

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
N°:.....



FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

BOUSSAKRA Souhila

MANSOUR Meriem

THEME

Caractérisation d'une argile expansive traitée au
ciment Mâtine et fortement compactée

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. BELAGRAA Larbi	MCA, Université de m'sila	Président
Dr. SEDDIKI Ahmed	MCB, Université de m'sila	Examineur
Dr. KHEMISSA Mohamed	Prof., Université de m'sila	Encadreur
Dr. MEKKI Lakhdar	MCB, Université de m'sila	Rapporteur

Promotion : 2020 /2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Premièrement, nous remercions Dieu Tout-Puissant après qu'Il nous a illuminé et ouvert les portes de la connaissance et nous a donné la volonté d'accomplir ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre gratitude à tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce mémoire, et nous remercions tout particulièrement le Professeur Mohamed Khemissa et le Dr. Lakhdar Mekki d'avoir accepté de diriger ce travail et d'en mourir de faim, grâce à leurs conseils et des conseils pour l'accomplir.

Mes sincères remerciements vont au président et aux membres du jury de soutenance qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Nous en profitons également pour remercier tous ceux qui ont aidé, de près ou de loin, à réaliser ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

A mes très chers parents Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, jusqu'au jour-là. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

Avant de tout je vais remercier la plus belle de monde ma chérie

Ma mère

A mes très chères frères

KAMEL, FERHATE, ABDELKADER, REZKI, MESSOUDE, HAMZA

A mes très chères sœurs

AICHA, SOUHILA, MALIKA, BESSMA, KHADIJA

Une spéciale dédicace à la famille MANSOUR pour toutes leurs Assistance.

Dédicaces

Je dédie mon humble travail aux personnes qui comptent le plus pour moi en particulier :

- mes chères parents

- mes frères

Je les remercie pour tout ce qu'ils ont fait pour moi

Que dieu les protège si dieu le veut.

Et Aussi pour toute la famille : BOUSSAKRA Et à tous mes amis de la promotion de Géotechnique.

“2020_2021”

ملخص

في عدة مناطق من الجزائر نتج عنها أضرار جسيمة، والتي تعتبر مكلفة للغاية في كثير من الحالات، وقد تم تطوير العديد من الاقتراحات لحل ومعالجة هذه المشكلة، بما في ذلك: الاستقرار الكيميائي أو الميكانيكي أو الفزيائي

يستند البحث المقدم في هذه الرسالة إلى دراسة مخبرية لتحسين انتفاخ التربة في منطقة سيدي هجرس (ولاية المسيلة) باستخدام أسمنت بورتلاند 2 / مركب R-NA 442. نتائج الاختبارات التي تم الحصول عليها من الممكن أن نستنتج أن العلاج يؤدي إلى تحسن كبير في الخصائص الميكانيكية للطين الانتفاخي المضغوط تحت ظروف بروكتور المعدل، ولا سيما تقليل الانتفاخ.

الكلمات المفتاحية: الطين الانتفاخي، الدمك، اودومتر.

Résumé

Dans plusieurs régions d'Algérie a entraîné de nombreux dommages, qui sont considérés comme très coûteux dans de nombreux cas, et plusieurs suggestions ont été développées pour résoudre et traiter ces problèmes, notamment : la stabilité chimique, mécanique ou physique.

La recherche présentée dans ce mémoire est basée sur une étude pratique en laboratoire pour améliorer les sols gonflants de la région de Sidi Hadjrès (wilaya de M'sila), en utilisant un ciment Portland composé de type MATINE (CPJCEM II/B 42,5 R-NA 442). Les résultats d'essais obtenus permettent de conclure que le traitement conduit à une amélioration sensible des propriétés mécaniques de l'argile expansive compactée aux conditions de l'optimum Proctor modifié, notamment la diminution de sa potentielle de gonflement.

Mots clés : argile expansive, compactage, œdomètre, gonflement.

Abstract

In several regions of Algeria and a lot of damage, which is considered very important in many cases, and several suggestions on the topics developed to solve the problem and solve the problem.

The research presented in this thesis is based on a practical laboratory study to improve swelling soils in the region of Sidi Hadjrès (wilaya of M'sila), using a Portland II cement / compound R-NA 442. The results of The tests obtained made it possible to conclude that the treatment leads to a significant improvement in the mechanical properties of the expansive clay compacted under the conditions of the modified Proctor optimum, in particular the reduction in swelling.

Key words: expansive clay, compaction, oedometer, extent.

Notation

WL : Limite de liquidité (%).

WP : Limite de plasticité (%).

IP : Indice de plasticité (%).

VB : Valeur de bleu (cm³).

S.S.T : surface (m² /g).

Ac : activité d'une argile

Vcc : Volume de solution utilisé (cm³).

Wopt : La teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (%).

γ_{dopt} : La masse volumique sèche à l'optimum Proctor (Kg/m³).

C.B.R : California Bearing Ratio.

IPI : l'indice de portance immédiat(%).

ICBR : l'indice de portance imbibé (%).

CV : coefficient de consolidation.

Ek : l'indice des vides.

C : cohésion (bars).

Cc : l'indice de compression(%).

Cg : l'indice de gonflement (%).

σ'_p: la pression de pré consolidation (bars).

Liste des tableaux

Tableau I-1 Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001) [12].....	11
Tableau I-2- Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux.....	11
Tableau I-3-Potentiel de gonflement d'après Almeyer (1955).....	19
Tableau I-4 Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962).....	20
Tableau I-5 Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).....	20
Tableau I-6 Potentiel de gonflement d'après Snethen.....	20
Tableau I-7 Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment(1980).....	19
Tableau I-8 Potentiel de gonflement d'après Chen (1988).....	21
Tableau I-9 Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956).....	22
Tableau I-10 Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973) [9].....	22
Tableau I-11 Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000)-[8]	23
Tableau I-12 Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g), [2]....	24
Tableau III-1 Granulométrie par tamisage de l'essai 01.....	48
Tableau III-2Granulométrie par tamisage de l'essai 02.....	48
Tableau III-3 Granulométrie par tamisage de l'essai 03.....	48
Tableau III-4Granulométrie par tamisage de l'essai 04.....	49
Tableau III-5Granulométrie par tamisage de l'essai 05.....	49
Tableau III-6Granulométrie par tamisage de l'essai 06.....	49
Le tableau III- 7 résumé la récapitulation des six essais de l'analyse granulométrique.....	50
Tableau III-8 Les résultats de limite de liquidité.....	51
Tableau. III -9 Les résultats de limite de plasticité.....	51
Tableau III-10 Les résultats de limite de liquidité	52
Tableau III-11 Les résultats de limite de plasticité	53
Tableau III-12 Les résultats de limite de liquidité.....	54
Tableau III-13 Les résultats de limite de plasticité.....	54
Tableau III-14 les résultats de la limite de liquidité	55
Tableau III-15 les résultats de la limite de plasticité.....	56
Tableau III-16 les résultats de la limite de liquidité.....	57
Tableau III -17 les résultats de la limite de plasticité.....	57
Tableau III-18 les résultats de la limite de liquidité.....	58

Tableau III-19 les résultats de la limite de plasticité.....	59
Tableau III -20les résultats de la limite de liquidité.....	60
Tableau III -21 les résultats de la limite de plasticité.....	60
Le tableau III-22 d'essai N°01 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.....	61
Le tableau III-23 d'essai N°02: présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.....	61
Le tableau III-24 d'essai N°03: présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.....	61
Le tableau III-25 d'essai N°04: présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.....	62
Le tableau III-26 d'essai N°05: Présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.....	62
Le tableau III-26 d'essai N°05: Présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.....	62
Le tableau III-28 présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg.....	63
Le tableau III-29 d'essai N°01 : présente les valeurs de bleu de méthylène.....	63
Le tableau III-30 présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène.....	65
Tableau III 31Résultats d'essai de compactage le sol naturel.....	66
Tableau III32 résultats d'essai de compactage d'un sol traité par cimente mâtime.....	67
Tableau III-33 résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment.....	68
Tableau III-34 d'essai de C.B.R immédiat.....	70
Tableau III-35 d'essai de C.B.R immédiat.....	71
Tableau III-36d'essai de C.B.R immédiat.....	71
Tableau III-37 d'essai de C.B.R immédiat.....	72
Tableau III-38d'essai de C.B.R immédiat.....	73
Tableau III-39 d'essai de C.B.R immédiat.....	73
Tableau III-40 d'essai de C.B.R immédiat	74
Tableau III-41 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.....	75
Tableau III-42 d'essai de gonflement l'œdomètre.....	76
Tableau III-43 d'essai de gonflement à l'œdomètre.	77
Tableau III-44 d'essai de gonflement à l'œdomètre.	77
Tableau III-45 d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	78
Tableau III-46d'essai de gonflement à l'œdomètre.	79

Tableau III-47 d'essai de gonflement à l'œdomètre.	79
Tableau III-48d'essai de gonflement à l'œdomètre.	80
Tableau III-49 Résultats d'essai de gonflement à l'odomètre par ciment mâtiné.....	81

Liste des figures

Figure I-1 Exemple des constructions géotechniques.....	5
Figure I-2 Couche tétraédrique	7
Figure I-3 Couche octaédrique	7
Figure I.4 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).....	9
Figure I -5 Schéma de la particule de kaolinite.....	10
Figure I -6 Schéma de la particule d'illite.....	10
Figure I -7 Schéma de la particule de montmorillonite.....	12
Figure I -8 : Structure de l'eau.....	14
Figure I -9 Différentes structures d'argiles.....	13
Figure I -10 Les différentes structures microscopiques des argiles.....	17
Figure I -11 Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974) [11].....	21
Figure I -12 : La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988).....	22
Figure I -13 Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)[10]....	22
Figure I -14 Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).....	25
Figure I -15 Essais de gonflement libre [4].....	26
Figure I -16 Essais de gonflement en parallèle [4].....	27
Figure I -17 Essai de gonflement à volume constant [4].....	31
Figure I-18 Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).....	32
Figure I-19 Procédé d'épandage du ciment.....	33
Figure I-20 La composition du ciment.....	32
Figure II -1 Image satellite prise le 24 aout 2011, (Source Google Earth).....	37
Figure II-2Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).....	39
Figure II-3 Appareillage de limites d'Atterberg.....	39
Figure II-4- Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.....	40
Figure II-5- Valeurs de bleu de quelques sols.....	40
Figure II-6- Essai au bleu de méthylène.....	40
Figure II-7- moule C.B.R.....	41
Figure II-8-Appareil de poinçonnement.....	42
Figure II-9- Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP.....	43
Figure II-10Courbes de gonflement.....	43

Figure II-11 Principe d'interprétation des courbes de gonflement à partir des essais de gonflement conformes à la norme AFNOR.....	44
La figure III.1 Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage.....	50
Figure III.2. La courbe de limite de liquidité de d'essai N°1	52
Figure III.3. La courbe de limite de liquidité de d'essai N°2.....	53
Figure III.4. La courbe de limite de liquidité de d'essai N°3.....	55
Figure III.5. La courbe de limite de liquidité d'essai N°4.....	56
Figure III.6. La courbe de limite de liquidité d'essai N°5.....	58
Figure III.7. La courbe de limite de liquidité d'essai N°6.....	59
Figure III.8. La courbe de limite de liquidité d'essai N°7.....	61
Figure III.9. La courbe des résultats d'essais de limites d'Atterberg.....	63
Figure III.10 La courbe des résultats d'essais de bleu de méthylène.....	64
Figure III.11. La courbe de surface spécifique d'essais de bleu de méthylène	65
Figure III.12. La présente la récapitulation des résultats des essais de bleu de méthylène.....	65
Figure III.13. courbe Proctor de sol naturel.....	67
Figure III.14. courbe Proctor de sol traité par cimente mâtine.....	68
Figure. III.15. de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment	69
Figure. III.16. représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment	69
Figure III - 17- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	70
Figure III - 18- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	71
Figure III - 19- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	72
Figure III - 20- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	72
Figure III - 21- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	73
Figure III - 22- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	74
Figure III - 23- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.....	74
Figure III - 24- - Courbes des essais des C.B.R immédiat.....	75
Figure III – 25- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	76
Figure III – 26- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	76
Figure III – 27- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	77
Figure III – 28- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	77
Figure III – 29- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	78
Figure III – 30- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.....	78

Figure III – 31- Courbe d’essai de gonflement à l’œdomètre.....	79
Figure III – 32- Courbe de Résultats d’essai de gonflement à l’œdomètre par ciment (mâtine)....	81

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I-1 Introduction à la mécanique des sols.....	2
I-1-1. La mécanique des sols.....	2
I.1.2. La mécanique des roches.....	2
I.1.3. La géologie de l'ingénieur	2
I.2. Objet de la mécanique des sols.....	3
I.2.1. Disciplines de la mécanique des sols.....	3
I.2.3. Domaine d'application.....	4
I.3. Définitions des sols.....	5
I.3.1. Roches.....	5
I.3.2. Sols ou formations meubles.....	5
II LES ARGILES.....	6
II-1-Définition	6
II2 Nature et structure des sols argileux.....	6
II-2-1 Minéraux argileux :.....	7
II-2-1-1 le tétraèdre de silice $\text{SiO}_4(\text{Te})$	7
II-3-Structure moléculaire des argiles :.....	8
II-3-1- Structure macroscopique des argiles:.....	8
a- La kaolinite $n[(\text{Si}_2\text{O}_5)\text{Al}_2(\text{OH})_4] : [1]$	9
b- L'illite $n[(\text{Si}_{4-n}\text{Al}_n\text{O}_{10})\text{Al}_2\text{K}_n(\text{OH})_4] : [1]$	9
c- La montmorillonite $n[(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{Al}_{5/3}\text{Mg}_{1/3})\text{Na}_{1/3}(\text{OH})_2] : [1]$	10
II-3-2 Les relations entre les minéraux argileux et l'eau :.....	12
a- Différents types d'eau :.....	12
II-3-3 La structure microscopique :	13

a- La structure floclée :	13
b- La structure dispersée :	14
II-4- Gonflement des argiles :	15
II-4-1- Le gonflement :	15
II-4-2 - Mécanismes de gonflement.....	15
II-4-3- Gonflement inter foliaire et inter particulaire :	15
II-4-4-Relations entre la texture du matériau et le gonflement.....	15
II-4-5-Définition de la texture d'un terrain.....	16
II-4-6- Identification des sols gonflants.....	17
II-4-6-1-Définition des paramètres de gonflement.....	17
II-4-6-2-Méthodes indirectes d'identification :	18
II-4-6-2-1-Identification qualitative.....	18
a-Classification des sols gonflants selon les paramètres géotechniques :	19
II-4-6-2-2 Identification quantitative (estimation des paramètres de gonflement).....	23
II-4-6-3-Méthodes directes d'identification:	25
a- Méthode de gonflement libre :	25
b- Méthode de gonflement sous charges constantes.....	26
c- Essai à volume constant :	26
II-4-6-4 Comparaison des différentes méthodes.....	27
II-5- Stabilisation des sols argileux.....	28
II-5-1 Introduction.....	28
II-5-2 But de la.....	28
II-5-3Techniques de stabilisations utilisée.....	28
II-5-4 stabilisation mécanique.....	29
II-5-5 Traitement thermique.....	29
II-5-6Stabilisation chimique (par additifs)(.....	30
II-5-7 Stabilisation par ajout du ciment :	31
II-5-8 Techniques de réalisation des travaux de traitement	32
I-6 Les ciments:.....	33
II-6-1 Définition.....	33
II-6-2 Types de ciment.....	34
II.6.3 : Ciment utilisé pour ce traitement : (NA 442, NF P 15-101-1, EN 197-1).....	34
II.6.4 : Domaine d'utilisation	35

II.6.5 : les principales applications de ce ciment	35
--	----

CHAPITRE II : PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURES D'ESSAIS

II-1- localisation du site de sidi hadjres.....	37
II-1-2 : localisation du site	37
II-2 : Programme Expérimental.....	38
a) Essais d'identifications.....	38
b) Essais mécaniques.....	38
I-2-1- 1 : Essais d'identifications.....	38
I-2-1- 1 : Analyse granulométrique.....	38
II-2-1-2 : Les limites d'Atterberg (NF P 94-051).....	39
II-2-1- 3 : L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068).....	40
II-2-2: Essais mécaniques.....	40
II-2-2-1 : Essais Proctor modifie (NF P94-093).....	41
II-2-2-2 : Essais de portance C.B.R (NF P 94-078).....	42
a-Essai C .B.R immédiat.....	42
II-2-2-3: ESSAIS DE GONFLEMENT A L'ŒDOMETRE.....	43
II-2-2-3-1 : Essais de gonflement par la méthode du CEBTP.....	43
II-2-2-3-2 : Essais de gonflement conformes à la norme AFNOR (XP P 94-091).....	44

Chapitre III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Introduction.....	47
III- Résultats Des Essais	47
III-1 les essais d'identification	47
III-1-1- Analyse granulométrique	47
a-Analyse granulométrique par tamisage.....	47
III .2.1.1Les limites d'Atterberg.....	51
III-3-3 Essai au bleu de méthylène.....	64
III-2- Les essais mécaniques.....	66
III-2-1-1 Essais Proctor modifié.....	66
III-2-1-2-Essai C.B.R immédiat.....	70
III-2-3 Essais de gonflement à l'œdomètre.....	75
Interprétation des résultats.....	82
CONCLUSION GENERALE.....	83

INTRODUCTION GENERALE

Ces derniers temps, les sols gonflants ont beaucoup retenu l'attention des chercheurs et ingénieurs en mécanique des sols et des fondations. Après avoir démontré les dommages causés par le comportement de ce sol, les théories et les expérimentations se sont multipliées d'une part, afin de mieux comprendre le phénomène complexe de gonflement des sols d'une part et trouver des solutions qui en réduisent l'impact d'autre part, préjudiciable au gonflement des ouvrages de génie civil.

Le gonflement est un problème de nombreuses perturbations pour toutes les structures construites en surface (routes, bâtiments, fondations, ouvrages d'art, barrages, etc.), Les régions arides d'Algérie représentent 95 % du territoire national, dont 80 % sont excessivement arides (halitim 1988).

L'emploi des sols expansifs dans leur état naturel comme matériaux de remblais ou de couches de forme routières ou comme support de fondations des ouvrages géotechniques, est normalement déconseillé. Il devient possible après traitement spécifique à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (ciments et liants spéciaux routiers : clinker Portland, cendres volantes, pouzzolanes naturelles, laitier granulé de hauts fourneaux, schistes calcinés, calcaire) à l'instar des sols médiocres et autres sols problématiques.

C'est dans ce contexte que s'inscrit la présente étude expérimentale qui a pour objet, d'une part, de caractériser les propriétés de résistance et de déformabilité d'une argile naturelle expansive prélevée sur le site urbains de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voiries et réseaux divers et dans les constructions civiles et industrielles de faible hauteur et, d'autre part, de déterminer les paramètres physiques et mécaniques de cette argile naturelle expansive compactée aux conditions de l'optimum Proctor avant et après leur traitement par un ciment Portland composé de type MATINE (CPJCEM II/B 42,5 R-NA 442).

Ce mémoire comporte trois chapitres :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude phénoménologique du gonflement. Il présente une analyse microscopique de ce phénomène, c'est-à-dire de l'interaction entre les particules d'argile et l'eau. Il aborde ensuite la caractérisation macroscopique au moyen d'essais en laboratoire destinés à définir les paramètres de gonflement pour le dimensionnement des ouvrages ;
- le deuxième chapitre donne une description sommaire de site de Sidi Hadjrès (wilaya de M'sila) et présente le programme expérimental exécuté et les procédures d'essais suivies.

- le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus.

Chapitre I
Synthèse bibliographique

I-La mécanique des sols

I.1- Introduction à la mécanique des sols :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Le développement rapide du domaine de la construction sous toutes leurs formes ainsi que leurs extensions montre que la géologie ne répondait plus aux besoins des techniciens de la construction, de cette constatation d'insuffisance la discipline dite géotechnique se développer.

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

Terrain : sol, roche ou remblai en place avant l'exécution des travaux de construction.

Les roches : (silice, calcaire, feldspath, ...) sont des matériaux durs qui ne peuvent être fragmentés qu'aux prix de gros efforts mécaniques.

Les sols : sont des agrégats minéraux qui peuvent se désagréger en éléments de dimensions plus ou moins grandes sans nécessiter un effort considérable. Ils résultent de l'altération chimique (oxydation, physique (variation de température, gel, ...) ou mécanique (érosions, vagues, ...) des roches.

I-1-1 : La mécanique des sols :

La mécanique des sols est l'application des lois mécaniques et hydrauliques au matériau sol. Comparé aux nombreux autres matériaux étudiés en mécanique, les bétons, les aciers, les plastiques, le bois..., le sol présente deux originalités. C'est tout d'abord un milieu discontinu qu'il faudra donc étudié à la fois dans sa globalité et dans sa composition élémentaire. D'autre part, c'est un matériau Triphasique formé de grains solides, d'eau et d'air. Les phases non-solides jouent un rôle fondamental.

I-1-2 : La mécanique des roches :

La mécanique des roches est la science qui étudie et modélise le comportement des roches et qui appliquent les lois et les principes de la mécanique et de l'hydraulique au terrain considéré comme matériau d'ingénierie.

I-1-3 : La géologie de l'ingénieur :

Appelée aussi dans un sens restrictif géologie du génie civil, applique les principes et les méthodes des sciences minérales et connexes aux travaux de l'ingénieur. Ce dernier ne peut en effet négliger ni les caractéristiques des sols, des roches, des massifs rocheux et des eaux souterraines, ni le rôle éventuel des processus géologiques en action ou potentiels.

I-2 : Objet de la mécanique des sols :

La mécanique des sols est une discipline faisant partie des techniques de génie civil qui a pour objet l'étude des matériaux constitués de particules solides, liquides, et gazeuses qui forment les terrains meubles, et ce en préambule au calcul de fondations pour la construction de bâtiment ou tout autre ouvrage de génie civil (pont, route, tunnel, barrage,...). La mécanique des sols (et des roches) est la science qui regroupe l'ensemble des connaissances et des techniques qui permettent :

- . D'identifier les caractéristiques qui régissent le comportement mécanique du sol.
- . L'analyse de l'interaction sol-structure.
- . La réalisation correcte des ouvrages enterrés.

À titre indicatif, la mécanique des sols traite les problèmes relatifs aux fondations

Diverses, ouvrages de soutènement, remblais et structures en terre, stabilité des

Pentes et talus, route, piste d'atterrissage, tunnels, mines.

I-2-1 : Disciplines de la mécanique des sols :

Afin de réaliser les objectifs cités ci-dessus, plusieurs disciplines seront nécessaires :

Géologie du terrain : l'étude de la géologie du terrain est d'une grande importance.

En effet, elle permet d'identifier les différentes couches du sol, leurs épaisseurs et leurs pendages ainsi que la présence éventuelle de nappe d'eau souterraine. D'autre part, l'étude géologique des couches présentes donne des descriptions qualitatives du sol, répond sur quelques questions relatives à l'histoire du dépôt et permet d'orienter les recherches préliminaires.

Caractéristiques physico-chimiques : L'étude des caractéristiques physiques et chimiques des sols a montré sa grande utilité pour la prédiction ou l'interprétation du comportement du sol. La majorité de ces propriétés sont déterminées par des essais au laboratoire ou sur site.

Étude hydraulique : En présence d'eau, l'étude de la perméabilité des différentes couches s'impose pour estimer la résistance du sol dans les conditions les plus défavorables et le risque au glissement. La détermination du niveau de stabilisation et l'étude du régime d'écoulement permet de choisir le matériel de pompage et d'épuisement, comme il permet de parer aux phénomènes des sables bouillants. La détermination de la nature chimique de l'eau souterraine permet de prévoir le mode d'étanchéité des structures enterrées.

Caractéristiques mécaniques : L'analyse du comportement mécanique des sols repose sur les conclusions des disciplines précédentes ainsi que sur des essais de laboratoire ou sur site. Cette discipline permet de déterminer la résistance du sol et sa capacité portante, et par conséquent le choix du mode de fondation et les dimensions des éléments enterrés. Enfin, elle permet de prévoir de façon quantitative

La déformation ou tassement du sol sous la charge de l'ouvrage.

Recherche théorique et modélisation numérique : Dans le but de la compréhension des phénomènes physiques complexes, plusieurs théories ont été développées. Elles décrivent les problèmes posés par des modèles mathématiques rigoureux dont la résolution fait recours aux techniques informatiques et numériques de plus en plus avancées et occupe une large partie de la recherche actuelle dans ce domaine.

Conception et mise en œuvre : Ce sont les techniques acquises pour la conception et la réalisation des ouvrages enterrés. Elle prend en compte l'étude des coûts des différentes solutions possibles. Autre que le savoir-faire, la réglementation en vigueur doit être suivie pas à pas pour garantir les conditions de sécurité que ce soit pendant la réalisation ou au cours de l'exploitation de l'ouvrage.

I-2-2 : Domaine d'application :

La géotechnique est une discipline que l'on peut intégrer dans le génie civil au sens large, elle étudie les caractéristiques des terrains (sol et roche) en vue de leur utilisation dans divers domaines, à savoir, le métier du bâtiment et des travaux publics, comme matériaux de construction ou support d'assise.

Les sols peuvent :

- . Supporter les ouvrages : fondations superficielles, fondations profondes, ...etc.
- . Être supportés : murs de soutènement, rideaux de palplanches, ... etc.
- . Constituer l'ouvrage lui-même : remblais, digues, barrages en terre, ... etc.

On peut citer par exemple :

- . Les ouvrages de soutènement (murs, rideaux de palplanches, ...),
- . Les tunnels et travaux souterrains dans les sols,
- . Les barrages et digues en terre,
- . La stabilité des pentes naturelles et des talus et les travaux de stabilisation.

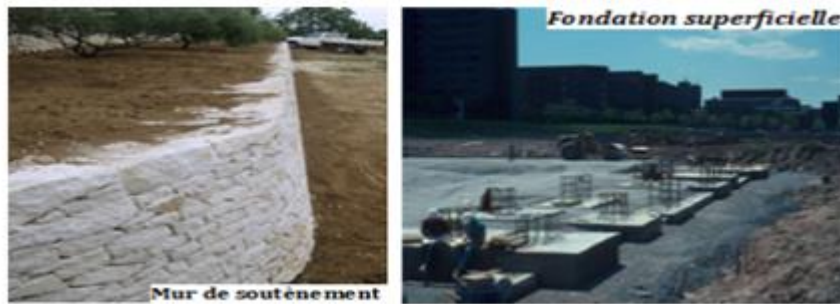


Figure I-1 Exemple des constructions géotechniques.

I-3 : Définitions des sols :

On distingue les roches et les sols ou les formations meubles.

I-3-1 : Roches :

Les roches se présentent en masse ou en fragments de grandes tailles. Elles sont constituées par l'agglomération de minéraux qui peuvent être de différentes natures ou identiques. D'après leur mode de formation, on distingue :

. **Les roches sédimentaires** : Elles sont produites par érosion, puis par dépôts

D'autres roches ou par dépôts d'autres résidus d'origine végétale ou animale ;

. **Les roches magmatiques** : Elles proviennent directement de l'écorce terrestre, après refroidissement des magmas (fusions) volcanique ;

. **Les roches métamorphiques** : Il s'agit d'autres roches dont la composition

Minéralogique et structures ont été modifiées par l'action combinée de forte pression et de fortes températures.

I.3.2 : Sols ou formations meubles :

Atterberg en 1905 propose une nomination routière :

. **Cailloux** : Ce sont en général des éléments qui proviennent des roches. Leurs formes peuvent être arrondies ou présentant des aspérités (angulaire), selon leurs origines $2 \leq$ à 200.

. **Enrochements** : C'est un ensemble de blocs de roches liés entre eux ou non et utilisés pour la protection des parties immergées des ouvrages d'art. On les utilise aussi pour protéger les berges des barrages en terre ou en remblai.

. **Grave** : Terrain alluvionnaire, possédant une granulométrie homogène, et est utilisé pour la constitution de la couche de base des chaussées.

.Graviers : Ce sont des débris de pierre de grosseur intermédiaire entre les sables et les cailloux. Ils ont d'une forte perméabilité et des bonnes caractéristiques mécaniques, les sols graveleux constituent un bon sol de fondation $20\text{mm} \leq D$.

.Sable : C'est un matériau formé d'éléments quartzeux de grosseur entre $200\text{ }\mu\text{m}$ pour les sables grossiers et entre $20\text{ }\mu\text{m}$ et $200\text{ }\mu\text{m}$. En fonction de diamètre moyen des grains, on distingue, les sables fins, les sables moyens et les sables grossiers. Les sables, secs ou saturés, n'ont pas de cohésion. Les sables partiellement saturés, les eaux capillaires les douent d'une légère cohésion, dite cohésion apparente.

Limon : C'est un matériau de grosseur entre les sables et les argiles. Contenant une teneur en calcaire suffisante, ces sols deviennent fertiles. Ils seront dits limons organiques s'ils contiennent des matières organiques. Ces sols sont difficilement compactables et ont de faibles portances D entre 2 à $20\text{ }\mu\text{m}$.

II : Les argiles :

II-1 : Définition :

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Leur diamètre équivalent varie approximativement de 1 nm à $0,002\text{ mm}$. L'argile est pratiquement imperméable, toutefois sa compressibilité est élevée et, en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent le gravier et le sable.

II-2 : Nature et structure des sols argileux :

Avant d'analyser le phénomène de gonflement proprement dit, il est essentiel de rappeler certaines notions minéralogiques et physico-chimiques relatives aux interactions entre l'eau et les particules argileuses (Grim, 1962 ; Mitchell, 1976).

II-2-1 : Minéraux argileux :

Les argiles sont les produits de décomposition des roches siliceuses, par désagrégation physique et mécanique, puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Les minéraux argileux ont une structure ionique telle qu'ils interagissent fortement avec les molécules polaires

de l'eau. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base.

II-2-1-1 : le tétraèdre de silice $\text{SiO}_4(\text{Te})$:

4 atomes d'oxygène disposés au sommet d'un tétraèdre régulier enserrant un atome de silicium. Les tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches planes dites couches tétraédriques (figure I.1).

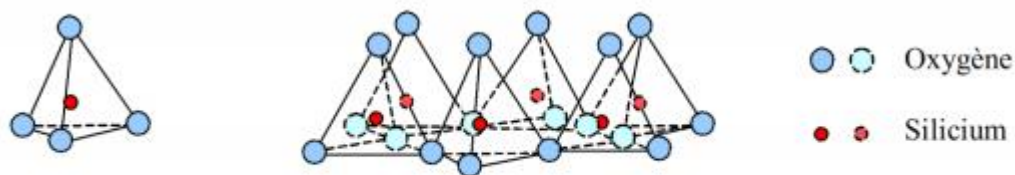


Figure I-2 : Couche tétraédrique.

I-2-1-2 l'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$: 6 ions hydroxydes enserrant un atome d'aluminium ou de magnésium. Les octaèdres se combinent également pour former des couches planes dites couches octaédriques (figure I.2).

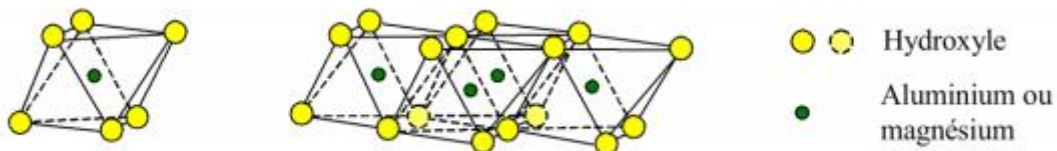


Figure I-3 : Couche octaédrique.

II-3 : Structure moléculaire des argiles :

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson

& Sherman 1953), cités par (Grunberger 1995) [2]. De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe ; la compréhension des mécanismes de déformation de ces matériaux, dans lesquels

la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.

II-3-1 : Structure macroscopique des argiles :

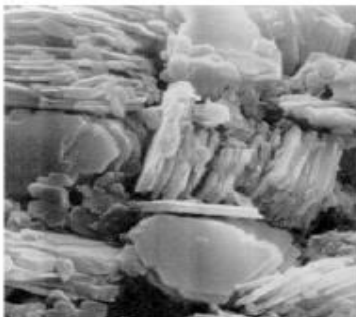
Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation du sol. Les trois types qui sont les plus couramment rencontrés sont :

1-la kaolinite.

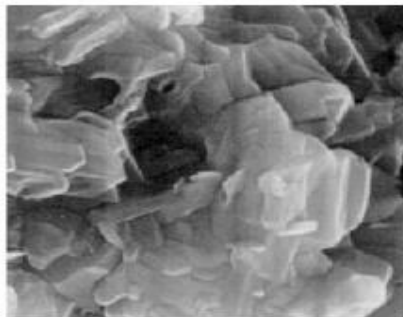
2- l'illite.

3- la montmorillonite.

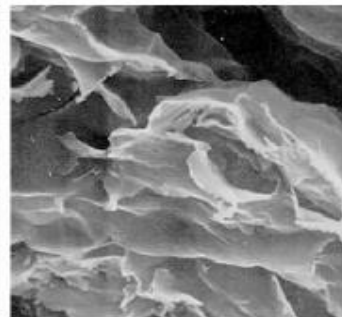
On en distingue aussi le chlorite et les inters stratifiés. Le chlorite présente des propriétés proches de celles des argiles, mais leur structure est plus complexe. Tandis que les inters stratifiés, ils sont formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de type différents (corrensite, tosudite, saponite, etc.



Kaolinit



Illite



montmorillonite

a- La kaolinite n [(Si₂O₅) Al₂ (OH) ₄] : [1]

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre), dont la liaison se fait par substitution de certain OH par des oxygènes O²⁻. Les liaisons entre feuillets de kaolinite sur l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals qui confèrent à l'ensemble une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau. La particule kaolinite

comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 mm et une largeur de 1 mm ; l'épaisseur d'un feuillet est d'environ 7.2 Å. Sa surface spécifique totale de l'ordre de 10 à 20 m²/g.

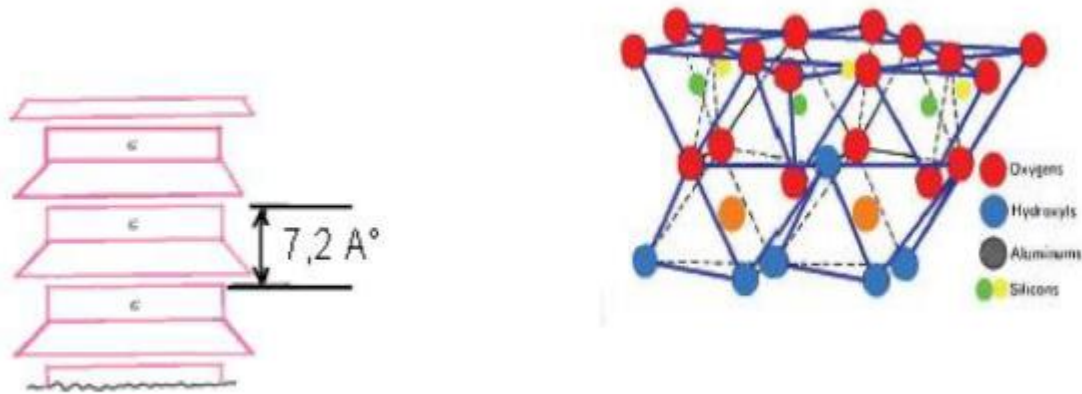


Figure I -4 Schéma de la particule de kaolinite.

b- L'illite $n[(\text{Si}_4-n \text{ Al}_n\text{O}_{10}) \text{ Al}_2\text{Kn} (\text{OH})_4] : [1]$

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. Les particules d'illite sont plates de forme moins régulière que celle des particules de kaolinite. Elles ont diamètre moyen variant entre 0,1 μm et 3 μm et une épaisseur de l'ordre de 0,01 μm à 0,3 μm . L'illite a une surface spécifique totale de l'ordre de 65 à 100 m²/g.

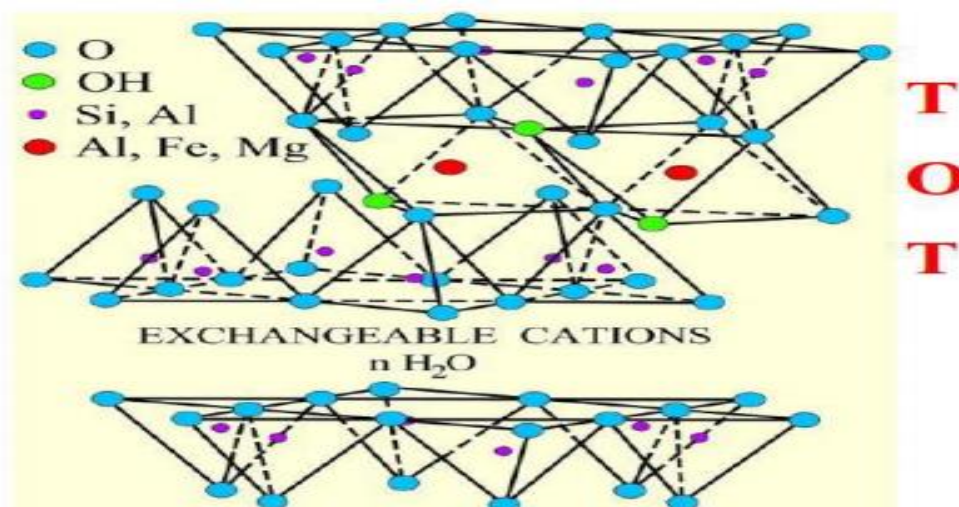


Figure I -5 Schéma de la particule d'illite.

c- La montmorillonite n [(Si₄O₁₀) (Al_{5/3} Mg_{1/3}) Na_{1/3}(OH)₂] :[1]

La montmorillonite, appelée aussi smectite, est un minéral argileux de type 2:1 dont le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Une substitution partielle de l'aluminium Al par le magnésium Mg est fréquente. À l'instar de la kaolinite, les couches peuvent se prolonger indéfiniment dans les deux autres directions. Les forces de Van der Waals, dues principalement au moment électrique qui règne entre les feuillets et qui soudent les sommets de feuillets de silice, sont faibles par rapport aux autres forces de liaison. Cela se traduit par une déficience en charge négative nette dans les feuillets en octaèdre. Pour cette raison les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La montmorillonite est donc caractérisée par une structure instable qui est affectée par la présence d'eau. Les plaquettes de montmorillonite ont une forme quelconque est de taille très petite, un diamètre moyen entre 0,1µm et 1µm et une épaisseur moyenne entre 0,001 µm et 0,01µm. La montmorillonite possède une surface spécifique totale entre 700 et 840 m²/g et un espace inter-feuillets de 9,6 Å.

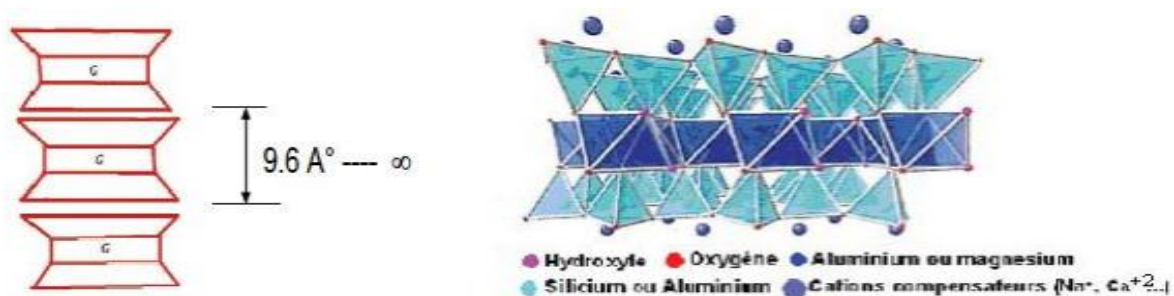


Figure I -6 Schéma de la particule de montmorillonite.

Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 1 et tableau 2

Argile	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (µm)	Epaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique (m ² /g)	C.E.C. (meq/100g)
Kaolinite	1 : 1	100-200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2 : 1	1 - 10	0,1 - 1	0,003-0,01	65 - 100	10 - 40
Montmorillonite	2 : 1	1	0,1	0,001	700 - 840	80 - 150

Tableau I-1 : Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001) [12].

C.E.C: capacité d'échange cationique.

Minéraux argileux	Type et qualité des liens entre les couches élémentaires	Substitutions isomorphes	Activité électrochimique	Gonflements
Kaolinite	Liens d'hydrogène parmi les plus forts chez les minéraux argileux	Peu nombreuses	Une des plus faibles chez les minéraux argileux	Assez faibles
Illite	Liens assurés par des atomes de potassium (K), moins forts que ceux de la kaolinite, mais plus fort que ceux de la montmorillonite	Plus nombreuses que celles de la kaolinite, mais moins nombreuses que celles de la montmorillonite	Supérieure à celle de la Kaolinite, mais inférieure à celle de la montmorillonite	Faibles à moyens
Montmorillonite	Liens assurés par des molécules d'eau, parmi les plus faibles chez les minéraux argileux	Très nombreuses	Une des plus fortes chez les minéraux argileux	Importants

Tableau I-2 : Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux.

II-3-2 : Les relations entre les minéraux argileux et l'eau :

En considérant la nature électrique des feuillets ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.

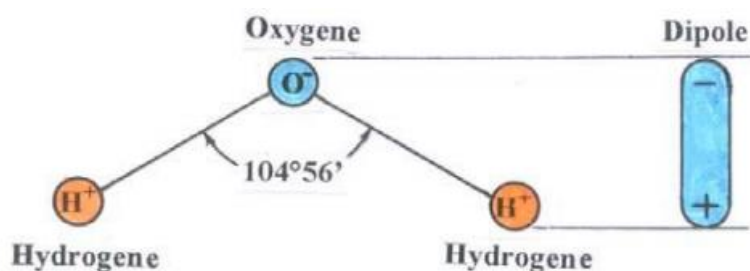


Figure I -7 Structure de l'eau.

a- Différents types d'eau :

Nous distinguons fréquemment trois types d'eau dans les argiles : l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée ou liée. L'importance des effets produits par ces types d'eau est liée à la nature chimique (présence de cations), à la fraction volumique (ou porosité) de l'argile elle-même directement liée à la taille de l'espace poral, au degré de compacité et au degré de saturation, et enfin à la nature minéralogique des argiles.

. Eau libre

Comme pour tous les sols humides, on retrouve de l'eau libre dans les argiles. Celle-ci se trouve principalement dans les espaces inter agrégats et éventuellement dans l'espace interarticulaire (loin des surfaces externes des particules). Cette eau est libre de circuler facilement dans le milieu ; elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté et maintenu à une température d'environ 105°C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydraulique décrit par la loi de Darcy.

. Eau capillaire

Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931) [4].

.Eau liée ou adsorbée

Contrairement aux milieux granulaires, les milieux argileux se distinguent par l'existence, autour de chaque particule, d'une couche semi-solide d'eau adsorbée dont les propriétés sont complètement différentes de celle de l'eau libre. En effet, la molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique (le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges positives), sa propriété dépend de sa position dans le système eau particules solides, du fait des phénomènes d'interactions eau-argile. À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre.

Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960)

[3] ; (Yong et Warkentin, 1966) [5]. Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960) [3]. Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

II-3-3 : La structure microscopique :

Le domaine aide à comprendre, de façon générale, le comportement des argiles. D'après ce qu'on a pu observer, le domaine peut adopter l'une des structures microscopiques suivantes :

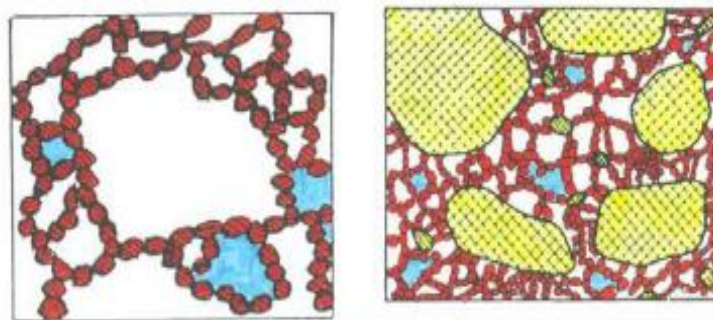
la structure floculée, la structure dispersée et la structure combinée

. a- La structure floculée :

On rencontre la structure floculée dans les milieux sédimentaires riches en impuretés inorganiques et organique, comme l'eau de mer. Ces impuretés, qui jouent le rôle d'agent flocculant, favorisent le regroupement des particules d'argile en flocon. Sa résistance au cisaillement peut atteindre des valeurs assez grandes, car les liens entre les particules sont forts. Chapitre I Synthèse bibliographique

- 13 - b- .b-La structure dispersée :

La structure dispersée est un arrangement de particules d'argile parallèles, normalement orientés à l'horizontale. A l'occasion, la structure dispersée est présente dans des dépôts d'argile qui se sont formés dans un milieu de sédimentation très pauvre en agents flocculent, comme l'eau douce dans des lacs. Elle peut aussi résulter du remaniement d'une structure floculée.



a. Structure floculée.

b. Structure dispersée.

Figure I -8 Différentes structures d'argiles.

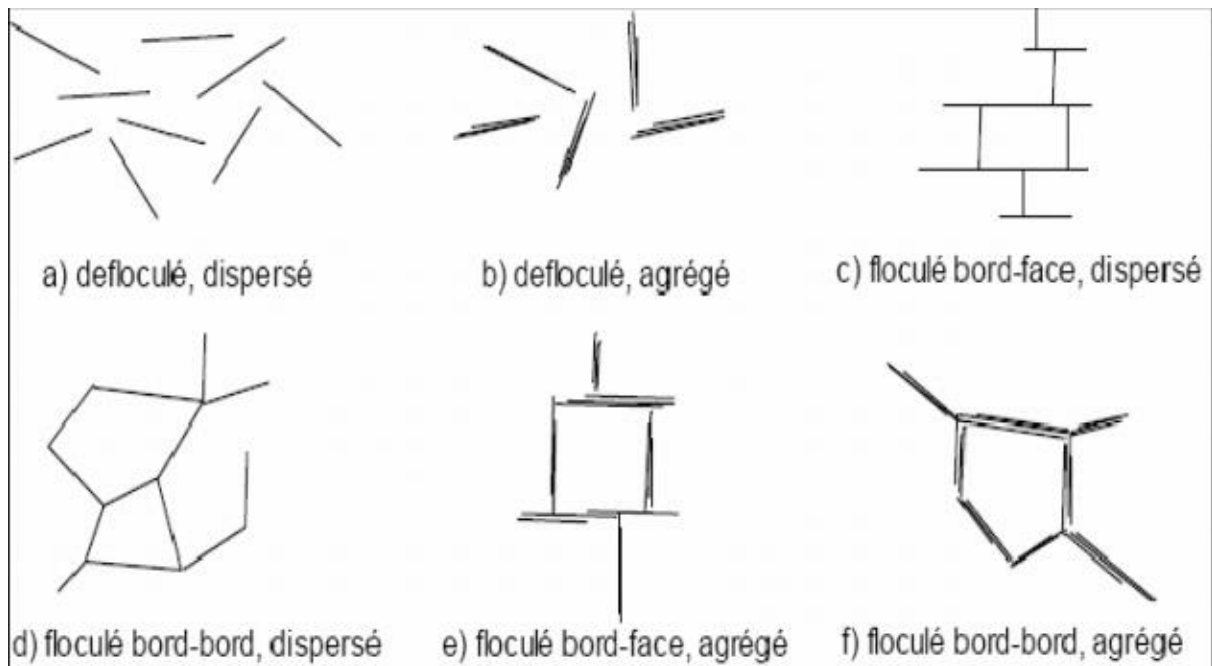


Figure I-9 : Les différentes structures microscopiques des argiles.

II-4- Gonflement des argiles :

II-I-4-1 : Le gonflement :

En général, le gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petites amplitudes ; provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

II-4-2 : Mécanismes de gonflement :

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite. Le processus de gonflement interarticulaire met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles, comme on le montrera dans la suite.

II-4-3 : Gonflement inter foliaire et interparticulaire :

L'analyse minéralogique précédente montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons inter feuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smaltites telles que la montmorillonite, et de certaines chlorites).

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono moléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intra articulaire ou inter foliaire (Didier, 1972) [6]. Il intervient à l'échelle la plus

petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante. En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites “gonflantes”, le gonflement est interparticulaire, c’est-à-dire que l’eau ne pénètre pas à l’intérieur des particules d’argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement inter foliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

II-4-4 : Relations entre la texture du matériau et le gonflement :

Après avoir présenté les résultats théoriques obtenus pour expliquer le gonflement des minéraux argileux, on s’est intéressé au développement du phénomène de gonflement au niveau microscopique. Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l’échelle microscopique, et consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du terrain. Pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s’est attaché à définir la notion de texture d’un terrain et à décrire l’évolution de sa texture au cours du gonflement.

II-4-5 : Définition de la texture d’un terrain :

En géologie, la texture désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein du matériau (Le Roux, 1976) [7].

Systématique de matériaux argileux au M.E.B. a permis de cerner l'organisation des particules d'argile et de dégager certaines textures.

Van Olphen (1963) a proposé une classification basée sur l’association des particules argileuses entre elles, à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre face en agrégats), floclulé (association d’agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défoulé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification (figure I.9) ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d’assemblage géométrique. Agrégé Le Roux (1976) distingue trois classes principales de textures, à partir d’observations sur les marnes :

- . La texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et où aucune direction n’est privilégiée,
- . La texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l’arrangement des grains,
- . La texture floconneuse ou en micro agrégats où la phase argileuse se présente sous forme

Grossièrement sphérique, soit seule, soit associée aux carbonates.

Collins et McGown (1974) ont tenté de préciser cette définition dans le cas des terrains contenant une proportion non négligeable de grains non argileux, en introduisant une classification des relations existant entre particules argileuses et grains sableux ou silteux (figure I.10) : connexions argileuses entre grains silteux (a, b, c), agrégats irréguliers en nid d’abeille (d, e), agrégats réguliers (f, g), particules

argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (h, j), matrice argileuse (k) ou matrice granulaire (l).

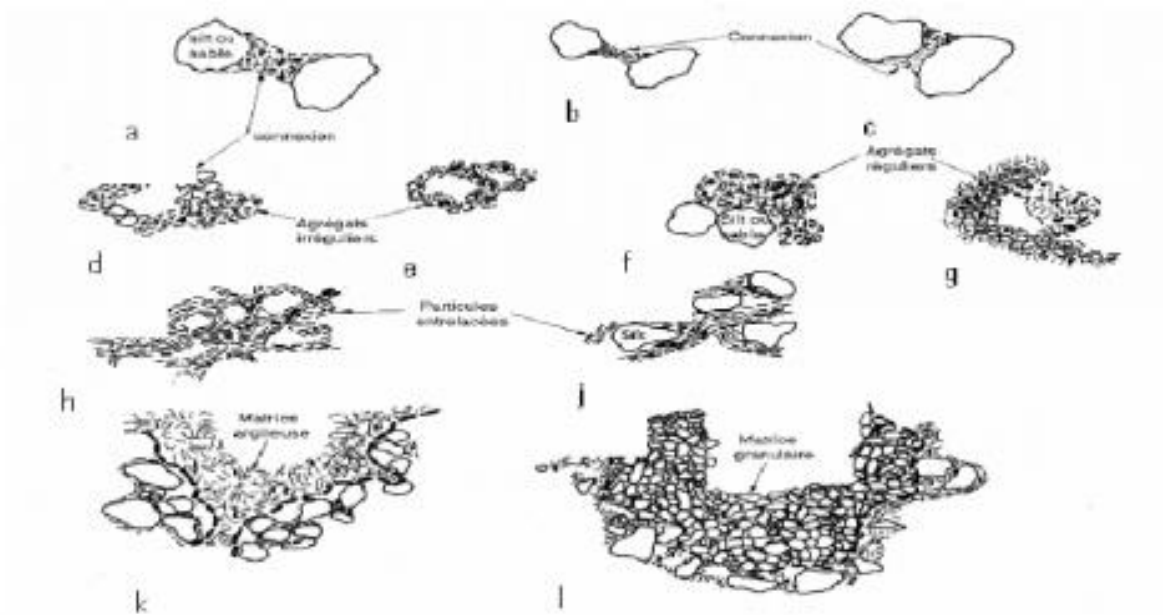


Figure I-10 : Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974) [11].

II-4-6- Identification des sols gonflants :

Les paramètres d'identification des sols gonflants sont nombreux et dépendent surtout de leur minéralogie. Cependant, l'analyse minéralogique seule n'informe pas sur les paramètres quantitatifs caractérisant le phénomène de gonflement. Il est par contre possible de définir dès la phase de reconnaissance préliminaire un certain nombre de paramètres géotechniques simples qui sont en relation avec le caractère expansif des sols. Ainsi, on peut soupçonner le caractère expansif d'un sol à travers sa granulométrie, ses limites d'Atterberg et son activité. Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement aux paramètres géotechniques, permettent d'identifier les sols gonflants ; alors que les méthodes directes comportant des essais de gonflement en caractérisent plus précisément le comportement gonflant.

II-4-6-1 : Définition des paramètres de gonflement :

En toute rigueur, les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les terrains gonflants ne sont pas les mêmes selon que l'objectif choisi est d'empêcher le gonflement, ou de s'assurer qu'il se produira de façon progressive ou périodique, ou de construire l'ouvrage après achèvement du processus de gonflement. Le paragraphe 1.3a montré que les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels se surajoutent d'éventuelles modifications de

la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficiles la caractérisation. Devant cette complexité, c'est une approche macroscopique qui est adoptée dans la pratique quotidienne.

Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le gonflement libre et l'indice de gonflement.

Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

La pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contraintes à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.

Le gonflement libre d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contraintes nulles ou quasi-nulles.

L'indice de gonflement traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un Déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation de gonflement est obtenue au bout d'un temps infini, déduction faite des déformations instantanées dues aux variations de charge.

II-4-6-2 : Méthodes indirectes d'identification :

II-4-6-2-1 : Identification qualitative :

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique. Les formes et les assemblages de la structure de ces matériaux sont très particuliers. Seulement, cette reconnaissance est très coûteuse et n'informe pas quantitativement sur les paramètres du retrait gonflement.

Une identification primaire, à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permet de gagner en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être expansif permet de recommander la réalisation d'une campagne de reconnaissance appropriée et conduit à concevoir une infrastructure adaptée. Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement des sols à leurs paramètres géotechniques sont décrites ci-après.

Les minéraux argileux gonflants présentent des formes et s'assemblent de manière caractéristique.

On peut les identifier à l'aide des essais suivants :

- Diffractométrie des rayons X.
- Thermométrie différentielle.
- Microscope électronique à balayage (M.E.B).

Ces essais, qui permettent une identification minéralogique plus qu'une analyse quantitative, sont utilisés en complément des essais mécaniques.

a-Classification des sols gonflants selon les paramètres géotechniques :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement ϵ_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_d0 , limite de liquidité w_L , indice de plasticité IP , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles.

Le recensement à partir de la bibliographie (Djedid et al, Bultel .F2001 et Khemissa M. et al., 2005) des classifications permet de les ranger en trois classes en fonction du nombre de paramètres physico-chimiques utilisés.

*** La classification basée sur un seul paramètre :**

Cette classification est donnée par les tableaux (I-3 à I-6)

WR	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 - 12	Critique
> 12	Faible

Tableau I-3 : Potentiel de gonflement d'après Almeyer (1955).

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

Tableau I-4 Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962).

IR	Potentiel de gonflement
0-20	Faible
20 - 30	Moyen
30-60	Fort
>60	Très fort

Tableau I-5 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).

IP (%)	Potentiel de gonflement
>35	Très élevé
22-48	Elevé
22-32	Moyen
<18	Faible

Tableau I-6 : Potentiel de gonflement d'après Snethen.

*** La classification basée sur deux paramètres :**

Cette classification est donnée par les tableaux I-7 a I-8 et les deux abaques (figures I11, I-12 et I-13)

IP (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
> 35	> 95	Très élevé
22 - 48	60 - 95	Elevé
18 - 22	30 - 60	Moyen
< 18	< 30	Faible

Tableau I-7 : Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment(1980).

% < 74 μ m	WL (%)	Pression de gonflement (bars)	Potentiel de gonflement
>95	>60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5 - 5	Elevé
30-60	30-40	1.5 - 2.5	Moyen
<30	<30	<0.5	Faible

Tableau I-8 : Potentiel de gonflement d'après Chen (1988).

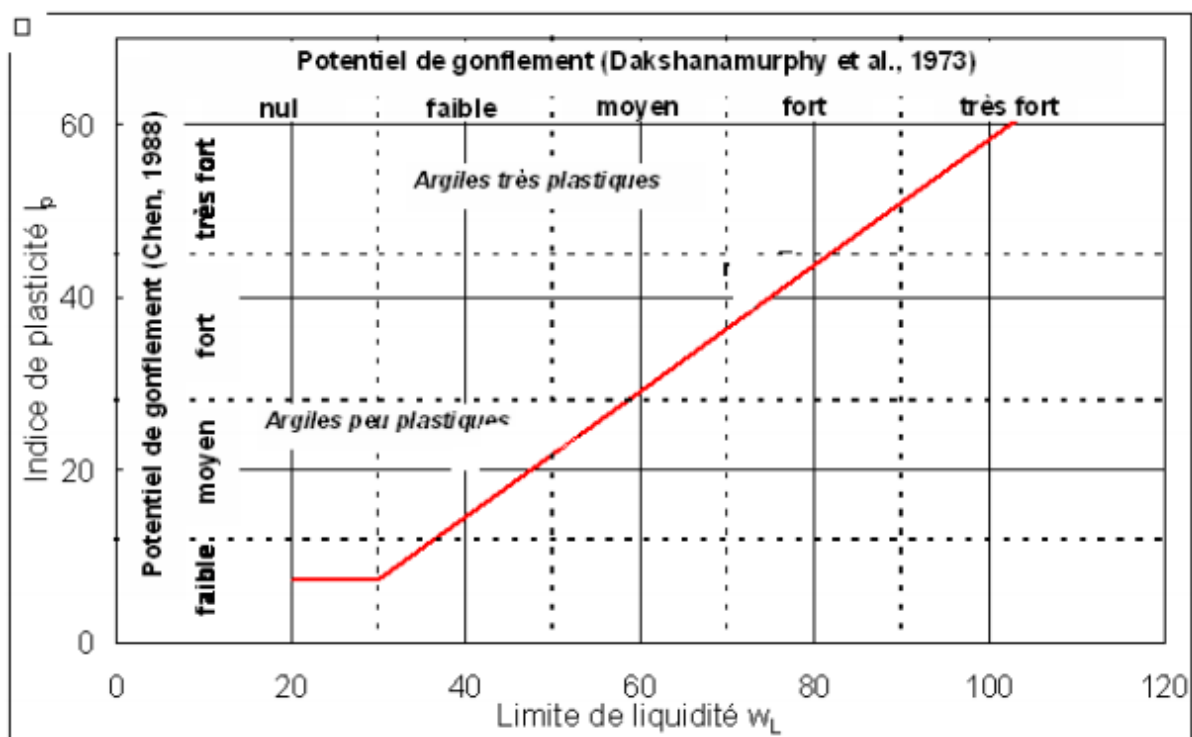


Figure I-11 : La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988).

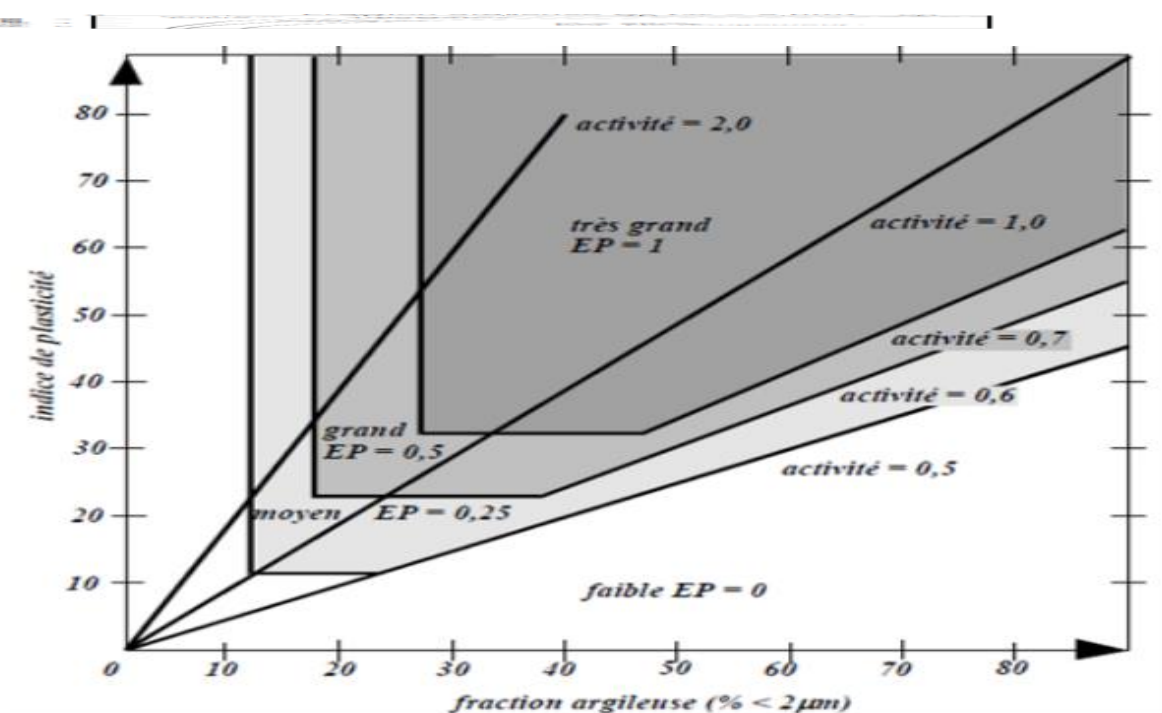


Figure I-12 : Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)[10].

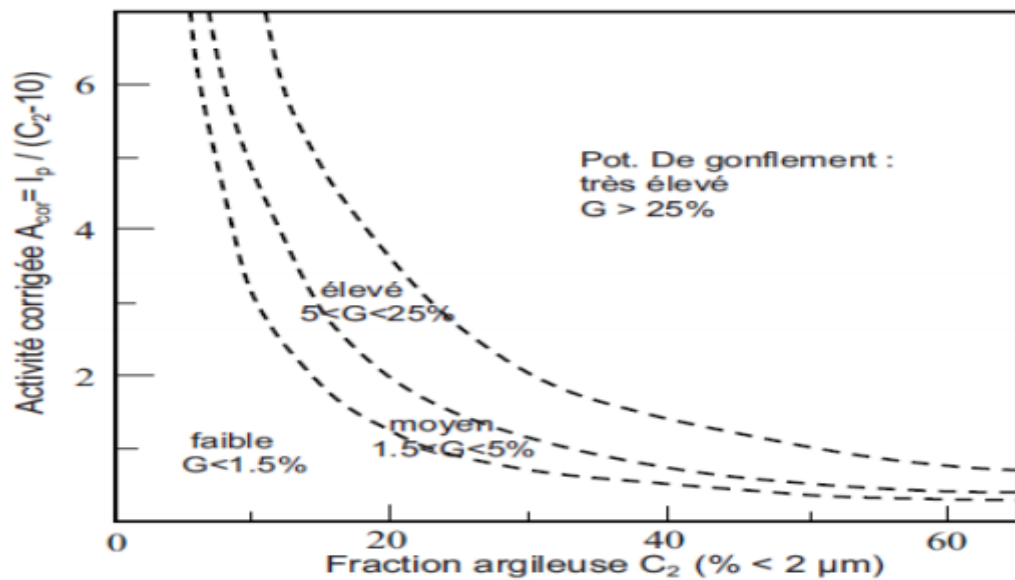


Figure I-13: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al, 1962).

La classification basée sur 3 paramètres :

Cette classification est donnée par les tableaux I-9 à I-11 :

P < 2 μ m (%)	IP (%)	WR (%)	% de retrait	Potentiel de retrait
>28	> 35	> 10	> 30	Très élevé
20-13	25 < IP < 40	7-10	20-30	Elevé
13-23	15-30	10-15	10-30	Moyen
<15	<18	>15	<10	Faible

Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956)

IP (%)	WR (%)	WL (%)	Potentiel de retrait
< 18	> 15	20-35	Faible
15-25	10-15	35-50	Moyen
25-35	7-12	50-70	Fort
> 35	< 11	> 70	Très fort

Tableau I-10: Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)

IP (%)	% < 80 μm	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

Tableau I-11 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000). [8]

II-4-6-2-2 : Identification quantitative (estimation des paramètres de gonflement)

Dans la phase de reconnaissance primaire et une fois le sol gonflant soupçonné, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement (amplitude et pression) à partir des nombreuses corrélations proposées dans la littérature. Ces relations empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais classiques d'identification. Bien sûr, il faut se garder d'une utilisation abusive de ces relations, les valeurs obtenues ne doivent servir que lors des études d'avant-projet sommaire notamment pour orienter les concepteurs. Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau (I- 12) (Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

Auteur(s)	Equations	Paramètres
Seed et al. (1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13.10^{-3} (w_L - w_i)^{2,67}$	ε_g , w_L et w_i sans unités (-)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow \text{marnes}$ $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow \text{argiles}$ $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{so} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%) γ_{so} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{so} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{so} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{so} (kg/m ³)
Didier et al. (1973)	$\log \sigma_g = uw_L + v\gamma_{so} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{so}}{\gamma_w} - 1,705$	u , v , t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%) ; γ_{so} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (-)
Nagaraj et al. (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_i}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_i : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ²)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K\gamma_{so} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{so} (g/cm ³).
Guirras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

Tableau I-12 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g), [2].

II-4-6-3 : Méthodes directes d'identification :

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires. Or, cette identification se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres ni sur le même nombre. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al. 1987) :

- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant.

Ces essais peuvent être exécutés sur des échantillons intacts ou compactés. Le choix de la méthode dépend de la problématique posée et du but recherché. Chaque méthode tente de simuler le plus possible les conditions réelles du terrain, en fonction du comportement de l'ouvrage. Les essais sont exécutés couramment dans la cellule œdométrique, conventionnelle à chargement par poids. Les principales méthodes utilisées sont décrites ci-après.

a- Méthode de gonflement libre :

La pression de contact (piston + pierre poreuse) est appliquée à l'échantillon. Lorsque la déformation due à cette pression est complète, l'échantillon est inondé d'eau et le gonflement est induit.

L'échantillon est ensuite soumis à une série de chargement lorsque le gonflement primaire est complet en utilisant un ratio d'incrément de charge égale à 1. Le processus de chargement se poursuit jusqu'à ce que l'échantillon gonflé retrouve sa hauteur initiale ou indice de vide initiale. La pression nécessaire appliquée pour retrouver l'indice de vide initiale e_0 , est appelée pression de gonflement de l'échantillon (figure I-14).

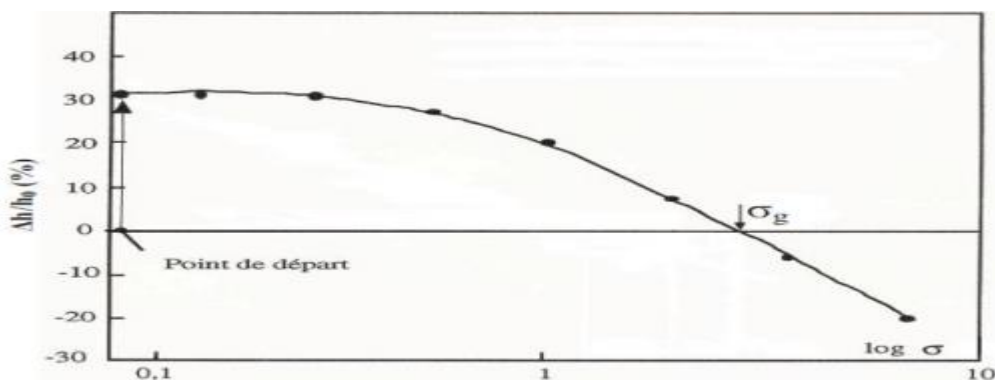


Figure I-14 : Essais de gonflement libre [4].

b- Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'odomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I-15)

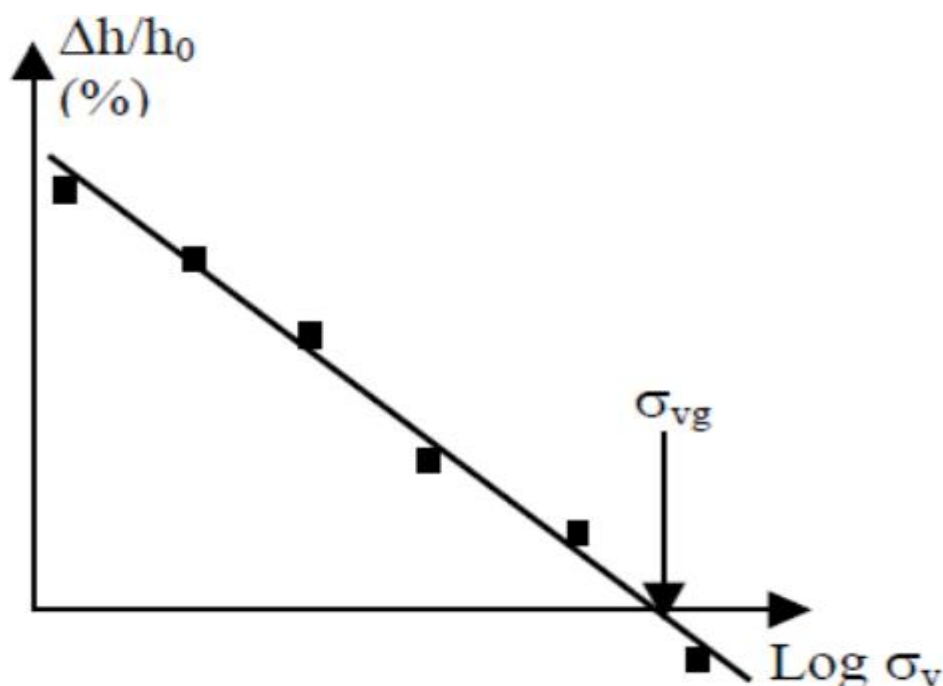


Figure I-15 : Essais de gonflement en parallèle [4].

c- Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers (figure I.16). Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement).

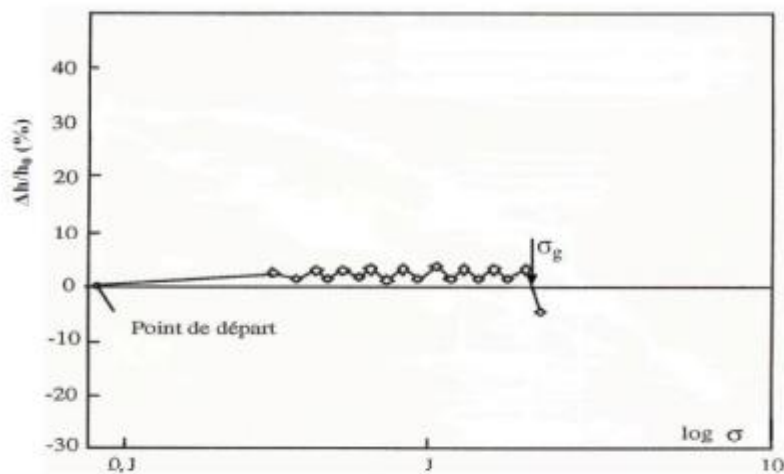


Figure I-16 : Essai de gonflement à volume constant [4].

II-4-6-4 : Comparaison des différentes méthodes

Les méthodes de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes ; elle est très lente (plusieurs semaines). La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles ; bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre eux. La méthode de gonflement à volume constant (empêché), donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux, elle est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle), mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours). En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Errol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khadija (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des odomètres lors d'essais à gonflement libre.

II-5 : Stabilisation des sols argileux :

II-5-1 : Introduction :

La stabilisation des sols argileux a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité. D'après les conséquences des sols expansifs, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites)

II-5-2 : But de la stabilisation :

La stabilisation des sols argileux vise à satisfaire les points énumérés ci-après :

- Rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir.
- Éviter le décapage et le remplissage par des matériaux d'apport.
- L'assèchement des sols permettent de les rendre praticables aux engins de chantiers.
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.
- Limiter la sensibilité des argiles à l'eau.
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).
- Chez les sols argileux une réduction instantanée de l'angulosité avec la floculation
- Diminuer les variations de volume dans le cas des sols gonflants

II-5-3 : Techniques de stabilisations utilisées :

La stabilisation des sols expansifs est souvent opérée pour augmenter leur résistance, ainsi que pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau.

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- la stabilisation mécanique.
- la stabilisation thermique.
- la stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ; les

Considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement

II-5-4 : stabilisation mécanique :

a) Drainage :

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant, drains de carton, drains de sables verticaux, tapis de la cote de la nappe (Livet).

b) Substitution :

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sable ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse.

c) Compactage :

Dawson recommande de compacter les argiles à des densités minimales et Seed (1961) note que les argiles compactées de la côte sèche de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées de la côte humide. Malheureusement, de la côte humide, Les argiles sont

Moins résistantes. Il faudrait donc retrouver un compromis.

d) Prehumidification :

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue.

Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées :

- . Simple arrosage par jet.
- . Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé

II-5-5 : Traitement thermique :

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile. En réduisant

La répulsion électrique entre les particules sous l'effet de la chaleur, on provoque un écoulement

De l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué [11].

II-5-6 : Stabilisation chimique (par additifs) :

Deux techniques de stabilisation chimique peuvent être effectuées :

a) Stabilisations chimiques par ajouts des matériaux inertes :

Par exemple les sables, les graviers, utilisés en mélange avec les argiles gonflantes. Ces

Matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et

Réduisent l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction

Du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.

b) Stabilisation chimique par additifs :

Elle est employée surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées, on distingue :

- .Stabilisation par ajout de chaux.
- . Stabilisation par ajout de ciment.
- . Stabilisation mixte (chaux-ciment).

L'organigramme donné par la figure I.15, aide à choisir la stabilisation chimique

Appropriée pour un projet :

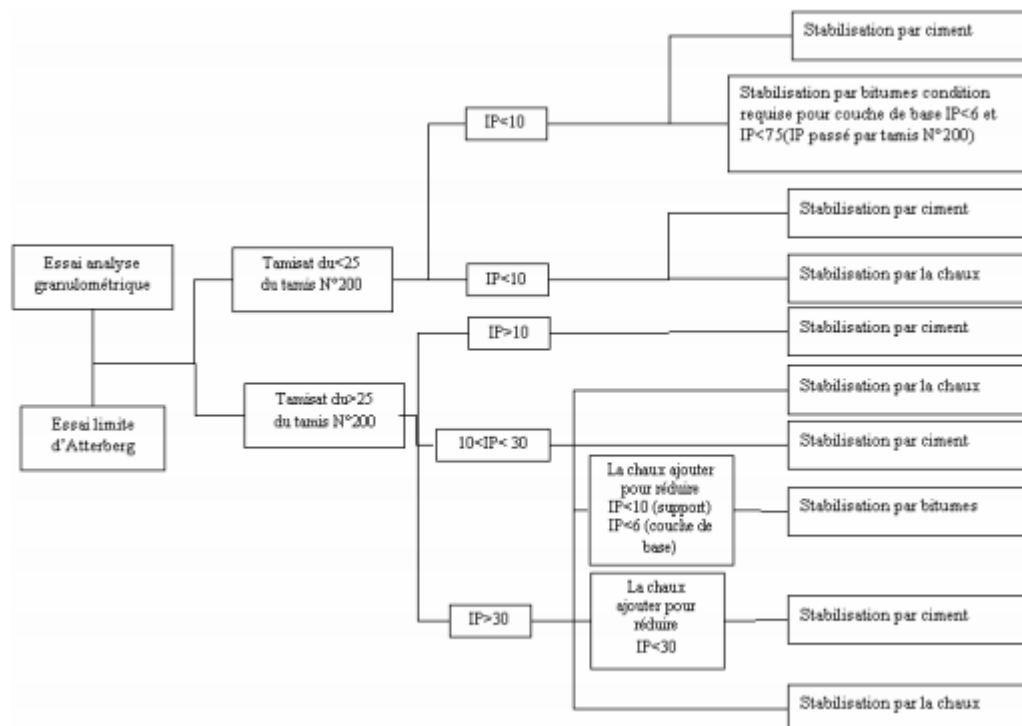


Figure I-17 : Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

II.-5-7 : Stabilisation par ajout du ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont apriori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle à la chaux (qui évolue encore au bout d'un an) mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel.

On utilise des ciments de classe 45 ; Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter.

La réussite des opérations suivantes exige un mélange de sol et d'eau idéal pour la bonne prise du ciment [12].

II-5-8 : Techniques de réalisation des travaux de traitement :

La réalisation des travaux de traitement des sols fait appel suivant les cas de chantier à un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant un ordonnancement précis, un savoir-faire et des matériels spécifiques.

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en général les opérations élémentaires suivantes :

- . La préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailloux, homogénéisation humidification éventuelle)
- . L'épandage du liant de traitement
- . Le malaxage du liant avec le sol
- . L'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par Aération)

. Le réglage du mélange

. Le compactage

L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

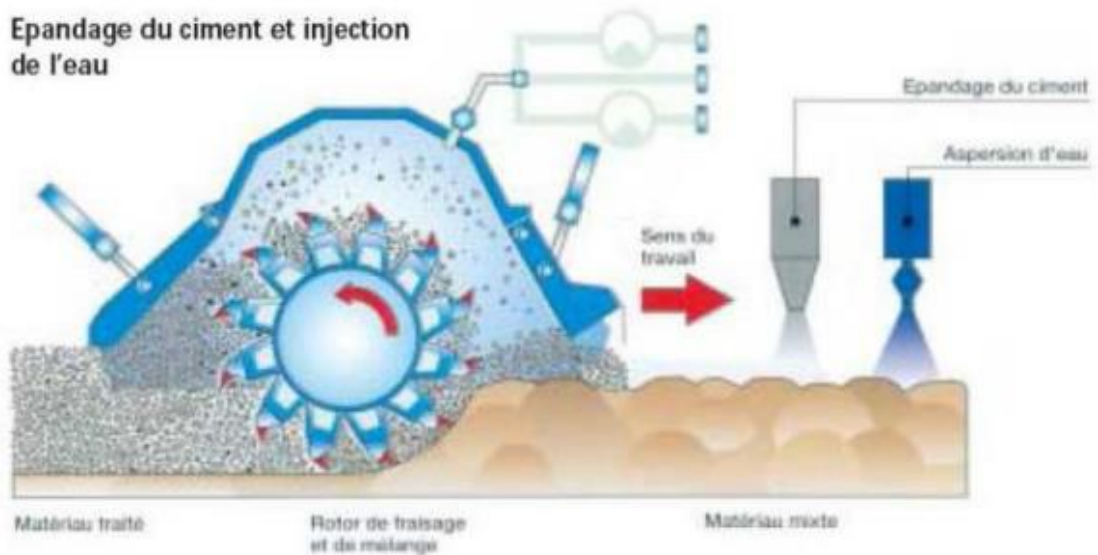


Figure I-18 : Procédé d'épandage du ciment.

II-6 : Les ciments :

II-6-1 : Définition :

Le ciment est généralement fabriqué en cuisant vers 1450 C0 des mélanges de calcaire et d'argile. On obtient alors des nodules durs, appelés clinkers ; c'est en broyant très finement ceux-ci, additionnés d'un peu de gypse, qu'on produit le ciment Portland. D'autres types peuvent être obtenus en mélangeant ce clinker broyé avec des constituants, broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques² : ce sont soit des laitiers de hauts fourneaux granulés, soit des cendres volantes ou encore des pouzzolanes, naturelles ou artificielles.

Il existe, en outre, des ciments spéciaux, tels les alumineux ou les sur sulfatés. La principale utilisation du ciment est le béton, dont il est le composant actif, mais il entre aussi dans la composition des mortiers pour maçonneries ou pour enduits. [13]



Figure I-19 : La composition du ciment.

II-6-2 : Types de ciment :

Les principaux ciments selon la classification NA largement inspirée d'AFNOR, en fonction de leur composition et de leur résistance, sont :

- . Les ciments CPA, ciments Portland purs (composé du seul clinker) ;
- . Les ciments CPJ, ciments Portland composés, qui contiennent au moins 65% de clinker.

Ce sont les plus utilisés en l'Algérie,

- . Les ciments CHF, ciments de hauts-fourneaux, qui contiennent entre 60 et 75% de laitier de hauts-fourneaux.
- . Les ciments CLK, ciment de laitier de clinker, qui contiennent 80% de laitier de hauts fourneaux,
- . Les ciments CLX, ciment de laitier à la chaux,
- . Les ciments prompts.

Les ciments sont également classés en fonction de leur résistance à la compression.

Les ciments produits et commercialisés en Algérie, sont essentiellement constitués de CPJ32.5 et 42.5, types les plus demandés et CRS (Ciment résistant aux sulfates) largement utilisé dans les régions du sud. Le ciment fabriqué localement est livré en vrac, soit en sac double ou triple plis de 50Kg.

Chapitre II :

Programme expérimental et procédures d'essai

II-1- localisation du site de sidi hadjres :

I-1-1 : Introduction :

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi Hadjres et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques (essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, essais de gonflement à l'œdomètre et essais de dessiccation), en vue d'établir un modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

II-1-2 : localisation du site :

La commune de Sidi Hadjres est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure II.1). L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale (APC).

Le choix de ce site a été motivé notamment en raison de la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.



Figure II -1-Image satellite prise le 24 aout 2011, (Source Google Earth).

II-2 : Programme Expérimental :

II-2-1- Introduction :

Le programme expérimental a été réalisé dans laboratoire du génie civil de l'université de m'sila.

Ce programme est réparti en deux parties.

a) Essais d'identifications :

- La granulométrie (par tamisage).
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai au bleu de méthylène.

b) Essais mécaniques :

- Essais Proctor modifié.
- Essais C.B.R. immédiat.
- Essais de gonflement par la méthode du CEBTP.

.N.B : Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes au tant que possible aux méthodes d'essais en vigueur.

II-6-3 : Ciment utilisé pour ce traitement : (NA 442, NF P 15-101-1, EN 197-1) :

Mâtine est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, résultat de la mouture du clinker obtenu par cuisson jusqu'à la fusion partielle (clinkerrisation) d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile

.Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (CaO) à fonction basique et la silice (SiO₂) à caractère acide.

On trouve également l'alumine (Al₂O₃) ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500 C⁰.

En présence d'eau à lieu la réaction d'hydratation consistant en la formation d'un réseau cristaux de silicates de calcium hydrates.

Mâtine présente des performances mécaniques et des caractéristiques physico-chimiques conformes à la norme algérienne.

II-6-4: Domaine d'utilisation :

Mâtine est utilisé pour tous les projets de construction qui nécessitent de hautes résistances mécaniques mais qui ne présentent pas un besoin spécifique en bétons exposés à des conditions sévères comme l'attaque des lesquels le béton n'est pas affecté par le taux de chaleur d'hydratation du ciment.

II-6-5 : les principales applications de ce ciment sont :

- . Secteur habitat (logements et d'autres constructions civiles) :
- . Secteur travaux publics (tunnels, pont, port, aéroport...etc.) :
- . Secteur hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, stations de Dessalement,...etc.) :
- . Secteur industriel

I-2-1- 1 : Essais d'identifications :

I-2-1- 1 : Analyse granulométrique :

-Par tamisage (NF P 94-056) : Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification. L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série des tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse (figure).



Figure II-2-Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).

II-2-1-2 : Les limites d'Atterberg (NF P 94-051) :

Les limites d'Atterberg sont des caractéristiques géotechniques conventionnelles d'un sol qui marquent les seuils entre :

- .le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique : limite de liquidité (WL).
- . Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité (WP).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considérée, exprimée en pourcentage de masse de la matière première brute.

La différence $I_p = W_L - W_P$ qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité [14]. L'indice de plasticité permet d'apprécier la quantité et le type d'argiles présentes dans un échantillon. Il définit donc l'argilo site de l'échantillon (Figure II-4).



Figure II-3- Appareillage de limites d'Atterberg.

II-2-1- 3 : L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) :

L'essai est réalisé sur la fraction 0/0.08 mm, il consiste à déterminer la quantité de bleu de Méthylène nécessaire à la saturation des particules argileuses en suspension dans l'eau et en Permanence agitation .La valeur de bleu VBs est la quantité de bleu méthylène absorbé par 30 g de matériau (figure II-5).

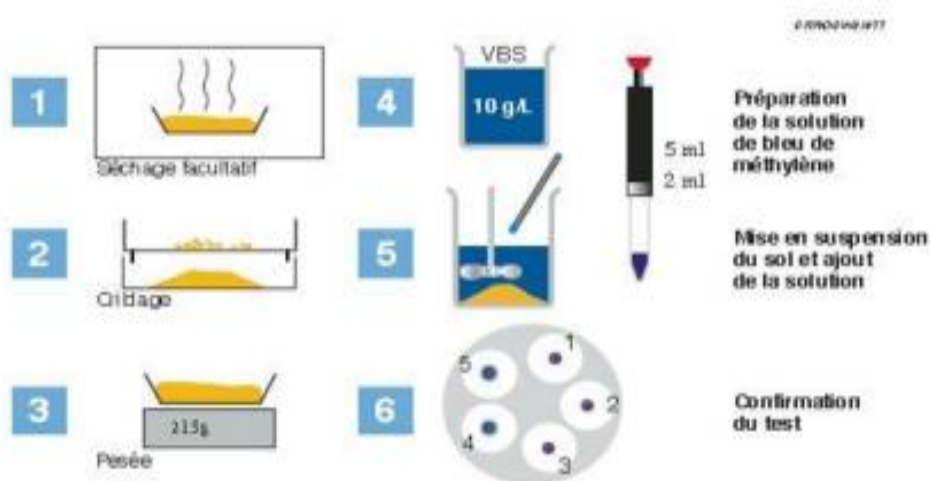


Figure II-4 - Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.

A titre d'identification le tableau représente les valeurs de bleu de quelques sols.



Figure II-5- Valeurs de bleu de quelques sols.

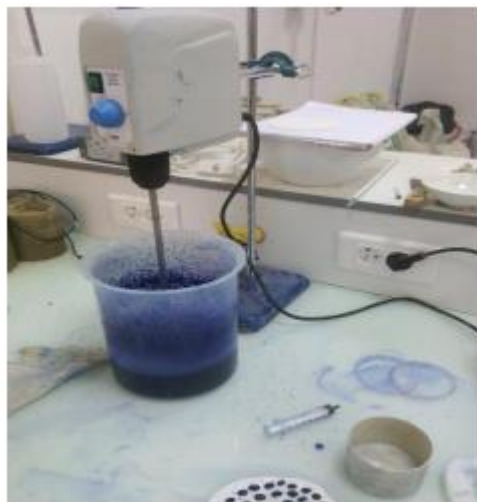


Figure II-6- Essai au bleu de méthylène.

II-2-2 : Essais mécaniques :

II-2-2-1 : Essais Proctor modifié (NF P94-093) :

L'essai Proctor est un essai de compactage réalisé en laboratoire qui a pour but déterminer

L'influence de la teneur en eau (w_{opt} exprimée en %) d'un matériau sur sa compactibilité (exprimée par la masse volumique sèche γ_d en g/cm^3 ou kg/m^3).

Conditions d'essai :

Le matériau est porté à différentes teneurs en eau et chacun des mélanges est ensuite compacté par couche dans un moule cylindrique au moyen d'un marteau de dimension et de masse normalisées que l'on laisse tomber librement d'une hauteur normalisée, la masse volumique sèche de l'échantillon ainsi compacté est déterminée pour chaque teneur en eau.

L'essai choisi pour notre étude est l'essai Proctor modifié car il correspond à un compactage modéré, qui peut être reproduit assez facilement sur chantier (figure II-8).



Figure II-7- moule C.B.R.

II-2-2-2 : Essais de portance C.B.R (NF P 94-078) :

L'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportés aux valeurs des force observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements, l'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés.

a-Essai C .B.R immédiat :

Placer l'éprouvette sur la presse en position centrée par rapport au piston de

Poinçonnement et on procède au poinçonnement de manière suivant ;

Mettre en contact la surface supérieure d'éprouvette vers le piston, à l'aide des dispositifs prévus sur la presse jusqu'à ce que le piston vienne affleurer le matériau.

Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon (figure II -9).

Noter les efforts de poinçonnement pour les enfoncements suivants : 0,625 ; 1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 et 10mm.

L'indice recherché est par conversion la plus grande des valeurs suivantes ;

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

$$IPI = \frac{\text{Effort de pénétration à 5.0 mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{19.93 \text{ KN}}$$



Figure II-8-Appareil de poinçonnement.

II-2-2-3 : ESSAIS DE GONFLEMENT A L'ŒDOMETRE :

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté la réalisation de six essais de gonflement à l'œdomètre par la méthode du CEBTP.

Cet essai consiste à saturer une éprouvette de sol placée dans un moule œdométrique et la laisser gonfler librement (phase de gonflement libre). Après avoir atteint l'amplitude maximale de gonflement, on applique à l'éprouvette des charges successives pour la remettre aux dimensions initiales (phase de gonflement sous charges).

Par analogie avec la construction d'un diagramme œdométrique, on porte sur un diagramme les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme des contraintes appliquées pendant l'essai. La pression de gonflement σ_g est définie par la contrainte normale appliquée à l'éprouvette lui permettant de retrouver ses dimensions initiales (figure 3.6), c'est-à-dire la contrainte correspondant à l'indice des vides initial e_i déterminé au début de l'essai.

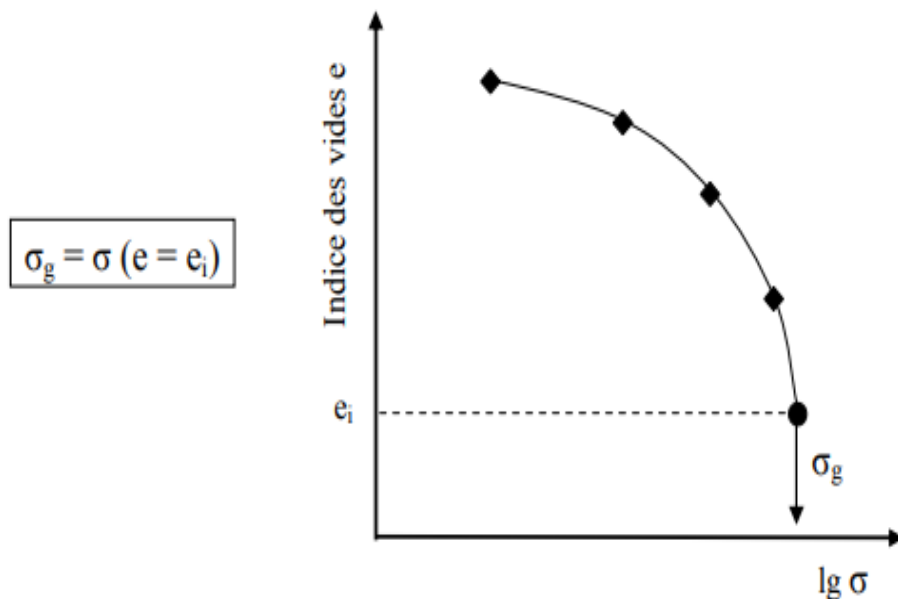


Figure II-9- Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP.

Les courbes de gonflement représentent, pour une charge donnée, les variations de la hauteur en fonction du logarithme du temps. Ces courbes présentent des allures semblables à celles des courbes de consolidation mais en sens inverse ; le paramètre $C_{\alpha s}$ étant le taux de gonflement secondaire. Elles caractérisent la cinétique du gonflement (Figure II-9).

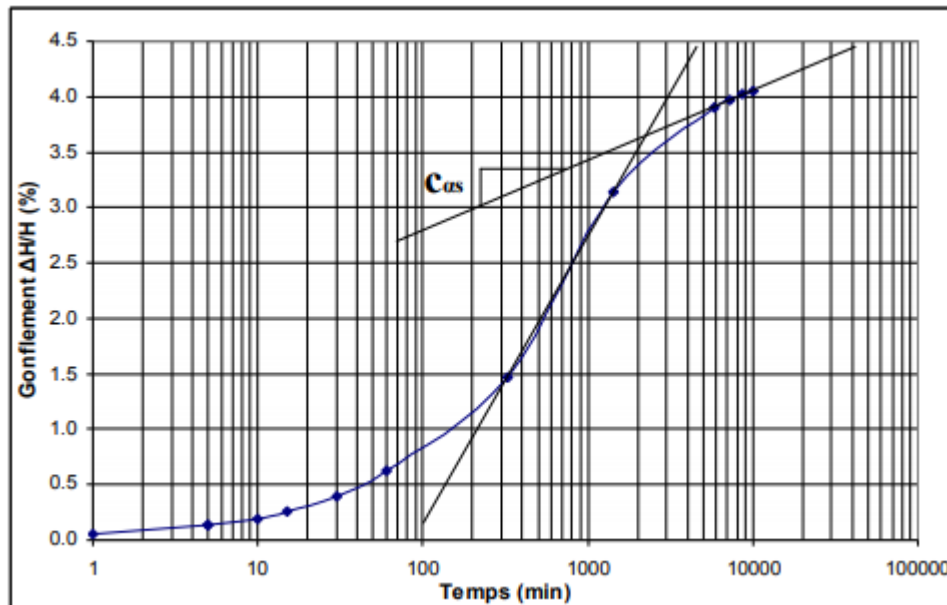


Figure II-10 Courbes de gonflement.

L'amplitude du gonflement, dite gonflement libre, est la déformation maximale subie par l'éprouvette sans chargement (une charge initiale de 5 à 10 kPa selon la consistance du sol est appliquée à l'éprouvette pour rétablir son état initial en place).

III Chapitre
Présentation et analyse
des résultats d'essais

Introduction :

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté des essais de gonflement œdométriques, des essais de C.B.R pour l'identification des paramètres des sols étudiés. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons découpés dans de blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor modifiée. Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie.

III- Résultats Des Essais :

III-1 les essais d'identification :

III-1-1- Analyse granulométrique :

a-Analyse granulométrique par tamisage :

Six (6) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

●Essai N°1:

Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01:

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	7.12	7.12	27.59	98.57
2.5	10.71	17.83	41.51	97.85
1.25	15.29	33.12	59.26	96.94
0.63	18.96	52.08	73.48	96.2
0.315	21.67	73.75	83.99	95.66
0.16	23.82	97.57	92.32	95.23
0.008	25.6	123.17	99.22	94.88

●Essai N°2:

Tableau III-2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02 :

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	5.7	5.7	28.92	98.86
2.5	9.12	14.82	46.38	98.17
1.25	12.43	27.25	63.22	97.51
0.63	15.2	42.45	77.31	96.96
0.315	17.02	59.47	86.57	96.59
0.16	18.09	77.56	92.01	96.38
0.008	19.42	96.98	98.71	96.11

●Essai N°3:

Tableau III-3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03 :

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	5.88	5.88	25.86	98.82
2.5	9.67	15.55	50.02	98.06
1.25	13.09	28.64	67.71	97.38
0.63	15.45	44.09	79.92	96.91
0.315	16.99	61.08	87.89	96.6
0.16	17.84	78.92	92.29	96.43
0.008	19.18	98.1	99.2	96.13

Essai N°4 :

Tableau III-4 : Granulométrie par tamisage de l'essai 04:

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	7.38	5.38	27.48	98.52
2.5	11.59	16.97	43.16	97.68
1.25	16.18	33.15	60.26	96.76
0.63	20.01	53.16	74.52	95.99
0.315	22.8	75.96	84.91	95.44
0.16	25.19	101.15	93.81	94.96
0.008	26.56	127.71	98.91	94.68

Essai N°5 :

Tableau III-5 : Granulométrie par tamisage de l'essai 05:

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	5,13	5,3	1,77	98,23
2.5	1,1	6,4	2,13	97,87
1.25	3	9,4	3,13	96,87
0.63	2	11,4	3,8	96,2
0.315	1,5	12,9	4,3	95,7
0.16	0,7	13,6	4,53	95,47
0.008	0,7	14,3	4,77	95,23

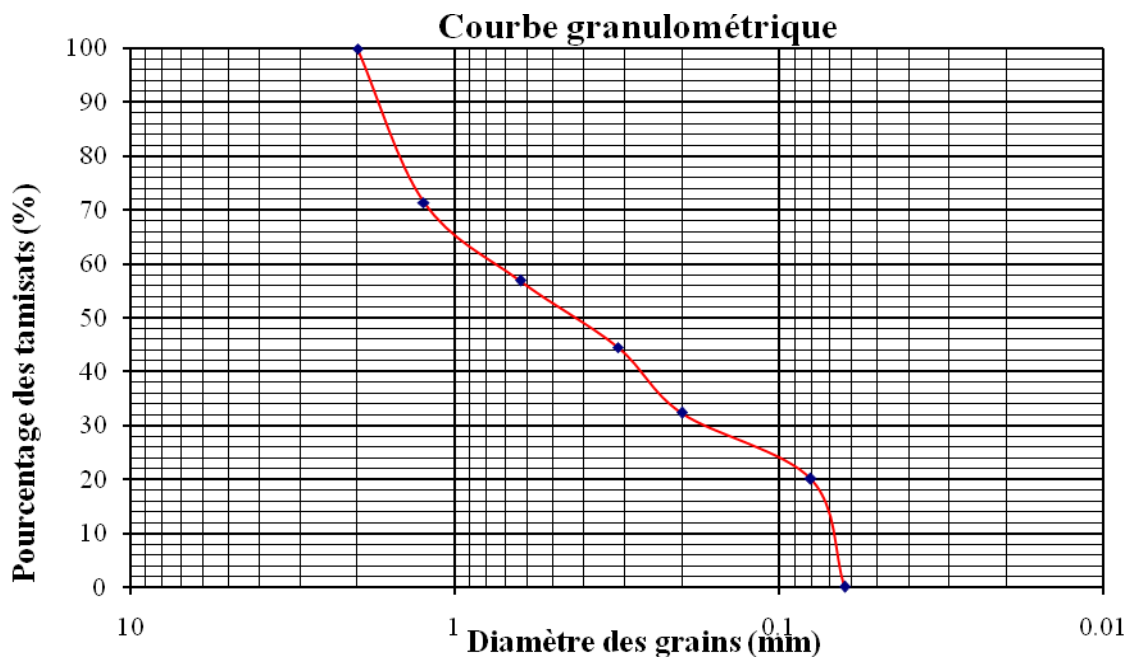
Essai N°6 :

Tableau III-6 : Granulométrie par tamisage de l'essai 06 :

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	5,13	5,3	1,77	98,23
2.5	1,1	6,4	2,13	97,87
1.25	3	9,4	3,13	96,87
0.63	2	11,4	3,8	96,2
0.315	1,5	12,9	4,3	95,7
0.16	0,7	13,6	4,53	95,47
0.008	0,7	14,3	4,77	95,23

Le tableau III- 7 : résumé la récapitulation des six essais de l'analyse granulométrique :

	Tamisât en (%)						
Tamis (mm)	Essai 01	Essai 02	Essai03	Essai 04	Essai 05	Essai 06	MOYEN
5	98.57	98.86	98.82	98.52	98.07	98.23	98.69
2.5	97.85	98.17	98.06	97.68	97.37	97.87	97.94
1.25	96.94	97.51	97.38	96.76	94,87	96.87	97.14
0.63	96.2	96.96	96.91	95.99	93,23	96,2	96.51
0.315	95.66	96.59	96.6	95.44	92,07	95,7	96.07
0.16	95.23	96.38	96.43	94.96	91,57	95,47	95.75
0.008	94.88	96.11	96.13	94.68	91,57	95,23	95.45



La figure III.1 Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage.

III .2.1.1 Les limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limite de constance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols.

Essai N 01:

a) Limite de liquidité et plasticité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 Les résultats de limite de liquidité :

Echantillon	limite de liquidité 0%							
Essais N	1		2		3		4	
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	16.8	16.6	14.6	21.8	20.5	20.9	17.2	20.9
M sol humide + la tare	25.3	25	24	29.9	29.8	30.5	24.9	29.1
M sol sec + tare	21.2	21.3	19.6	25.8	25.5	26	21.3	25.2
Masse d'eau	4.1	3.03	4.36	4.06	4.33	4.55	3.56	3.9
Masse du sol sec	4.37	4.1	5.02	4.4	4.98	5.11	4.12	4.23
Teneur en eau (%)	93.8	93	91.3	92.3	89.2	89	87.6	87.2
moyenne (%)	93.415		91.785		89.095		87.385	
Nombre de coup	17		22		28		31	

Tableau. III 9 Les résultats de limite de plasticité :

Echantillon	limite de plasticité 0%							
Essais N	1		2		3		4	
Numéro de la tare	A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
Masse de tare	10.2	10.2	10.2	10.3	10.2	10.2	10.1	10.1
M sol humide + la tare	11	11.2	11.3	11.2	11	11.1	10.8	10.6
M sol sec + tare	10.8	10.9	11	11	10.8	10.9	10.5	10.5
Masse d'eau	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1
Masse du sol sec	0.6	0.7	0.8	0.7	0.8	0.7	0.6	0.5
Teneur en eau (%)	33.3	33.4	34.1	32.1	33.3	34.4	33.7	32.1
moyenne (%)	33.385		33.1		33.875		32.87	
moyenne (%)	33.3075							

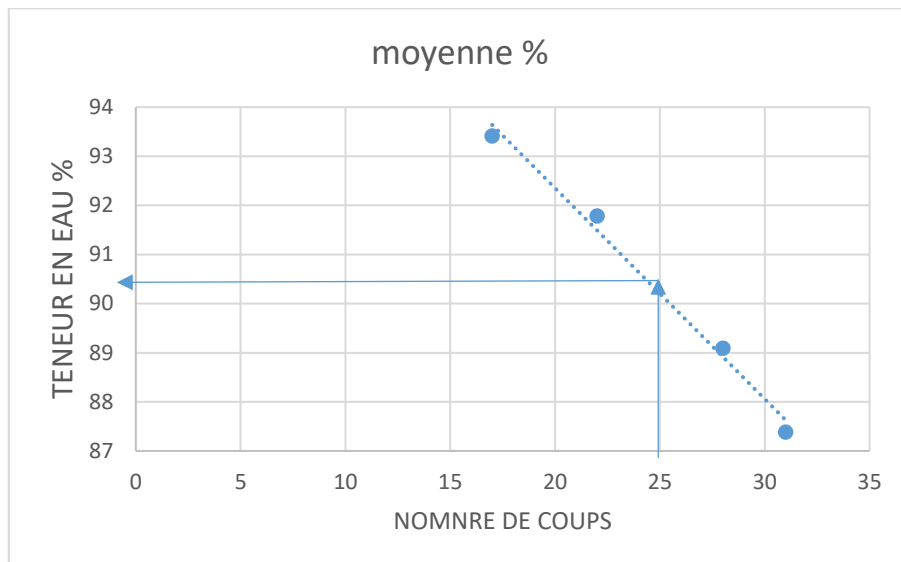


Figure III.2.La courbe de limite de liquidité de d'essai N°1.

Essai N 02 :

a) Limite de liquidité et plasticité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10Les résultats de limite de liquidité :

Echantillon	limite de liquidité 2%							
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	17.27	15.74	15.82	15.67	15.66	2.53	21.01	21.2
M sol humide + la tare	26.23	26.22	24.56	24.6	23.21	30.05	28.98	30.7
M sol sec + tare	21.89	21.17	20.39	20.34	19.64	26.05	25.26	26.25
Masse d'eau	4.34	5.05	4.17	4.26	3.57	4	3.72	5.45
Masse du sol sec	4.62	5.43	4.57	4.67	3.98	4.52	4.25	5.05
Teneur en eau (%)	93.93	93	91.24	91.24	91.22	89.69	88.49	87.52
moyenne (%)	93.465		91.23		89.09		87.81	
Nombre de coup	17		24		29		35	

Tableau III.11 Les résultats de limite de plasticité :

Echantillon	limite de plasticité 2%							
Essais N	A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
Numéro de la tare	49.83	40.66	47.48	45.22	49.06	45.25	37.1	35.88
Masse de tare	58.39	47.14	56.02	50.2	55.08	52.13	46.82	47.33
M sol humide + la tare	55.86	44.11	53.49	48.67	53.38	50.2	44.25	44.18
M sol sec + tare	2.53	3.03	2.53	1.53	1.73	1.93	2.57	3.15
Masse d'eau	6.03	3.45	6.01	3.45	4.32	4.95	7.15	8.03
Masse du sol sec	41.95	42.82	42.09	43.34	41.4	42.6	42.4	42
Teneur en eau (%)	42.385		42.715		42		42.2	
moyenne (%)	42.325							
moyenne (%)	33.3075							

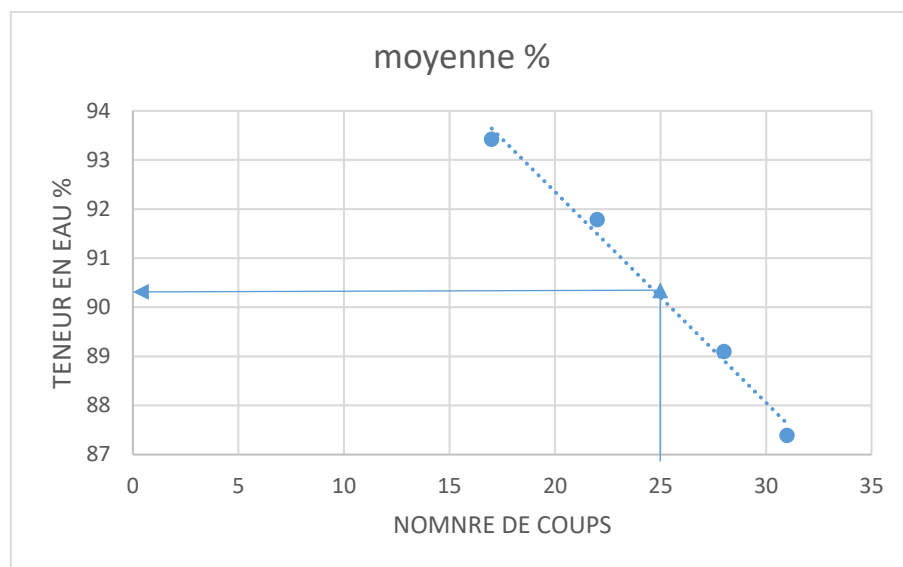


Figure III.3. La courbe de limite de liquidité de d'essai N°2.

Essai N 03 :

a) Limite de liquidité et plasticité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Les résultats de limite de liquidité :

Echantillon	limite de liquidité 4%							
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	6.68	4.69	23.8	10.16	10.16	8.41	10.11	4.63
M sol humide + la tare	12.06	13.34	31.15	18.64	16.47	15.5	16.47	11.15
M sol sec + tare	8.71	9.4	27.84	14.85	13.57	12.42	15.04	8.28
Masse d'eau	3.35	3.94	3.41	3.79	2.9	3.08	3.97	2.87
Masse du sol sec	4.03	4.71	4.04	4.69	3.41	4.01	4.93	3.65
Teneur en eau (%)	83.12	82.94	82.33	82.01	80.22	80.09	78.54	78.22
moyenne (%)	83.03		82.17		80.15		78.38	
Nombre de coup	19		21		28		32	

Tableau III.13 Les résultats de limite de plasticité :

limite de plasticité 4%							
A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
15.75	21.04	21.21	15.73	17.05	15.73	15.56	15.63
17.13	22.08	22.98	17.12	18.18	17.13	17.54	16.54
16.62	21.67	22.27	16.65	16.77	16.6	10.5	10.5
0.87	0.63	1.06	0.92	0.72	0.87	0.86	0.88
0.51	0.41	0.71	0.47	0.41	0.53	0.46	0.25
58.62	58.08	57.22	56.6	56.94	58.5	56.22	57.3
58.35		56.91		57.72		56.76	
57.435							

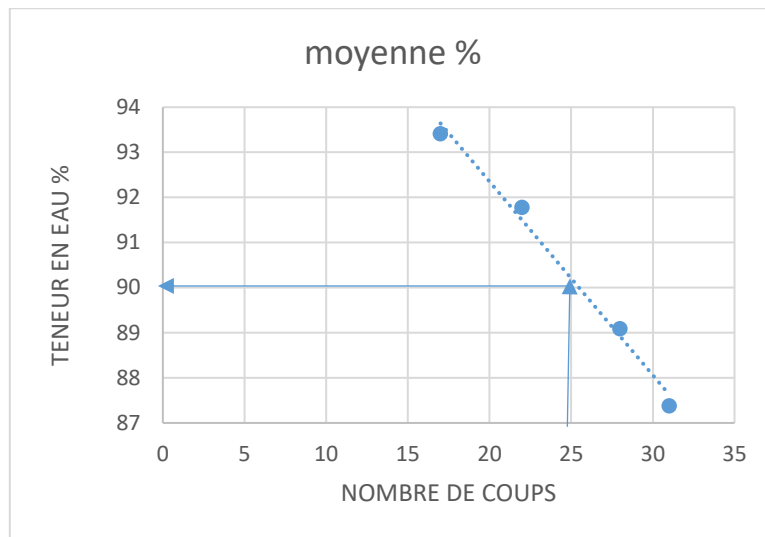


Figure III.4. La courbe de limite de liquidité de d'essai N°3.

Essai N 05 :

a) Limite de liquidité et plasticité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 les résultats de la limite de liquidité.

Echantillon	limite de liquidité 6%							
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	14.5	21.3	21.11	17.02	16.73	20.9	14.99	21.18
M sol humide + la tare	18.88	26.65	27.32	22.88	21.91	24.48	20.21	25.88
M sol sec + tare	16.99	24.01	24.79	20.01	19.92	23.86	18.04	23.97
Masse d'eau	1.89	2.54	2.53	2.87	1.99	2.62	2.17	1.91
Masse du sol sec	2.49	2.71	3.68	2.99	3.19	2.96	3.05	2.79
Teneur en eau (%)	85.88	84.65	82.22	82.01	81.13	80.89	79.36	79.02
moyenne (%)	85.265		82.115		81.01		79.19	
Nombre de coup	17		22		27		33	

Tableau III.15 les résultats de la limite de plasticité

Echantillon	limite de plasticité 6%							
Numéro de la tare	A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
Masse de tare	24.22	24.82	24.11	17.3	15.66	17.13	15.01	14.07
M sol humide + la tare	36.01	33.26	30.19	24.06	24.38	25.05	23.48	20.86
M sol sec + tare	32.4	30.67	27.38	22.12	21.63	23.14	21.32	16.66
Masse d'eau	3.61	2.59	2.81	1.94	2.75	1.91	2.16	2.22
Masse du sol sec	5.1	5.85	4.27	4.82	5.97	5.84	6.3	5.59
Teneur en eau (%)	42.67	43.33	44.01	44.34	43.06	44.04	42.66	42.05
moyenne (%)	43		44.175		43.55		42.355	
moyenne (%)	43.27							

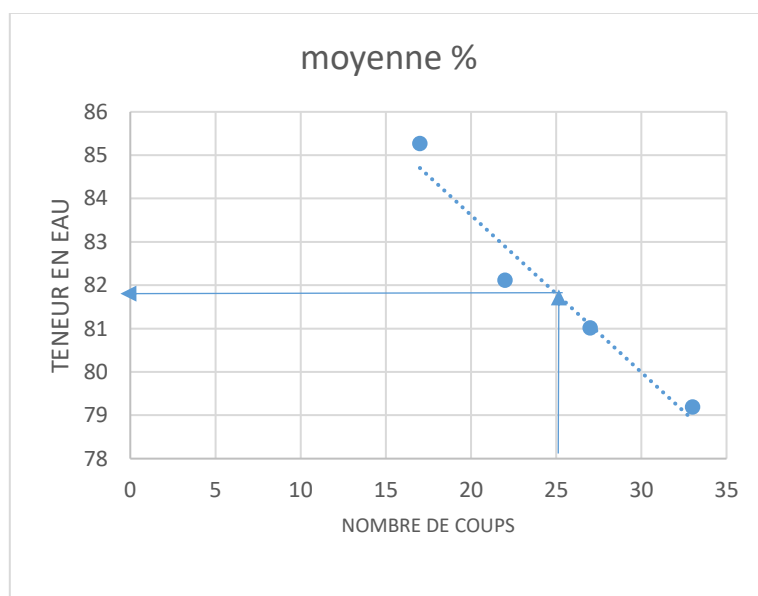


Figure III.5. La courbe de limite de liquidité d'essai N°4.

Essai N 06 :

a) Limite de liquidité et plasticité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III .16 les résultats de la limite de liquidité.

Echantillon	limite de liquidité 8%							
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	14.32	15.78	12.51	13.82	10.16	23.96	8.73	13.81
M sol humide + la tare	27.33	31.2	18.56	21.65	16.95	32.03	13.5	24.15
M sol sec + tare	21.01	24.18	15.87	18.38	14.08	28.91	11.17	21.56
Masse d'eau	6.32	7.02	2.89	3.27	2.87	3.38	2.33	2.59
Masse du sol sec	6.694	8.4	3.06	4.5	3.92	4.95	2.44	7.75
Teneur en eau (%)	83.9	83.57	82.77	81.87	80.76	80.02	79.83	78.44
moyenne (%)	83.735		82.32		80.39		79.135	
Nombre de coup	18		21		28		34	

Tableau III .17 les résultats de la limite de plasticité.

Echantillon	limite de plasticité 8%							
Numéro de la tare	A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
Masse de tare	16.92	8.55	10.13	12.58	10.2	8.6	9.07	10.05
M sol humide + la tare	18.08	9.75	11.25	13.62	11.34	9.92	10.31	11.24
M sol sec + tare	17.6	9.3	10.85	13.22	10.9	9.66	9.85	11.11
Masse d'eau	0.48	0.45	0.4	0.4	0.44	0.49	0.45	0.47
Masse du sol sec	0.68	0.75	0.72	0.64	0.7	1.06	0.78	1.06
Teneur en eau (%)	61.33	60	62.17	62.5	61.18	60.77	63.23	63.01
moyenne (%)	60.665		62.335		60.975		63.12	
moyenne (%)	61.77375							

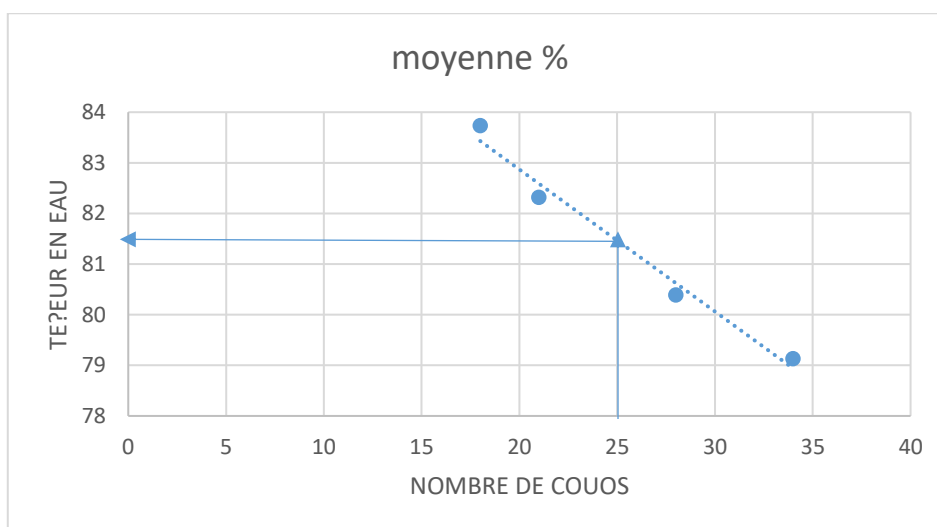


Figure III.6.La courbe de limite de liquidité d’essai N°5.

Essai N 07 :

A) Limite de liquidité et plasticité :

Les résultats de série d’essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III .18 les résultats de la limite de liquidité :

Echantillon	limite de liquidité 10%							
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	21.71	25.43	14.86	17.88	21.33	19.66	18.14	14.43
M sol humide + la tare	20.48	32.11	20.82	22.03	28.73	24.82	25.89	20.14
M sol sec + tare	25.77	29.41	17.98	29.22	25.56	23.49	22.86	18.04
Masse d'eau	3.71	2.71	2.84	1.81	3.17	2.93	3.06	2.1
Masse du sol sec	4.06	2.98	3.12	2.4	4.23	3.83	4.72	3.61
Teneur en eau (%)	91.37	90.9	89.88	89.01	88.66	87.55	86.55	84.88
moyenne (%)	91.135		89.445		88.105		85.715	
Nombre de coup	18		23		28		32	

Tableau III.19 les résultats de la limite de plasticité :

Echantillon	limite de plasticité 10%							
Numéro de la tare	A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
Masse de tare	16.92	8.55	10.13	12.58	10.2	8.6	9.07	10.05
M sol humide + la tare	18.08	9.75	11.25	13.62	11.34	9.92	10.31	11.24
M sol sec + tare	17.6	9.3	10.85	13.22	10.9	9.66	9.85	11.11
Masse d'eau	0.48	0.45	0.4	0.4	0.44	0.49	0.45	0.47
Masse du sol sec	0.68	0.75	0.72	0.64	0.7	1.06	0.78	1.06
Teneur en eau (%)	61.23	62.12	61.09	62.5	62.85	62.35	63.02	63.22
moyenne (%)	61.675		61.795		62.6		63.12	
moyenne (%)	62.2975							

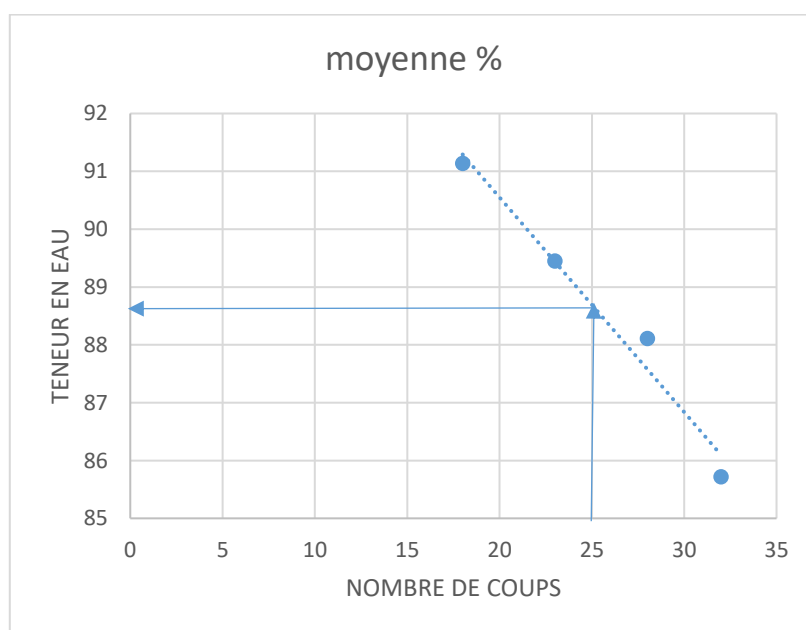


Figure III.7.La courbe de limite de liquidité d'essai N°6.

Essai N 08 :

b) Limite de liquidité et plasticité

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III .20les résultats de la limite de liquidité.

Echantillon	limite de liquidité 12%							
Numéro de la tare	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Masse de tare	10.1	9	23.8	12.7	8.6	8.6	16.9	10.8
M sol humide + la tare	16.9	15.7	35.4	25.6	15.2	15.6	26.8	17.6
M sol sec + tare	14	12.9	30.5	20.3	12.4	12.92	22.5	14
Masse d'eau	2.9	2.8	4.9	5.29	2.8	2.6704	4.3	3.6
Masse du sol sec	3.9	3.9	6.7	7.6	3.8	4	5.6	5.2
Teneur en eau (%)	79.77	78.57	77.39	76.65	75.73	74.12	73.55	72.11
moyenne (%)	79.17		77.02		74.925		72.83	
Nombre de coup	18		22		26		32	

Tableau III .21 les résultats de la limite de plasticité.

Echantillon	limite de plasticité 12%							
Numéro de la tare	A9	A10	A12	A13	A14	A15	A16	A17
Masse de tare	21.35	21.27	19.33	21.19	16.23	15.78	21.14	15.58
M sol humide + la tare	22.42	23.09	20.92	22.5	18.12	16.95	22.44	17.02
M sol sec + tare	22.05	22.42	20.37	21.72	17.53	16.49	21.93	16.5
Masse d'eau	0.36	0.67	0.55	0.78	0.59	0.46	0.51	0.52
Masse du sol sec	0.7	1.15	1.04	0.444	1.3	0.71	0.79	0.65
Teneur en eau (%)	51.42	52.26	52.88	52.2	52.21	51.87	50.55	50.05
moyenne (%)	51.84		52.54		52.04		50.3	
moyenne (%)	51.68							

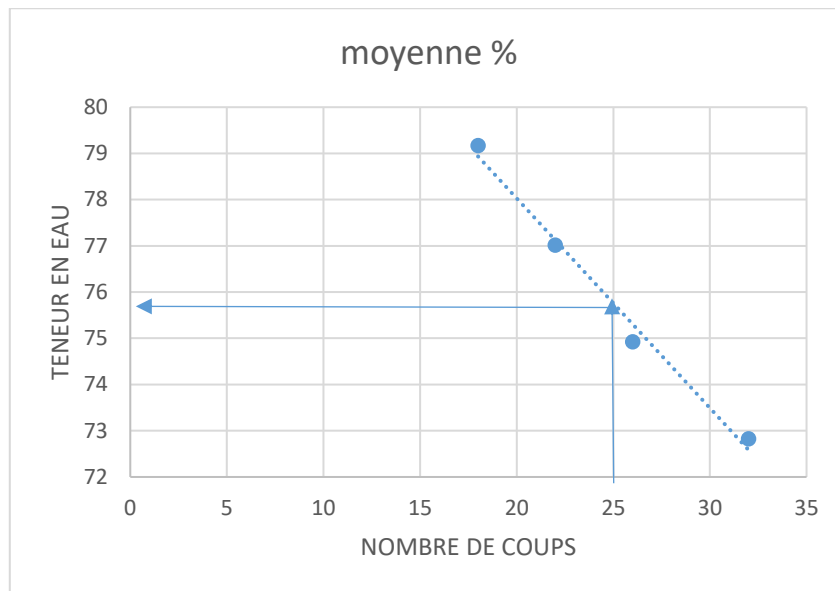


Figure III.8. La courbe de limite de liquidité d'essai N°7.

Le tableau (III-22) d'essai N°01 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.

Dosage en ciment	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %	12 %
Limite de liquidité %	92.67	90.4	88.6	81.895	81.395	80.93	75.98
Limite de plasticité %	33.3075	42.325	43.27	51.68	57.435	61.77	62.29
Indice de plasticité	59.36	48.075	45.33	30.46	23.96	19.16	13.69

Le tableau (III-23) d'essai N°02: présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.

Dosage en ciment	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %	12 %
Limite de liquidité %	91.71	86.38	85.64	81.715	80.83	78.28	75.89
Limite de plasticité %	37.605	39.5	39.93	42.46	51.52	58.14	67.84
Indice de plasticité	54.105	46.88	45.71	39.255	29.31	20.14	8.05

Le tableau (III-24) d'essai N°03: présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.

Dosage en ciment	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %	12 %
Limite de liquidité %	81.7	81.69	80	79,39	79,32	76,6	61,98
Limite de plasticité %	30,26	31.1425	38,48	44.95	53,56	61,98	66,89
Indice de plasticité	38 .53	34.44	29.88	27.44	25.76	14.62	5

Le tableau (III-25) d'essai N°04 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.

Dosage en ciment	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %	12 %
Limite de liquidité %	81.94	81.77	81.41	79.45	76.52	76.16	74.89
Limite de plasticité %	36.68	51.85	53.03	53.32	57.3	57.64	67.16
Indice de plasticité	45.26	29.92	28.38	26.13	19.22	18.52	7.73

Le tableau (III-26) d'essai N°05 : Présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.

Dosage en ciment	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %	12 %
Limite de liquidité %	76.05	74.36	64.04	71.8	67.3	62.04	64.3
Limite de plasticité %	34.76	40.43	41.8	49.77	54.3	53	57.24
Indice de plasticité	41.29	33.93	22.24	22.03	13	9.04	7.06

Le tableau (III-27) d'essai N°06 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment.

Dosage en ciment	0 %	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %	12 %
Limite de liquidité %	79.1	76.4	69.3	66.1	66.89	63.5	61.2
Limite de plasticité %	40.03	42.78	51.05	54.04	59.2	56	55.2
Indice de plasticité	39.07	33.62	18.25	12.06	7.69	7.5	6

Le tableau (III-28) : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg.

Dosage en ciment	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Moyenne
0%	38.53	45.26	41.29	39.07	59.36	54.105	45.46
2%	34.44	29.92	33.93	33.62	48.075	46.88	37.73
4%	29.88	28.38	22.24	18.25	45.33	45.71	31.63
6%	27.44	26.13	22.03	12.06	30.46	39.255	26.22
8%	25.76	19.22	13	7.69	23.96	29.31	19.82
10%	14.62	18.52	9.04	7.5	19.16	20.14	14.83
12%	5	7.73	7.06	6	13.69	8.05	7.92

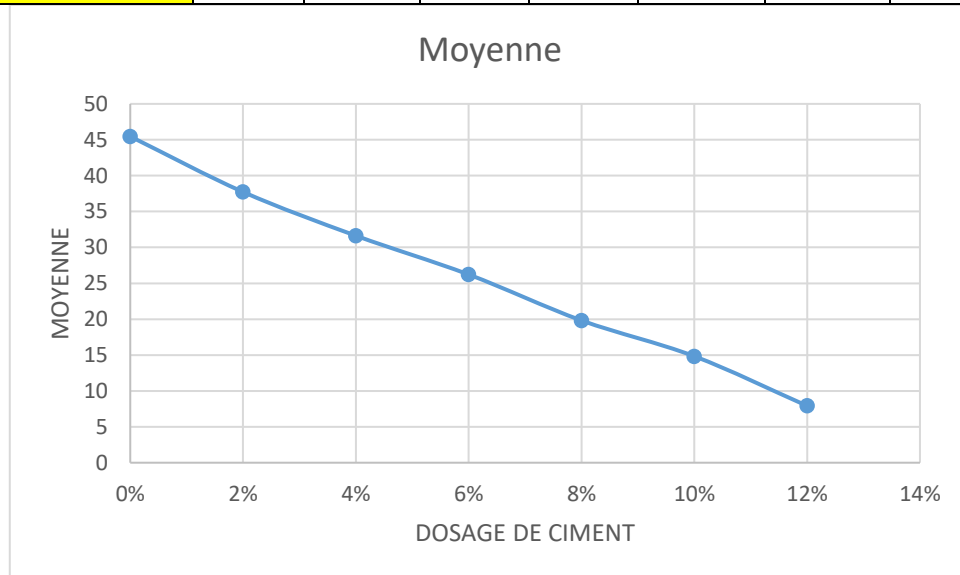


Figure III.9 La courbe des résultats d'essais de limites d'Atterberg.

III-3-3 Essai au bleu de méthylène.

Le tableau (III-29) d'essai N°01 : présente les valeurs de bleu de méthylène :

ESSAIS 02	Volume de la Solution cm3	VBS (g/cm ³)	surface STT
0%	360	12	251.16
2%	290	9.66	202.32
4%	260	8.66	181.39
6%	250	8.33	174.41
8%	235	7.83	163.95
10%	200	6.66	139.53
12%	170	5.66	118.6

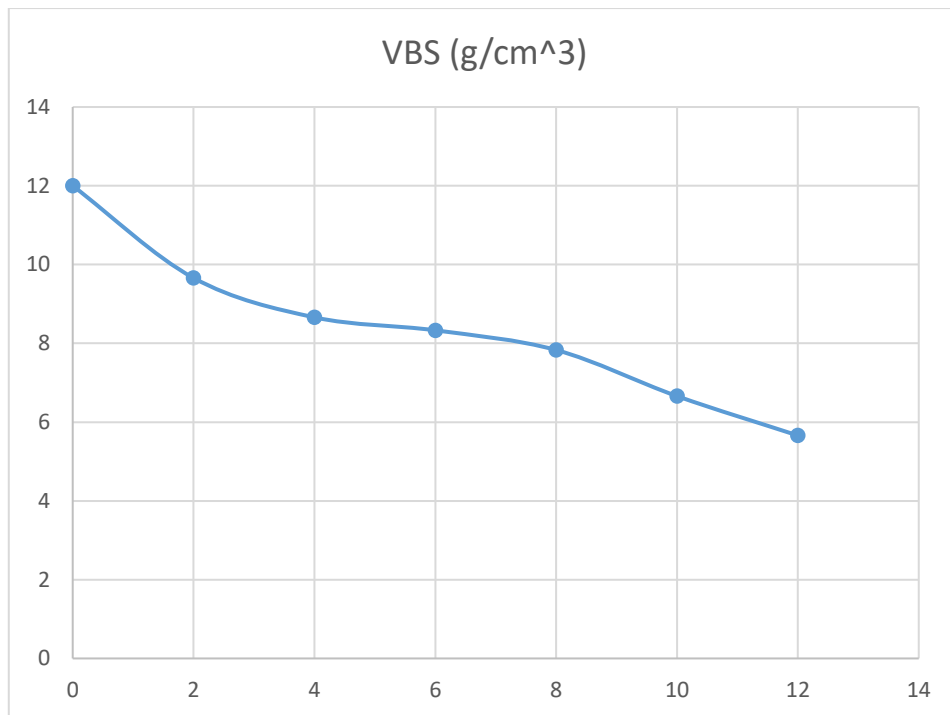


Figure III.10 La courbe des résultats d'essais de bleu de méthylène.

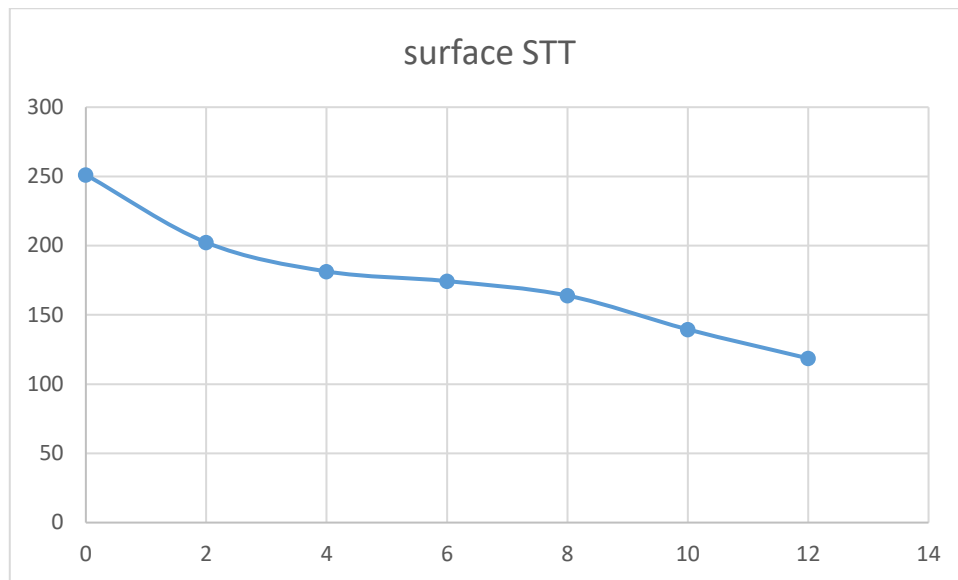


Figure III.11. La courbe de surface spécifique d'essais de bleu de méthylène.

Le tableau (III-30) : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène :

VB S	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	moyenne
0%	8.16	12	11	11.66	10.33	10.66	10.63
2%	7.5	9.66	10	8.33	10	10	9.24
4%	6.83	8.66	8.33	7.66	9.6	9.66	8.45
6%	6.66	8.33	7.66	7	9.33	9	7.99
8%	6	7.83	6.5	6.5	8.66	8.66	7.35
10%	5.66	6.66	6	5.66	6.66	8	6.44
12%	5.5	5.66	5.55	5	5.66	7.33	5.78

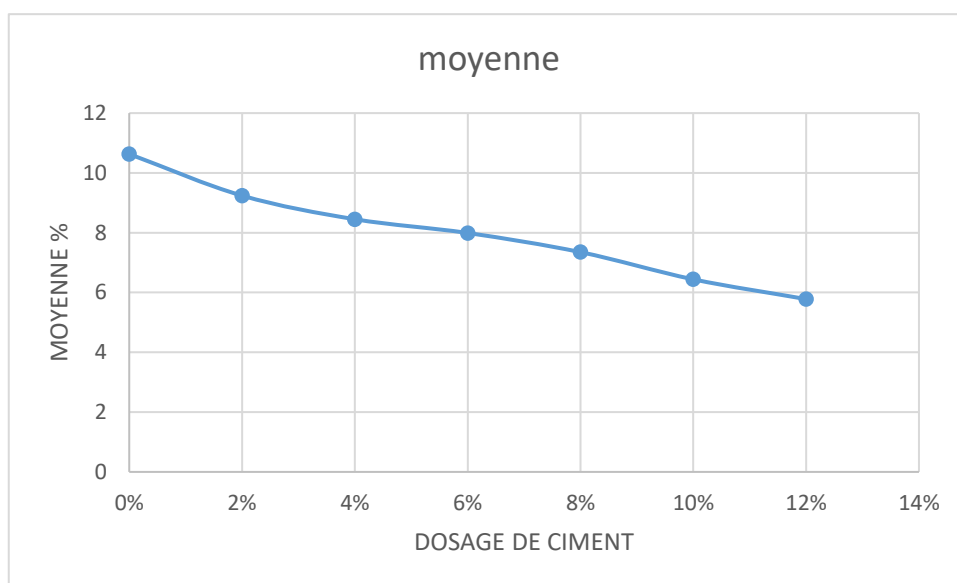


Figure III.12. La présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène

Interprétation des résultats des essais d'identification obtenus :

Les valeurs de la limite de liquidité diminuent avec l'augmentation du pourcentage de ciment, la diminution de la limite de liquidité est due à la diminution de la surface spécifique totale car la fraction argileuse est devenue faible avec l'augmentation du dosage en ciment.

La limite de liquidité, il s'agit de la nature de l'interaction entre les deux matériaux : argile et ciment, car avec l'ajout de ciment, le nombre des liaisons argile – argile diminue, alors qu'il y a accroissement de liaisons de type ciment – argile, cela fait diminuer la quantité d'eau nécessaire pour éloigner les particules d'argiles entre elles, et par conséquent la limite de liquidité diminue elle aussi.

on constate une augmentation de la limite de plasticité quand le pourcentage de ciment augmente.

La valeur de w_p et la surface spécifique totale diminuent avec l'augmentation du pourcentage de ciment.

III-2- Les essais mécaniques :

III-2-1-1 Essais Proctor modifié :

Résultats d'essai de compactage le sol naturel dans le tableau suivant : (d'après mémoire de Motasem Ahmed tos & Hadjadj tayeb).

Tableau.31 III Résultats d'essai de compactage le sol naturel.

sol naturel										
eau	12%		14%		16%		18%		20%	
N: tare	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
masse de tare (g)	21.0	20.3			27.3	20.8	12.2		26.4	
	2	4	8.68	8.43	1	7	8	11.42	6	26.5
masse (sol sec +tare (g)			33.1	27.3		41.7	36.9	38.1351.7	51.7	45.1
	46.1	44.9	4	1	48.7	7	3	3	3	7
masse (sol sec+ tare) (g)	43.0	41.9		24.8	45.7	38.8	32.8		47.1	41.9
	1	8	29.7	3	8	2	8	33.69	9	2
masse d'eau (g)	3.09	2.92	3.44	2.49	2.93	2.95	4.05	4.44	4.54	2.25
Masse fe sol sec(%)	21.9	21.6	21.0		18.4	17.9			20.7	
	9	4	2	16.4	7	5	20.6	22.27	3	15.4
w (%)		13.4	16.3	15.1	15.8	16.4	19.6			21.0
	14	9	7	8	6	4	6	19.94	21.9	7
moyenne(%)	13.773		15.774		16.149		19.799		21.489	
volume de moule (cm)	935.89									
poids de moule(g)	2140.7									
poids total(g)	3872.09		3959.76		3950.19		4001.19		3975.04	
poids de sol	1731.39		1.933		1809.49		1860.49		1834.34	
Yh	1.85		1.944		1.933		1.988		1.96	
Yd	1.626		1.679		1.665		1.659		1.613	

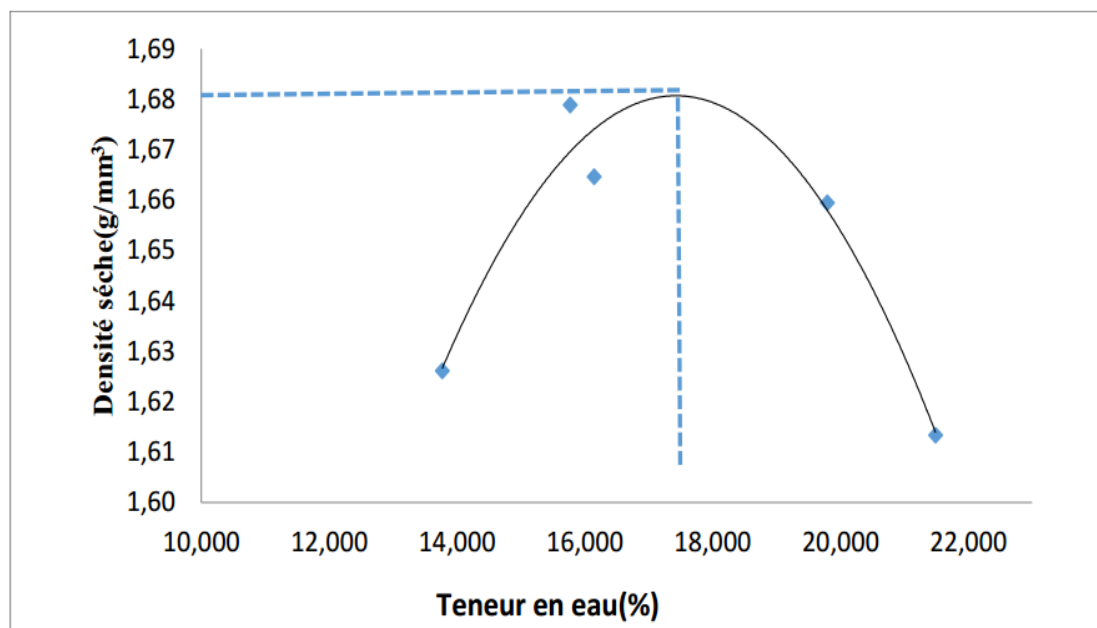


Figure III.13.courbe Proctor de sol naturel

III 2-1-2- Sol traité

Par ciment mâtine

Tableau. III.32. résultats d'essai de compactage d'un sol traité par cimente mâtine(d'après mémoire de Motasem Ahmed tos & Hadjadj tayeb).

		12%	14%	16%	18%	20%
sol naturel	wopt	13.77	15.77	16.14	19.79	21.48
	γ_d	1.62	1.67	1.66	1.65	1.61
2%	wopt	16.847	18.847	20.409	22.363	24.288
	γ_d	1.652	1.683	1.66	1.577	1.537
4%	wopt	16.454	18.851	21.238	24.199	26.568
	γ_d	1.657	1.699	1.633	1.546	1.493
6%	wopt	15.677	18.896	19.12	21.565	23.018
	γ_d	1.703	1.709	20.331	1.653	1.61
8%	wopt	14.903	18.952	1.673	20.331	22.611
	γ_d	1.71	1.715	1.702	1.669	1.629
10%	wopt	17/657	19.406	20.115	21.673	22.01
	γ_d	1.685	1.721	1.702	22.945	1.65
12%	wopt	16.105	19.662	20.065	22.495	25.056
	γ_d	1.704	1.722	1.694	1.639	1.599

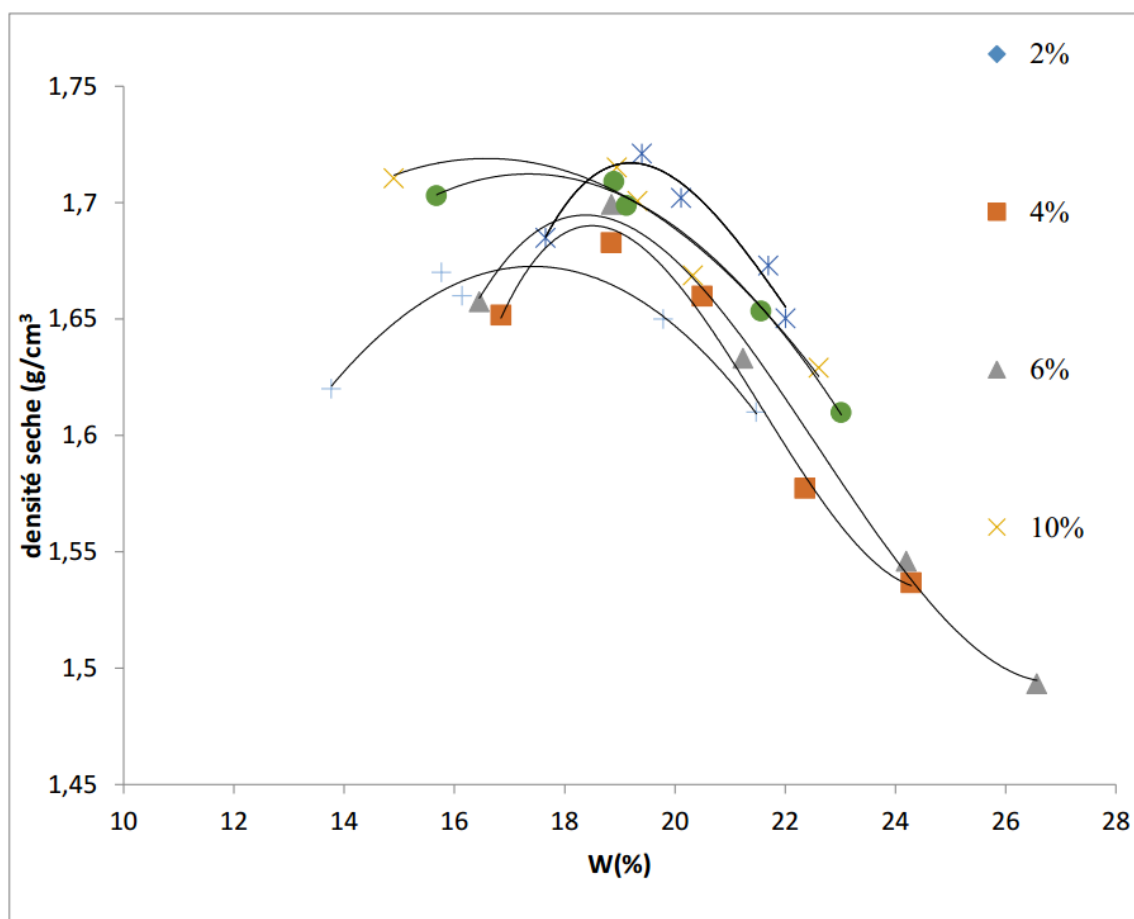


Figure III.14.courbe Proctor de sol traité par ciment mâtine(d'après mémoire de Motasem Ahmed tos & Hadjadj tayeb).

Tableau. III.33. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment (mâtine). (d'après mémoire de Motasem Ahmed tos & Hadjadj tayeb)

	matine	
	Wopt	γ_d max
0%	15.8	1.67
2%	18.84	1.68
4%	18.85	1.69
6%	18.89	1.7
8%	19	1.71
10%	19.4	1.72
12%	19.72	1.72

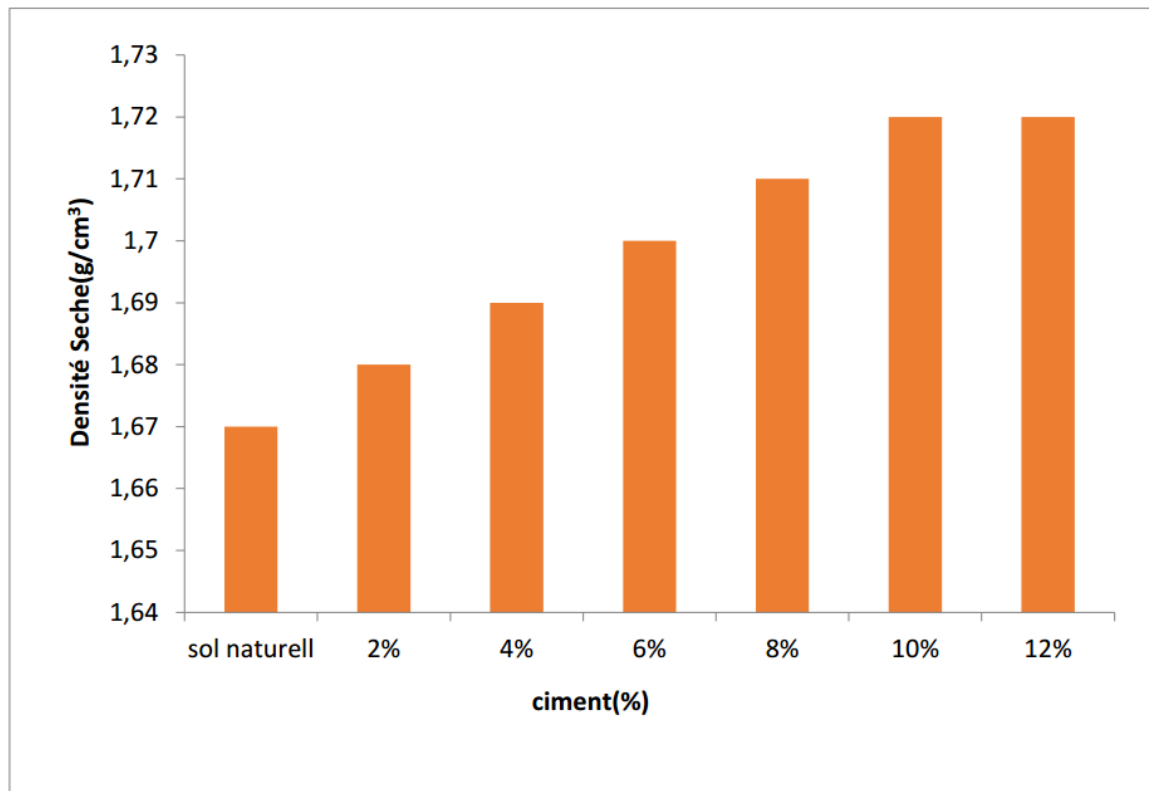


Figure. III.15. de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (mâtine) (d'après mémoire de Motasem Ahmed tos & Hadjadj tayeb).

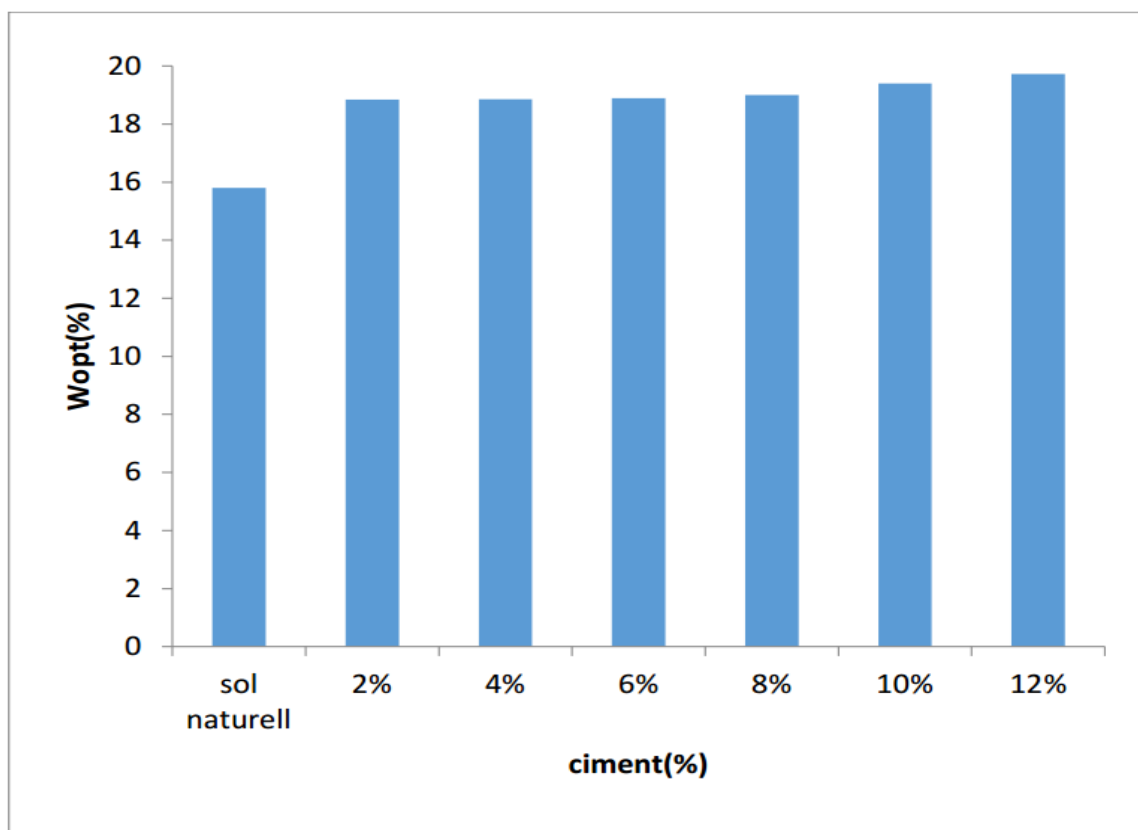


Figure. III.16. représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment mâtine (d'après mémoire de Motasem Ahmed tos & Hadjadj tayeb).

III-2-1-2-Essai C.B.R immédiat :

Deux séries d'essais ont été réalisées, a première pour l'essai C.B.R immédiat.

a-C.B.R immédiat Le tableau (III-41) présentent valeurs des forces de pénétration on fonction des enfoncements et L'indice C.B.R immédiat d'un éprouvette témoin confectionnée aux caractéristique.

Tableau III-34 d'essai de C.B.R immédiat.

ESSAI
0%

dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
0.625	0.09	1.9565
1.25	0.15	3.26
2	0.19	4.1304
2.5	0.22	4.7826
5	0.3	6.4583
7.5	0.31	6.6666
10	0.32	6.8749
L idice le plus grand	35.4	

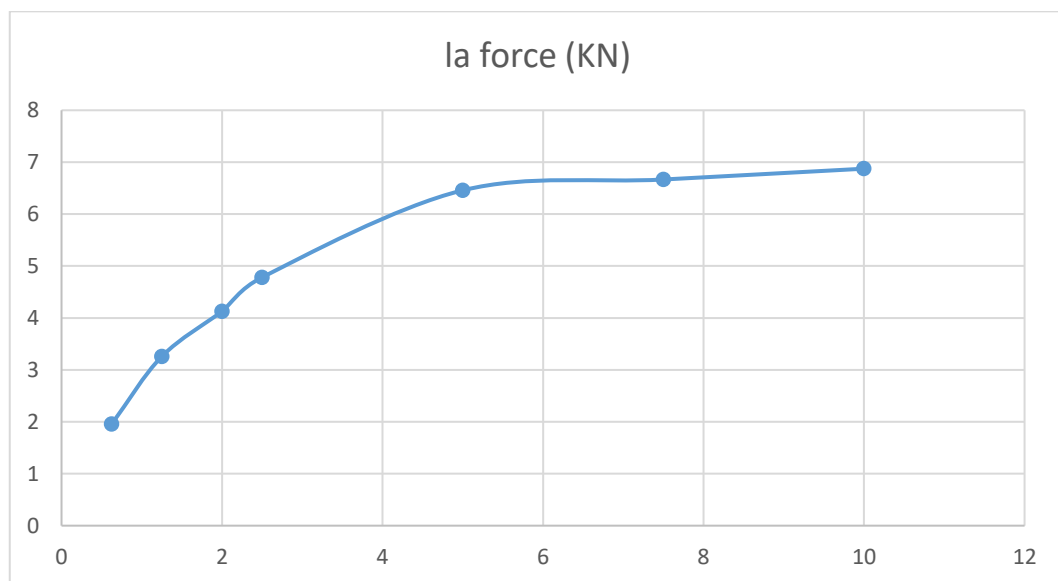


Figure III - 17- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-35 d'essai de C.B.R immédiat.

ESSAI 2%

dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
0.625	0.01	0.2173
1.25	0.02	0.4347
2	0.08	1.7391
2.5	0.17	3.6956
5	0.37	7.9166
7.5	0.4	8.5416
10	0.4	8.5416
Lidice le plus grand	39.72	

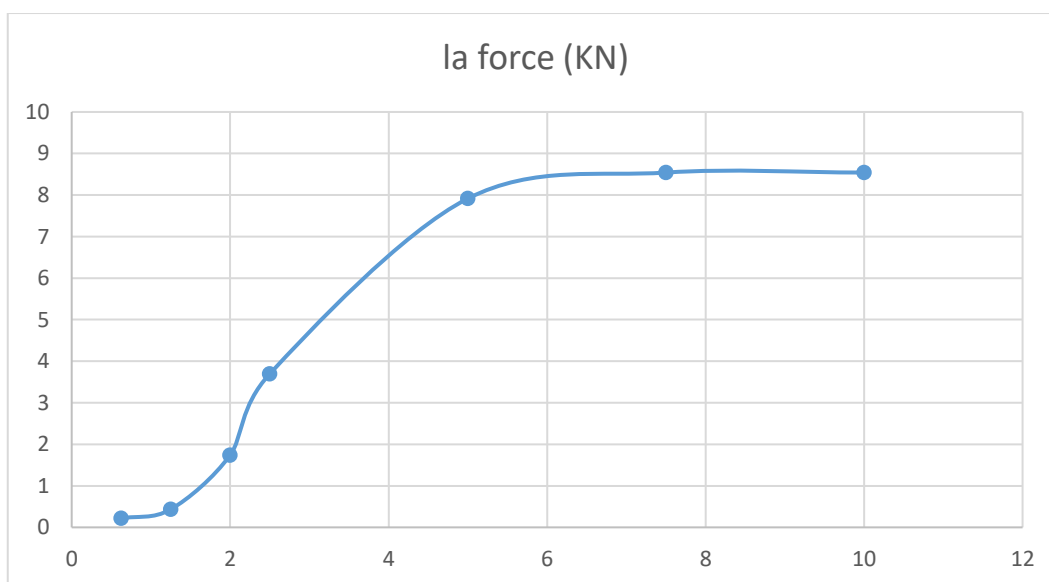


Figure III - 18- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-36d'essai de C.B.R immédiat.

**ESSAI 4
%**

dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
0.625	0.22	4.7826
1.25	0.35	7.4999
2	0.42	8.9585
2.5	0.45	9.5833
5	0.51	10.8695
7.5	0.59	12.6086
10	0.62	13.2608
Lidice le plus grand	55.51	

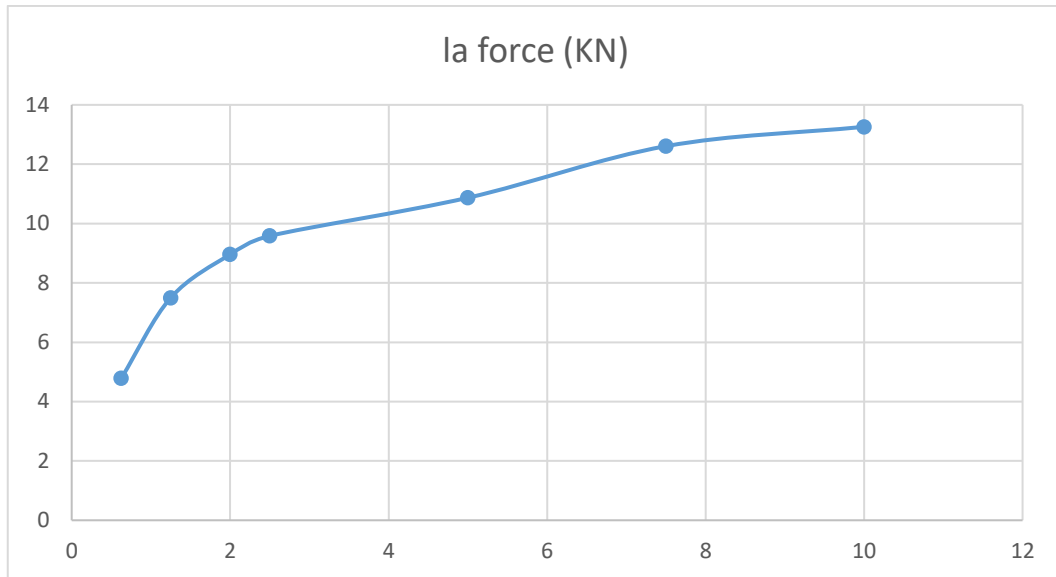


Figure III - 19- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-37 d'essai de C.B.R immédiat.

ESSAI 6%

dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
0.625	0.11	2.3913
1.25	0.20	4.35
2	0.24	5.21
2.5	0.35	7.50
5	0.51	10.61
7.5	0.59	11.87
10	0.62	13.2608
Lidice le plus grand	60.31	

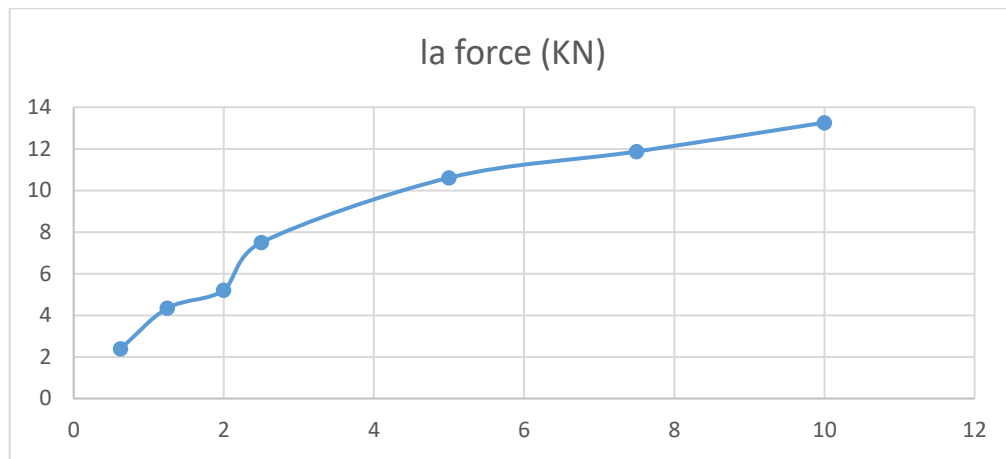


Figure III - 20- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-38d'essai de C.B.R immédiat.

ESSAI 8 %	dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
	0.625	0.16	3.4782
	1.25	0.26	5.6249
	2	0.34	7.2916
	2.5	0.38	8.1249
	5	0.49	10.4347
	7.5	0.54	11.5217
	10	0.57	12.1739
	Lidice le plus grand	66.85	

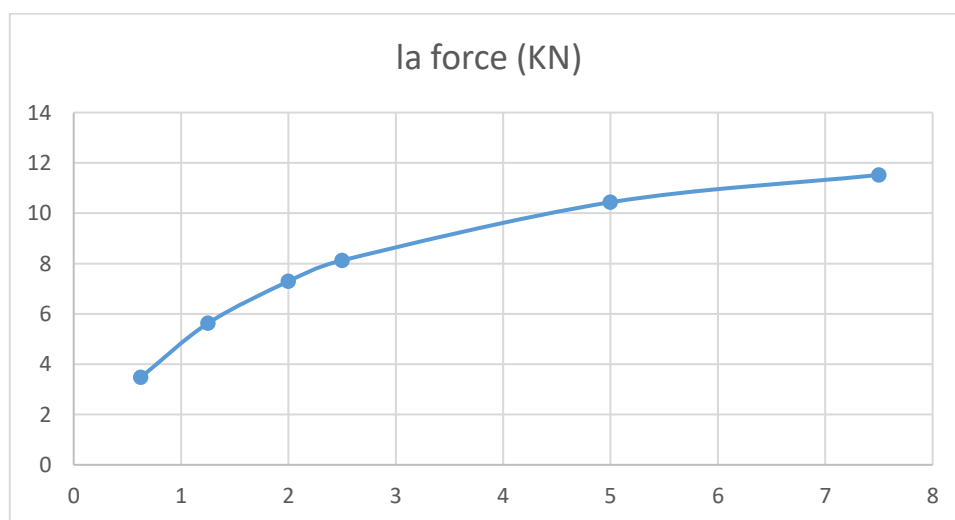


Figure III - 21- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-39 d'essai de C.B.R immédiat.

ESSAI 10%	dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
	0.625	0.27	5.8333
	1.25	0.39	8.3333
	2	0.47	10
	2.5	0.51	10.8695
	5	0.62	13.2608
	7.5	0.68	14.5652
	10	0.72	15.4347
Lidice le plus grand	70.93		

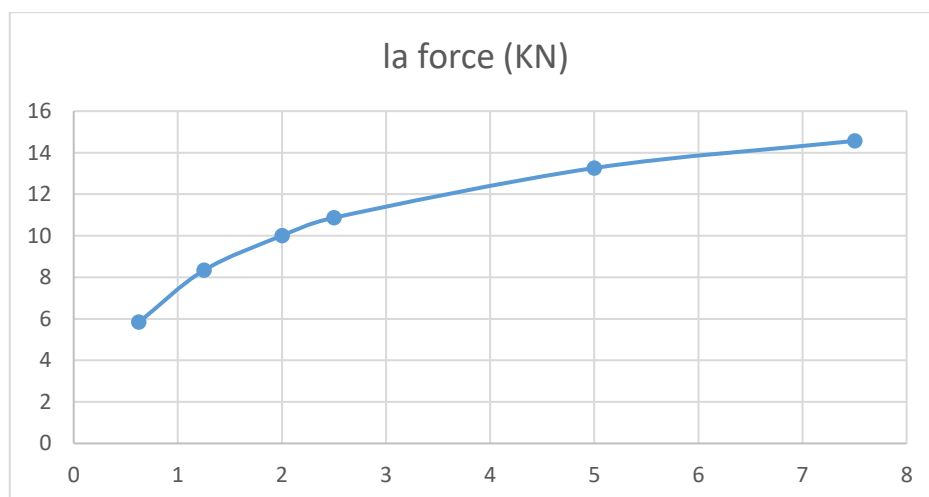


Figure III - 22- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-40 d'essai de C.B.R immédiat.

ESSAI 12%	dép de piston	dép de force (mm)	la force (KN)
	0.625	0.27	5.8333
	1.25	0.31	6.6666
	2	0.39	8.3333
	2.5	0.43	9.1666
	5	0.54	11.5217
	7.5	0.56	11.9565
	10	0.61	13.0434
Lidice le plus grand	80.45		

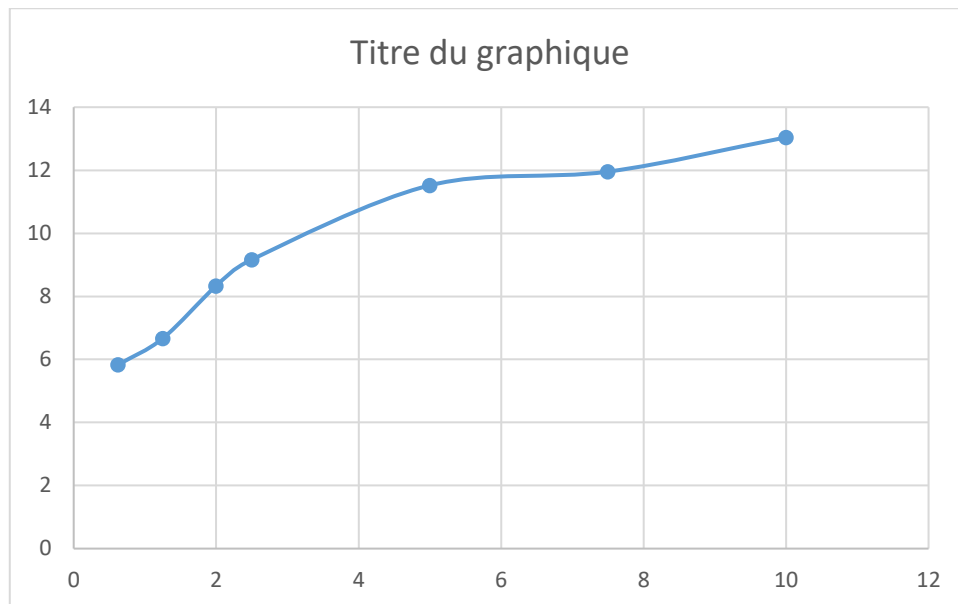


Figure III - 23- Courbe d'essai de C.B.R immédiat.

Tableau III-41 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.

Indice C.B.R immediate	Essai 1	Essai 2	Moyenne
0%	35.4	34.19	35.15
2%	39.72	42.09	40.9
4%	55.51	59.25	57.38
6%	60.31	54.68	57.49
8%	66.85	63.97	65.41
10%	70.93	79.77	75.35
12%	80.45	65.46	72.95

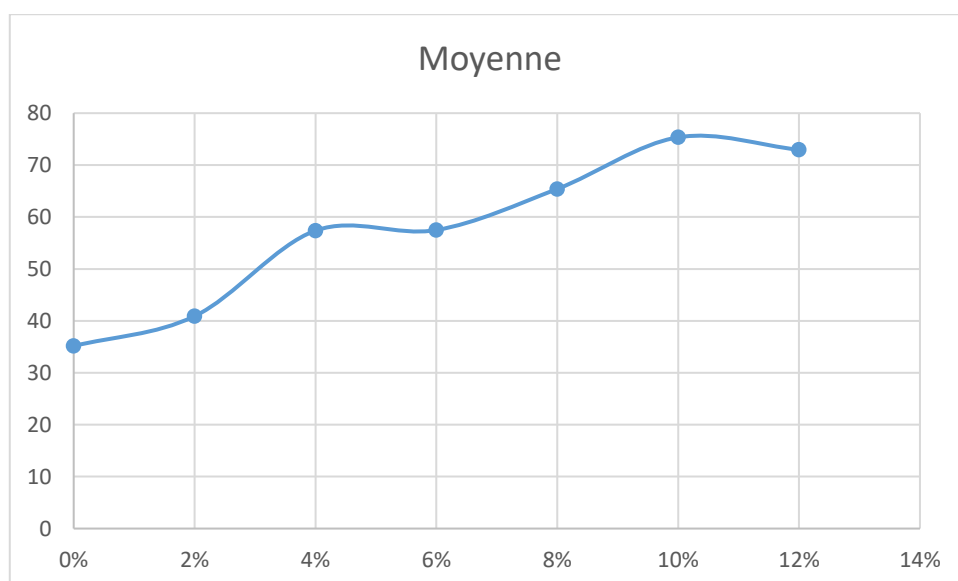


Figure III - 24- - Courbes des essais des C.B.R immédiat.

Essais de gonflement à l'œdomètre :

Tableau III-42 d'essai de gonflement à l'œdomètre.

	essai de 0%															
le temps (log)	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0.1	0.1	0.1	0.15	0.25	0.6	1	1.5	7.5	8.6	9.36	10	13.9	15.55	19.9

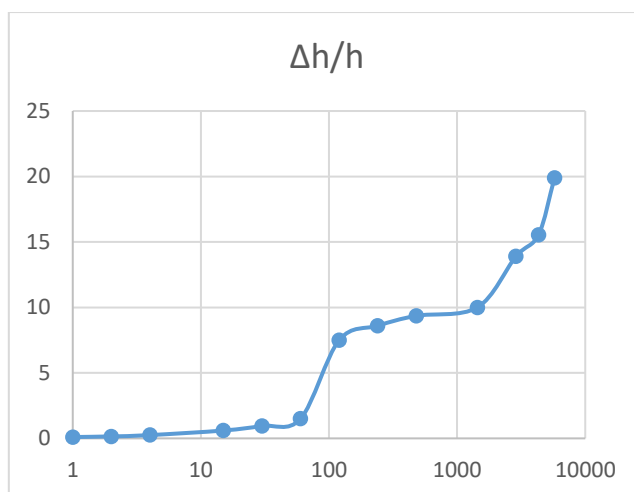


Figure III – 25- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.

Tableau III-43 d'essai de gonflement à l'œdomètre.

	essai de 2%															
le temps	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0	0.1	0.1	0.1	0.15	1	2	3.5	4	4.5	5.5	5.65	5.7	6.75	12.9

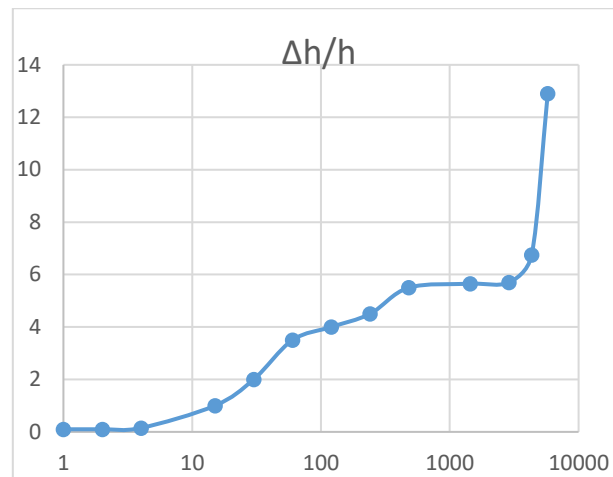


Figure III – 26- Courbe d’essai de gonflement à l’œdomètre.

Tableau III-44 d’essai de gonflement à l’œdomètre.

	essai de 4%															
le temps	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0.1	0.3	0.7	1.75	2.95	4.3	4.8	5	5.1	5.2	5.25	5.3	5.4	5.55	5.65

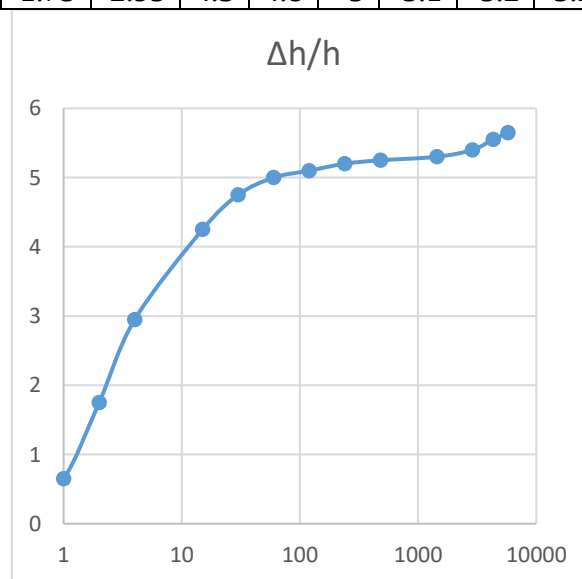


Figure III – 27- Courbe d’essai de gonflement à l’œdomètre.

Tableau III-45 d'essai de gonflement à l'œdomètre.

essai de 6%																
le temps	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0.1	0.1	0.2	0.25	0.35	0.4	0.6	0.9	1.05	1.95	2.75	3.05	3.6	4.3	4.9

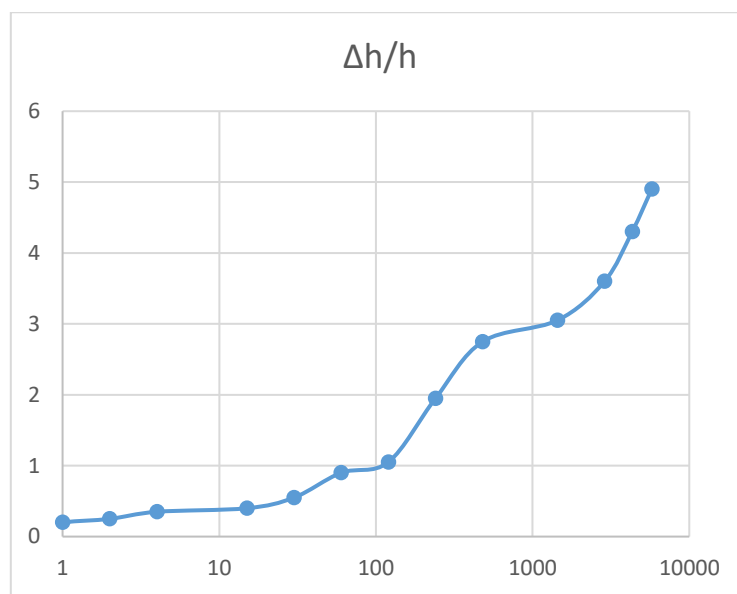


Figure III – 28- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.

Tableau III-46 d'essai de gonflement à l'œdomètre.

essai de 8%																
le temps	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0	0.1	0.1	0.20	0.25	0.4	0.4	0.55	0.9	1.05	1.95	2.75	3.05	3.6	4.3

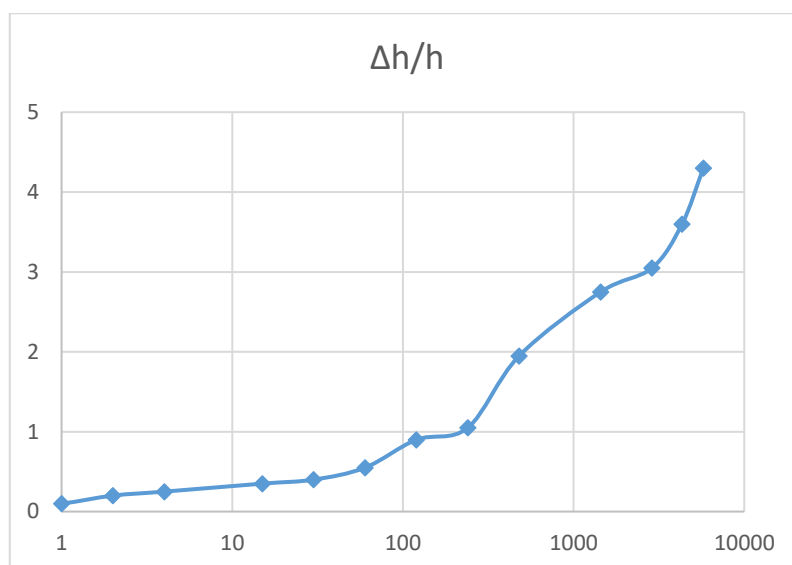


Figure III – 29- Courbe d’essai de gonflement à l’œdomètre.

Tableau III-47 d’essai de gonflement à l’œdomètre.

essai de 10%																
le temps	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0	0.1	0.1	0.20	0.25	0.3	0.4	0.7	0.8	1.05	1.95	2.9	3.4	3.5	4

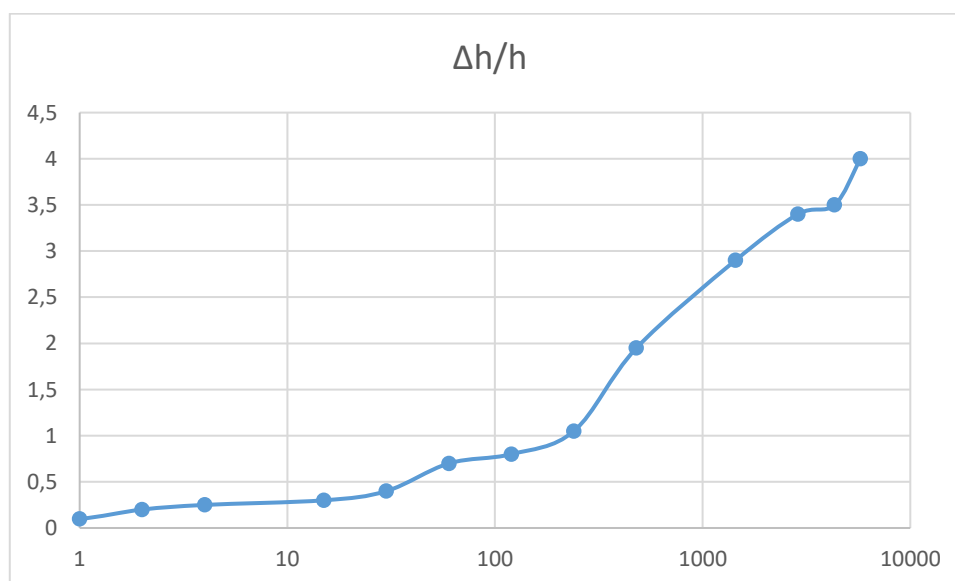


Figure III – 30- Courbe d’essai de gonflement à l’œdomètre.

Tableau III-48 d'essai de gonflement à l'œdomètre.

essai de 12%																
le temps	0	0.3	0.5	1	2	4	15	30	60	120	240	480	1440	2880	4320	5760
$\Delta h/h$	0	0	0.1	0.1	0.10	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	1.05	1.9	2.5	3.2	3.5	3.9

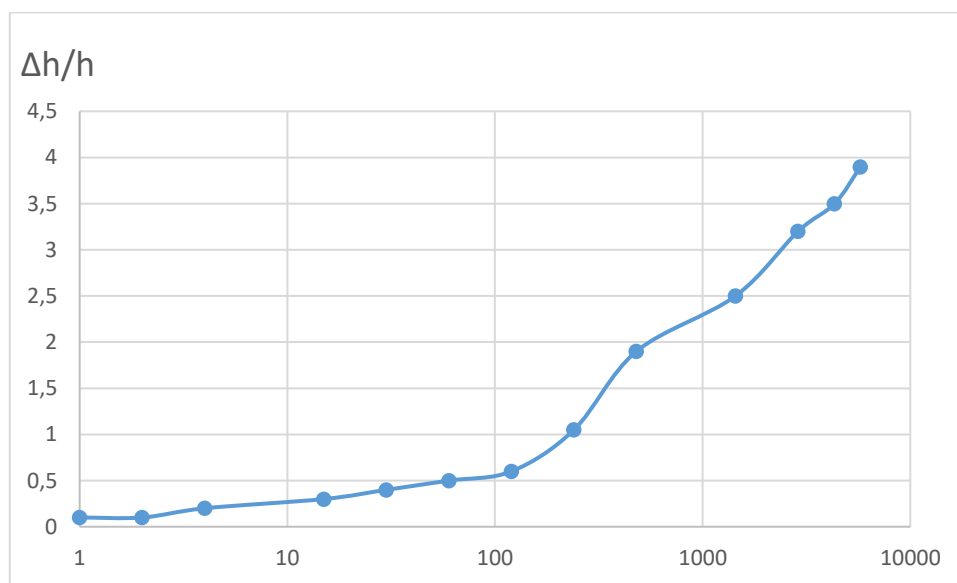


Figure III – 31- Courbe d'essai de gonflement à l'œdomètre.

Tableau III-49 Résultats d'essai de gonflement à l'œdomètre par ciment (mâtine).

Ciment %	le temps	$\Delta h/h$
0	5760	19.9
2	5760	12.9
4	5760	5.65
6	5760	4.9
8	5760	4.3
10	5760	4
12	5760	3.9

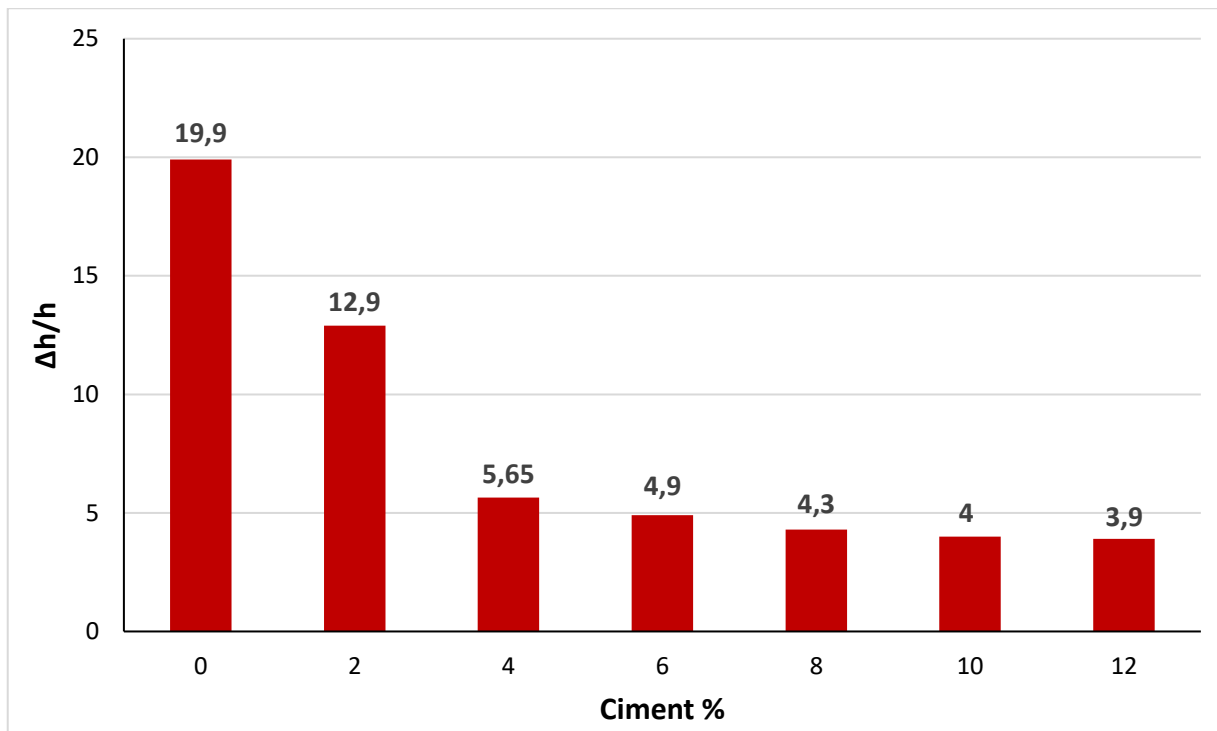


Figure III – 32- Courbe de Résultats d’essai de gonflement à l’œdomètre par ciment (Mâtine).

Interprétation des résultats :

Cbr : Les résultats des essais de portance CBR réalisés avant immersion (IPI) présentés sur les figures. Et, permettent de constater à première vue que les courbes enfoncements-forces correspondantes au traitement ciment, En effet la portance des mélanges diminue au fur et à mesure que le pourcentage de laitier augmente.

La figure III.41 Visualise les courbes des forces de pénétration en fonction du dosage en Ciment de chaque enfoncement dans le sol avant et après traitement.

La figure III 41. Présente les gonflements linéaires en fonction des dosages en ciment et Leur droite moyenne. Le gonflement linéaire est obtenu à partir d’une éprouvette compactée La droite moyenne a pour rôle de donner pour un dosage en ciment donné le gonflement Correspondant.

CONCLUSION GENERALE

Le but de cette thèse est d'évaluer et de connaître le phénomène de retrait et de gonflement des sols argileux, où le comportement de l'argile a été étudié dans la commune de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), où les informations physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans ses différentes tailles ont été déterminées.

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène de retrait et de gonflement au niveau microscopique de ce phénomène.

- Le séchage ou le mouillage de l'argile entraînent des changements de volume et peuvent donc endommager le bâtiment.
- Clarifier et comprendre ce phénomène est important pour obtenir les outils expérimentaux qui sont surtout suspectés et quantifiés.
- Des méthodes d'identification directe et indirecte sont utilisées pour décrire l'occurrence potentielle de sols de houle afin de prévenir et de réduire les perturbations.

Les différentes classifications basées sur les caractéristiques géotechniques montrent que cette argile naturelle est caractérisée par des potentiels de gonflement très élevés. Le traitement de cette argile a été effectué en utilisant un ciment Portland composé de type MATINE (CPJCEM II/B 42,5 R-NA 442). Les résultats d'essais obtenus permettent de conclure que le traitement conduit à une amélioration sensible des propriétés mécaniques de l'argile expansive compactée aux conditions de l'optimum Proctor modifié. On peut d'ailleurs noter que le traitement permet :

- de diminuer l'indice de plasticité, la valeur de bleu du sol et le gonflement libre ;
- d'accroître les indices de portance (indices CBR), permettant d'accroître la portance de l'argile en place comme en laboratoire et de réduire de ce fait son expansibilité ;

Références bibliographiques

- [1] AFNOR (1996) **Norme Française: NF P 94-041**: Sols: Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide
- [2] AFNOR (1992) **Norme Française: NF P 94-057**: Sols: Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie
- [3] AFNOR (1993) **Norme Française: NF P 94-051**: Sols: Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.
- [4] AFNOR (1993) **Norme Française: NF P 94-068** Sols: Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.
- [5] AFNOR (1999) **Norme Française: NF P 94-093** Sols: Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié.
- [6] AFNOR (1997) **Norme Française: NF P 94-078** Sols: Indice CBR immédiat— Indice CBR après immersion — Indice Portant Immédiat
- [7] BULTEL. F(2001) : **Prise** en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Présentée docteur de l'école nationale des ponts et chaussées [11].
- [8] Didier G. (1972) Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites: Prévision. Thèse de docteur ingénieur. Université C. Bernard Lyon, pp.
- [9] GRUNBERGER D., (1995), étude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction, thèse université de Montpellier ii, sciences et techniques du Languedoc, 20 décembre 1995.
- [10] Khemissa, M., Mekki, L., & Bakir, N. (2008). Comportement œdométrique des argiles expansives de M'sila (Algérie). In SEC'2008: Symposium international sécheresse et constructions, Presses du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France (pp. 229-234).
- [11] Khemissa, M., Mekki, L., & Mahamedi, A. (2018). Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states. *Transportation Geotechnics*, 14, 157-168.
- [12] Khemissa, M., Mahamedi, A., & Mekki, L. (2015). Problematic soil mechanics in the Algerian arid and semi-arid regions: Case of M'sila expansive clays. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(2), 37-41.
- [13] Khemissa, M., Mahamedi, A., & Mekki, L. (2017). Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated expansive clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- [14] KHEMISSA, M., & MEKKI, L. (2007). Caractérisation des argiles expansives de M'sila (Algérie). Colloque « Sols et Matériaux à Problèmes », Tunisie.
- [15] Khemissa, M., & Mekki, L. (2005). Détermination des paramètres de gonflement des argiles expansives de M'sila. 2^{ème} Journée d'études sur les sols gonflants, Université Aboubekr, Tlemcen (Algérie), 19-27.

- [16] **KHEMISSA, M., & MEKKI, L. (2006).** Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'sila (Algérie). International Symposium on urban geotechnics GeocityNet'2005, Lille, France
- [17] **LCPC-SETRA. (2000) Guide des terrassements routiers:** Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagneux, France
- [18] **Le Roux A. (1972)** Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°61, pp. 155-176.
- [19] **MAHAMED Abdelkrim (2014)** Caractérisation et traitement des sols gonflants compactés en vue de leur utilisation en construction routière. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [20] **MARTIN R.T. (1960)** - "a review of adsorbed water on clay". Proceeding of the 9th national Conference on clay and clay minerals, pergamon, New York, pp. 28-70.
- [21] **MEKKI, Lakhdar. (2006)** Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins souillés à des cycles de sécheresse prolongée (Application aux argiles expansives de M'sila). Mémoire de magistère. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [22] **MEKKI, Lakhdar (2018).** Comportement d'une argile expansive fortement surconsolidée. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [23] **Mitchell J.K. (1976)** Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering. John Wiley & sons Inc, 422 pages.
- [24] **MOTASEM, A.T. & HADJADJ, T. (2019)** Caractérisation d'une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage. Mémoire de master académique. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [25] **RICHARD L.A. (1931)** "capillary conduction of liquids through porous medium". physics 1, pp.169-173.
- [26] **SLAMANI Brahim (2014/2015):** Etude des caractéristiques élastiques d'une argile expansive stabilisée au ciment
- [27] **TOUMIAT .S (2011)** : Etude de la portance d'une argile expansive stabilisée à forte teneur en ciment.
- [28] **V. Ferber, Y. Deniaud, R. Bocciardi, E Manier, D. Criado** pour les crédits photos
Autoroute du Sud de la France (ASF), Réseau Ferré de France (RFF), Direction Départementale de l'Équipement de Guyane (DDE 973)
- [29] **Williams A.B, Donaldson G.W. (1980)** Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Denver, vol. 2, 834-844.
- [30] **YONG R.N. & WARKENTIN B.P. (1966)** "interaction to soil behavior". Macmillan, new York.