	848	31.65	519.79
7.5	848	31.5	522.26
7.75	848	31.35	524.76

Les trois courbes de contraintes tangentielles du mélange (argile- 8 % sable de dunes) sont représentés sur la figure VI.17 suivante:

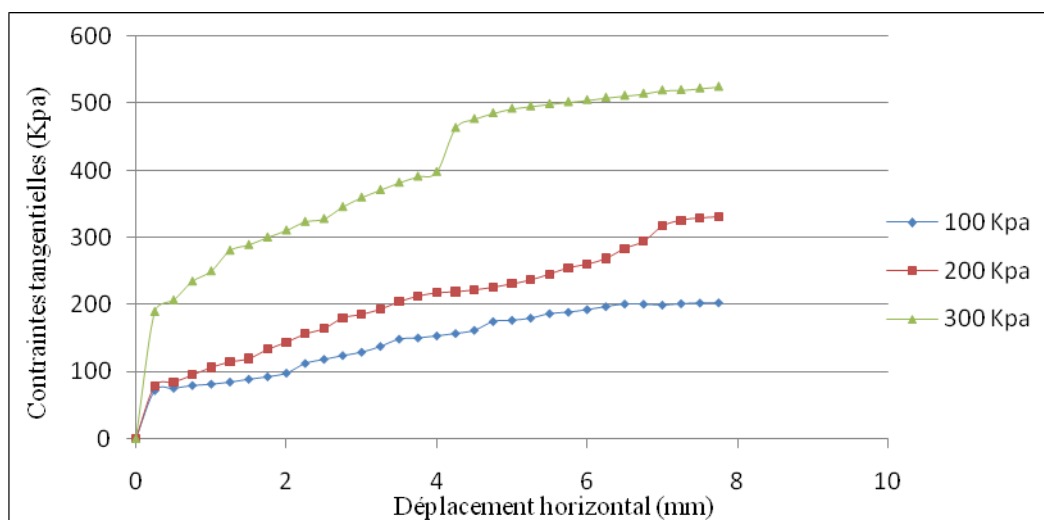


Figure VI.17. Courbes contraintes tangentielles à 8 % d'ajout sable de dunes

D'après les courbes de la figure VI.17, les contraintes tangentielles du mélange (argile -sable de dunes) augmente avec l'addition de 8% de sable de dunes ainsi avec l'augmentation du chargement verticale (100KPa, 200KPa ,300KPa).

D'après les résultats des tableaux trouvés les contraintes tangentielles maximales de l'argile à 8% sable de dunes sont présentées dans le tableau VI.16et sur la droite intrinsèque figure VI.18 ci- dessous :

$$\tau_{\max_1} = 202.35\text{KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_2} = 331.07\text{KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 524.76\text{KPa}$$

**Tableau.VI.16. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 8% d'ajout de sable de dunes**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles maximales(KPa)
100	202.35
200	331.07
300	524.76

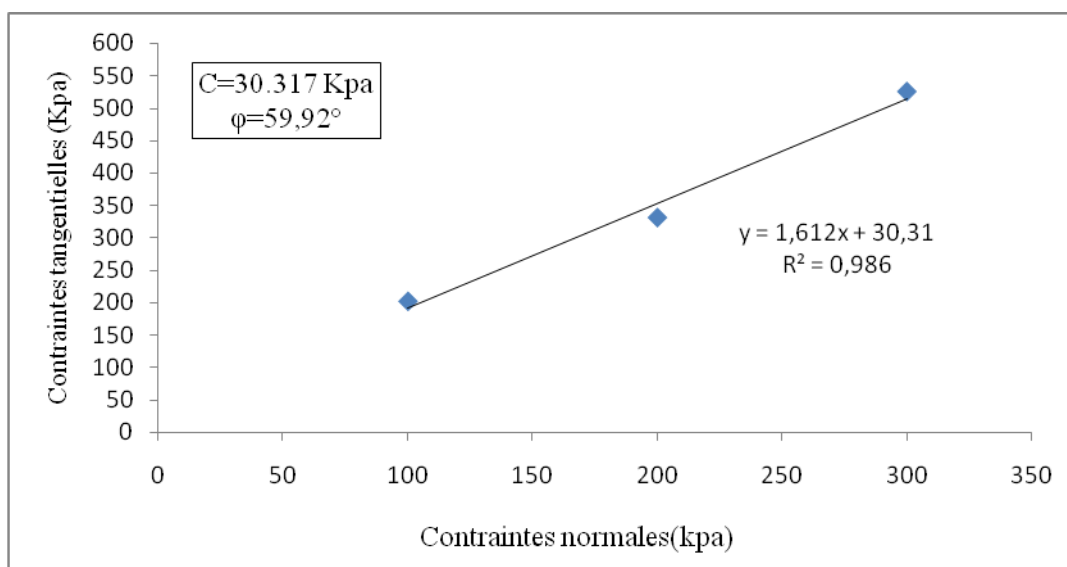


Figure VI.18. Droite intrinsèque 8% d'ajout sable de dunes

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.18, les paramètres de cisaillement du mélange (argile-sable de dunes) sont améliorés avec l'addition de 8% sable de dunes, la cohésion a diminué à une valeur de  $C = 30.317$  KPa et l'angle de frottement interne est augmenté pour une valeur de  $\varphi = 59.92^\circ$ .

#### VI.13.2.4. Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du pourcentage d'ajout du sable de dunes

Les valeurs des cohésions obtenues de l'argile traitée avec du sable de dunes sont représentées dans le tableau VI.17 et la courbe de la figure VI.19.

**Tableau VI.17. Résultats des cohésions obtenues de l'argile traitée avec ajout du sable de dunes**

% sable de dune	0	4	6	8
Cohésion	95.667	66	62.08	30.317

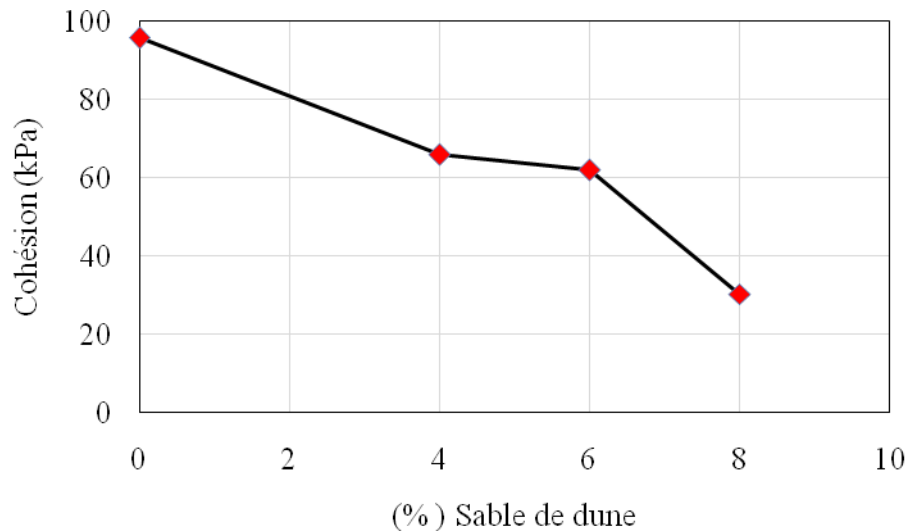


Figure VI.19. Courbe des cohésions en fonction de la teneur en sable de dunes

D'après la courbe de la figure VI.19 on remarque que la valeur de la cohésion diminue avec l'augmentation de la proportion du sable de dunes (4% ,6% et 8%) dans le mélange avec l'argile.

Les résultats des angles de frottement obtenus de l'argile traitée avec ajout du sable de dunes sont représentés sur le Tableau VI.18 et la courbe figure VI.20.

**Tableau VI.18. Résultats des angles de frottement obtenus de l'argile traitée avec ajout du sable de dunes**

%sable de dune	0%	4%	6%	8%
Angles de frottement(°)	28.102	45.11	52.495	59.92

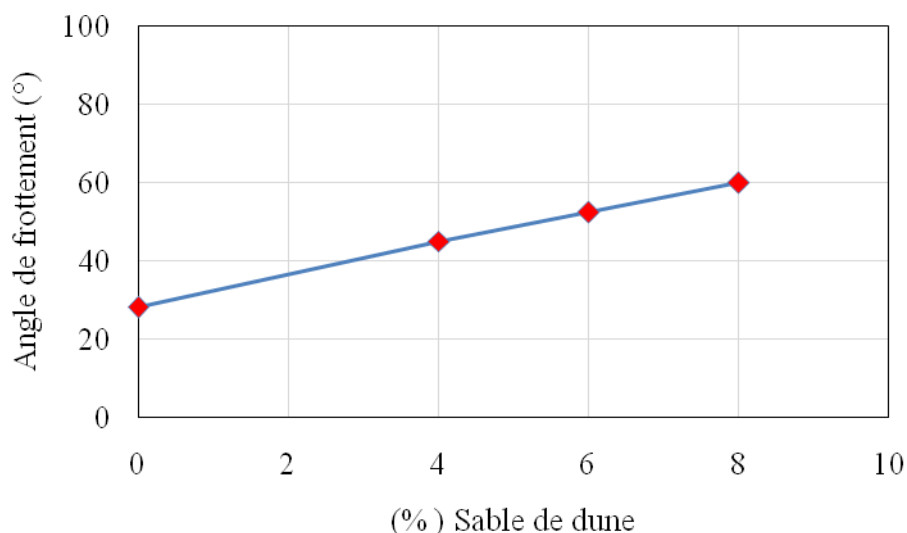


Figure VI.20. Courbe de l'angle de frottement en fonction de la teneur en sable de dunes

D'après la courbe de la figure VI.20 on remarque que la valeur de l'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation de la proportion du sable de dunes (4% ,6% et 8%) dans le mélange avec l'argile.

-Les résultats des courbes montrent que l'addition de sable de dunes dans les sols argileux amène une bonne amélioration de la résistance et paramètres de cisaillement.

D'après les courbes des contraintes tangentielles et les résultats trouvés, les contraintes de cisaillement augmentent après ajout de sable de dunes avec différentes proportions, ainsi elles sont supérieures aux contraintes de cisaillement trouvées à l'état naturel de l'argile.

On a constaté d'après les droites intrinsèques que l'augmentation de la fraction de sable de dunes dans l'argile a pour effet de diminuer la cohésion et accroître l'angle de frottement interne d'un pourcentage à un autre, comparativement à l'état naturel. Avec l'ajout de 4%, 6% et 8%, on remarque des améliorations au niveau de la cohésion et de l'angle de frottement.

Avec 4% de sable de dunes la cohésion et l'angle de frottement sont égaux à :  $C = 66$  KPa et  $\phi = 45,11^\circ$ , avec 6%  $C = 62,08$  KPa et  $\phi = 52,495^\circ$ , pour 8%  $C = 30,317$  KPa et  $\phi = 59,92^\circ$ .

Alors qu'ils valaient 95,667 KPa et  $28,102^\circ$  avec 0% de sable de dunes

### VI.13.3. Présentation des résultats de l'argile avec ajout de sable de carrière

Dans cette série d'essai, nous avons fait varier le pourcentage d'ajout du sable de carrière : 4% ,6% et 8% au matériau argileux. Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

#### VI.13.3.1. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4% du sable de carrière

Dans cette série d'essai, nous avons varié le pourcentage d'ajout du sable de carrière de 4% ,6% et 8.

**Tableau.VI.19. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 % du sable de carrière (100KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	120	35.85	64.93
0.5	190	35.7	103.25
0.75	240	35.55	130.97
1	253	35.4	138.65
1.25	265	35.25	145.84
1.5	275	35.1	152
1.75	284	34.95	157.64
2	294	34.80	163.90
2.25	305	34.65	170.76
2.5	318	34.5	178.82
2.75	326	34.35	184.12
3	320	34.2	181.52
3.25	319	34.05	181.75
3.5	318	33.9	181.98
3.75	314	33.75	180.49
4	310	33.6	178.98
4.25	308	33.45	178.63
4.5	290	33.3	168.94
4.75	291	33.15	170.30
5	291	33	171.07
5.25	292	32.85	172.44
5.5	292	32.7	173.24
5.75	293	32.55	174.63
6	294	32.4	176.04
6.25	294	32.25	176.86
6.5	294	32.1	177.68

**Tableau VI .20. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 % du sable de carrière (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (Kpa)
0	0	0	0
0.25	175	35.85	94.70
0.5	192	35.7	104.34
0.75	205	35.55	111.87
1	218	35.4	119.47
1.25	230	35.25	126.58
1.5	245	35.1	135.41
1.75	264	34.95	146.54
2	283	34.80	157.76
2.25	299	34.65	167.41
2.5	315	34.5	177.13
2.75	331	34.35	186.94
3	347	34.2	196.84
3.25	365	34.05	207.96
3.5	381	33.9	218.04
3.75	392	33.75	225.33
4	406	33.6	234.42
4.25	419	33.45	243
4.5	430	33.3	250.5
4.75	441	33.15	258.08
5	453	33	266.31
5.25	468	32.85	276.38
5.5	481	32.7	285.36
5.75	490	32.55	292.04
6	500	32.4	299.38
6.25	509	32.25	306.19
6.5	512	32.1	309.43
6.75	522	31.95	316.96
7.00	526	31.8	320.89
7.25	531	31.65	325.48
7.50	535	31.5	329.49
7.75	539	31.35	333.54
8.00	542	31.2	337.01
8.25	553	31.05	345.51
8.50	553	30.9	347.19
8.75	553	30.75	348.88

**Tableau VI .21. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 4 % du sable de carrière (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	170	35.85	91
0.5	275	35.7	149.44
0.75	330	35.55	180.08
1	355	35.4	194.55
1.25	390	35.25	214.64
1.5	407	35.1	224.95
1.75	419	34.95	232.58
2	429	34.80	239.16
2.25	450	34.65	251.95
2.5	465	34.5	261.48
2.75	483	34.35	272.79
3	500	34.2	283.63
3.25	521	34.05	296.84
3.5	539	33.9	308.45
3.75	556	33.75	319.60
4	571	33.6	329.68
4.25	581	33.45	336.96
4.5	597	33.3	347.80
4.75	610	33.15	356.98
5	618	33	363.31
5.25	633	32.85	373.83
5.5	646	32.7	383.25
5.75	656	32.55	390.98
6	657	32.4	393.39
6.25	658	32.25	395.82
6.5	665	32.1	401.90
6.75	667	31.95	405
7.00	667	31.8	406.91
7.25	672	31.65	411.91
7.50	674	31.5	415.10
7.75	674	31.35	417.08
8.00	673	31.2	418.47
8.25	673	31.05	420.49
8.50	673	30.9	422.53

Les trois courbes de contraintes tangentielles du mélange (argile - 4 % sable de carrière) sont représentées sur la figure VI.21 suivante :

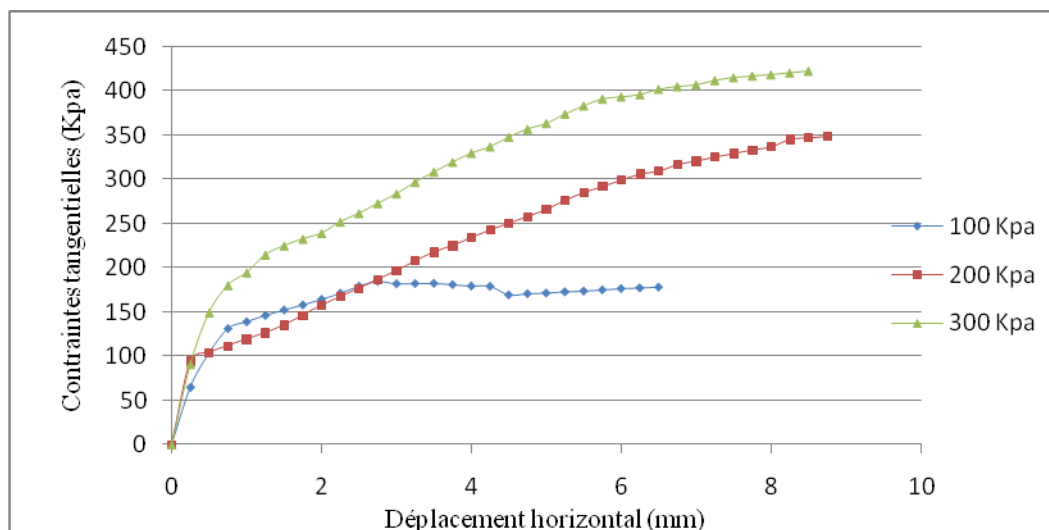


Figure VI.21. Courbes contraintes tangentielles à 4 % d'ajout sable de carrière

D'après les courbes de la figure VI.21, les contraintes tangentielles du mélange (argile - sable de carrière) augmentent avec l'ajout de 4% de sable de carrière ainsi qu'avec l'augmentation du chargement vertical (100KPa, 200KPa, 300KPa).

D'après les résultats des tableaux trouvés, les contraintes tangentielles maximales de l'argile à 4% de sable de carrière sont présentées dans le tableau VI.22 et la droite intrinsèque sur la figure VI.22 suivante :

$$\tau_{\max_1} = 184.12 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_2} = 348.88 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 422.53 \text{ KPa}$$

**Tableau VI.22. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 4% d'ajout du sable de carrière**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles maximales (KPa)
100	184.12
200	348.88
300	422.53

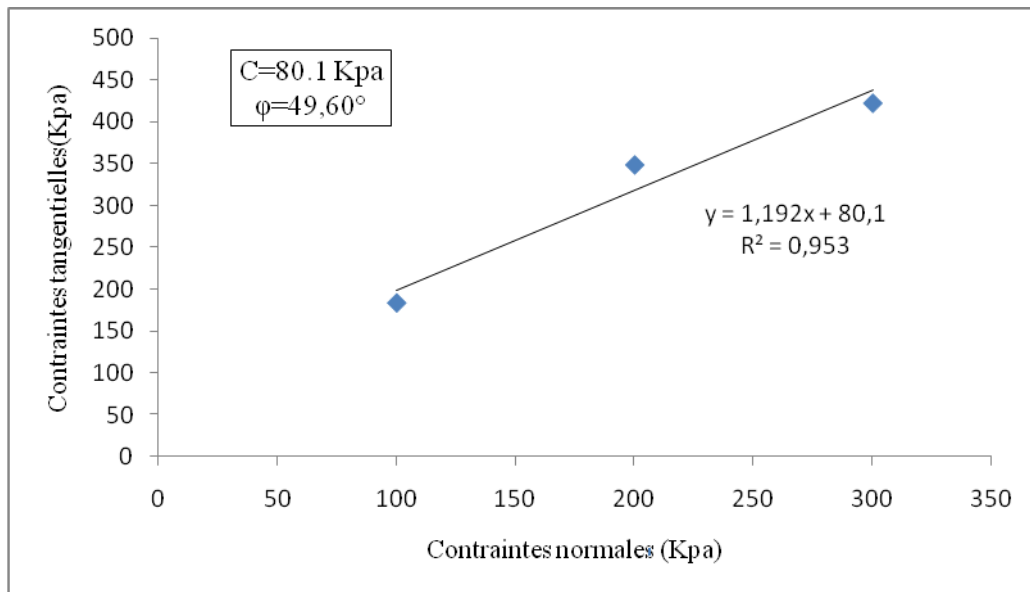


Figure VI.22. Droite intrinsèque à 4% d'ajout sable de carrière

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.22, les paramètres de cisaillement du mélange (argile-sable de carrière) sont améliorés avec l'addition de 4% sable de carrière, la cohésion a diminué à une valeur de  $C = 80,1$  KPa et l'angle de frottement interne est augmenté pour une valeur de  $\varphi = 49,60^\circ$ .

#### VI.13.3.2. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6% du sable de carrière

Nous avons fait varier la contrainte normale de 100 à 300 KPa, dont les résultats sont présentés sur les tableaux VI.23, VI.24 et VI.25 suivants:

**Tableau. VI.23. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de carrière (100 KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	200	35.85	108.23
0.5	270	35.7	146.73
0.75	320	35.55	174.63
1	331	35.4	181.40
1.25	339	35.25	186.57
1.5	345	35.1	190.68
1.75	348	34.95	193.17
2	342	34.80	190.65
2.25	341	34.65	190.92
2.5	340	34.5	191.19
2.75	339	34.35	191.46
3	338	34.2	191.73
3.25	338	34.05	192.58
3.5	337	33.9	192.85
3.75	336	33.75	193.14
4	336	33.6	194
4.25	335	33.45	194.29
4.5	335	33.3	195.17
4.75	335	33.15	196.05
5	330	33	194
5.25	329	32.85	194.30
5.5	329	32.7	195.18
5.75	329	32.55	196.09
6	327	32.4	195.80
6.25	326	32.25	196.11
6.5	324	32.1	195.81

**Tableau.VI.24. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de carrière (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	220	35.85	119.05
0.5	290	35.7	157.59
0.75	330	35.55	180.08
1	338	35.4	185.23
1.25	348	35.25	191.52
1.5	352	35.1	194.55
1.75	358	34.95	198.72
2	400	34.80	222.99
2.25	405	34.65	226.75
2.5	408	34.5	229.43
2.75	412	34.35	232.69
3	418	34.2	237.11
3.25	423	34.05	241
3.5	426	33.9	243.79
3.75	432	33.75	248.32
4	438	33.6	252.89
4.25	440	33.45	255.19
4.5	443	33.3	258.08
4.75	449	33.15	262.76
5	461	33	271.01
5.25	476	32.85	281.11
5.5	490	32.7	290.70
5.75	499	32.55	297.40
6	511	32.4	305.97
6.25	522	32.25	314
6.5	530	32.1	320.31
6.75	536	31.95	325.46
7.00	540	31.8	329.43
7.25	544	31.65	333.45
7.50	545	31.5	336.27
7.75	546	31.35	337.88
8.00	550	31.2	341.99
8.25	559	31.05	349.26
8.50	559	30.9	350.96

**Tableau.VI.25. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 6 % du sable de carrière (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	201	35.85	108.77
0.5	290	35.7	157.59
0.75	343	35.55	187.18
1	358	35.4	196.19
1.25	399	35.25	219.59
1.5	413	35.1	228.27
1.75	425	34.95	235.91
2	436	34.80	243.07
2.25	456	34.65	255.31
2.5	472	34.5	265.41
2.75	487	34.35	275.05
3	512	34.2	290.43
3.25	531	34.05	302.54
3.5	544	33.9	311.32
3.75	568	33.75	326.49
4	579	33.6	334.30
4.25	588	33.45	341.02
4.5	615	33.3	358.29
4.75	623	33.15	364.59
5	629	33	369.78
5.25	638	32.85	376.78
5.5	643	32.7	381.47
5.75	657	32.55	391.58
6	665	32.4	398.18
6.25	672	32.25	404.24
6.5	679	32.1	410.36
6.75	683	31.95	414.72
7.00	687	31.8	419.11
7.25	690	31.65	422.94
7.50	709	31.5	436.65
7.75	726	31.35	449.26
8.00	736	31.2	457.64
8.25	739	31.05	461.73
8.50	740	30.9	464.59

Les trois courbes de contraintes tangentielles du mélange (argile -6% sable de carrière) sont représentées sur la figure VI.23 suivante :

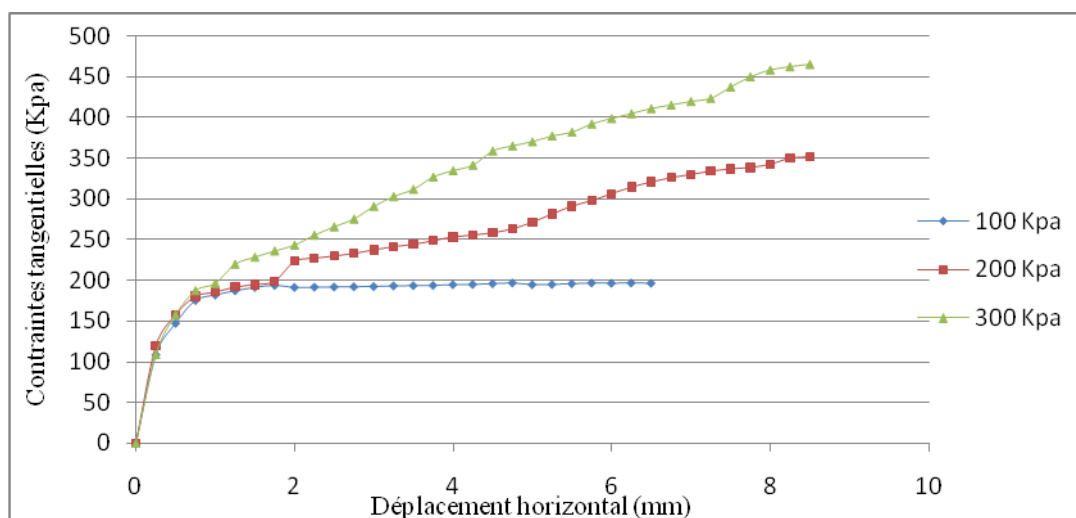


Figure VI.23. Courbes contraintes tangentielles à 6 % d'ajout sable de carrière

D'après les courbes de la figure VI.23, les contraintes tangentielles du mélanges (argile -sable de carrière) augmente avec l'addition de 6% de sable de carrière ainsi avec l'augmentation du chargement verticale (100KPa, 200KPa ,300KPa).

D'après les résultats des tableaux trouvés les contraintes tangentielles maximales de l'argile à 6% sable de carrière sont présentées dans le tableau VI.26 et la droite intrinsèque sur figure VI.24 suivante :

$$\tau_{\max_1} = 196.11 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_2} = 350.96 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 464.59 \text{ KPa}$$

**Tableau.VI.26. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 6% d'ajout du sable de carrière**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles maximales (KPa)
100	196.11
200	350.96
300	464.59

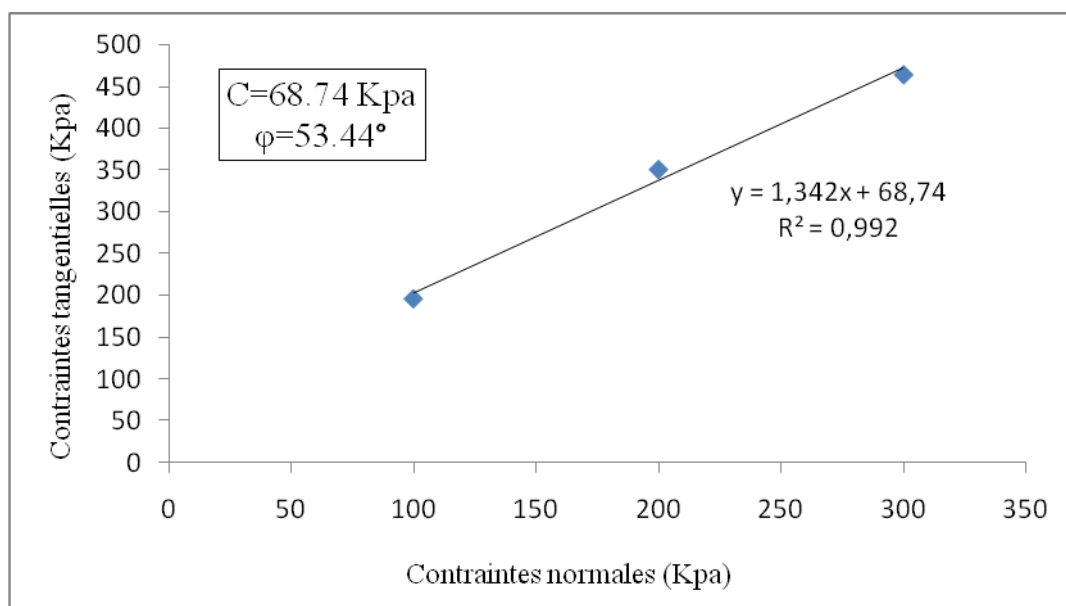


Figure VI.24. Droite intrinsèque à 6% d'ajout sable de carrière

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.24, les paramètres de cisaillement du mélange (argile-sable de carrière) sont améliorés avec l'addition de 6% sable de carrière, la cohésion a diminué à une valeur de  $C = 68.74$  KPa et l'angle de frottement interne est augmenté pour une valeur de  $\varphi = 53.44^\circ$ .

### VI.13.3.3. Essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8% du sable de carrière

Nous avons fait varier la contrainte normale de 100 à 300 KPa, dont les résultats sont présentés sur les tableaux VI.27, VI.28 et VI.29 suivants:

**Tableau.VI.27. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de carrière (100 KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	210	35.85	113.64
0.5	280	35.7	152.16
0.75	330	35.55	180.08
1	342	35.4	187.42
1.25	348	35.25	191.52
1.5	354	35.1	195.66
1.75	357	34.95	198.16
2	347	34.80	193.44
2.25	345	34.65	193.16
2.5	343	34.5	192.87
2.75	342	34.35	193.15
3	341	34.2	193.43
3.25	341	34.05	194.28
3.5	340	33.9	194.57
3.75	340	33.75	195.43
4	339	33.6	195.73
4.25	339	33.45	196.61
4.5	339	33.3	197.5
4.75	338	33.15	197.80
5	338	33	198,70
5.25	337	32.85	199.02
5.5	337	32.7	199.93
5.75	338	32.55	201.45
6	330	32.4	197.59
6.25	327	32.25	197.32
6.5	326	32.1	197.02
6.75	326	31.95	197.95
7.00	326	31.8	198.88

**Tableau VI .28. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de carrière (200KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles(T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	226	35.85	122.30
0.5	299	35.7	162.48
0.75	336	35.55	183.36
1	339	35.4	185.78
1.25	352	35.25	193.72
1.5	356	35.1	196.76
1.75	361	34.95	200.38
2	404	34.80	226.19
2.25	407	34.65	227.87
2.5	410	34.5	230.55
2.75	414	34.35	233.82
3	420	34.2	238.24
3.25	426	34.05	242.71
3.5	429	33.9	245.50
3.75	437	33.75	251.19
4	442	33.6	255.20
4.25	446	33.45	258.67
4.5	449	33.3	261.58
4.75	453	33.15	265.10
5	464	33	272.78
5.25	480	32.85	283.47
5.5	497	32.7	294.86
5.75	506	32.55	301.58
6	516	32.4	308.96
6.25	526	32.25	316.42
6.5	540	32.1	326.36
6.75	570	31.95	346.10
7.00	582	31.8	355.06
7.25	583	31.65	357.35
7.5	584	31.35	361.39

**Tableau VI.29. Résultats de l'essai de cisaillement de l'argile avec ajout de 8 % du sable de carrière (300KPa)**

Déplacement horizontal (mm)	La (lectures sur anneau)	Sc (section corrigée) (cm <sup>2</sup> ) × (10 <sup>2</sup> ) mm <sup>2</sup>	Contraintes tangentielles (T) (KPa)
0	0	0	0
0.25	210	35.85	113.64
0.5	301	35.7	163.57
0.75	352	35.55	192.09
1	363	35.4	198.93
1.25	403	35.25	221.79
1.5	418	35.1	231.03
1.75	430	34.95	238.68
2	442	34.80	246.40
2.25	461	34.65	258.11
2.5	477	34.5	268.23
2.75	490	34.35	276.74
3	517	34.2	293.27
3.25	536	34.05	305.39
3.5	549	33.9	314.18
3.75	572	33.75	328.79
4	579	33.6	334.30
4.25	592	33.45	343.34
4.5	623	33.3	362.95
4.75	626	33.15	366.35
5	632	33	371.54
5.25	644	32.85	380.32
5.5	648	32.7	384.44
5.75	664	32.55	395.75
6	670	32.4	401.17
6.25	679	32.25	408.45
6.5	692	32.1	418.22
6.75	722	31.95	438.40
7.00	739	31.8	450.84
7.25	748	31.65	458.49
7.50	763	31.5	469.91
7.75	795	31.35	491.96
8.00	802	31.2	498.68
8.25	803	31.05	501.71

Les trois courbes de contraintes tangentielles du mélange (argile -8% sable de carrière) sont représentées sur la figure VI.25 suivante :

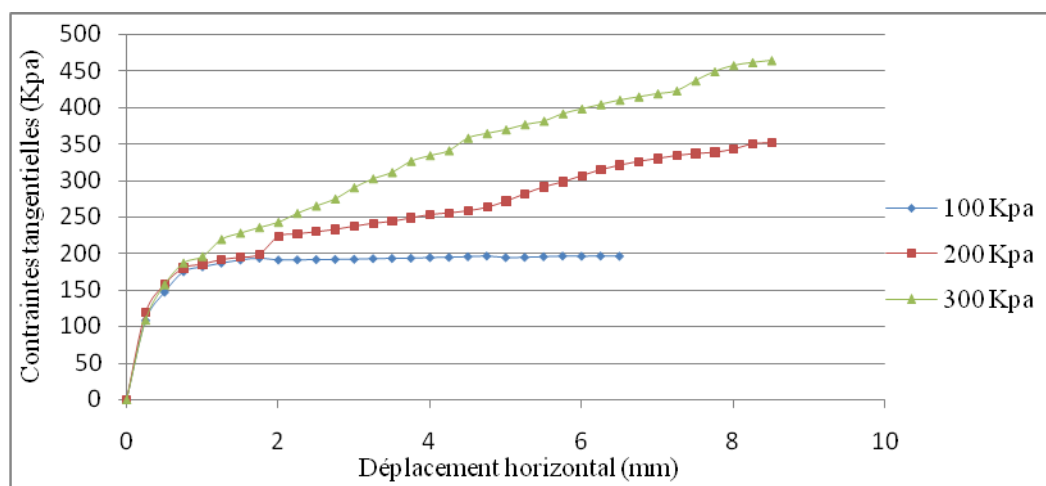


Figure VI.25. Courbes contraintes tangentielles à 8% d'ajout sable de carrière

D'après les courbes de la figure VI.25, les contraintes tangentielles du mélange (argile - sable de carrière) augmentent avec l'ajout de 8 % de sable de carrière ainsi qu'avec l'augmentation du chargement vertical (100KPa, 200KPa, 300KPa).

D'après les résultats des tableaux trouvés, les contraintes tangentielles maximales de l'argile à 8% de sable de carrière sont présentées dans le tableau VI.30 et la droite intrinsèque sur la figure VI.26ci-dessous :

$$\tau_{\max_1} = 201.45 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_2} = 361.39 \text{ KPa} \quad ; \quad \tau_{\max_3} = 501.71 \text{ KPa}$$

**Tableau VI.30. Résultats des contraintes tangentielles maximales de l'argile à 8 % d'ajout sable de carrière**

Contraintes normales (KPa)	Contraintes tangentielles maximales (KPa)
100	201.45
200	361.39
300	501.71

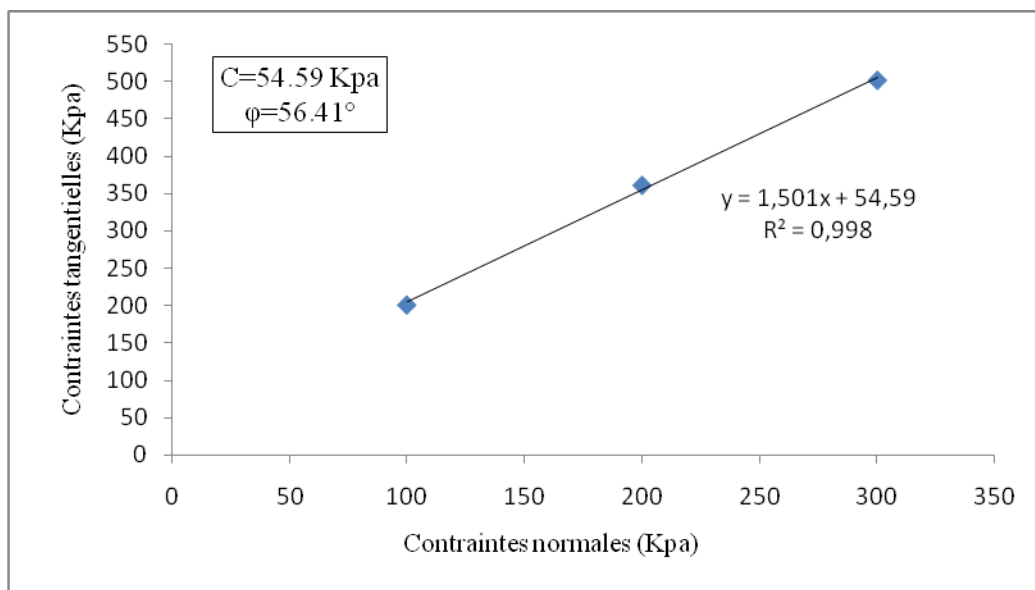


Figure VI.26. Droite intrinsèque à 8% d'ajout sable de carrière

D'après la droite intrinsèque de la figure VI.26, les paramètres de cisaillement du mélange (argile-sable de carrière) sont améliorés avec l'addition de 8% sable de carrière, la cohésion a diminué à une valeur de  $C = 54,59 \text{ KPa}$  et l'angle de frottement interne est augmenté pour une valeur de  $\phi = 56,41^\circ$ .

#### VI.13.3.4. Variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage du sable de carrière

Les résultats des cohésions obtenues sur l'argile traitée avec ajout du sable de dunes sont présentés dans le tableau VI.31 et la courbe figure VI.27.

Tableau.VI.31. Résultats des cohésions obtenues de l'argile traitée avec ajout du sable de carrière

% du sable de carrière	0%	4%	6%	8%
Cohésion (KPa)	95.667	80.10	68.74	54.59

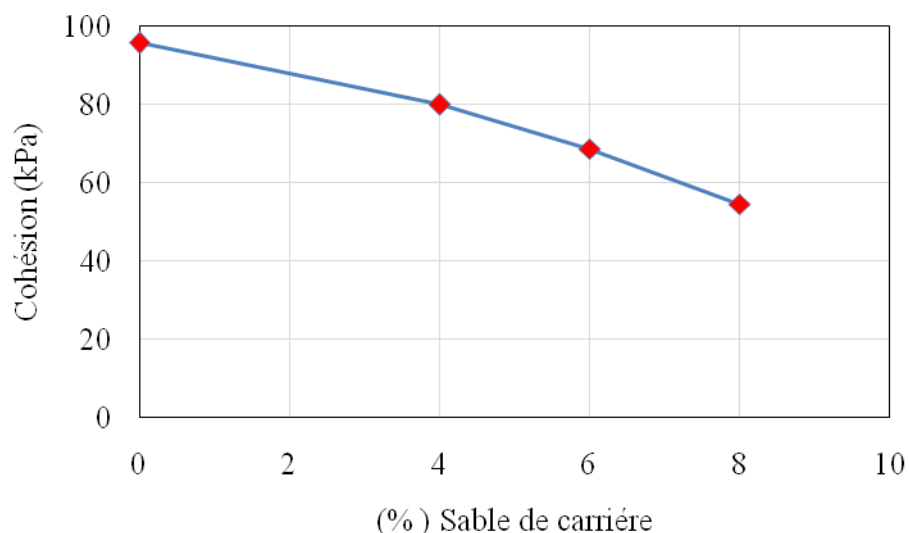


Figure VI.27. Courbes des cohésions en fonction de la teneur sable de carrière

D'après la courbe de la figure VI.27 on remarque que la valeur de la cohésion diminue avec l'augmentation de la proportion du sable de carrière (4% ,6% et 8%) dans le mélange sable - argile étudié.

Les résultats des angles de frottement obtenus de l'argile traitée avec ajout du sable de carrière sont présentés dans le tableau VI.32 et la courbe de la figure VI.28.

**Tableau VI.32. Résultats des angles de frottement obtenus de l'argile traitée avec ajout du sable de carrière**

%du sable de carrière	0%	4%	6%	8%
Angles de frottement(°)	28.41	49.60	53.44	56.41

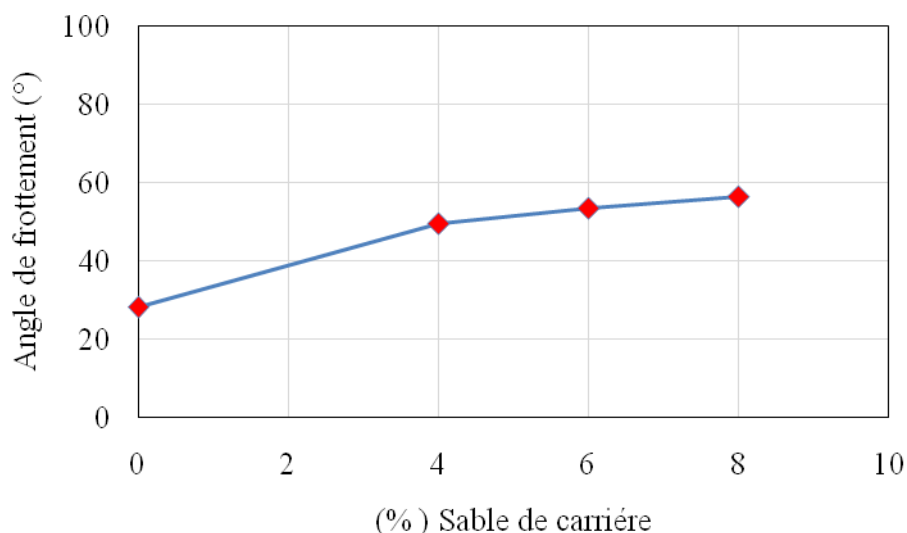


Figure VI.28. Courbes d'angle de frottement en fonction de la teneur sable de carrière

D'après la courbe de la figure VI.28 on remarque que la valeur de l'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation de la proportion du sable de carrière (4% ,6% et 8%) dans le mélange avec l'argile.

Les résultats des courbes montrent que l'addition de sable de carrière dans les sols argileux amène des modifications et une bonne amélioration de la résistance et paramètres de cisaillement d'argile.

D'après les courbes et les résultats trouvés, les contraintes de cisaillement augmentent après ajout de sable de dunes avec différentes proportions, ainsi elles sont supérieures aux contraintes de cisaillement trouvées à l'état naturel de l'argile.

On a constaté d'après les droites intrinsèques que, le sable de carrière a un effet réducteur de la cohésion, par contre l'angle de frottement interne croît avec le pourcentage de sable de carrière ajouté aussi comparativement à l'état naturel. Avec l'ajout de 4%, 6% et 8%, on remarque une diminution au niveau de la cohésion et une augmentation de l'angle de frottement pour chaque pourcentage d'ajout.

Avec 4% de sable de carrière la cohésion et l'angle de frottement sont respectivement de 80.1 KPa et 49.60° avec 6%, C =68.74 kPa et  $\varphi = 53.44^\circ$  pour 8%, C =54.89 KPa et  $\varphi =56.41^\circ$ .

### Comparaison entre les résultats obtenus pour les deux types de sables

Le sable avec sa granulométrie entraîne une bonne amélioration de la résistance au cisaillement des argiles quel que soit nature, cette évolution se traduit par augmentation de l'angle de frottement et réduction de la cohésion, le sable de carrière présente un angle de frottement plus fort que celui obtenu par le sable de dunes en raison de l'angularité de ses grains et de la rugosité des surfaces qui interviennent dans le cisaillement, donc le mélange (argile –sable de carrière) anguleux présente une plus forte résistance au cisaillement que le mélange (argile-sable de dunes) arrondi et cela peut être dû à des variations de la résistance à la pénétration au cône, dont le mélange argile-sable arrondi est légèrement inférieure à celle du mélange argile-sable anguleux et cela peut être dû à des variations de la densité aux efforts de la forme des grains de sable.

#### **VI.14. Conclusion**

L'étude de comportement du mélange au cisaillement a confirmé que l'ajout de sable de nature différente, dans notre étude (sable de dune et sable de carrière) est très intéressant et influe positivement sur le comportement de l'argile étudiée. Cela se traduit par l'amélioration des paramètres de cisaillement (angle de frottement interne et cohésion).

# **Conclusion générale**

À Travers la géologie des terrains, des sols peu convenables présentant une plasticité élevée et une faible capacité de portance sont fréquemment rencontrés. Nous avons pris connaissance que les sols argileux sont à craindre, puisque de par leur structure minéralogique, ils sont évolutifs et sont souvent à l'origine d'importants dégâts aux bâtis, notamment au cours des périodes de sécheresse prolongée. Il a été donc nécessaire d'améliorer ces sols pour les rendre acceptables pour la construction. Ces limitations pourraient être surmontées par l'amélioration des propriétés géotechniques des sols en employant différentes méthodes. Le traitement par ajout de sable est couramment utilisé afin d'éviter le transport, valoriser les matériaux locaux, et implique une stabilisation des sols à des couts très intéressants.

L'objectif principal de notre étude est, d'étudier l'effet du traitement d'une argile avec ajout du sable de nature différente sur les caractéristiques physiques et mécanique. Une application au laboratoire du traitement sur le sol étudié avec différents pourcentages de sable de 4%, 6% et 8%.

Sur la base des résultats obtenus sur l'argile mélangée avec du sable selon différentes proportions, plusieurs conclusions ont été tirées :

Les résultats obtenus sur les sols prélevés ont permis de constater que la stabilisation par l'ajout de sable modifie considérablement les caractéristiques physiques et mécaniques.

Les limites d'Atterberg décroissent suite à l'augmentation du pourcentage du sable ; ce qui rend l'argile traitée plus maniable durant les périodes humides.

L'ajout de sable de dunes ou de carrière pour l'argile entraîne une amélioration significative des caractéristiques physiques par la réduction de la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'ajout de sable a pour effet de réduire la plasticité du matériau étudié. La meilleure amélioration est celle du mélange argile avec sable de carrière.

L'ajout de sable de dunes ou de carrière pour l'argile améliore la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale dans les mélanges. La meilleure amélioration est au niveau du mélange argile avec sable de dunes car ce dernier se caractérise par des grains de formes arrondies.

L'ajout de sable de dunes ou de carrière pour l'argile améliore les paramètres de cisaillement, on a noté une augmentation de la résistance au cisaillement ainsi la réduction des cohésions et l'augmentation des angles de frottements avec l'augmentation de la proportion du sable dans les mélanges. La meilleure amélioration est au niveau de sable de carrière.

## Conclusion générale

---

Les résultats de l'essai de cisaillement montrent que la cohésion diminue et l'angle de frottement augmente au fur et à mesure de l'augmentation de l'ajout, ce qui permis le passage d'un état cohérent vers un état granulaire, et par la suite une augmentation de la résistance.

## **Références bibliographiques**

- [1]. Aboubekr, N. & Aissa Mamoune, S.M. Stabilisation des sols gonflants par les sels. Conference International de Géotechnique. Beyrouth, 2004.
- [2]. Alonso E, Gens A and Hight D W. Special Problem soils. General Report, Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin. 1987.
- [3]. Arquie et Morel, 1988- Georges Arquie et Guy Morel, " Le compactage ", édition Eyrolles, 1988.
- [4]. Azzouz Hocine : « étude des bétons à base des sables de dune », Mémoire de Magister Université Mohamed kheider, biskra, 2009.
- [5]. Caillere, Simonne. «Minéralogie des argiles.1 structures et propriétés physicochimiques», Paris, Masson, 1982.
- [6]. Cefor Lyss. Centre pour le génie forestier Argiles, limons et stabilisation des sols.2016
- [7]. Correa et Quibel, 2000-A. Gomes Correa et A. Quibel,"Le compactage des sols et des matériaux granulaires", modélisation et propriété des matériaux compactés, gestion du compactage et contrôle en continu, Ecole nationale des ponts et chaussées, mai 2000.
- [8]. Dupain, Lanchant et Saint-Arroman, 2000-R. Dupain, R. Lanchon, J.C. Saint Arroman,"granulats sols, ciments et bétons", caractérisations des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire ,2ème édition, Casteilla, 2000.
- [9]. Frédéric Bultel. Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2001.
- [10]. Hieng O.I. - « Loi de comportement d'une argile raide (détermination des paramètres géotechniques de l'argile des Flandres) ». Thèse de doctorat de l'université de Paris 6, 259 p., 1991.
- [11]. Hotlz, W. G et Gibbs, H.J. (1991). " Introduction à la géotechnique ".Traduit par Lafleur, J, édition de l'école de polytechnique de Montréal, Canada, 794p.
- [12]. Houben H et Guillaux H. « Traité de construction en terre », Parenthèses, Juin 1995.
- [13]. Kacprzak G. Etude du comportement mécanique des mélanges sable/argile ; thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de l'université de Lyon. 2006.

- [14]. Lazar khaled : « caractérisation et valorisation du sable du grand erg oriental ». Mémoire de magister, U.S.T.H.B.
- [15]. LCPC 19, 1987-LCPC, "Limites d'Atterberg", (limite de liquidité, limite de plasticité), méthode d'essai LCPC n° 19, février 1987.
- [16]. LE Thi Ngohà. Comportement des sols fins utilisés en couverture étanche des installations de stockage de déchets : approche expérimentale e numérique. Thèse doctorat. Université Grenoble I- Joseph Fourier., Ecole doctorale Terre- Univers- Environnement. 2009.
- [17]. Leraul J, 2006-Jacques Leraul, "Cours de géotechnique", Institut National des Sciences appliquées de Toulouse, avril 2006.
- [18]. Livet M. Sols argileux gonflants-site expérimentale de Waza-Maltman. Lyon : Laboratoire Régional des ponts et chaussées de Clermont-Ferrand, 1990.
- [19]. Magnant J P. Description, identification et classification des sols. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Document c208, Techniques de l'Ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence. 1997.
- [20]. Mermoud, 2006-A. Mermoud, "Propriétés de base du sol et de la phase liquide", Cours de physique du sol, Ecole Polytechnique de Lausanne, janvier 2006.
- [21]. Merrien, Amitrano et Piguet, 2005-V. Merrien-Soukatchoff, D. Amitrano et J.P.Piguet, "Elément de géotechnique", département sciences de la terre et environnement, Ecole des mines de Nancy, mai 2005.
- [22]. NF, P. 94-054.(1991). Standard test for soils investigation and testing-Determination of particle density–Pycnometer method.
- [23]. NF,P 94-051 (1993) : Détermination des limites d'Atterberg la limite à la coupelle – limite de plasticité au rouleau.
- [24]. NF, P 94-057 (1992) : Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie.
- [25]. Norme AFNOR (NF P 18-598) : Essai d'équivalent de sable.
- [26]. Norme AFNOR (NF P 94-068) : Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à tache.

- [27]. Philippe Chevalier Jean-Christophe Van den Schrieck : « Le sable naturel en Région Wallonne », Août 2011.
- [28]. Pierre Bédard : « Clef d'identification visuelle des grains de sable », version 1 ; 0, 2014.
- [29]. Robitaille et Tremblay, 1997-Vaincent Robitaille et Denis Tremblay, "Mécanique des sols, Théorie et pratique", Modulo éditeur, 1997.
- [30]. Thevanayagam S, Shenthan, T, S Mohan & Liang J. Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.128 (No.10), 2002. pp 849-859.
- [31]. Vincent Robitaille, Denis Tremblay. « Mécanique des sols (théorie et pratique)»
- [32]. Zoubir Walid (2012) Effet des résidus minéraux sur l'amélioration des sols fins argileux Thèse pour l'obtention du Diplôme de Magister Option : Géo matériaux. Université Hassiba Ben Bouali de Chlef.