

FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° : .....



DOMAINE : GENIE CIVIL  
FILIERE : GENIE CIVIL  
OPTION : GEOTECHNIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique**

**Par: MOTASEM AHMED TOS  
HADJADJ TAYEB**

**Intitulé**

**Caractérisation d'une argile expansive traitée  
par différents types de ciment et reconstituée à  
forte énergie de compactage**

**Soutenu devant le jury composé de:**

<b>Pr: BENCHEIKH Mohamed</b>	Université de M'Sila	président du jury
<b>Dr : A.MEDDAH</b>	Université de M'Sila	Examineur
<b>Dr : BAKKIR</b>	Université de M'Sila	Examineur
<b>Pr : M.KHEMISSA</b>	Université de M'Sila	Encadreur
<b>Dr : L.MEKKI</b>	Université de M'Sila	Rapporteur
<b>Dr : A.MAHAMED I</b>	Université de M'Sila	Rapporteur

**Année universitaire : 2018 /2019**

# Remerciements

D'abord, nous remercions Dieu, pour nous avoir permis d'acquérir ce savoir durant tout notre parcours, et permis d'arriver à ce stade du savoir

Aussi, noter encadreur, « Pr KHEMISSA Mohamed » et Co-encadreur, «Dr MEKKI lakhedar, Dr MAHAMEDI Abdelkrim », qui nous ont soutenus et appuyé pour nos recherches ainsi que pour la réalisation de notre projet de fin d'étude.

A nos chers parents, qui nous ont longuement éduqués et veillé à notre réussite, incessamment encouragés pour qu'on puisse réaliser nos projets, puisse Dieu les garder en bonne santé.

ous remercions monsieur le Directeur du Laboratoire de Développement des Géomatériaux Pr BENCHEIKH Mohamed, qui a mis à notre disposition les moyens nécessaires pour accomplir notre travail.

ous tenons également à remercier chaleureusement Monsieur Chaki Malek , Directeur du Laboratoire Centrale des Travaux Publics (LCTP, Antenne de M'sila), ainsi que l'ensemble du personnel pour leur aide à certaines étapes de cette étude.

Je ne saurai oublier d'exprimer mes remerciements à tous les Enseignants du Département Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

# Dédicaces

Nous dédions notre travail à nos chers parents,  
Au savoir, espérant qu'il sera un outil de progrès aux prochaines  
générations

A ma grande famille « HADJEDJ » et « TOS »

A nous frères et sœurs qui ont été toujours avec  
moi dans mon cycle d'étude

Je le dédie aussi à mes amis : « Imane, MOKRANI HICHAM,  
MOURAD , ISMAIL , ALLA , RAID , SARA, RIMA ,  
KHADIDJA , NOHA , ISMAHANE , AMINA , AZAR , SAMIR  
» « MOUNIR , AYOUB , ADEL , AYMEN , HAKIM , CHAWKI  
, HANEN , YAMNA » et mes amis de la cité universitaire

t à tous mes amis de la promotion de Géotechnique et de  
Matériaux de construction « 2018-2019 »

## Résumé

Le tissu urbain de la wilaya de M'sila connaît de nos jours un développement considérable en raison d'une démographie sans cesse croissante, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone classée comme semi-aride, dont la géologie comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume lorsque les conditions de leur équilibre sont modifiées (phénomènes climatiques naturels dus à une sécheresse prolongée, activité humaine par modification du niveau des nappes phréatiques du fait de pompages excessifs, ...). Ce mémoire présente les résultats d'une étude effectuée sur une argile expansive prélevée dans la commune de Sidi-Hadjrès, où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes). L'étude effectuée vise à déterminer les paramètres physiques et mécaniques de cette argile traitée par trois classes de ciment (classes 32.5, 42.5 et 52.5), puis à analyser l'influence du traitement sur ses propriétés mécaniques. Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte des essais de compactage, de compression simple et de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les procédures d'essais suivies ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur et la méthode d'interprétation des résultats s'inspire beaucoup des connaissances acquises à travers le monde. Les résultats obtenus montrent que les valeurs des paramètres déduits de ces essais sont concordantes et confirment l'augmentation de la densité sèche maximale et de la portance de cette argile reconstituée par compactage aux conditions optimales de Proctor modifié.

**Mots-clés :** Argile expansive, compactage, traitement, classes de ciment, compression simple, cisaillement direct.

## Summary

The urban fabric of the wilaya of M'sila is nowadays experiencing a considerable development due to an ever increasing population, hence its extension to virgin lands often less favorable than those already urbanized. This wilaya is located in an area classified as semi-arid, whose geology includes clay formations characterized by a large variation of volume when the conditions of their equilibrium are modified (natural climatic phenomena due to a prolonged drought, human activity by modification of the groundwater level due to excessive pumping...). This memoirs presents the results of a study carried out on an expansive clay collected in the commune of Sidi-Hadjrès, where major disorders frequently appear in light constructions (pavilions, low-rise buildings, roads). The purpose of the study is to determine the physical and mechanical parameters of this clay treated with three classes of cement (classes 32.5, 42.5 and 52.5) and then to analyze the influence of the treatment on its mechanical properties. In addition to the identification tests, the experimental program carried out includes compaction tests, simple compression tests and direct shear tests with the Casagrande box. The testing procedures followed were as consistent as possible with the current testing methods and the method of interpreting the results draws heavily on the knowledge gained around the world. The results obtained show that the values of the parameters deduced from these tests are concordant and confirm the increase of the maximum dry density and the lift of this reconstituted clay by compacting under the optimal conditions of modified Proctor.

**Key words:** Expansive clay, compaction, treatment, classes ciment, simple compression, direct shear.

## ملخص

يشهد النسيج الحضري لولاية مسيلة في الوقت الحاضر تطوراً ملحوظاً بسبب النمو السكاني المتزايد، ومن ثم فإن امتداده إلى الأراضي غيرمؤهولة غالباً ما يكون أقل مواتاة من المناطق الحضرية. تقع هذه الولاية في منطقة تُصنّف على أنها شبه الجافة ، وتتضمن جيولوجيتها تكوينات طينية تتميز بتغير كبير في الحجم عند تغير عوامل استقرارها (الظواهر المناخية الطبيعية بسبب الجفاف ، والنشاط البشري عن طريق تغير مستوى المياه الجوفية بسبب الضخ المفرط). تعرض هذه المذكرة نتائج دراسة أجريت على طين انتفاخي تم جلبه من الموقع الحضري بلدية سيدي هجرس ، حيث تظهر خسائر على المباني الخفيفة (المباني منخفضة الارتفاع والطرق) الغرض من هذه الدراسة هو تحديد خصائصه الفيزيائية والميكانيكية لهذا الطين المعالج بثلاث فئات من الأسمنت (32.5 ، 42.5 و 52.5) ثم تحليل تأثير العلاج على الخصائص الميكانيكية. بالإضافة إلى احترام المعايير قدر الامكان المتبعة ( يشمل البرنامج التجريبي الذي تم تنفيذه على الاختبار المتبعة متسفة قدر الإمكان مع طرق .اختبارات الضغط البسيط واختبارات القص المباشر مع علية كازاقراند) طريقة تفسير النتائج تعتمد بشدة على المعرفة المكتسبة في جميع أنحاء العالم. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها من هذه التجارب انها متوافقة وتؤكد زيادة الكثافة القصوى الجافة وتحسين خصائصه عن طريق بروتوكور المعدل

الكلمات المفتاحية: الطين المنتفخ ، الضغط البسيط ، المعالجة ، فئات الأسمنتية ، القص المباشر

# Sommaire

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation

Introduction général ..... 1

## Chapitre I Synthèse bibliographique

I.1. Introduction ..... 3

I.2. Les argiles..... 3

I.2.1. Définition ..... 3

I.3. Nature et structure des sols argileux..... 3

I.3.1. Minéraux argileux ..... 3

I.3.2. Le tétraèdre de silice  $SiO_4^{4-}$  ..... 4

I.3.3. L'octaèdre d'alumine  $Al_2(OH)_6$  et éventuellement de magnésium  $Mg_3(OH)_6$  .... 4

I.4. Structure moléculaire des argiles..... 4

I.4.1. Structure macroscopique des argiles..... 5

I.4.2. Les relations entre les minéraux argileux et l'eau : ..... 8

I.4.3. La structure microscopique : ..... 10

I.5. Gonflement des argiles ..... 11

I.5.1. Le gonflement ..... 11

I.5.3. Gonflement interfoliaire et interparticulaire ..... 11

I.5.4. Relations entre la texture du matériau et le gonflement ..... 12

I.5.5. Définition de la texture d'un terrain..... 12

I.5.6. Identification des sols gonflants..... 13

I.5.6.1. Définition des paramètres de gonflement..... 13

I.5.6.2. Méthodes indirectes d'identification ..... 14

I.5.6.3. Méthodes directes d'identification ..... 19

I.5.6.4. Comparaison des différentes méthodes ..... 22

I.6. Stabilisation des sols argileux ..... 22

I.6.1. Introduction..... 22

I.6.2. But de la stabilisation.....	22
I.6.3. Techniques de stabilisations utilisées .....	23
I.6.4. Stabilisation mécanique .....	23
I.6.5. Traitement thermique.....	24
I.6.6. Stabilisation chimique (par additifs).....	24
I.6.7. Stabilisation par ajout du ciment (objectif de la présente étude).....	25
I.6.8. Stabilisation par ajout de chaux .....	26
I.6.9. Stabilisation mixte chaux-ciment.....	26
I.7 conclusions .....	28

## **Chapitre II Programme experimental et procedures d’essais**

II.1 Introduction .....	28
II. 2. Localisation .....	28
II.3. Essais d’identifications.....	29
II.3.1. Analyse granulométrique tamisage (NF P 94-056) .....	29
II.3.2. Analyse granulométrique sédimentométrie (NF P 94-057).....	30
II.3.3. Les limites d’Atterberg (NF P 94-051).....	30
II.3.4. L’essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) .....	31
II.4. Essais mécaniques .....	32
II.4.1. Essais proctor modifier (NF P94-093).....	33
II.4.1.1. Définition .....	32
II.4.1.2. But de l'essai Proctor.....	33
II.4.1.3.Principe de l'essai Proctor : .....	33
II.4.2. Essai à la boite de cisaillement directe (NF P 94-071-1) .....	34
II.4.2.1.Mise en place .....	35
II.4.3.L'essai de compression simple (NF P 94-077) .....	36
II.4.3.1. Définition .....	36
II.4.3.2. Principe .....	36

## **Chapitre III Présentation et analyse des résultats d’essais**

III.1 Introduction.....	37
III.2 Résultats Des Essais.....	37
III.2.1 Les essais d’identification .....	37
III.2.1.1. Analyse granulométrique.....	37
III.2.1.2. Limites d’Atterberg .....	43

III.2.1.3 Essai au bleu de méthylène.....	51
III.2.2. Les essais mécaniques.....	51
III.2.2.1 Essais Proctor modifié.....	51
III.2.2.1.1. Sol naturel.....	51
III.2.2.1.2 Sol traité.....	52
III.2.2.4 Essai de cisaillement.....	65
III.2.2.4.1 Sol naturel.....	65
III.2.2.4.2 Sol traité.....	66
III.2.2.5. Essai de Compression.....	68
III.2.2.5.1. Interprétation des résultats.....	72
Conclusion générale.....	74
Bibliographique.....	76

## Liste des figures

<b>Figures</b>	<b>Chapitres</b>	<b>Page</b>
<b>Chapitre I</b>		
Figure I.1	Couche tétraédrique	4
Figure I.2	Couche octaédrique	4
Figure I.3	Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976)	5
Figure I.4	Schéma de la particule de kaolinite	6
Figure I.5	Schéma de la particule d'illite	6
Figure I.6	Schéma de la particule de montmorillonite	7
Figure I.7	Structure de l'eau.	8
Figure I.8	Différentes structures d'argiles	10
Figure I.9	Les différentes structures microscopiques des argiles	11
Figure I.10	Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974)	13
Figure I.11	La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)	17
Figure I.12	Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)	17
Figure I.13	Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962)	18
Figure I.14	Essais de gonflement libre	21
Figure I.15	Essais de gonflement en parallèle	22
Figure I.16	Essai de gonflement à volume constant	22
Figure I.17	Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983)	26
<b>CHAPITRE II</b>		
Figure II.1	Le site urbain de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie)	28
Figure II.2	Image satellite prise le 2017, (Source Google Earth)	28
Figure II.3	Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).	29
Figure II.4	Essai Analyse granulométrique (par sédimentométrie).	30
Figure II.5	Appareillage de limites d'Atterberg.	31
Figure II.6	Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.	31
Figure II.7	Valeurs de bleu de quelques sols.	32

Figure II.8	Essai au bleu de méthylène.	32
Figure. II.9	Appareillage spécifique pour essais de compactage(ProctorNormal).	33
Figure. II.10	mode opératoire de Proctor.	34
Figure II.11	appareille de cisaillement direct.	35
<b>Chapitre III</b>		
Figure III.1	Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).	42
Figure III.2	Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°1.	43
Figure III.3	Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Chamil).	45
Figure III.4	Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Chamil)..	45
Figure III.5	L'indice de plasticité en fonction du teneur en ciment(Matine).	46
Figure III.6	Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Matine).	47
Figure III.7	Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Sarie).	47
Figure III.8	L'indice de plasticité en fonction du teneur en ciment(Sarie).	48
Figure III.9	Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)	50
Figure III.10	courbe Proctor de sol naturel	52
Figure III.11	courbe Proctor de sol traité (Chamil )	53
Figure III.12	histogramme de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil).	54
Figure III.13	histogramme représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Chamil.	54
Figure III.14	courbe Proctor de sol traité par cimente matine.	55
Figure III.15	Courbe de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment matine.	56
Figure III.16	courbe représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment matine.	57
Figure III.17	courbe Proctor de sol traité par cimente Sarie.	58
Figure.III.18	Courbe de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment Sarie.	59
Figure III.19	courbe représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Sarie.	59
Figure III.20	courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (2%)	60
Figure III.21	courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (4%)	61
Figure III.22	courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (6%)	62
Figure III.23	courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (8%)	63
Figure III.24	courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (10%)	64
Figure III.25	courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (12%)	64
Figure III.26	courbe de cisaillement (sol naturel).	65
Figure.III. 27	résultats d'essai cisaillement pour sol naturel	66

Figure.III.28	la courbe de résistance cisaillement en fonction de la contraint verticale pour sol traité par déférent teneur en ciment (Chamil)	66
Figure.III.29	la courbe de résistance cisaillement en fonction de la contraint verticale pour sol traité par déférent teneur en ciment (Matine).	67
Figure.III.30	la courbe de résistance cisaillement en fonction de la contraint verticale pour sol traité par différent teneur en ciment (Sarie).	67
Figure.III.31	la contrainte de compression en fonction du temps pour différent teneur en ciment(Chamil) à 28j	69
Figure.III.32	Histogramme de Contraintes de compression en fonction des déférents types des ciments (2%)	69
Figure.III.33	Histogramme deContraintes de compression en fonction des déférents types des ciments (4%)	70
Figure.III.34	Histogramme de Contraintes de compression en fonction des déférents types des ciments (6%)	70
Figure.III.35	Histogramme de Contraintes de compression en fonction des déférents types des ciments (8%)	71
Figure .III.36	Histogramme de Contraintes de compression en fonction des déférents types des ciments (10%)	71
Figure .III.37	Histogramme de contraintes de compression en fonction des déférents types des ciments (12%)	72

## Liste des Tableaux

Tableaux	Chapitres	Page
	<b>Chapitre I</b>	
Tableau I.1	Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001) [12]	7
Tableau I.2	Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux	8
Tableau I.3	Potentiel de gonflement d'après Almeyer (1955)	16
Tableau I.4	Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962)	16
Tableau I.5	Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)	16
Tableau I.6	Potentiel de gonflement d'après Snethen	16
Tableau I.7	Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment (1980)	16
Tableau I.8	Potentiel de gonflement d'après Chen (1988)	17
Tableau I.9	Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956)	18
Tableau I.10	Potentiel de gonflement d'après Holtz Dakshanamurthy et Raman(1973) [9].	18
Tableau I.11	Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000). [8]	19
Tableau I.12	Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement ( $\epsilon_g$ ) et de la pression de gonflement ( $\sigma_g$ ), [2]	20
	<b>Chapiter III</b>	
Tableau III.1	Granulométrie par tamisage d'essai 01.	37
Tableau III.2	Granulométrie par tamisage de l'essai 02.	38
Tableau III.3	Granulométrie par tamisage de l'essai 03.	38
Tableau III.4	Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.	38
Tableau III.5	Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1	39
Tableau III.6	Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2	39
Tableau III.7	Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3	40
Tableau III.8	La moyenne des trois essais de sédimentométrie.	40
Tableau III.9	Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).	41
Tableau III.10	Limite de plasticité série d'essai 01.	44

Tableau III.11	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.	44
Tableau III.12	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment Chamil.	46
Tableau III.13	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (mâtine).	47
Tableau III.14	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment Sarie.	49
Tableau III.15	Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache	51
Tableau III.16	résultats de essai de compactage le sol naturel	51
Tableau III.17	résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment chamil.	52
Tableau III.18	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneur ciment chamil.	53
Tableau III.19	résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment matine.	55
Tableau III.20	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneur ciment matine.	56
Tableau III.21	résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment Sarie.	57
Tableau III.22	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneur en ciment sarie.	58
Tableau III.23	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 2% (Chamil; Matine ; Sarie)	60
Tableau. III.24	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 4% (Chamil; Matine ; Sarie)	60
Tableau. III.25	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 6% (Chamil; Matine ; Sarie)	61
Tableau. III.26	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 8% (Chamil; Matine ; Sarie).	62
Tableau. III.27	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 10% (Chamil; Matine ; Sarie).	63
Tableau. III.28	résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 12% (Chamil; Matine ; Sarie).	64
Tableau. III.29	Essai cisaillement pour sol naturel	65
Tableau. III.30	La contrainte maximale par déférent teneur en ciment (Chamil).	66
Tableau. III.31	La contrainte maximale par déférent teneur en ciment (Matine).	67
Tableau. III. 32	La contrainte maximale par déférent teneur en ciment (Sarie).	67
Tableau.III.33	Résultats de contraintes de compression en fonction de teneurs en ciments pour déférentes types de ciments.	68
Tableaux.III. 34	le procentage de résistance a la compression en fonction de tempe de cure	70
Tableaux.III. 35	augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment.	71
Tableaux.III. 37	augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment.	71
Tableaux.III.38	.le procentage de résistance a la compression en fonction de tempe de cure.	71
Tableaux.III.39	augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment.	72

Tableaux.III.40	le procentage de résistance a la compression en fonction de tempe de cure.	72
Tableaux.III.41	augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment.	72
Tableaux.III.42	.le procentage de résistance a la compression en fonction de tempe de cure.	72
Tableaux.III.43	augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment.	73
Tableaux.III.44	.le procentage de résistance a la compression en fonction de tempe de cure.	73
Tableaux.III.45	augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment.	73

## Notations

Ic : Indice de consistance

H : Hauteur

IP : Indice de plasticité.

M : Masse

S.S.T : Surface spécifique totale.

VBS : Valeur du bleu de méthylène.

$\omega_0$  : Teneur en eau initiale.

$\omega_L$  : Limite de liquidité.

$\omega_P$  : Limite de plasticité.

$\gamma_d$  : poids volumique sec.

$\gamma_h$  : poids volumique humide.

Sr : degré de saturation.

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

### Introduction générale

Les sols expansifs font partie des sols problématiques les plus rencontrés dans diverses régions du monde, notamment dans les zones arides et semi-arides. Les zones arides et semi-arides couvrent, entre autres, une bonne partie de l'Algérie. Ces zones, délimitées par l'Atlas tellien au Nord et l'Atlas saharien au Sud, s'étendent d'Est en Ouest jusqu'aux pays limitrophes du Maghreb. Leur météorologie est caractérisée par de faibles précipitations et des écarts de température importants entre l'hiver et l'été (des hivers froids et humides et des étés chauds et secs). Leur géologie comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume lorsque les conditions de leur équilibre sont modifiées (phénomènes climatiques naturels dus à une sécheresse prolongée, activité humaine intense par modification du niveau des nappes phréatiques du fait de pompes excessives, configuration des constructions dans leur environnement). Ces formations argileuses ont fait l'objet de quelques études de caractérisation qui ont confirmé leur caractère expansif. Les désordres qui apparaissent régulièrement dans ces zones affectant les infrastructures routières, les voiries et réseaux divers et les constructions civiles et industrielles de faible hauteur compromettent l'utilisation des sols expansifs dans leur état naturel comme matériaux de remblais ou de couches de forme ou comme support de fondations des ouvrages géotechniques. A l'état sec, les sols expansifs sont très difficiles à compacter puisque leur consistance varie de dure à très dure. A l'état humide, ils deviennent très collants, donc non compactables. Cependant, leur emploi peut être décidé sur la base d'un traitement spécifique à la chaux et/ou aux liants hydrauliques.

Les études de traitement effectuées sur quelques sols gonflants confirment, elles aussi, l'action du ciment et de la chaux sur leurs caractéristiques de plasticité et de gonflement. D'autres produits de traitement (sables dunaires, sel, cendres volantes, poussière de pierre, etc.) ont été utilisés pour stabiliser les sols gonflants et d'autres sols problématiques. Les résultats obtenus montrent une certaine amélioration des propriétés géotechniques des échantillons de sols étudiés, mais l'efficacité des produits de traitement testés n'est pas encore clairement à l'échelle de la pratique.

La wilaya de M'sila en Algérie connaît de nos jours un essor économique et social considérable, qui se traduit par une extension sans cesse croissante de son réseau routier parallèlement au développement de son tissu urbain, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone classée comme semi-aride, caractérisée par de faibles précipitations et des écarts de température importants entre l'hiver et l'été. La géologie de cette zone comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume lorsque les conditions de leur équilibre sont modifiées. Ces formations argileuses sont très surconsolidées, peu perméables et très peu sensibles au fluage ; leur surconsolidation est due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée.

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 de argiles naturelle expansives prélevées sur site urbain situés Sidi-Hadjrès dans la 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 argiles naturelle expansives compactées aux conditions de l'optimum Proctor avant et après leur traitement en ciment.

Ce mémoire comporte cinq chapitres répartis en deux parties :

- ✓ 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.
- ✓ le deuxième chapitre présente le programme expérimental exécuté, puis décrit les procédures expérimentales suivies et les appareillages utilisés de la réalisation des essais.
- ✓ le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus.

## **Chapitre I**

### **Synthèse bibliographique**

#### **I.1. Introduction**

Lorsqu'on étudie les problèmes de gonflement rencontrés sur des ouvrages, on s'aperçoit que le gonflement du terrain est étroitement lié aux apports d'eau du milieu extérieur ou environnant et que ce phénomène dépend fortement du type de terrain rencontré. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est indispensable pour bien comprendre quel terrain est susceptible de gonfler et quels sont les processus de développement du gonflement au niveau microscopique. [1]

La synthèse bibliographique a été répartie en deux grandes parties :

- Une première partie a été menée, pour recueillir des informations qui concernent les argiles et leurs minéralogies
- Une deuxième partie a été menée, pour décrire le gonflement des sols argileux.

#### **I.2. Les argiles**

##### **I.2.1. 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  $2\mu\text{m}$  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.[2]

#### **I.3. 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 [3].

##### **I.3.1. 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. [3]

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

### I.3.2. Le tétraèdre de silice $\text{SiO}_4(\text{Te})$

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

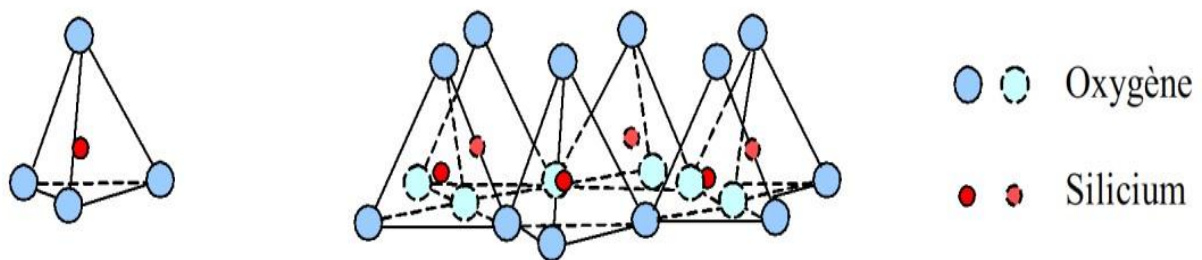


Figure I-1: Couche tétraédrique [4]

### I.3.3. l'Octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$

6 ions hydroxydes ensèrent un atome d'aluminium ou de magnésium. Les octaèdres se combinent également pour former des couches planes dites couches octaédriques (figure I.2).

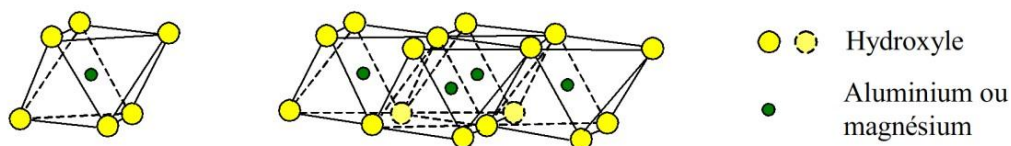


Figure I-2: Couche octaédrique [4]

## I.4. 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. 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

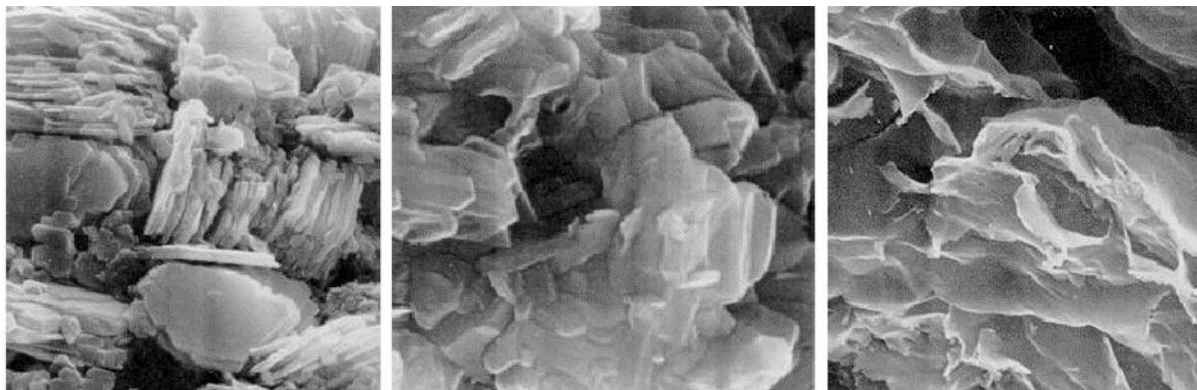
la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.[4]

#### I.4.1. 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 l'interstratifiés, ils sont formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de type différents (corrensite, tosudite, saponite, etc.).



**Kaolinite**

**Illite**

**Montmorillonite**

**Figure I.3 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles [5]**

##### **a- La kaolinite n ((Si<sub>2</sub>O<sub>5</sub>) Al<sub>2</sub> (OH)<sub>4</sub>)[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<sup>-</sup> par des oxygènes O<sup>2-</sup>. 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 m<sup>2</sup>/g.

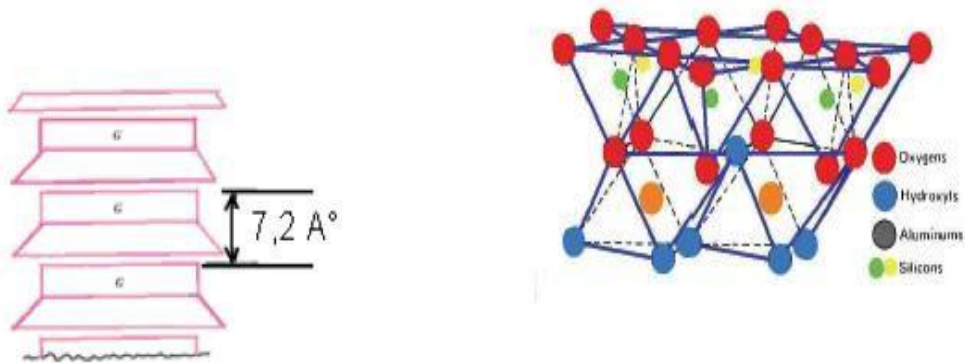


Figure I -4 Schéma de la particule de kaolinite.[5]

#### b- L'illite $n(\text{Si}_{4-n} \text{Al}_n \text{O}_{10}) \text{Al}_2 \text{Kn} (\text{OH})_4$ [5]

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion  $\text{Si}^{4+}$  sur quatre est remplacé par un ion  $\text{Al}^{3+}$ . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions  $\text{K}^+$  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  $0,1 \mu\text{m}$  et  $3 \mu\text{m}$  et une épaisseur de l'ordre de  $0,01 \mu\text{m}$  à  $0,3 \mu\text{m}$ . L'illite a une surface spécifique totale de l'ordre de  $65$  à  $100 \text{ m}^2/\text{g}$ .

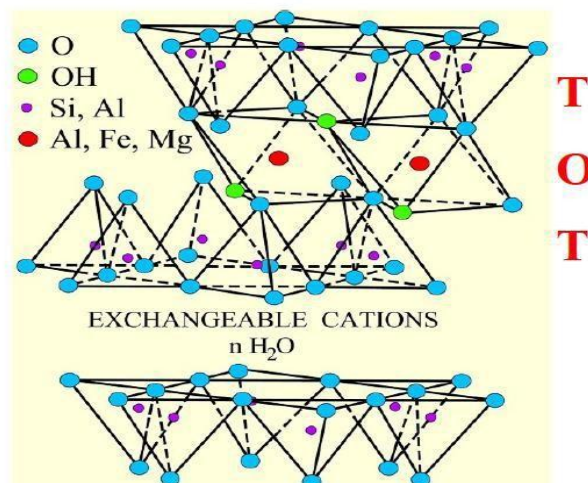


Figure I -5 Schéma de la particule d'illite.[5]

c- La montmorillonite n ( $\text{Si}_4\text{O}_{10}$ ) ( $\text{Al}_{5/3}$   $\text{Mg}_{1/3}$ )  $\text{Na}_{1/3}(\text{OH})_2$  [5]

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 m<sup>2</sup>/g et un espace inter-feuillets de 9,6 Å.

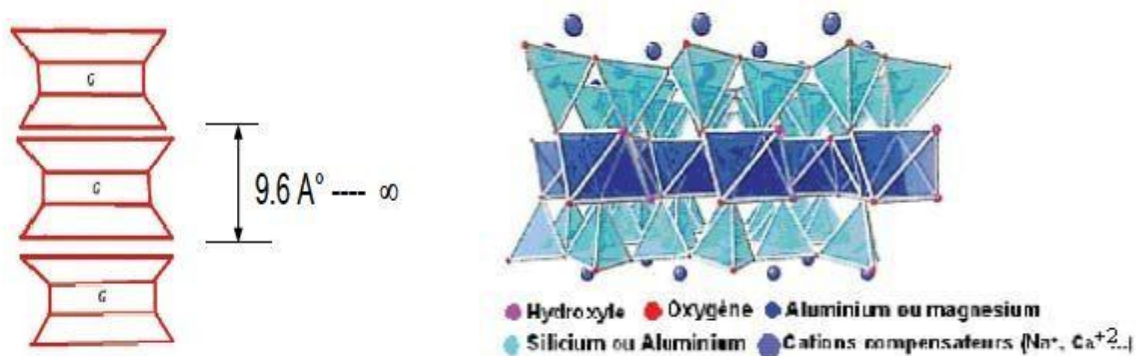


Figure I -6 Schéma de la particule de montmorillonite.

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

Tableau I-1 : Caractéristiques des argiles [6].

Argile	Type	Nombre de feuillets par Particule	Diamètre d'une particule (µm)	Épaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique (m <sup>2</sup> /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

C.E.C: capacité d'échange cationique.

Tableau I-2: Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux [6].

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	Important

#### I.4.2. Les relations entre les minéraux argileux et l'eau

En considérant la nature électrique des feuillettes ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.[7].

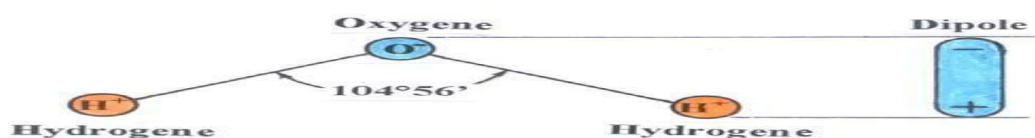


Figure I -7 Structure de l'eau[7].

**Différents types d'eau [1]**

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 interagrégats et éventuellement dans l'espace interparticulaire (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 [1].

**\* 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) ; [7] 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) [7]. Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

### I.4.3. La structure microscopique [7]

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.

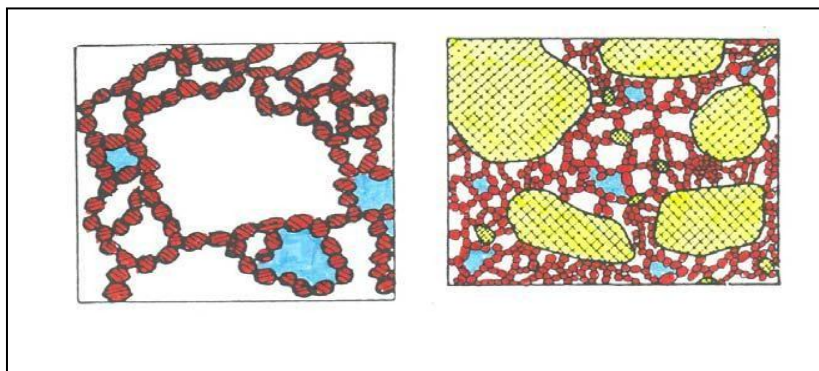
#### a- La structure floculée

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 floculant, 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.

#### a- La structure dispersée

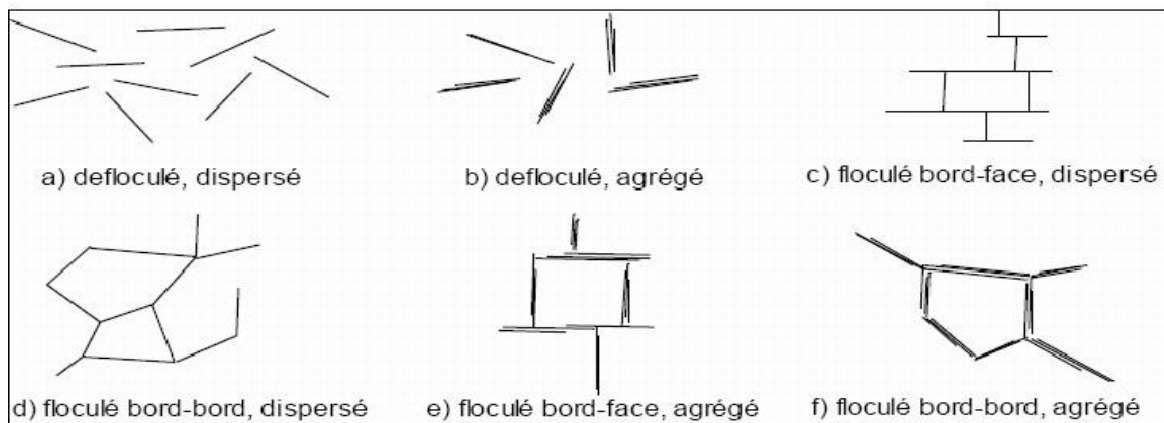
La structure dispersée est un arrangement de particules d'argile parallèles, normalement orientés à l'horizontale. A l'occasion, la structure dispersée est présente dans des dépôts d'argile qui se sont formés dans un milieu de sédimentation très pauvre en agents floculents, comme l'eau douce dans des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

Elle peut aussi résulter du remaniement d'une structure floculée.



a. Structure floculée      b. Structure dispersée

**Figure I.8. Différentes structures d'argiles[7].**



**Figure I.9. Les différentes structures microscopiques des argiles[7].**

## **I.5. Gonflement des argiles[8]**

### **I.5.1. 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[8].

### **I.5.2. 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 interparticulaire 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[8].

### **I.5.3. Gonflement interfoliaire et interparticulaire**

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

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire. 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 interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

#### **I.5.4. 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.

#### **I.5.5. 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 [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), dé floclulé (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 microagrégats 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).

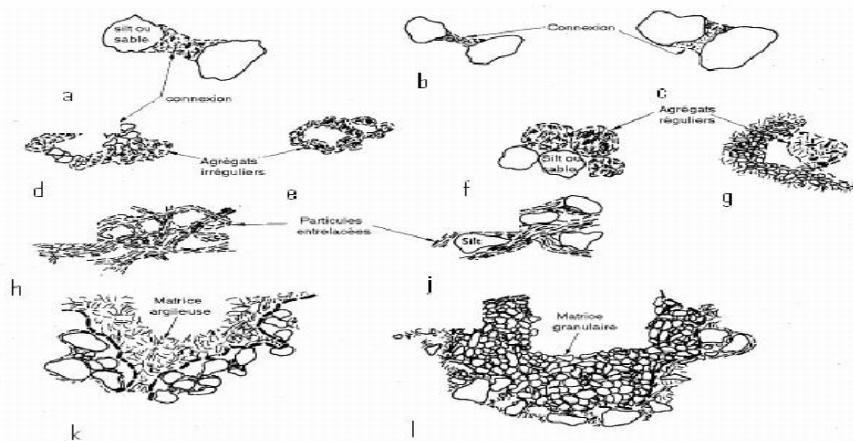


Figure I.10. Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974) [8].

### I.5.6. Identification des sols gonflants [8]

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.

#### I.5.6.1. Définition des paramètres de gonflement [8]

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.

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.

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.

### **I.5.6.2. Méthodes indirectes d'identification**

#### **I.5.6.2.1. 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  $\sigma_g$  (ou le potentiel de gonflement  $\epsilon_g$ ) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale ( $w_i$ ), densité sèche initiale  $\gamma_{d0}$ , limite de liquidité WL, indice de plasticité IP, limite de retrait  $w_s$ , pourcentage des particules d'argiles  $< 2\mu m, \dots$ ) 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)

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

WR	Potentiel de Gonflements
< 10	Fort
10– 12	Critique
> 12	Faible

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

IP	$\epsilon_g(\%)$	Potentiel de gonflement
0 – 10	0 – 1.5	Faible
10 – 20	1.5 – 5	Moyen
20 – 35	5 - 25	Elevé
> 35	> 25	Trèsélevé

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

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

**Tableau I.6. Potentiel de gonflement d'après Snethen.**

IP (%)	Potentiel de Gonflements
>35	Trèsélevé
22-48	Elevé
22-32	Moyen
<18	Faible

## \* La classification basée sur deux paramètres

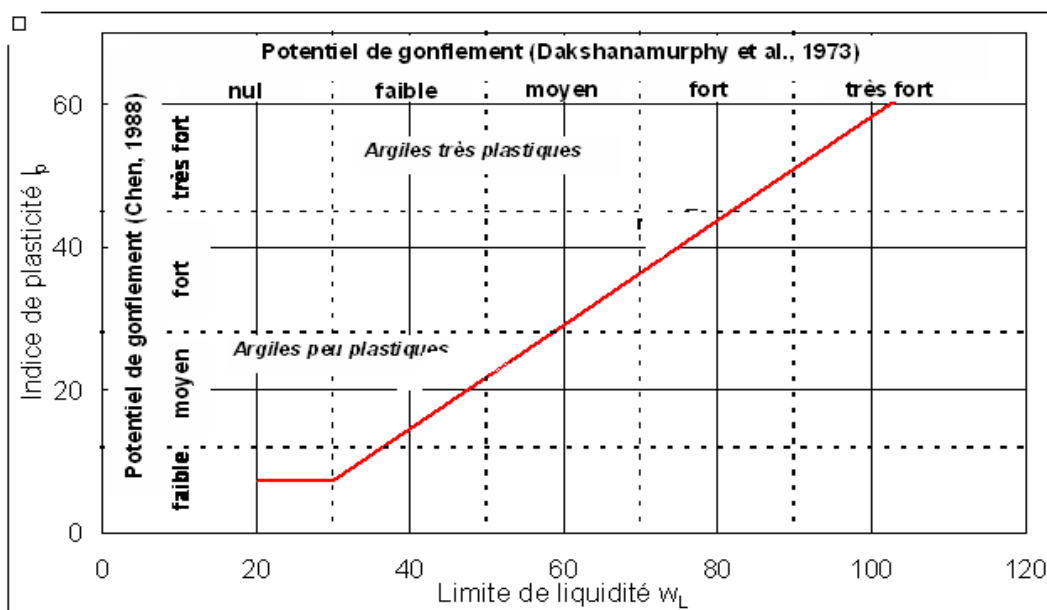
Cette classification est donnée par les tableaux I-7 à I-8 et les deux abaques (figures I- 11, I-12 et I-13).

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

IP (%)	% < 2 $\mu$ m	Potential de Gonflements
> 35	> 95	Très élevé
22 - 48	60 - 95	Elevé
18 - 22	30 - 60	Moyen
< 18	< 30	Faible

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

% < 74 $\mu$ m	WL (%)	Pression de Gonflements (bars)	Potential de Gonflements
>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



**Figure I.11. La classification Dakshnamurphy et al. (1973) et Chen (1988)**

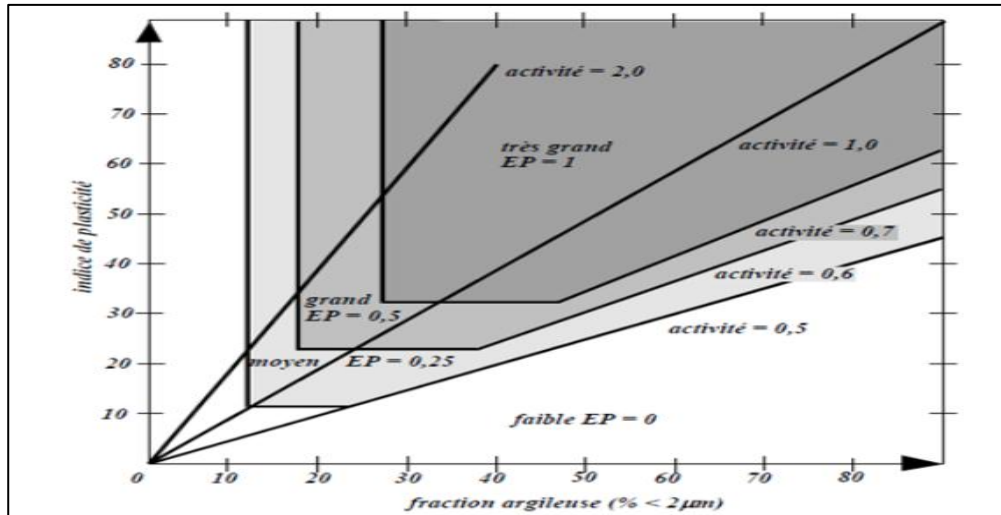
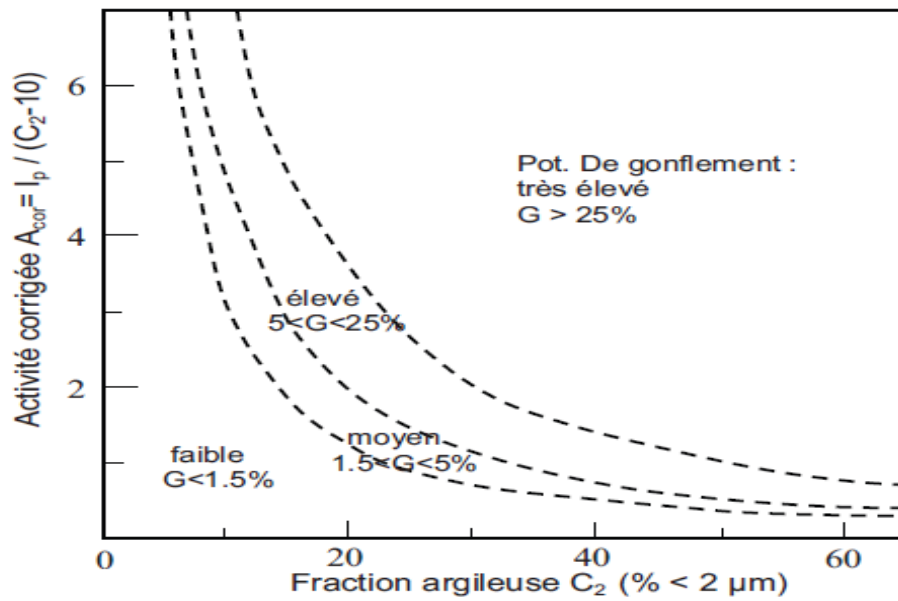


Figure I.12. Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)[10].

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 :

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

P < 2µm (%)	IP (%)	WR (%)	% de retrait	Potentiel de retrait
>28	> 35	> 10	> 30	Trèsélevé
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.10. Potentiel de gonflement d'après Holtz Dakshanamurthy et Raman(1973) [9].**

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

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

**I.5.6.2.2. 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 ( $\varepsilon_g$ ) et de la pression de gonflement ( $\sigma_g$ )).

Tableau I.12.Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement ( $\varepsilon_g$ ) et de la pression de gonflement ( $\sigma_g$ ), [2].

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$	$\varepsilon_g$ et $I_p$ sans unités (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13.10^{-5} (w_L - w_i)^{2,67}$	$\varepsilon_g$ , $w_L$ et $w_i$ sans unités (-)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $w_i$ (%) $w_L$ (%) $\gamma_{d0}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $w_L$ (%) $w_i$ (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $w_L$ (%) $\gamma_{d0}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = uw_L + v\gamma_{d0} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	$u, v, t$ et $k$ sont des constantes $w$ : teneur en eau naturelle (%) $w_L$ (%); $\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> ) et $\sigma_g$ (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (kPa) $e$ : indice des vides $P$ : surcharge extérieure (kPa) $w_i$ (%) et $I_p$ (-)
Nagaraj <i>et al.</i> (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 <sup>3</sup> )
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K\gamma_{d0} - 1) \times 100$	$\varepsilon_g$ (%) $K$ est un constant $\gamma_{d0}$ (g/cm <sup>3</sup> ).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $w_i$ (%)

### I.5.6.3. 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 :

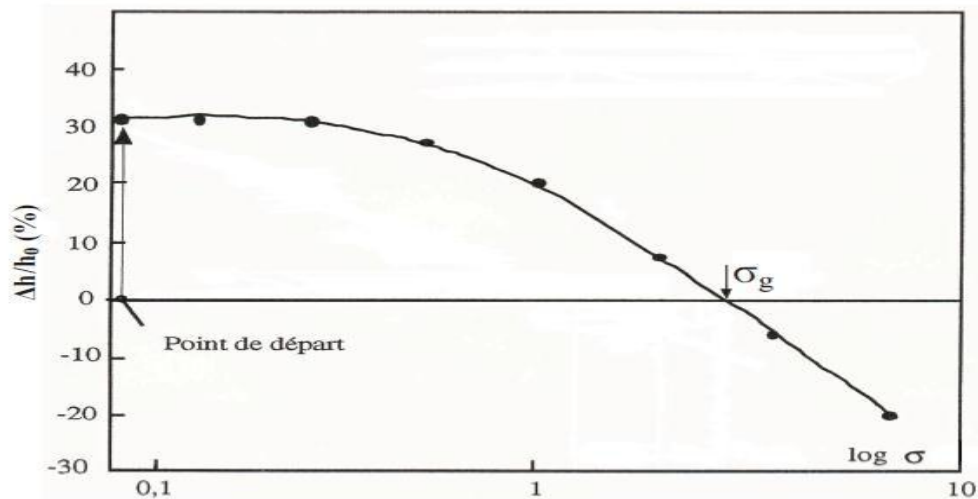
- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant.

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'oedomètre 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).

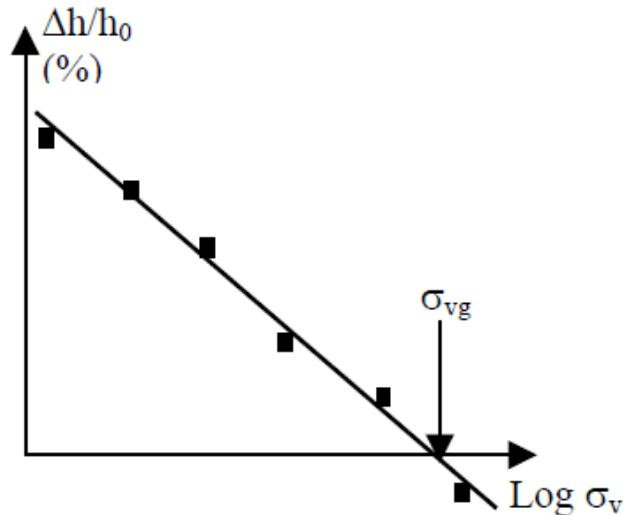


Figure I.15. Essais de gonflement en parallèle [4].

### 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).

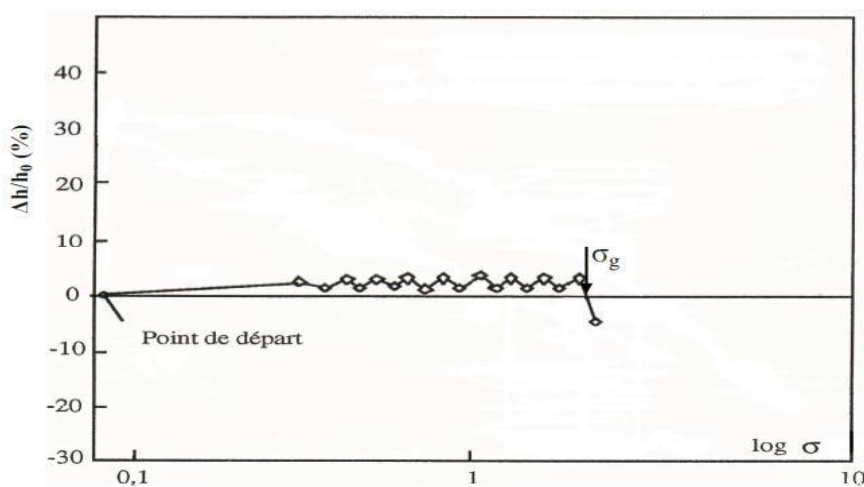


Figure I.16. Essai de gonflement à volume constant [4]

#### **I.5.6.4. Comparaison des différentes méthodes**

La méthode 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 (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de al, 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 oedomètres lors d'essais à gonflement libre.

### **I.6. Stabilisation des sols argileux**

#### **I.6.1. Introduction**

Malgré leurs propriétés de résistance, les sols argileux naturels, lorsqu'ils sont simplement compactés, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures, sont très sensibles aux variations de température et d'hygrométrie. 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 solsexpansifs, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des solsexpansifs. [6]

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.

#### **I.6.2. 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.[6]

### **I.6.3. 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.

### **I.6.4. stabilisation mécanique [6]**

#### **a) 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.

#### **b) 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.

#### **c) Prehumidication**

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

#### **I.6.5. 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 [2].

#### **I.6.6. 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**

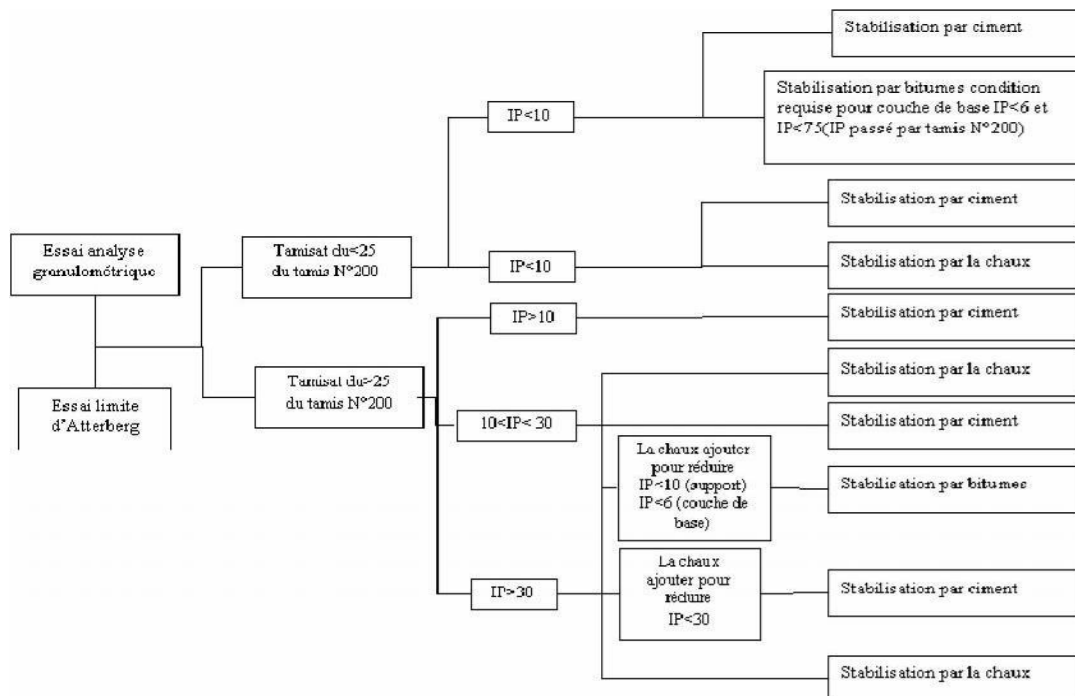
Elle est employée surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées, on distingue :

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

L'organigramme donné par la figure I.15, aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet :

Figure I.15. Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).



### I.6.7. Stabilisation par ajout du ciment (objectif de la présente étude)

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, 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.

### I.6.8. Stabilisation par ajout de chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente (Biczysko, 1996; Greaves, 1996; Kelley, 1988). Little (1995), rapporte qu'en général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé.

Plusieurs réactions sont initiées lors de l'ajout de la chaux à un sol à granulométrie fine : l'échange cationique et la floculation modifient presque instantanément la plasticité, la maniabilité, la résistance et les propriétés de déformation sous charge d'un sol (Moore, 1987).

### I.6.9. Stabilisation mixte chaux-ciment

L'ajout du ciment Portland conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux et en préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolaniques (stabilisation) sont désirées.

Prusinski et al. (1999) rapportent également que, contrairement à la croyance populaire, le ciment Portland peut stabiliser efficacement des sols ayant un  $I_p$  pouvant atteindre 50.

Enfin, Chaddock (1996) rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

Il existe d'autres techniques de stabilisation tel que :

- Stabilisations par solutions salines
- Stabilisation par ajout des cendres volantes
- Drainage
- Applications à forts pressions

Le tableau II.11 présente les avantages et les inconvénients des différentes techniques de Stabilisation.

**Tableau II.11.les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation, [1].**

Technique	Procédés	Avantages	Inconvénient
Stabilisation mécanique	compactage	-Le compactage est le plus économique. -Réduire le potentiel expansif.	-Il faut une grande quantité d'eau.(compacteur au-dessus de l'optimum avec une $W_n$ élevée).
	Substitution	-	-L'épaisseur de la couche -La disponibilité du matériau.
	Préhumidification	-	-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de $W_n$
	Méthode de contrôle	-Minimiser l'humidification ou dessèchement.	-La sensibilité a la variation de la teneur en eau.
Stabilisation thermique	Augmenter la température	-Réduire la répulsion électrique entre les particules.	-Très coûteuse.
Stabilisation chimique (par ajout de matériaux)	Les sels	-Augmenter la concentration ionique de l'eau libre. -Réduire le phénomène d'échange.	-Le choix de type de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation)
	Le ciment	-augmenter la résistance. -diminuer la plasticité -réduire le potentiel de variation de volume. -Augmenter la limite de retrait.	-utilisation d'un dosage important.
	La chaux	-diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement. -Augmenter la résistance et $W_{opt}$ . -utilisation d'un faible dosage.	-Carbonation de la chaux.

**CONCLUSIONS**

Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans effectuer d'essai de gonflement. Le plus souvent, ces méthodes restent grossières et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Les relations sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel. De plus, il semble que les lois mathématiques citées, qui sont certes significatives quand elles sont appliquées à un grand nombre de sols très différents minéralogiquement et granulométriquement, doivent être utilisées avec beaucoup de précautions sur des sols de natures voisines.

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement, mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, la pression de gonflement et la déformation de gonflement.

## Chapitre II Programme expérimental et procédures d'essais

### II.1 Introduction

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi-Hadjrès 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 cisaillement à la boîte, Essais Proctor normale, essais de compression simple).

### II. 2.Localisation

Le terrain se situe au centre-ville de Sidi-Hadjrès, sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila, exactement dans les bords du nouveau siège de l'Assemblée Populaire Communale (APC) de Sidi-Hadjrès. Il est délimité par (figure II.1.):

- Au nord : par un terrain vague et le cimetière de Sidi Hadjrès.
- A l'est : par un terrain vague
- A l'ouest : par le CFPA et un terrain vague.
- Au Sud : par la route nationale 40.



Figure II.1.Le site urbain de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie)



Figure II.2.Image satellite prise le 2017, (Source Google Earth)

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**

- L'analyse granulométrique (partamisage).
- L'analyse granulométrique (par sédimentométrie).
- Les limits d'Atterberg.
- L'essai au bleu deméthylène.

**b- Essais mécaniques**

- Essais Proctor modifier.
- Essais à la boîte de cisaillement directe
- Essais de compression simple

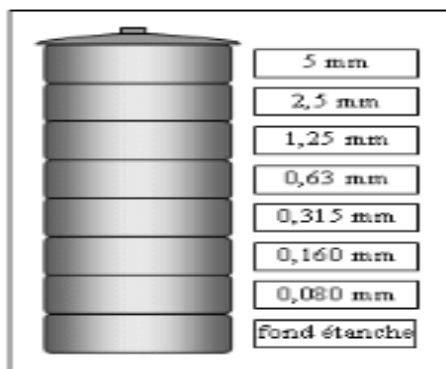
**N.B** : Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes au tant que possible aux méthodes d'essais en vigueur

### II.3. Essais d'identifications

#### II.3.1. Analyse granulométrique 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 II.3.).



**Figure II.3. Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).**

### II.3. 2. Analyse granulométrique sédimentométrie (NF P 94-057)

Les particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$  séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et de la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données (figure II.4.).



Figure II.4. Essai Analyse granulométrique (par sédimentométrie).

### II.3.3. Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites de consistance, ou limites d'**Atterberg** (pédologue Suédois) constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé (Figure II.5.), sur le **mortier**, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au **tamis de 400 mm**. Il est défini trois limites :

- ✓ **la limite de liquidité  $w_L$**  : le passage d'un sol de l'état liquide de l'état plastique
- ✓ **la limite de plasticité  $w_P$**  : le passage d'un sol de l'état plastique de l'état solide

Exprimée en pourcentage de masse de la matière première brute, la différence  $IP = w_L - w_P$  qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité [7]. L'indice de plasticité permet d'apprécier la quantité et le type

d'argiles présentes dans un échantillon. Il définit donc l'argilosité de l'échantillon (Figure II.5).

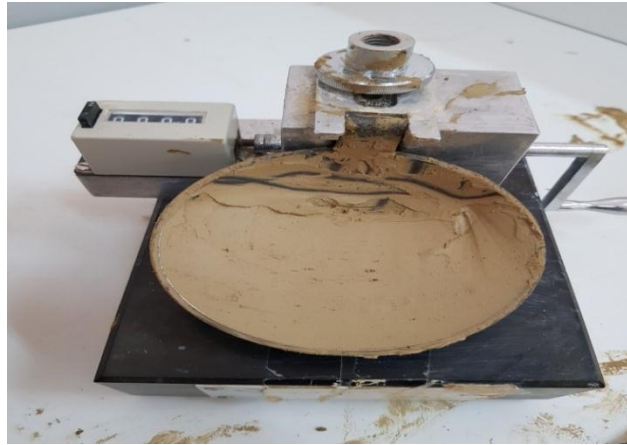


Figure II.5. Appareillage de limites d'Atterberg.

### II.3.4. 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.6.).

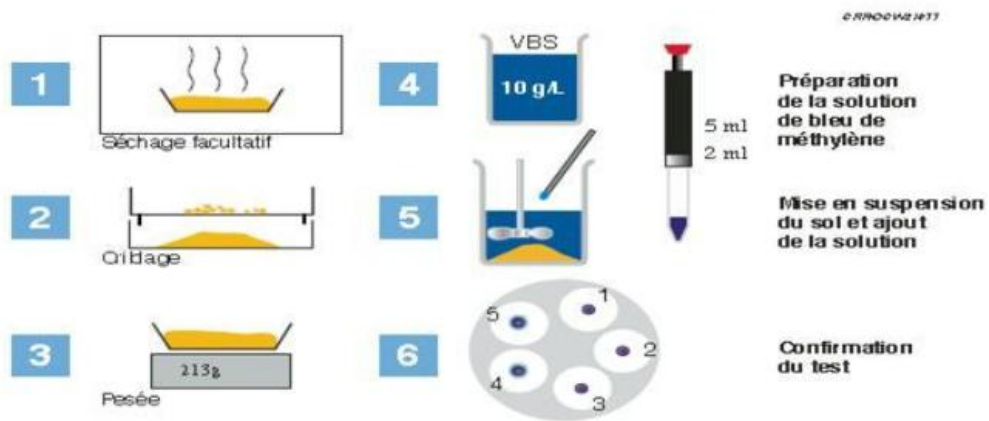


Figure II.6. Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.

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

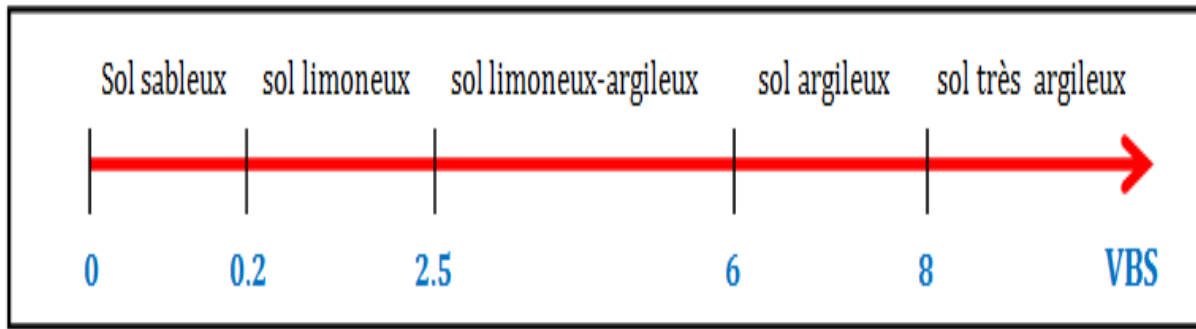


Figure II.7. Valeurs de bleu de quelques sols.



Figure II.8. Essai au bleu de méthylène.

### II.4. Essais mécaniques

#### II.4.1. Essais Proctor modifier (NF P94-093)

##### II.4.1.1. Définition

Il y a plusieurs possibilités pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol remanié. Le procédé le plus économique, toujours utilisé dans la construction des remblais, est le compactage. Ce procédé a pour but d'augmenter la qualité de solides par unité de volume (la masse spécifique du sol sec) à fin d'améliorer certaines propriétés des sols ou remblais améliorer la résistance mécanique (stabilité), diminuer la compressibilité (tassement) et diminuer la perméabilité.

#### II.4.1.2. But de l'essai Proctor

Il existe une teneur en eau particulière  $w_{opt}$  pour l'essai Proctor normal et  $W_{opt}$  pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche  $\gamma_d$  (ou un poids volumique) maximum.

La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.

L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

#### II.4.1.3. Principe de l'essai Proctor

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.



Fig. II.9 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

- **Matériel spécifique Proctor :**
  - ✓ Moule Proctor avec embase et hausse.
  - ✓ Moule CBR avec embase et hausse.
  - ✓ Dame Proctor normal.
  - ✓ Dame Proctor modifié.
  - ✓ Règle à araser.
  - ✓ Balance de portée supérieure à 6 kg.

- **Matériel connexe pour essai Proctor :**

Éprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.

Four, balance de précision, petits récipients pour mesurer la teneur en eau à postériori.



**Figure. II.10. mode opératoire de Proctor.**

- **Mode opératoire pour essai Proctor**

- ✓ On dispose d'un échantillon de masse  $m = 2\text{kg}$ .
- ✓ On mesure le poids du moule à vide.
- ✓ Ajouter par respectivement considéré les teneurs en Eau suivantes : 12% ; 14% ; 16% ; 18% ; 20% .
- ✓ A chaque étape, on procède comme suit
- ✓ On remanie le sol jusqu'à ce que la teneur en eau soit supposée uniforme
- ✓ Une première fraction est introduite dans le moule et celle-ci est compactée à l'aide de 56 coups de la dame.
- ✓ On suit la même procédure pour une 2ème puis une 5ème fraction
- ✓ On enlève la hausse amovible du moule
- ✓ La couche supérieure débordant la partie inamovible du moule est rasée.

#### **II.4.2. Essai à la boîte de cisaillement directe (NF P 94-071-1)**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes dans notre cas le but est de déterminer l'effort de cisaillement et l'échantillon de sol est préparé selon les caractéristiques optimums et sous l'énergie de Proctor modifier, L'essai adopté pour le cisaillement est non consolidé non

drainé(UU), à une vitesse de 0.6 mm/min. Dans cet essai l'échantillon est constitué d'une plaquette carrée dont les dimensions usuelles sont : 6cm x6 cm x h = 3 cm.



**Figure II.11. Appareille de cisaillement direct.**

L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans Les mêmes conditions, cisillées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents 100 200 4000 kPa(1bar, 2bar et 4bar).

#### **II.4.2.1. Mise en place**

- ✓ Placer le piston muni de sa plaque drainante sur le sommet de L'éprouvette.
- ✓ Noter, après fixation du système de mesure de l'effort de cisaillement horizontal (T), et avant application de tout effort, la valeur d'origine du capteur de l'effort (T).
- ✓ Régler la position du capteur de mesure du déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boties et noter la valeur d'origine.
- ✓ Positionner le capteur de mesure du déplacement vertical du piston par rapport à un repère fixe et noter la valeur d'origine.
- ✓ Appliquer l'effort (N) sur la partie supérieure du piston.
- ✓ Mesurer le déplacement vertical du piston  $S_h$  en fonction du temps.

**II.4.3.L'essai de compression simple (NF P 94-077)****II.4.3.1.Définition**

S'exécute sur des échantillons cylindriques d'élanement compris entre deux et trois, il est conseillé d'utiliser des éprouvettes de  $\varnothing = 50$  mm.

**II.4.3.2.Principe**

Cet essai consiste à appliquer un effort de compression à un échantillon reposant sur une surface indéformable. Cette sollicitation provoque un écrasement de l'éprouvette. On mesure simultanément les contraintes et déformations au cours de l'essai.

La norme définit entre autre

- La contrainte de rupture
- La contrainte au seuil d'écoulement
- La déformation à la rupture
- La déformation au seuil d'écoulement

Pour obtenir des résultats comparatifs en compression il est nécessaire d'employer des éprouvettes de forme, de dimensions et de mode d'obtention identiques, et de les soumettre à des essais dans des conditions bien définies de traitement préalable, de température, d'humidité et de vitesse de mise en charge.



**Figure. II.12. mode opératoire de compression.**

**Chapitre III****Présentation et analyse des résultats d'essais****III.1 Introduction**

Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats de l'essai réalisé sur le sol étudié et leur interprétation, il est organisé sous forme de deux parties :

Une première partie concernant le sol non traité, qui comporte les essais d'identification (analyse granulométrique et par sédimentaire, limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène, l'essai mécanique (Proctor modifié, cisaillement direct et enfin compression simple).

Une deuxième partie portant sur le sol traité à différentes teneurs en ciment et différentes classes, qui regroupe des essais physiques (bleu de méthylène, limite d'Atterberg) et de essais mécaniques (Proctor modifié, cisaillement direct, compression simple).

Les interprétations des résultats seront décrites à la fin de chaque partie du sol traité.

**III.2 Résultats Des Essais****III.2.1 les essais d'identification****III.2.1.1 Analyse granulométrique****a-Analyse granulométrique par tamisage**

Trois (3) 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 d'essai 01.**

ESSAI n1	Refus partiel	Refus cumulés		Tamisâtes cumulus
		gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2.5	2.16	2.16	0.72	99.28
1.25	1.62	3.78	1.26	98.74
0.63	0.63	4.41	1.47	98.53
0.32	0.75	5.16	1.72	98.28
0.16	2.16	7.32	2.44	97.56
0.08	2.76	10.08	3.36	96.64

• Essai N°2

Tableau .III.2. Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisât cumulés
		g	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.16	1.16	0.39	99.61
1,25	1.09	2.25	0.75	99.25
0,63	0.18	2.43	0.81	99.19
0,315	2.46	4.89	1.63	98.37
0,16	0.57	5.46	1.82	98.18
0,08	3.24	8.70	2.90	97.10

• Essai N°3

Tableau .III.3. Granulométrie par tamisage de l'essai 03.

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâts cumulés
		g	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.20	1.20	0.40	99.60
1,25	0.20	1.40	0.47	99.53
0,63	2.90	4.30	1.43	98.57
0,315	1.60	5.90	1.97	98.03
0,16	0.40	6.30	2.10	97.90
0,08	4.20	10.50	3.50	96.50

Tableau III.4. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.

Tamis (mm)	Tamisâts %			Moyenne
	ESSAI n1	ESSAI n2	ESSAI n3	
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2,5	99.28	99.61	99.60	99.50
1,25	98.74	99.25	99.53	99.17
0,63	98.53	99.19	98.57	98.76
0,315	98.28	98.37	98.03	98.23
0,16	97.56	98.18	97.90	97.88
0,08	96.64	97.10	96.50	96.75

### b-Analyse granulométrique par sédimentométrie

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique par sédimentométrie et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.5. Résultats de l'analyse sédiment métrique l'essai N°1

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{L/T}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisât par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0268	22.0000	0.01312	12.0160	64	1,0000000	106.41	95.91
1	1.0266	22.0000	0.01312	12.0920	46	1,0000000	105.62	95.19
2	1.0265	22.0000	0.01312	12.1300	32	1,0000000	105.22	94.84
5	1.0263	22.0000	0.01312	10.8060	19	1,0000000	104.43	94.12
10	1.0262	22.0000	0.01312	10.8440	14	1,0000000	104.03	93.76
20	1.0262	22.0000	0.01312	10.8440	10	1,0000000	104.03	93.76
40	1.0261	22.0000	0.01312	10.8820	7	1,0000000	103.63	93.40
80	1.0260	21.0000	0.01328	10.9200	5	1,0000000	103.24	93.05
240	1.0230	21.0000	0.01328	12.0600	3	1,0000000	91.32	82.31
1440	1.0102	1.0162	0.01316	14.6440	1	1,0000000	64.34	57.97

Tableau III.6. Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{L/T}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisât par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0260	19.1000	0.013610	12.3200	68	1.0000000	103.24	93.05
1	1.0255	19.2000	0.013610	12.5100	48	1.0000000	101.25	91.26
2	1.0255	19.3000	0.013610	12.5100	34	1.0000000	101.25	91.26
5	1.0252	19.0000	0.013610	11.2240	20	1.0000000	100.06	90.18
10	1.0250	19.2000	0.013610	11.3000	14	1.0000000	99.26	89.47
20	1.0247	19.1000	0.013610	11.4140	10	1.0000000	98.07	88.39
40	1.0240	19.4000	0.013610	11.6800	7	1.0000000	95.29	85.89
80	1.0232	19.1000	0.013610	11.9840	5	1.0000000	92.12	83.03
240	1.0170	18.5000	0.013780	14.3400	3	1.0000000	67.50	60.84
1440	1.0120	19.3000	0.013610	16.2400	1	1.0000000	47.65	42.94

**Tableau III.7. Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3**

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisa par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0259	21.4000	0.013280	12.3580	66	1.0000000	102.84	92.69
1	1.0259	22.0000	0.013120	12.3580	46	1.0000000	102.84	92.69
2	1.0258	22.0000	0.013120	12.3960	33	1.0000000	102.44	92.33
5	1.0257	21.4000	0.013280	11.0340	20	1.0000000	102.04	91.97
10	1.0257	21.3000	0.013280	11.0340	14	1.0000000	102.04	91.97
20	1.0256	21.2000	0.013280	11.0720	10	1.0000000	101.65	91.61
40	1.0250	21.2000	0.013280	11.3000	7	1.0000000	99.26	89.47
80	1.0230	21.0000	0.013280	12.0600	5	1.0000000	91.32	82.31
240	1.0180	20.3000	0.013440	13.9600	3	1.0000000	71.47	64.42
1440	1.0140	19.1000	0.013610	15.4800	1	1.0000000	55.59	50.10

**Tableau III.8. La moyenne des trois essais de sédimentométrie.**

Tamis		Tamisas (%)			
mm	µm	essai 01	essai 02	essai 03	moy
0,067	66	95.91	93.05	92.69	93.881
0,048	47	95.19	91.26	92.69	93.046
0,034	34	94.84	91.26	92.33	92.807
0,021	20	94.12	90.18	91.97	92.092
0,015	15	93.76	89.47	91.97	91.734
0,011	11	93.76	88.39	91.61	91.257
0,008	8	93.40	85.89	89.47	89.587
0,005	6	93.05	83.03	82.31	86.127
0,003	3	82.31	60.84	64.42	69.188
0,001	1	57.97	42.94	50.10	50.340

**Tableau III.9. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).**

Tamis (mm)	Tamisas (%)			
	Essai 01	Essai 01	Essai 01	Moy
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2.5	99.28	99.61	99.60	99.50
1.25	98.74	99.25	99.53	99.17
0.63	98.53	99.19	98.57	98.76
0.32	98.28	98.37	98.03	98.23
0.16	97.56	98.18	97.90	97.88
0.08	96.64	97.10	96.50	96.75
0.066	95.91	93.05	92.69	93.88
0.047	95.19	91.26	92.69	93.05
0.034	94.84	91.26	92.33	92.81
0.02	94.12	90.18	91.97	92.09
0.015	93.76	89.47	91.97	91.73
0.011	93.76	88.39	91.61	91.26
0.008	93.40	85.89	89.47	89.59
0.006	93.05	83.03	82.31	86.13
0.003	82.31	60.84	64.42	69.19
0.001	57.97	42.94	50.10	50.34

Les courbes d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie) sont présentées dans la Figure III.1.

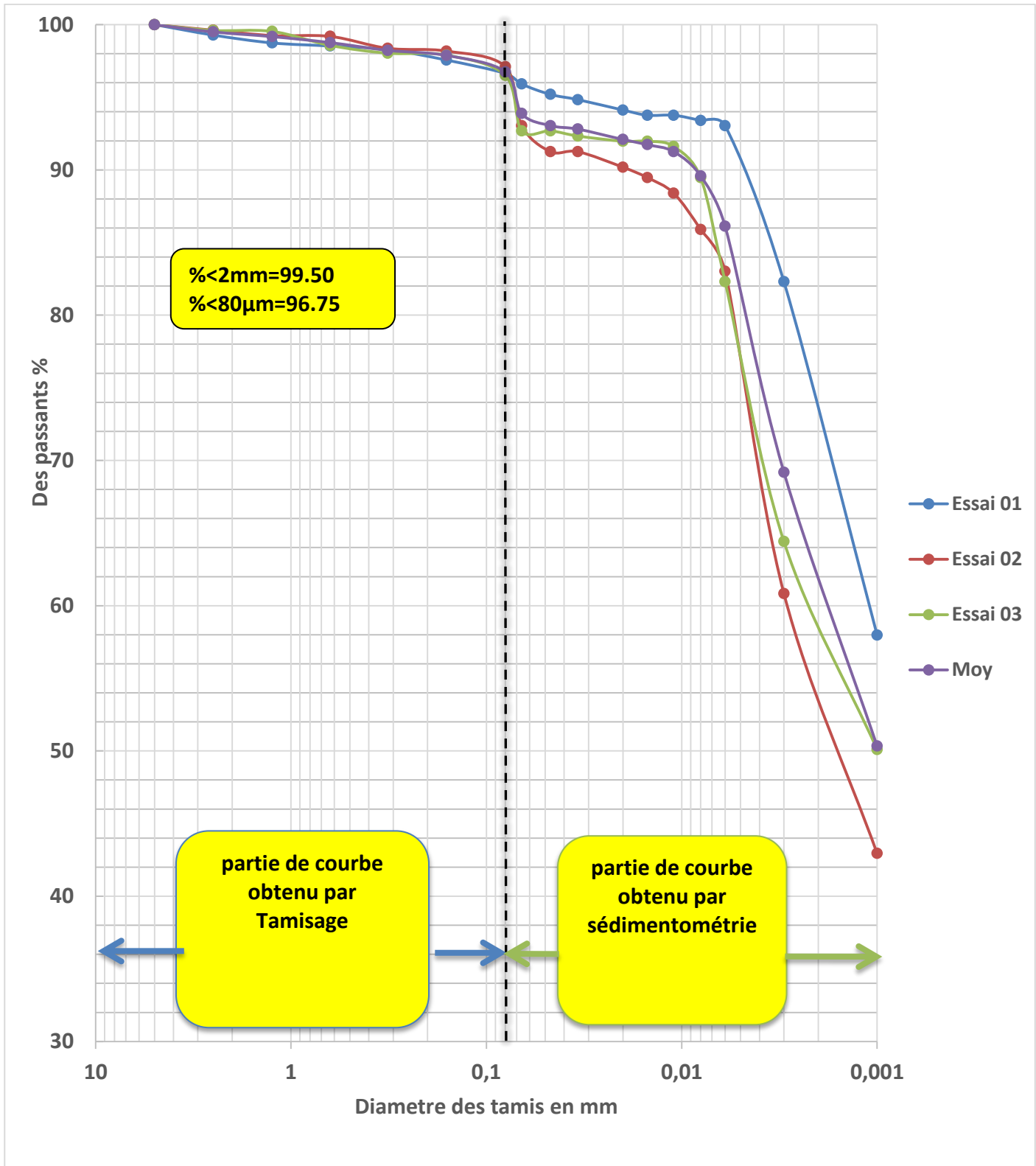


Figure III.1. Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

### III.2.1.2. Limites d'Atterberg

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

• Essai N°1

• Limite de liquidité

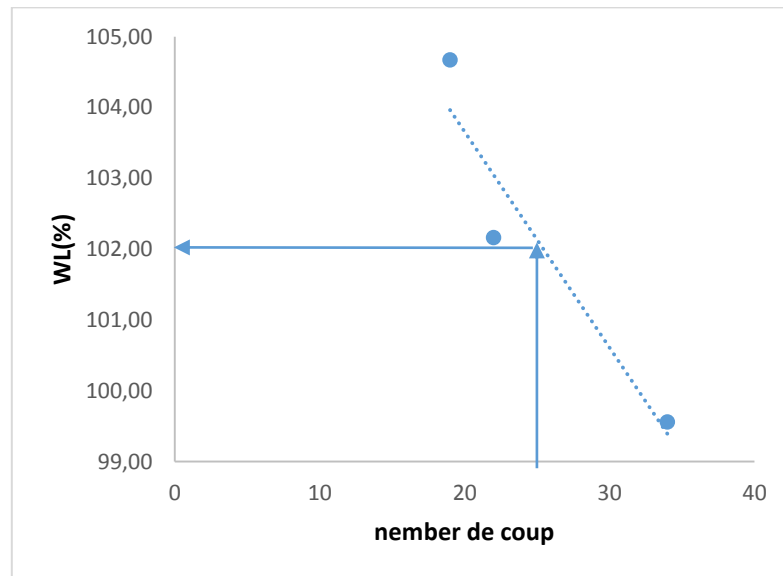


Figure III.2. La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°1.

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

Tableau III.10. Les résultats de limite de liquidité

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	19		22		34		29	
Tare N	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de tare ; Mt(g)	21.15	21.52	21.08	21.03	20.94	14.51	16.82	23.48
Masse (du sol humide +tare ) (Mh +Mt)	31.29	32.64	32.71	32.79	33.14	32.54	29.03	36.64
Masse (du sol sec +tare ) (Md +Mt)	26.08	26.98	26.83	26.85	27.05	23.55	22.92	30
Masse deau; Mw (g)	5.21	5.66	5.88	5.94	6.09	8.99	6.11	6.64
Masse du sol sec ; Md (g)	4.93	5.46	5.75	5.82	6.11	9.04	6.1	6.52
Teneur en eau ; W(%); Mw/Md	1.06	1.04	1.02	1.02	1.00	0.99	1.00	1.02
M moy(%)	<b>104.67</b>		<b>102.16</b>		<b>99.56</b>		<b>101.00</b>	
<b>WL</b>	<b>102</b>							

- **Limite de plasticité**

Les résultats d'essai (01) obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau III.11. Limite de plasticité série d'essai 01.**

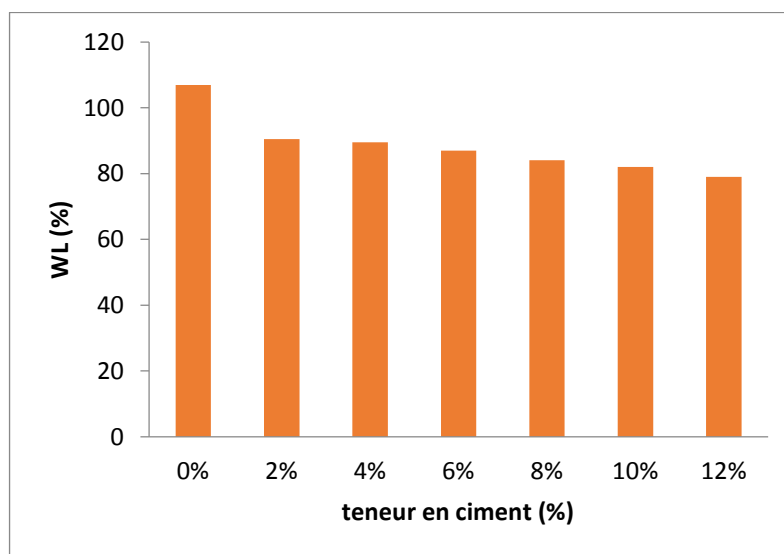
WP	
Masse de tare ; Mt(g)	12.91
Masse (du sol humide +tare) (Mh +Mt)	14.06
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	13.71
Masse d'eau ; Mw (g)	0.35
Masse du sol sec ; Md (g)	0.8
Teneur en eau ; W(%) ; Mw/Md	0.4375
WP(%)	43.75

Indice de plasticité :  $IP = WL - WP = 58,25$

**Tableau III.12. Résultats de 3 essais limite d'Atterberg**

Essai N°	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)
1	107.89	43.81	64.07
2	102	43.75	58.38
3	110	44.86	65.13
La Moyenne	106.92	62.85	44.04

### b-1-Ciment Chamil



**Figure III.3. Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Chamil).**

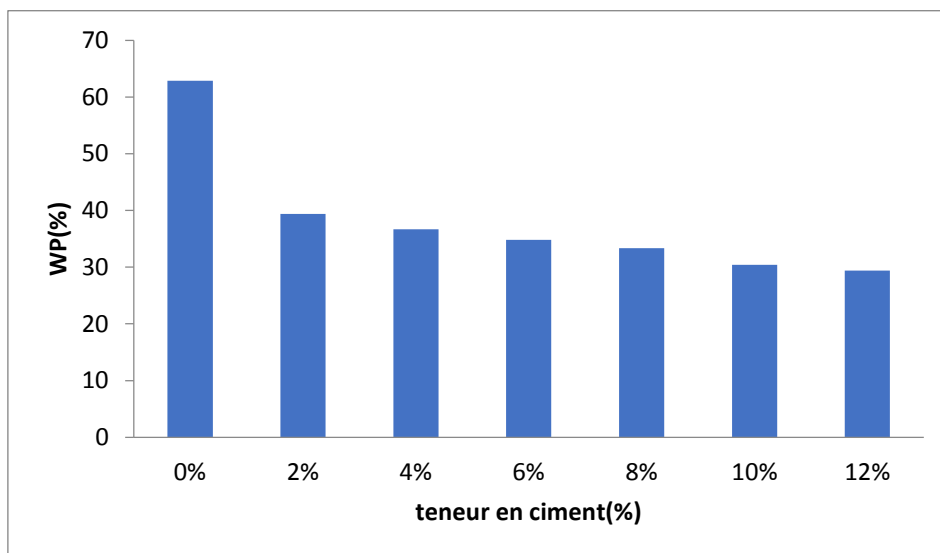
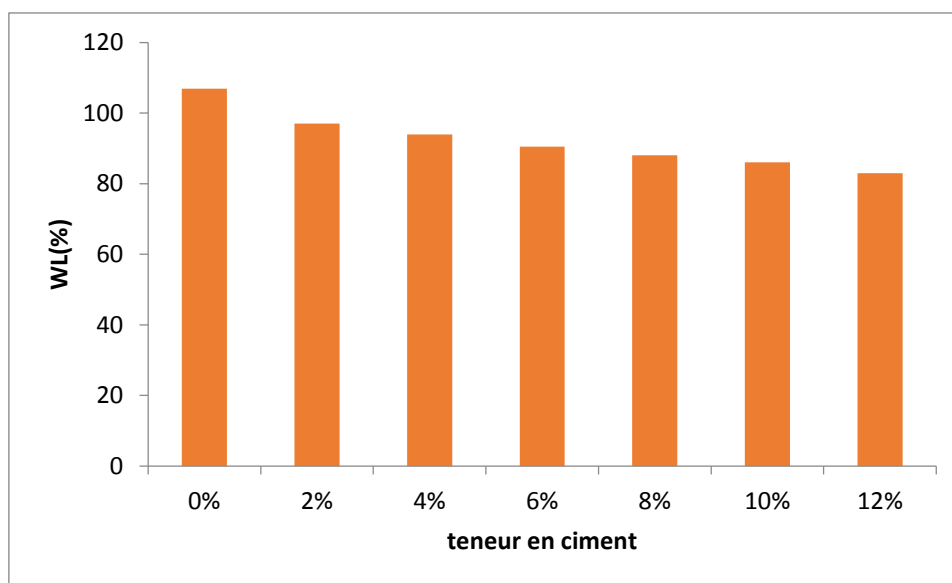


Figure III.4. Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Chamil).

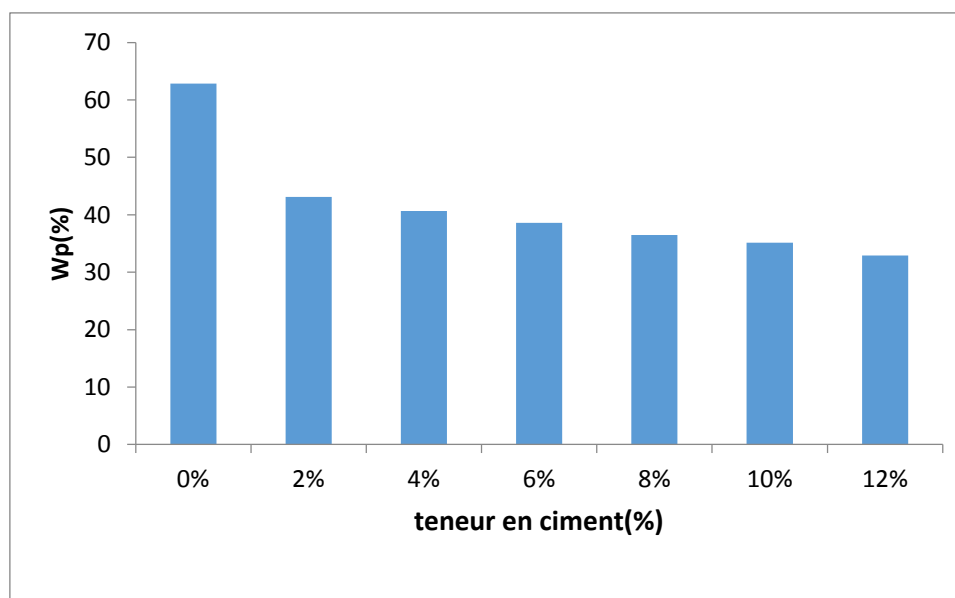
Tableau III.12. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg  
Traité ciment (Chamil 32.5).

	0%	2%	4%	6%	8%	10%	12%
<b>Limite de liquidités (WI) %</b>	<b>106.92</b>	<b>90.5</b>	<b>89.5</b>	<b>87</b>	<b>84</b>	<b>82</b>	<b>79</b>
<b>Limite de plasticité (Wp) %</b>	<b>62.85</b>	<b>39.36</b>	<b>36.7</b>	<b>34.83</b>	<b>33.33</b>	<b>30.43</b>	<b>29.4</b>
<b>Indice de plasticité IP</b>	<b>62.73</b>	<b>51.14</b>	<b>52.8</b>	<b>52.17</b>	<b>50.67</b>	<b>51.57</b>	<b>49.6</b>

**b-2-Ciment Matine**



**Figure III.5. Limite de liquidité en fonction de teneur en ciment(Matine).**



**Figure III.6. Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Matine).**

Les résultats des essais des limites d'Atterberg traité par ciment (matine).représenté sur la figure suivant :

**Tableau III.13. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité par ciment (Matine 42.5).**

	0%	2%	4%	6%	8%	10%	12%
<b>Limite de liquidité (Wl) %</b>	106.92	97	93.9	90.5	88	86	83
<b>Limite de plasticité (Wp) %</b>	62.85	43.1	40.67	38.59	36.48	35.13	32.89
<b>Indice de plasticité IP</b>	62.73	53.9	53.23	51.91	51.52	50.87	50.11

### b.3.Ciment Sarie

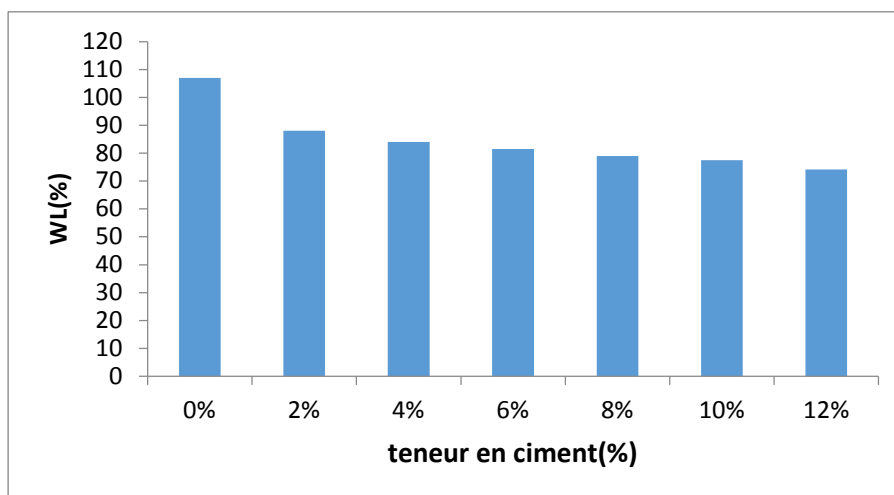


Figure III.7. Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Sarie).

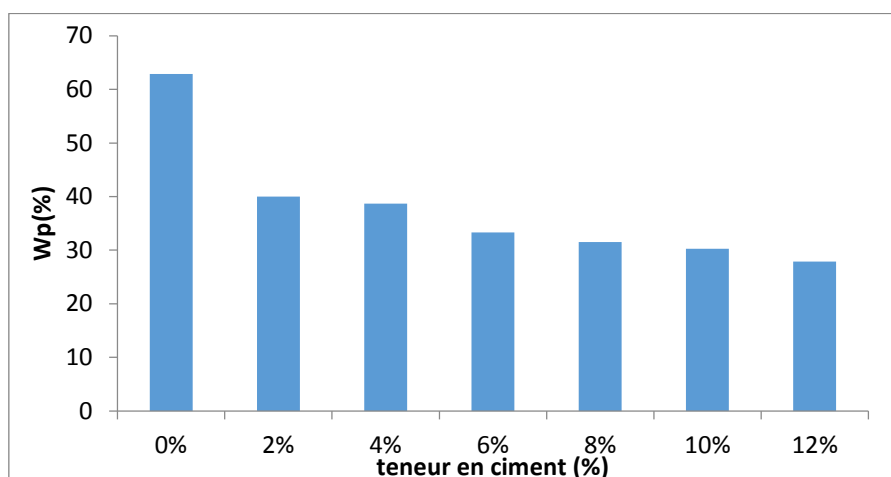


Figure III.8. Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Sarie).

Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité par ciment Sarie dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (Sarie).

Sarie	0%	2%	4%	6%	8%	10%	12%
Limite de liquidite (WI) %	106.92	88	84	81.5	79	77.5	74.1
limite de plasticite (Wp) %	62.85	40	38.68	33.33	31.5	30.26	27.86
Indice de plasticite IP	62.73	48	45.32	48.17	47.5	47.24	46.24

### III.2.1.2.1. Interprétation des résultats

On remarque que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation des teneurs en ciment, par contre la limite de plasticité augmente avec l'augmentation des teneurs en ciment et ça s'appliquera dans les autres classes de ciment (Chamil, matine, sarie).

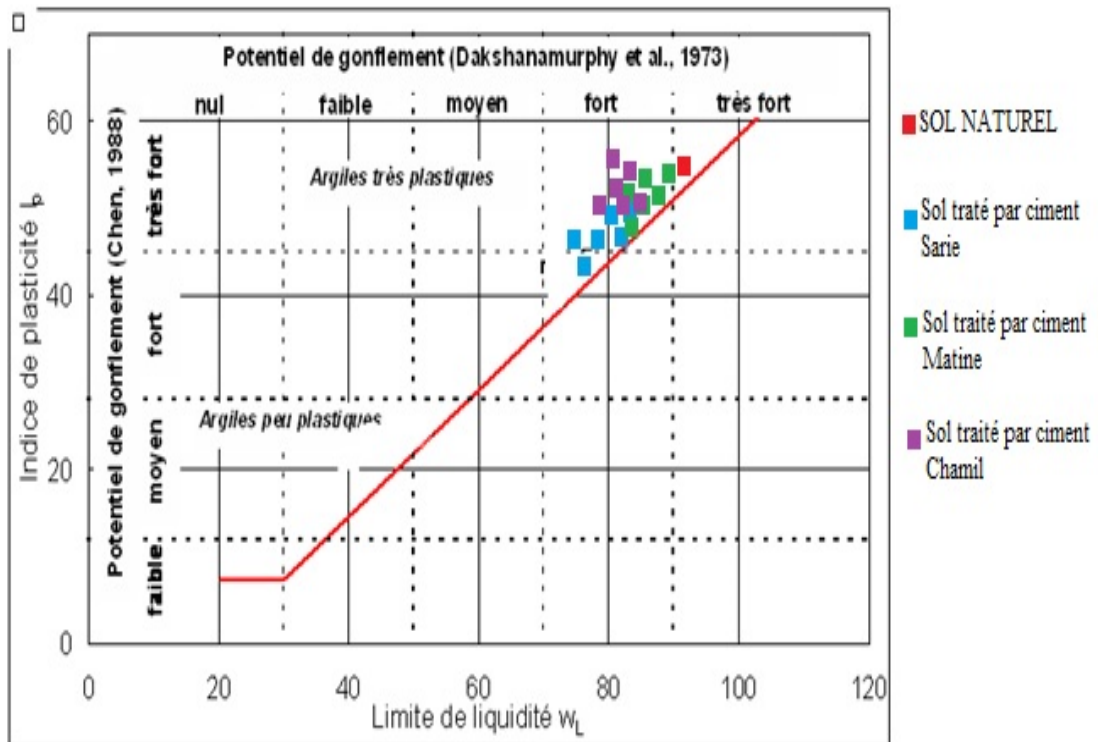


Figure III.9. Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

**II.2.1.3. Essai au bleu de méthylène**

On a réalisé Trois (3) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau (III-13)

**Tableau III.15. Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache**

Essai N°	masse de sol (g)	VOLUME de la solution (cm3)	VBS (g/cm3)	La surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)
Essai 1	30	380	12,66	265.86
Essai 2	30	375	12,50	262.50
Essai 3	30	355	11,83	248.43
Essai 4	30	360	12,00	252.00
Moyenne		367,5	12,2475	257.19

**II.2.1.3.1. Interprétation des résultats**

Les résultats de l'essai au bleu de méthylène de l'argile sont regroupés dans le tableau III .16 D'après les résultats obtenus la valeur de bleu de méthylène est supérieure à 8, il s'agit d'un soi très argileux, la surface spécifique total 257.199(m<sup>2</sup>/g).

**III.2.2. Les essais mécaniques**

**III.2.2.1. Essais Proctor modifié**

Résultats de essai de compactage le sol naturel dans le tableau suivant :

**Tableau. III.16.Résultats de 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)	21.02	20.34	8.68	8.43	27.31	20.87	12.28	11.42	26.46	26.50
masse (solhumide+tare) (g)	46.10	44.90	33.14	27.32	48.7	41.77	36.93	38.13	51.73	45.17
masse (sol sec+tare) (g)	43.01	41.98	29.70	24.83	45.78	38.82	32.88	33.69	47.19	41.92
masse de d'eau(g)	3.09	2.92	3.44	2.49	2.93	2.95	4.05	4.44	4.54	3.25
masse de sol sec(%)	21.99	21.64	21.02	16.40	18.47	17.95	20.60	22.27	20.73	15.4
w(%)	14.0	13.494	16.365	15.183	15.864	16.435	19.660	19.937	21.901	21.07
W moyen(%)	13.773		15.774		16.149		19.799		21.489	
volume de moule (cm)	935.890									
poids de moule(g)	2140.700									
poids total(g)	3872.090		3959.760		3950.190		4001.190		3975.040	
poids sol	1731.390		1819.060		1809.490		1860.490		1834.340	
Yh	1.850		1.944		1.933		1.988		1.960	
Yd	1.626		1.679		1.665		1.659		1.613	

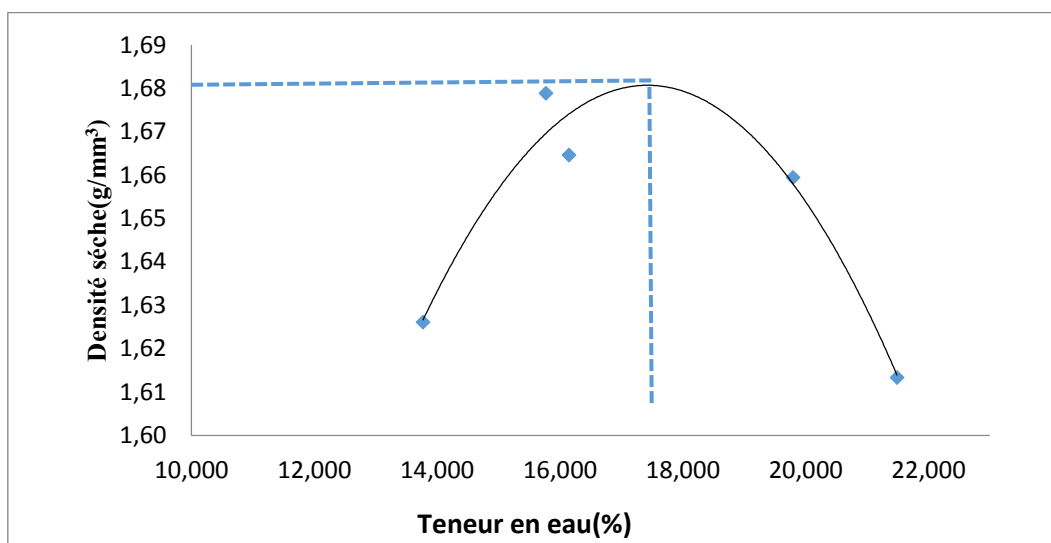


Figure III.10.courbe Proctor de sol naturel

### III .2.2.1.2. Sol traité

#### a. par ciment Chamil

Les résultats de essai de compactage le sol naturel dans le tableau suivant :

Tableau. III.17. Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment Chamil.

<b>sol naturel</b>	<b>W</b>	13.77	15.77	16.14	19.79	21.48
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.62	1.67	1.66	1.65	1.61
<b>2%</b>	<b>W</b>	14.51	16.32	18.96	20.60	22.32
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.68	1.69	1.67	1.63	1.60
<b>4%</b>	<b>W</b>	14.11	15.20	17.52	18.12	22.28
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.68	1.71	1.71	1.72	1.65
<b>6%</b>	<b>W</b>	12.93	17.74	16.81	18.97	19.71
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.71	1.72	1.73	1.71	1.70
<b>8%</b>	<b>W</b>	13.19	17.69	16.36	18.44	20.67
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.72	1.74	1.72	1.69	1.67
<b>10%</b>	<b>W</b>	15.93	18.26	19.24	20.66	22.11
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.68	1.73	1.71	1.69	1.67
<b>12%</b>	<b>W</b>	15.72	18.41	18.61	19.83	21.36
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.70	1.74	1.73	1.70	1.68

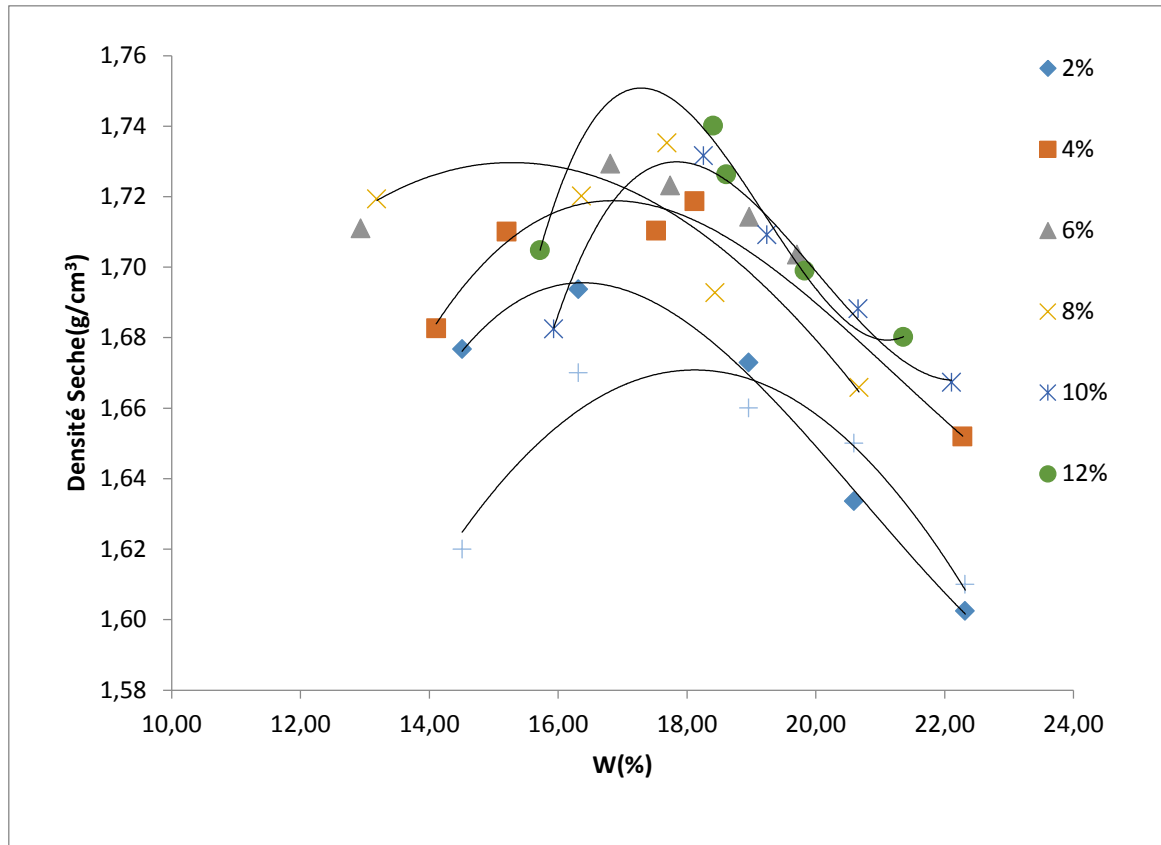


Figure III.11 .courbe Proctor de sol traité par ciment (Chamil).

Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs en ciment Chamil.

Tableau. III.18. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment (Chamil).

	Chamil	
	$W_{opt}$	$Y_{d_{max}}$
sol naturel	15.8	1.67
2%	16.3	1.69
4%	17.52	1.71
6%	17.7	1.72
8%	17.9	1.73
10%	18.3	1.73
12%	18.4	1.74

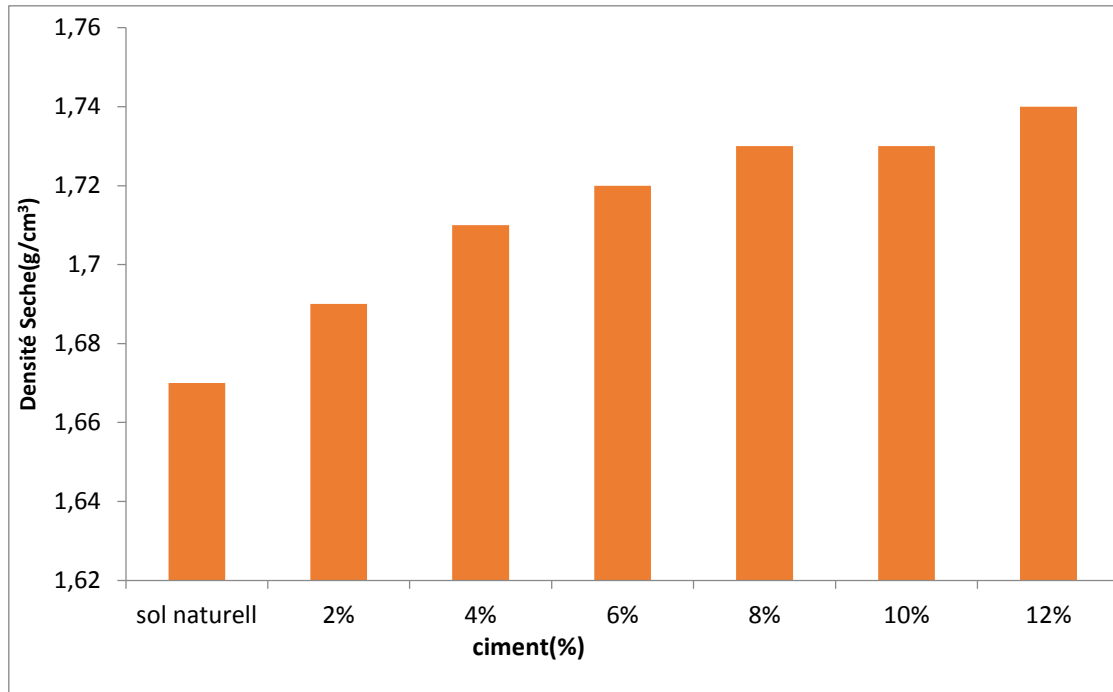


Figure. III.12 .histogramme de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment(Chamil).

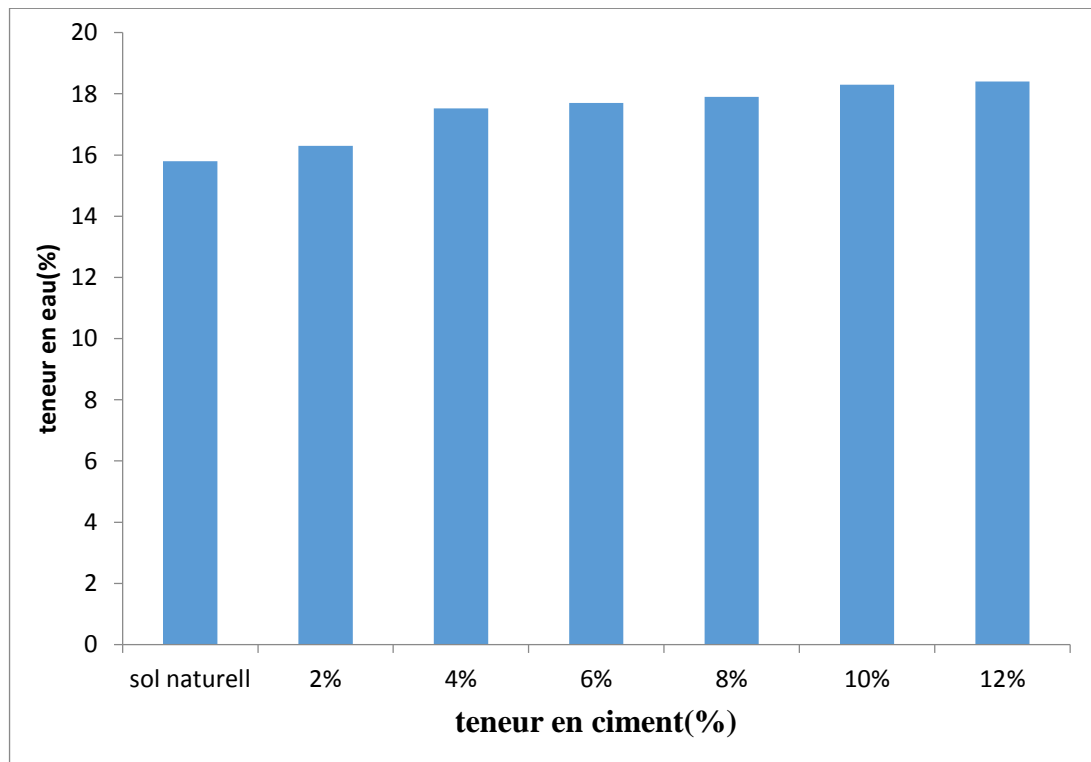


Figure. III.13. représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Chamil.

b. Par ciment matine

Tableau. III.19. résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment matine.

		12%	14%	16%	17%	20%
sol naturel	Wopt	13.77	15.77	16.14	19.79	21.48
	$\gamma_d$	1.62	1.67	1.66	1.65	1.61
2%	Wopt	16.847	18.847	20.495	22.363	24.288
	$\gamma_d$	1.652	1.683	1.660	1.577	1.537
4%	Wopt	16.454	18.851	21.238	24.199	26.568
	$\gamma_d$	1.657	1.699	1.633	1.546	1.493
6%	Wopt	15.677	18.896	19.120	21.565	23.018
	$\gamma_d$	1.703	1.709	1.699	1.653	1.610
8%	Wopt	14.903	18.952	19.325	20.331	22.611
	$\gamma_d$	1.710	1.715	1.701	1.669	1.629
10%	Wopt	17.657	19.406	20.115	21.697	22.010
	$\gamma_d$	1.685	1.721	1.702	1.673	1.650
12%	Wopt	16.105	19.662	20.065	22.945	25.056
	$\gamma_d$	1.704	1.722	1.694	1.639	1.599

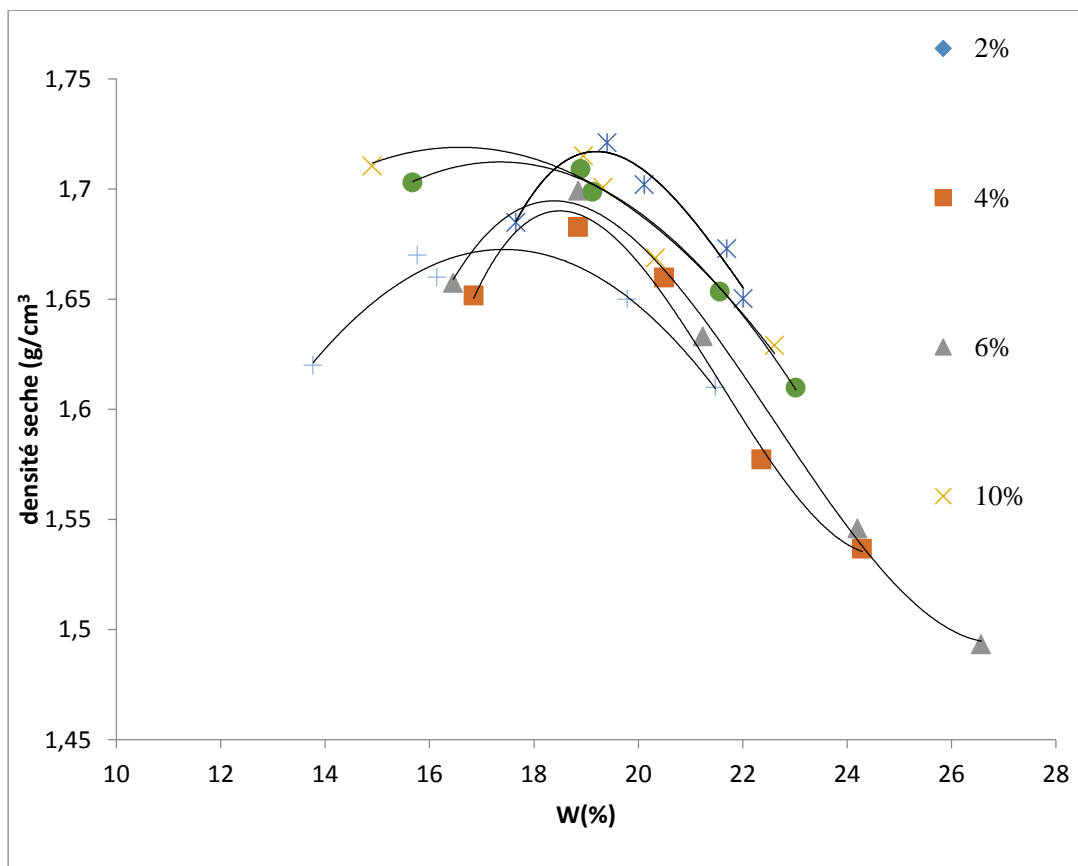
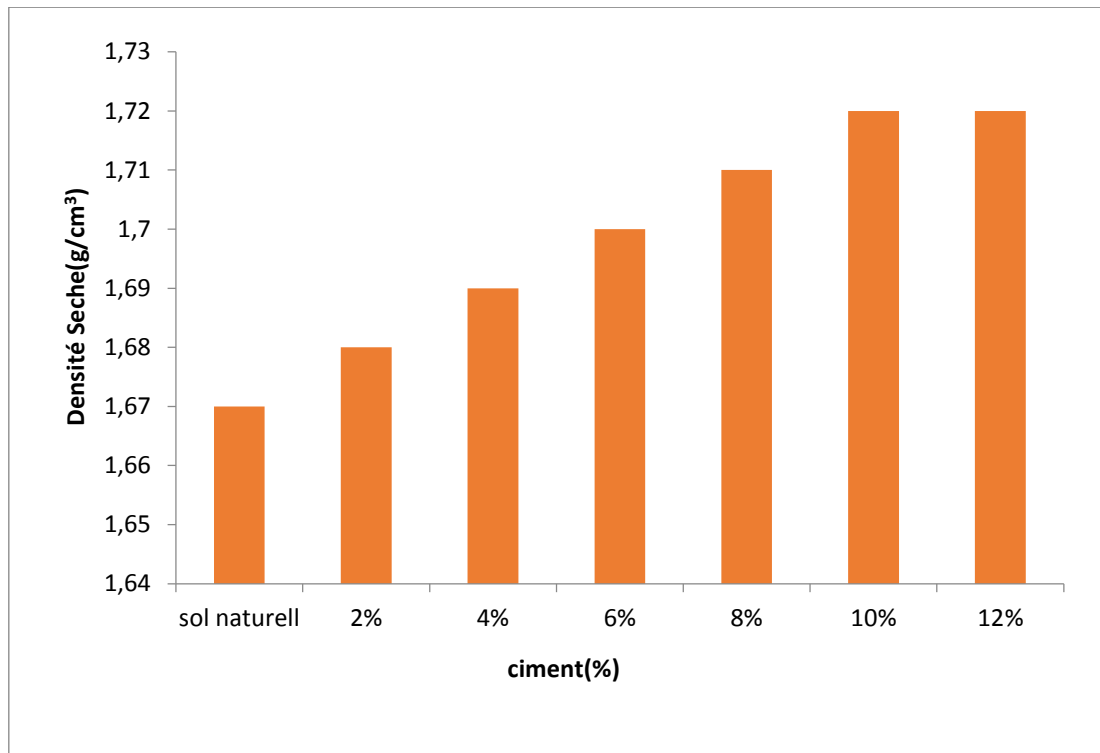


Figure III.14.courbe Proctor de sol traité par ciment matine.

**Tableau. III.20. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment (matine).**

	matine	
	Wopt	$\gamma_d$ max
sol naturel	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 (matine).**

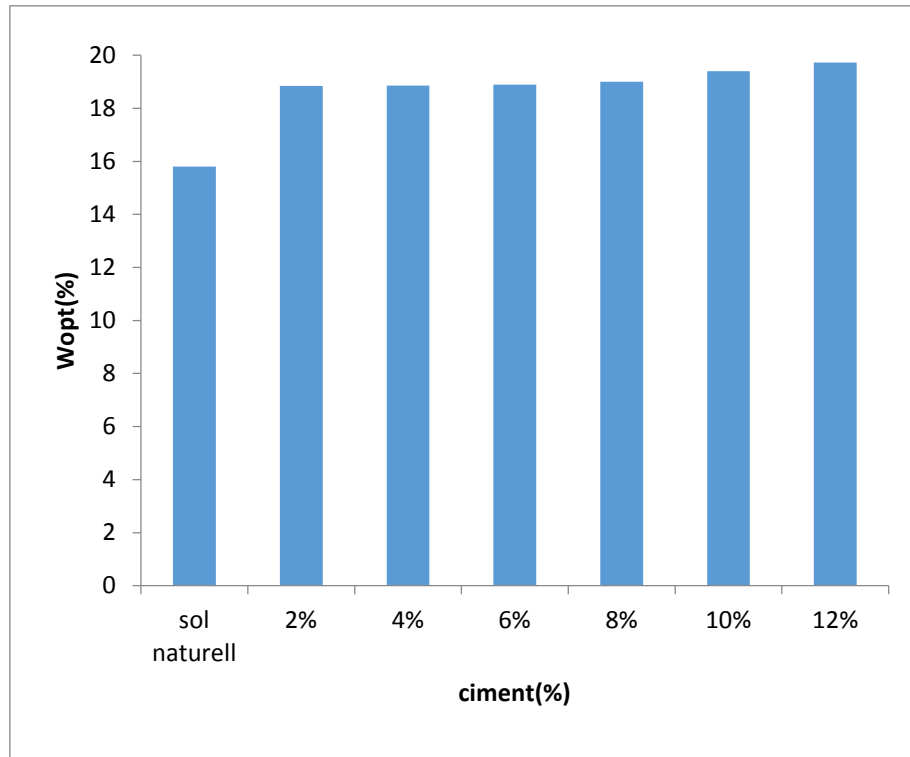


Figure. III.16. représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment matine.

C. Ciment Sarie

Tableau. III.21. résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment Sarie.

2%	Wopt	15.709	17.361	19.851	21.835	23.780
	$\gamma_d$	1.668	1.687	1.671	1.601	1.575
4%	Wopt	16.150	18.335	19.526	22.581	24.435
	$\gamma_d$	1.687	1.691	1.689	1.623	1.579
6%	Wopt	15.780	17.933	19.069	22.398	23.142
	$\gamma_d$	1.684	1.686	1.704	1.642	1.632
8%	Wopt	15.071	19.382	21.429	22.704	23.623
	$\gamma_d$	1.687	1.717	1.670	1.650	1.636
10%	Wopt	16.071	19.491	20.112	22.998	25.021
	$\gamma_d$	1.672	1.721	1.688	1.655	1.607
12%	Wopt	18.013	19.736	21.665	22.680	24.232
	$\gamma_d$	1.715	1.732	1.702	1.685	1.650

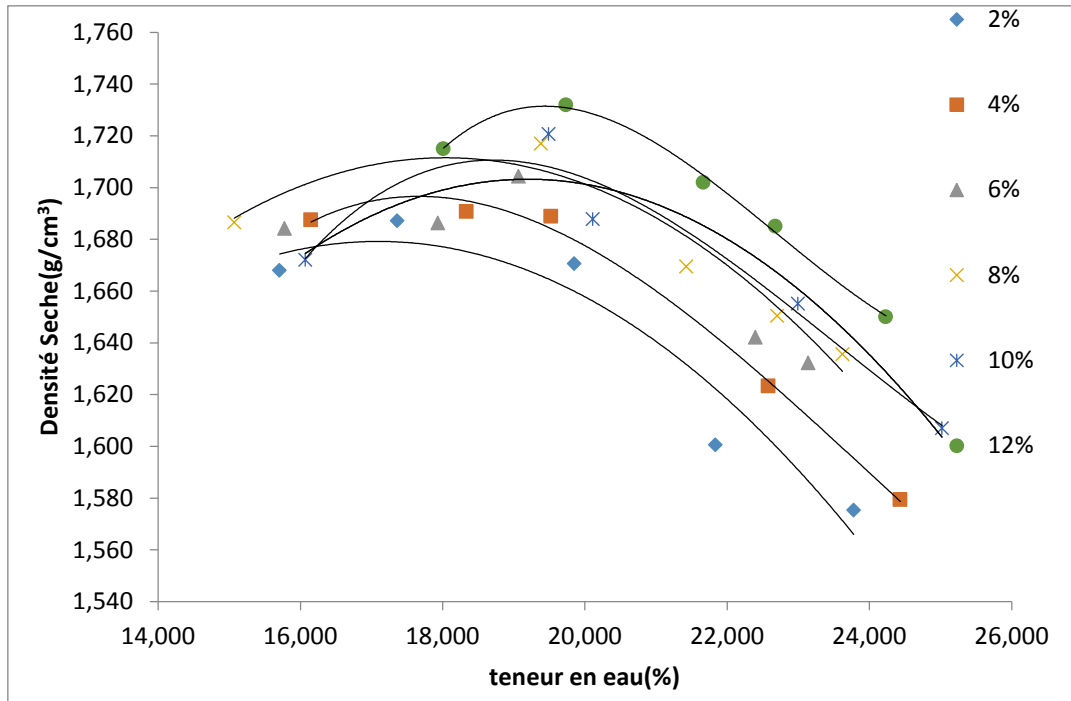


Figure III.17.courbe Proctor de sol traité par ciment Sarie.

Tableau. III.22. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs en ciment Sarie.

	Sarie	
	Wopt	$\gamma_d$
<b>Sol naturel</b>	15.8	1.67
<b>2%</b>	17.36	1.68
<b>4%</b>	18.33	1.69
<b>6%</b>	19.06	1.7
<b>8%</b>	19.4	1.71
<b>10%</b>	19.5	1.72
<b>12%</b>	19.7	1.73

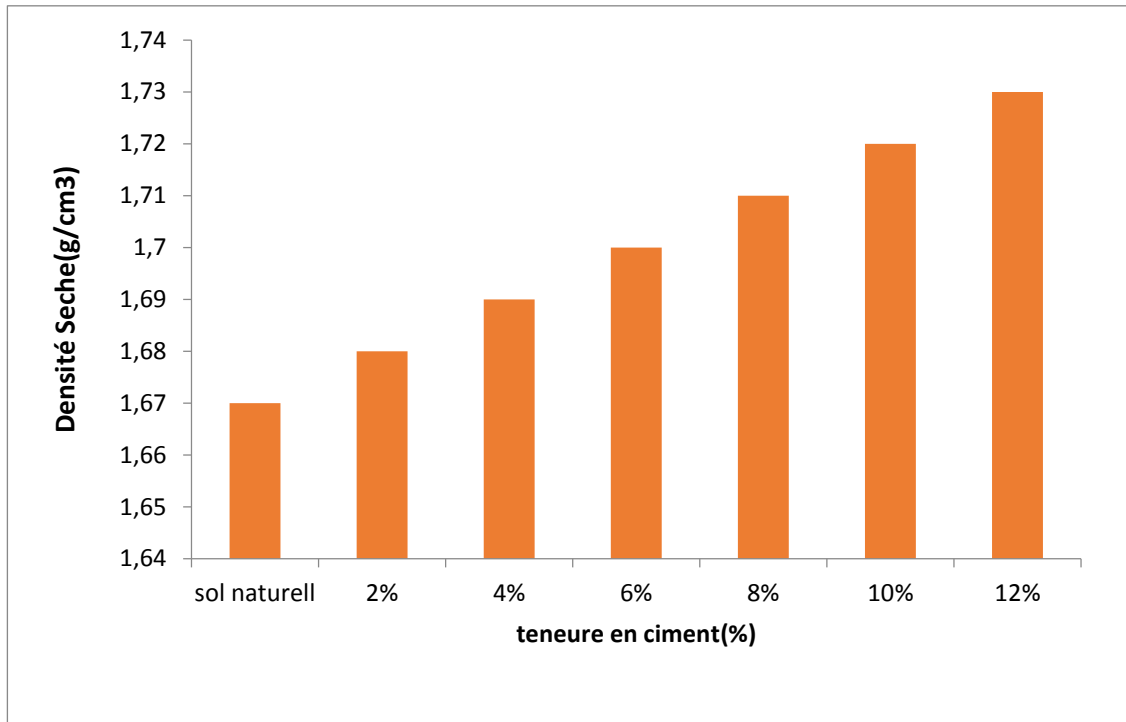


Figure. III.18 .Histogramme de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment Sarie.

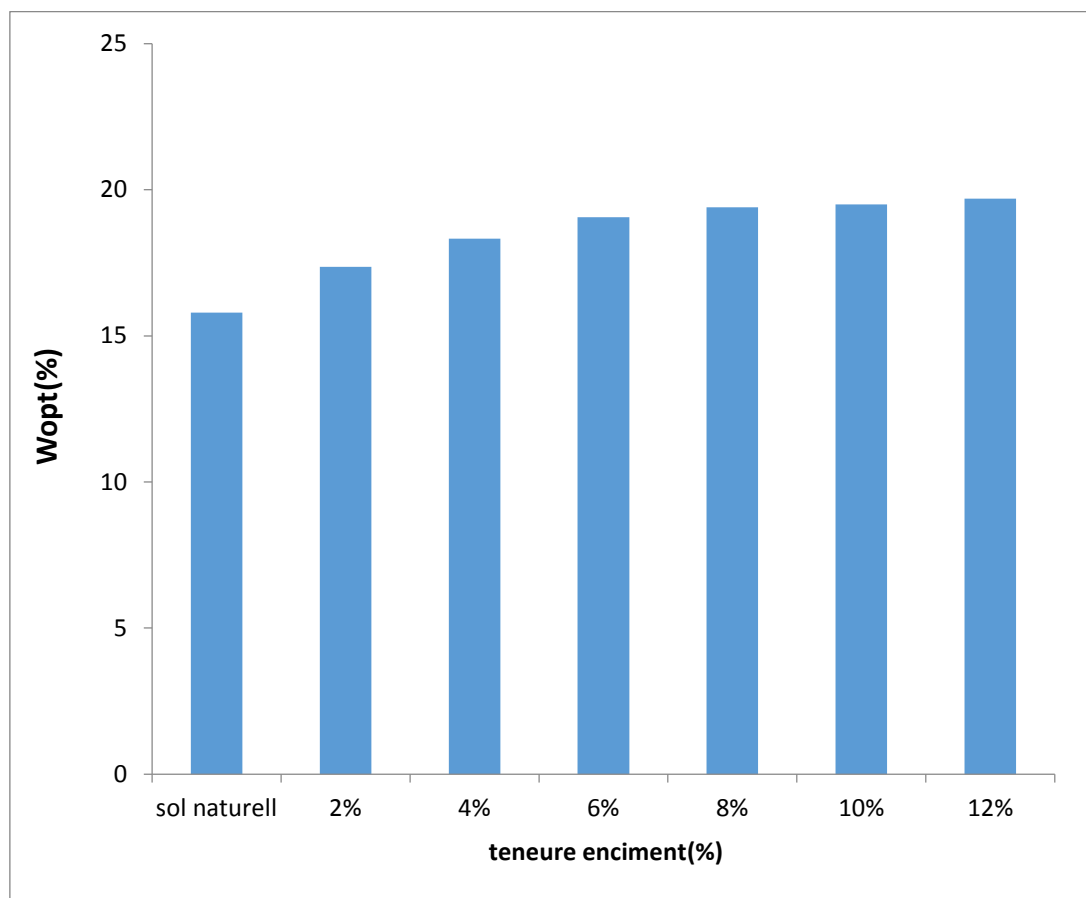


Figure. III.19. Histogramme représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Sarie.

Tableau. III.23. Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 2% (Chamil; Matine ; Sarie)

Chamil 2%	Wopt	14.510	16.316	18.959	20.595	22.320
	$\gamma_d$	1.677	1.694	1.673	1.634	1.602
Matin 2%	Wopt	16.847	18.847	20.495	22.363	24.288
	$\gamma_d$	1.652	1.683	1.660	1.577	1.537
Sarie 2%	Wopt	15.709	17.361	19.851	21.835	23.780
	$\gamma_d$	1.668	1.687	1.671	1.601	1.575

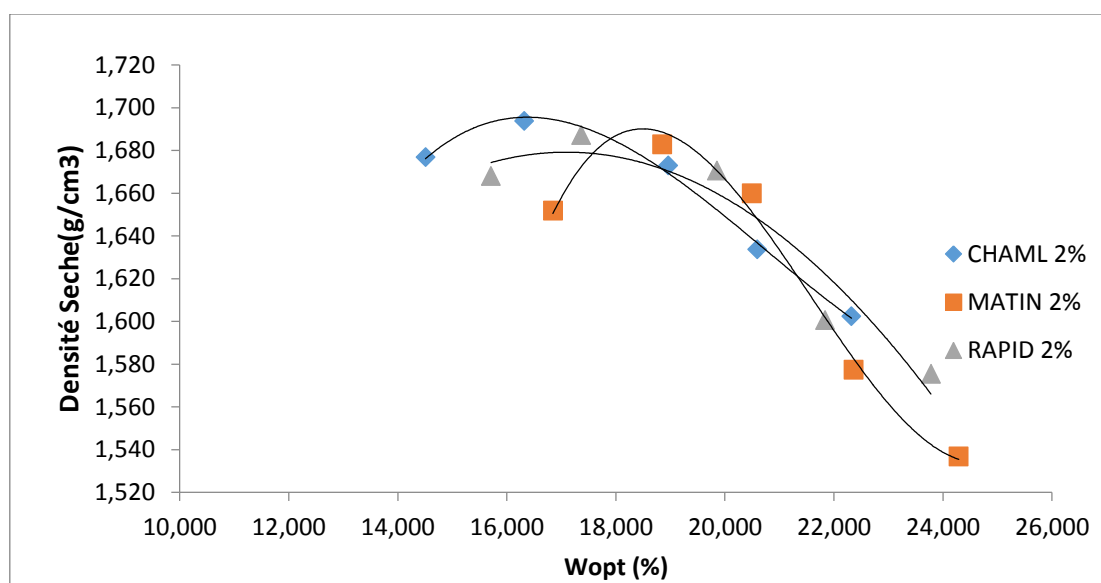


Figure. III.20 .Courbe de Proctor pour sol traité en différent type de ciment (2%)

Tableau. III.24. Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 4% (Chamil; Matine ; Sarie)

Chamil 4%	Wopt	14.106	15.201	17.521	18.116	22.279
	$\gamma_d$	1.683	1.710	1.710	1.719	1.652
Matine 4%	Wopt	16.454	18.851	21.238	24.199	26.568
	$\gamma_d$	1.657	1.699	1.633	1.546	1.493
Sarie 4%	Wopt	16.150	18.335	19.526	22.581	24.435
	$\gamma_d$	1.687	1.691	1.689	1.623	1.579

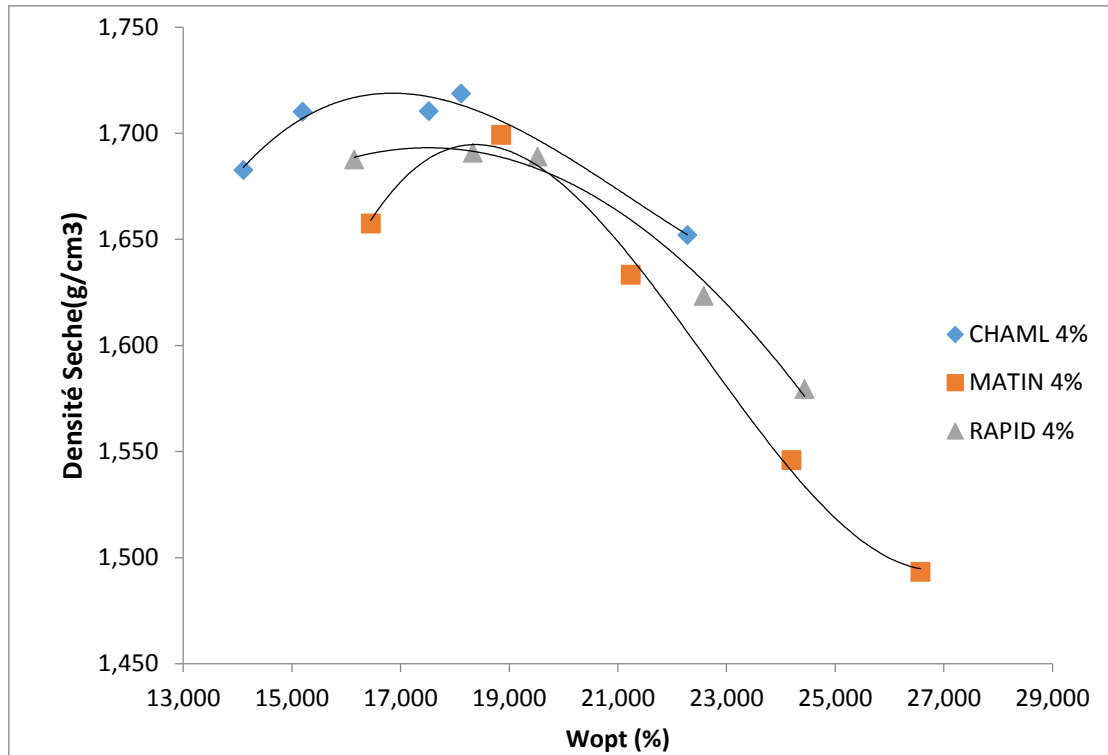


Figure. III.21. Courbe de Proctor pour sol traité en différent type de ciment (4%)

Tableau. III.25. Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 6% (Chamil; Matine ; Sarie)

<b>Chamil 6%</b>	<b>Wopt</b>	<b>12.934</b>	<b>17.743</b>	<b>16.811</b>	<b>18.966</b>	<b>19.707</b>
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.711	1.723	1.729	1.714	1.704
<b>Matine 6%</b>	<b>Wopt</b>	15.677	18.896	19.120	21.565	23.018
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.703	1.709	1.699	1.653	1.610
<b>Sarie 6%</b>	<b>Wopt</b>	15.780	17.933	19.069	22.398	23.142
	<b><math>\gamma_d</math></b>	1.684	1.686	1.704	1.642	1.632

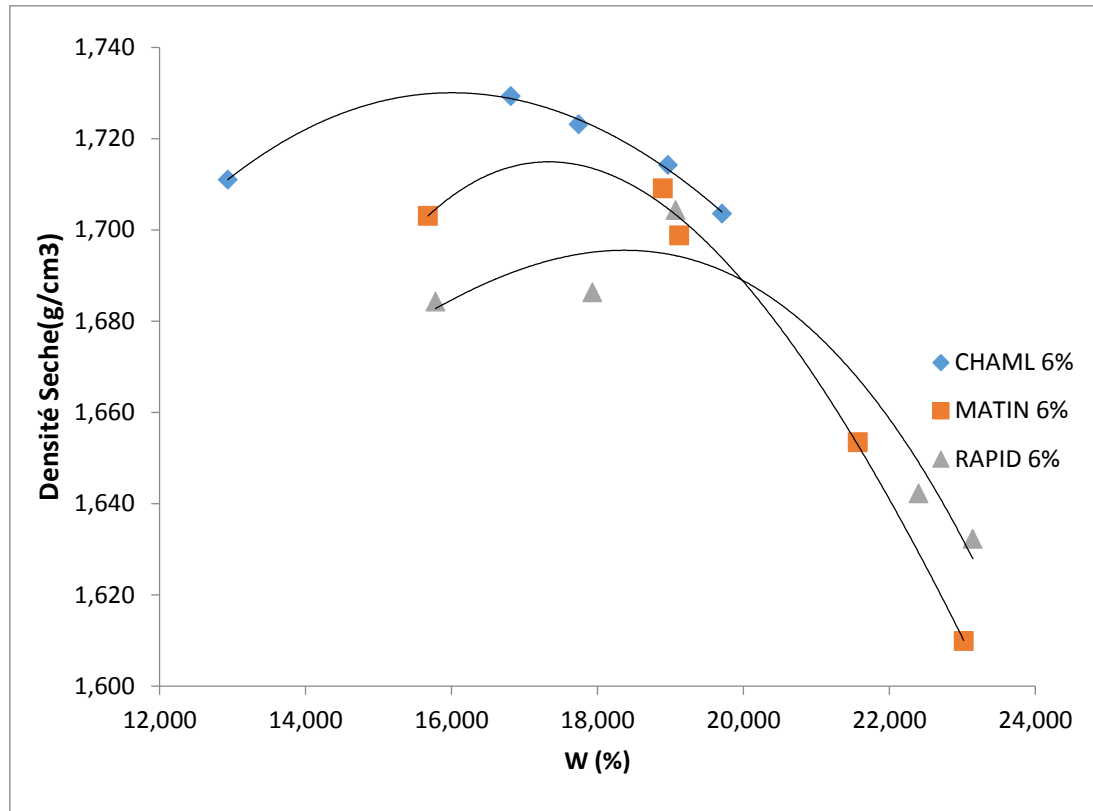


Figure. III.22. Courbe de Proctor pour sol traité en différent type de ciment (6%).

Tableau. III.26. Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 8% (Chamil; Matine ; Sarie).

Chamil 8%	Wopt	13.185	17.691	16.363	18.439	20.673
	$\gamma_d$	1.719	1.735	1.720	1.693	1.666
Matine 8%	Wopt	14.903	18.952	19.325	20.331	22.611
	$\gamma_d$	1.710	1.715	1.701	1.669	1.629
Sarie 8%	Wopt	15.071	19.382	21.429	22.704	23.623
	$\gamma_d$	1.687	1.717	1.670	1.650	1.636

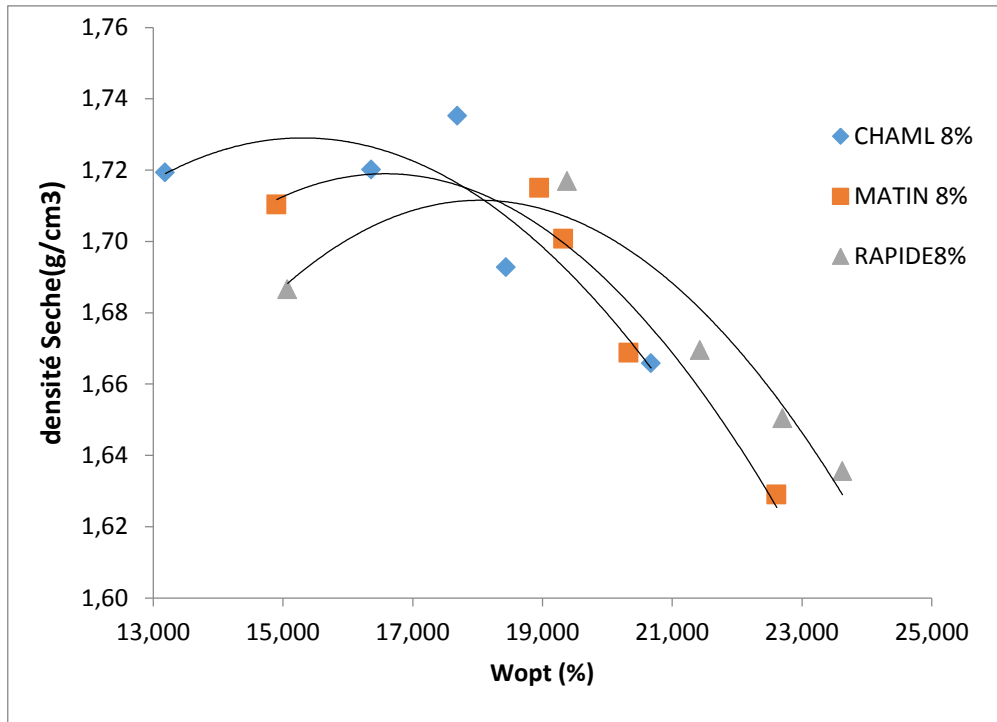


Figure. III.23 .courbe de Proctor pour sol traité en différent type de ciment (8%).

Tableau. III.27. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type De ciment 10% (Chamil; Matine ; Sarie).

Chamil 10%	Wopt	15.932	18.260	19.241	20.656	22.107
	$\gamma_d$	1.682	1.732	1.709	1.688	1.667
Matine 10%	Wopt	17.657	19.406	20.115	21.697	22.010
	$\gamma_d$	1.685	1.721	1.702	1.673	1.650
Sarie 10%	Wopt	16.071	19.491	20.112	22.998	25.021
	$\gamma_d$	1.672	1.721	1.688	1.655	1.607

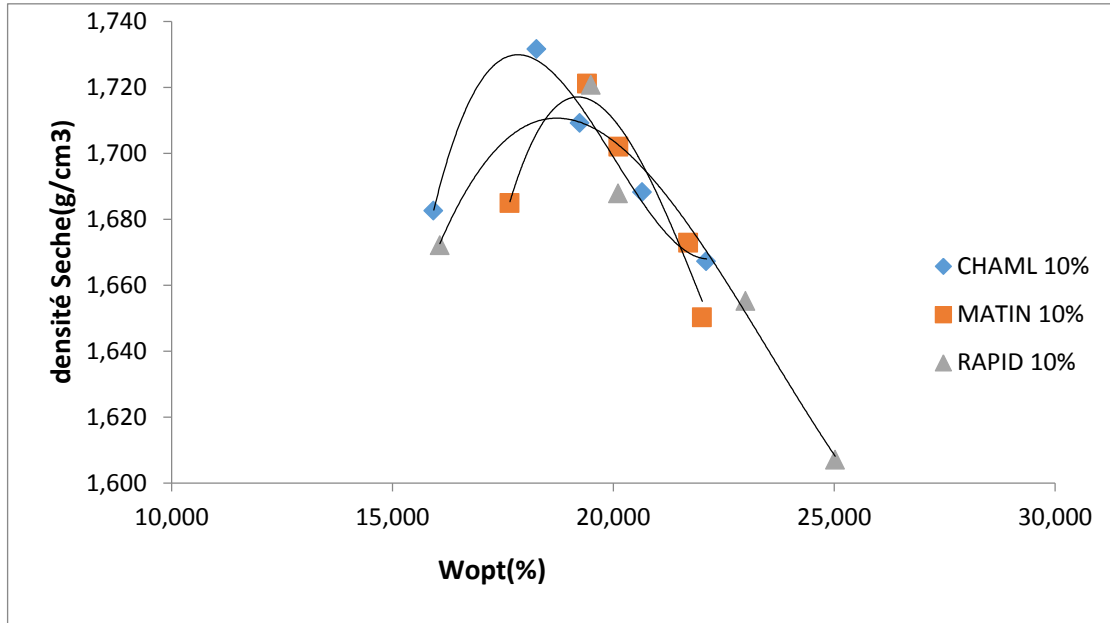


Figure. III.24 .courbe de Proctor pour sol traité en diffèrent type de ciment (10%).

Tableau. III.28. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de différent type

De ciment 12% (Chamil; Matine ; Sarie).

<b>Chamil 12%</b>	<b>Wopt</b>	<b>15.720</b>	<b>18.408</b>	<b>18.612</b>	<b>19.826</b>	<b>21.361</b>
	<b>Yd</b>	1.705	1.740	1.726	1.699	1.680
<b>Matine 12%</b>	<b>Wopt</b>	16.105	19.662	20.065	22.945	25.056
	<b>Yd</b>	1.704	1.722	1.694	1.639	1.599
<b>Sarie12%</b>	<b>Wopt</b>	18.013	19.736	21.665	22.680	24.232
	<b>Yd</b>	1.715	1.732	1.702	1.685	1.650

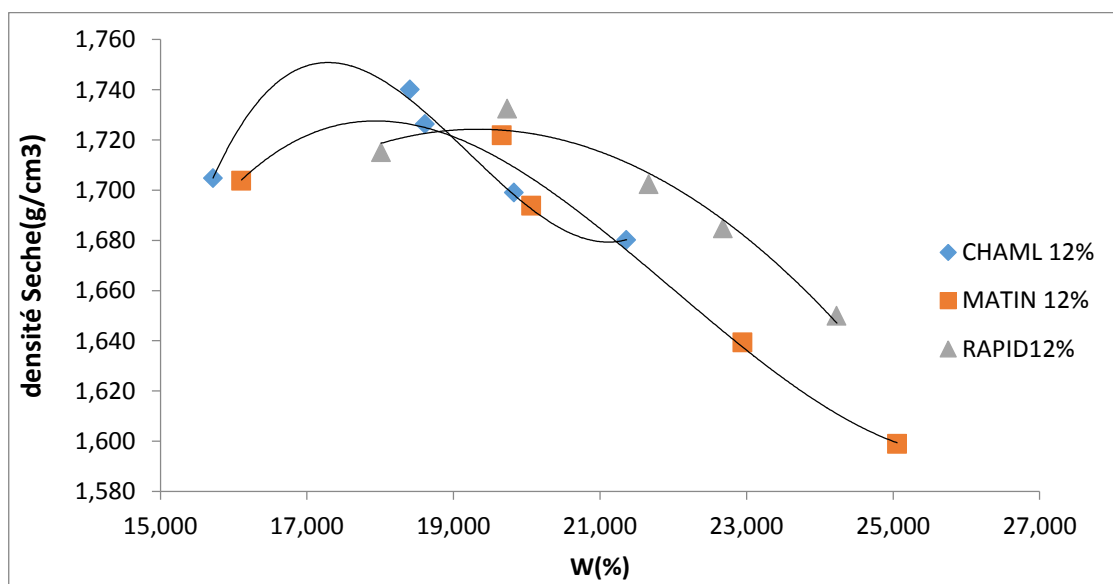


Figure. III.25 .courbe de Proctor pour sol traité en différent type de ciment (12%).

### III.2.2. 3. Interprétation des résultats

Les tableaux (III.21, III.22 et III.23) présentés les résultats des essais de compactage Proctor modifié à différentes teneurs en ciment et différentes classes, on constate que la densité sèche augmente ainsi que la teneur en eau optimale, au titre d'exemple : sol naturel ( $W = 13,77$ ) et ( $\gamma_d = 1,62$ ) après traitement avec ciment Saria au dosage (12%) ( $W = 18,01$  et  $\gamma_d = 1,71$ ).

### III.2.2.4 Essai de cisaillement

#### III.2.2.4.1. Sol naturel

Tableau. III.29. Essai cisaillement pour sol naturel

SOL NATUREL								
100			200			400		
F(N)	$\tau$ (MPa)	$\Delta L$ (mm)	F(N)	$\tau$ (MPa)	$\Delta L$ (mm)	F(N)	$\tau$ (MPa)	$\Delta L$ (mm)
15	0.0041	0.492	27	0.007	0.411	46	0.012	0.293
157	0.043	0.839	156	0.043	0.833	132	0.036	0.752
277	0.076	1.171	212	0.058	1.287	310	0.086	1.164
394	0.109	1.544	237	0.065	1.743	382	0.106	1.631
477	0.132	1.962	335	0.093	2.211	505	0.140	2.094
543	0.150	2.388	412	0.114	2.673	628	0.174	2.548
564	0.156	2.85	506	0.140	3.109	741	0.205	3.005
554	0.153	3.319	626	0.173	3.534	848	0.235	3.467
545	0.151	3.805	709	0.196	3.972	883	0.245	3.938
528	0.146	4.291	722	0.20	4.441	878	0.243	4.427
494	0.137	4.818	690	0.191	4.928	875	0.243	4.923
461	0.128	5.362	680	0.188	5.408	882	0.245	5.42

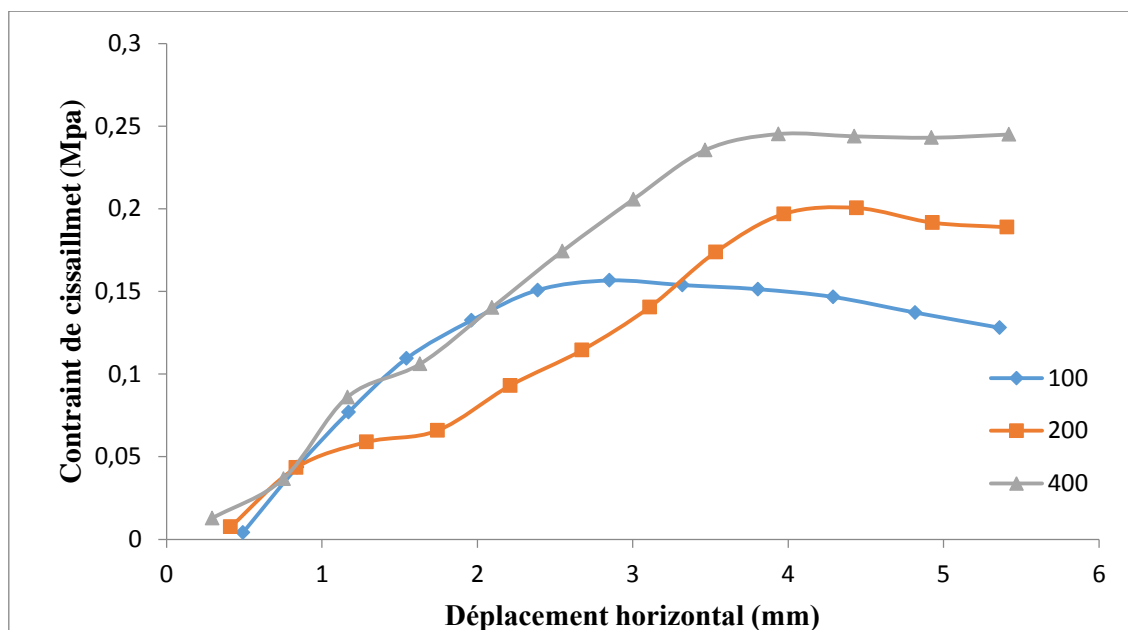


Figure. III.26. Courbe d'essai cisaillement (sol naturel).

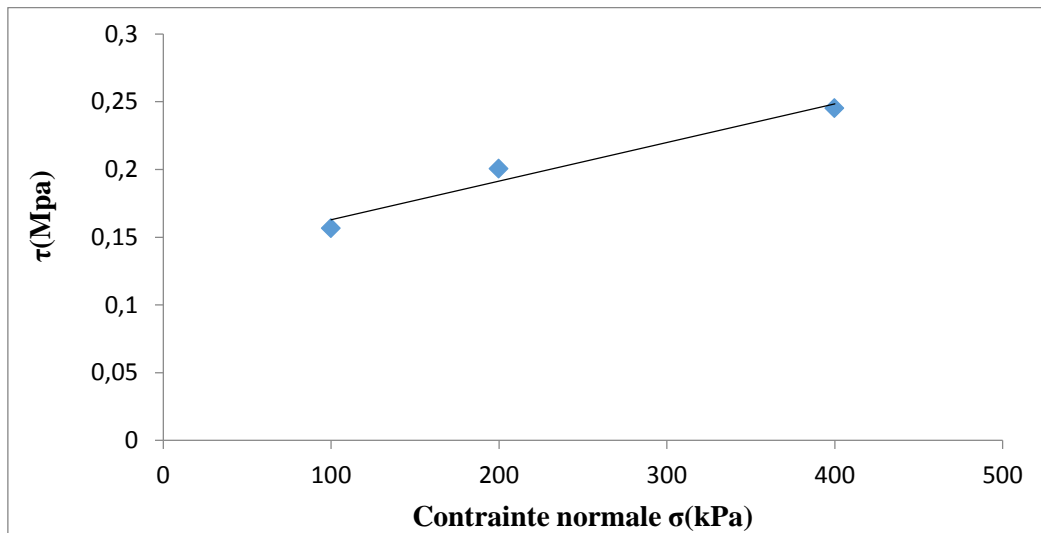


Figure. III. 27. Résultats d'essai de cisaillement pour sol naturel

III.2.2.4.2.Sol traité

- Ciment Chamil

Tableau. III. 30. La contrainte maximale par différent teneur en ciment (Chamil).

$\sigma$ (Kpa)	$\tau$ max(MPa)						
	Sol naturel	2%	4%	6%	8%	10%	12%
100	0.157	0.205	0.175	0.179	0.246	0.248	0.208
200	0.201	0.295	0.288	0.300	0.206	0.248	0.274
400	0.245	0.343	0.434	0.342	0.426	0.397	0.399

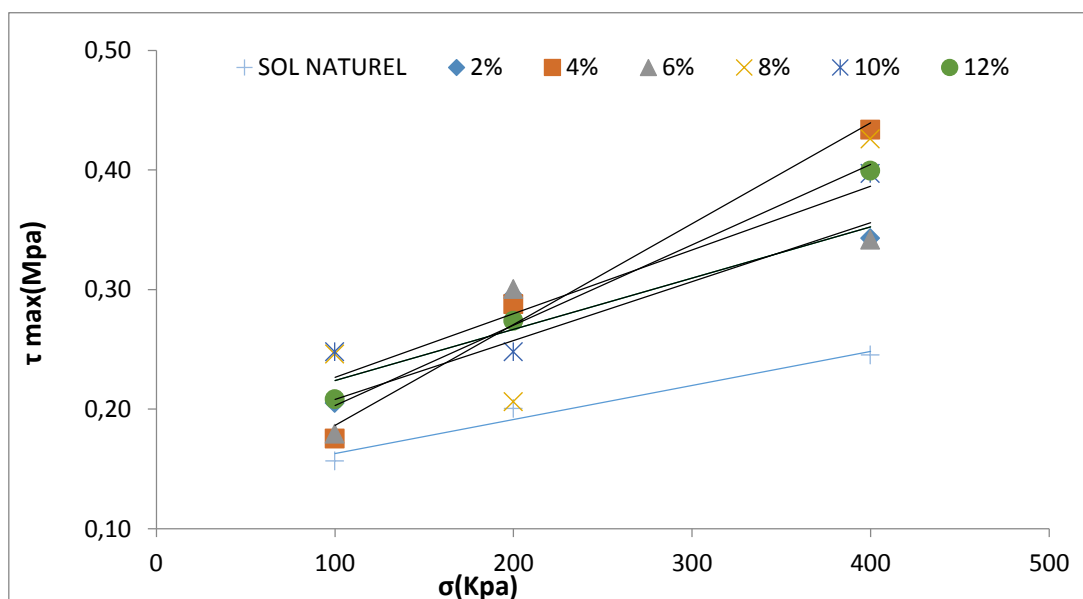


Figure.III.28.la courbe de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte verticale pour sol traité par différent teneur en ciment (Chamil)

b. ciment matine

Tableau. III. 31. La contrainte maximale par différent teneur en ciment (Matine).

$\sigma$ (KPa)	$\tau_{max}$						
	Sol naturel	2%	4%	6%	8%	10%	12%
100	0.157	0.232	0.279	0.28	0.27	0.21	0.29
200	0.201	0.261	0.275	0.32	0.34	0.27	0.32
400	0.245	0.378	0.408	0.396	0.44	0.37	0.49

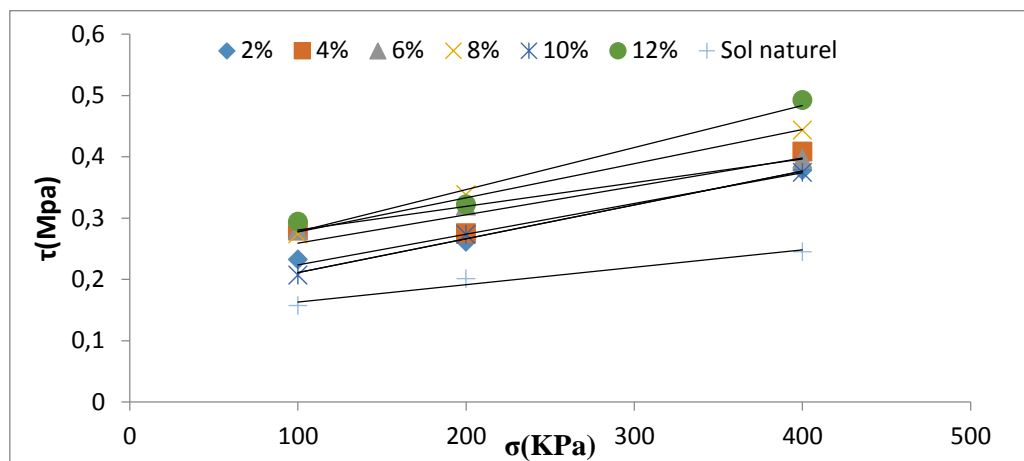


Figure.III.29.la courbe de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte verticale pour sol traité par déferent teneur en ciment (Matine).

• C. Ciment Sarie

Tableau. III. 32. La contrainte maximale par différent teneur en ciment (Sarie).

$\sigma$ (Kpa)	$\tau_{max}$ (MPa)						
	Sol naturel	2%	4%	6%	8%	10%	12%
100	0.157	0.1694	0.1842	0.2067	0.1617	0.2794	0.2878
200	0.201	0.2122	0.2756	0.2892	0.2089	0.3528	0.3394
400	0.246	0.3272	0.4089	0.4433	0.3386	0.4917	0.4975

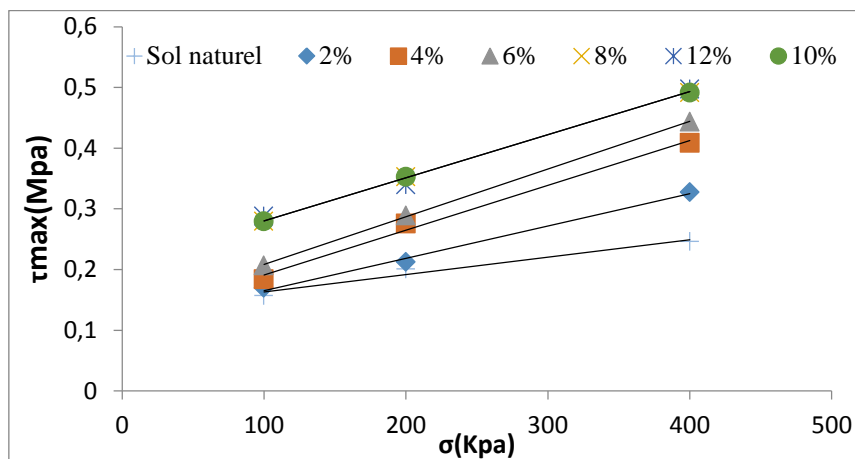


Figure.III.30.la courbe de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte verticale pour sol traité par différent teneur en ciment (Sarie).

#### III.2.2.4.3. Interprétation des résultats

On remarque que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment.

**III.2.2.5. Essai de Compression**

**Tableau.III.33.Résultats de contrainte de compression en fonction de teneurs en ciment pour différents types de ciment.**

		S.N	Chamil	Matine	Sarie
01 Jour	2%	115.219	206.194	227.972	249.700
	4%		217.133	238.811	282.268
	6%		238.811	271.379	314.835
	8%		260.539	303.946	325.724
	10%		282.268	314.835	336.563
	12%		293.107	336.563	354.235
07 Jours	2%	227.972	266.539	282.268	303.946
	4%		271.379	293.107	314.835
	6%		298.107	311.946	336.563
	8%		318.835	327.724	347.403
	10%		325.724	337.563	362.291
	12%		336.563	355.236	380.265
14 Jours	2%	320.472	351.254	370.214	390.214
	4%		376.214	384.258	401.321
	6%		395.021	407.658	420.236
	8%		418.965	437.569	453.452
	10%		440.236	461.235	473.281
	12%		477.391	492.214	512.192
28 Jours	2%	412.877	432.985	450.257	473.264
	4%		456.235	477.995	495.325
	6%		493.554	510.256	529.997
	8%		522.124	531.024	555.554
	10%		558.216	583.028	620.328
	12%		622.352	648.328	701.239

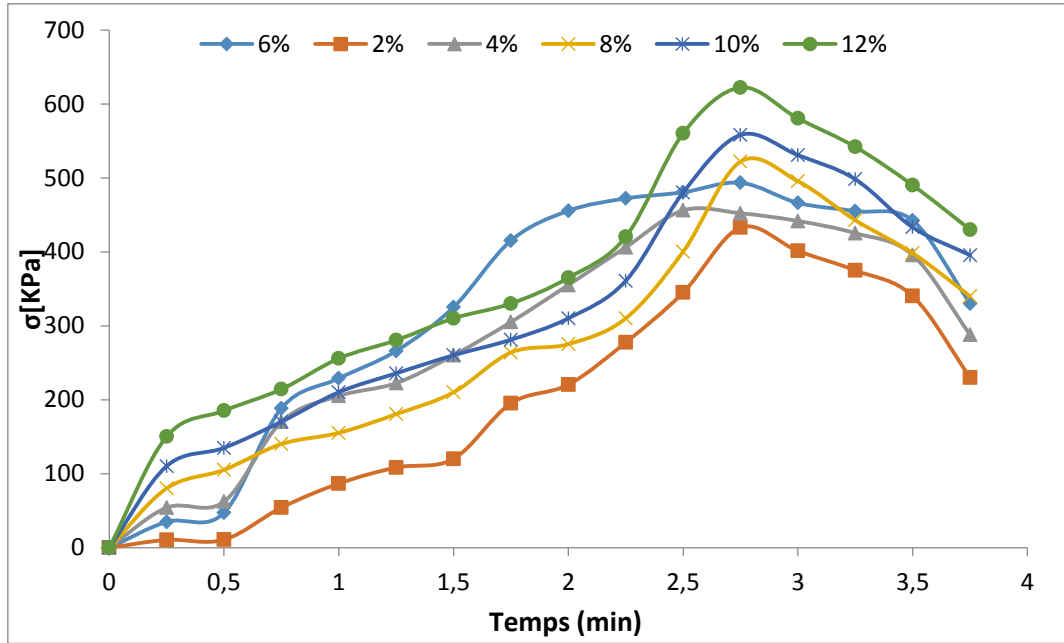


Figure.III.31.la contrainte de compression en fonction du temps pour différent teneur en ciment(Chamil) à 28j

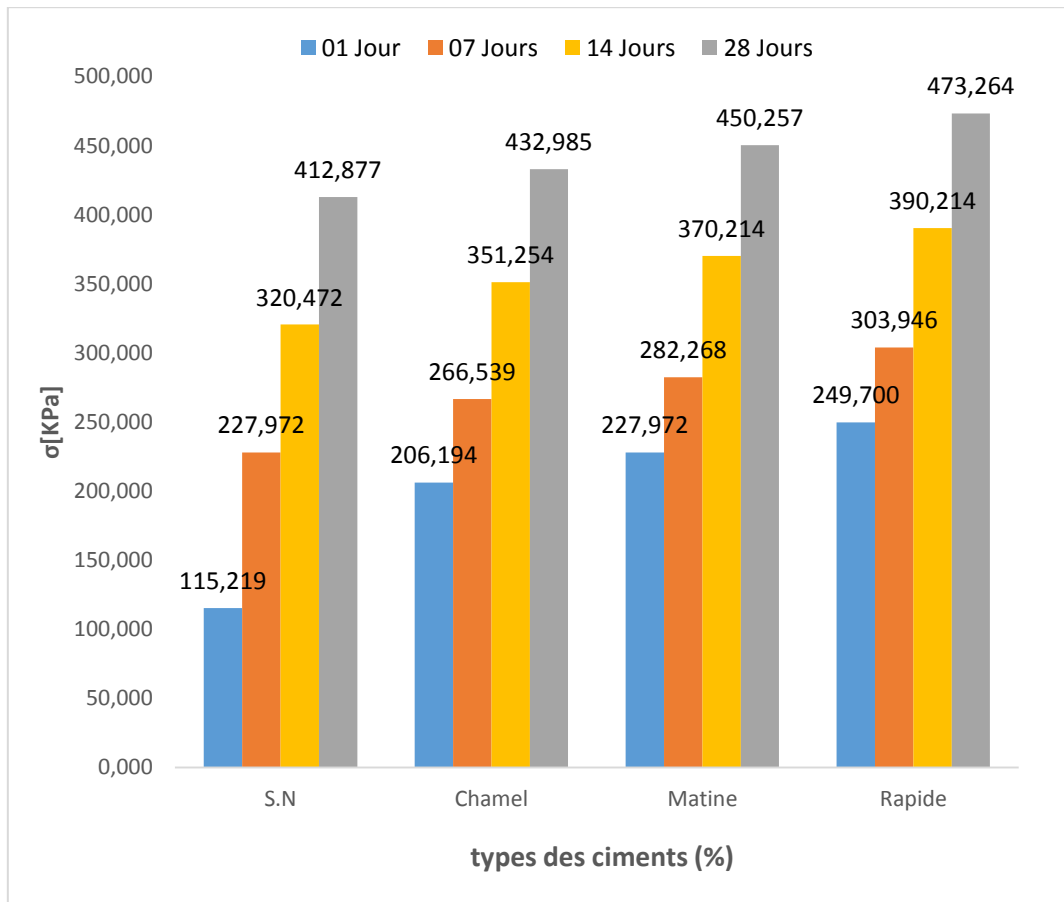
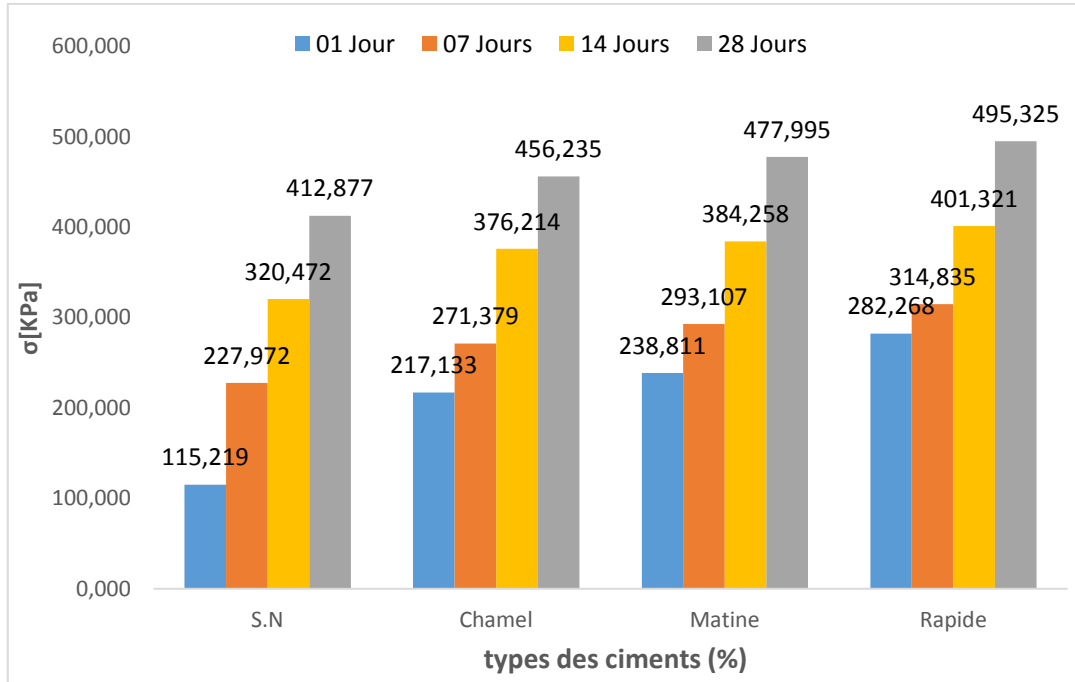
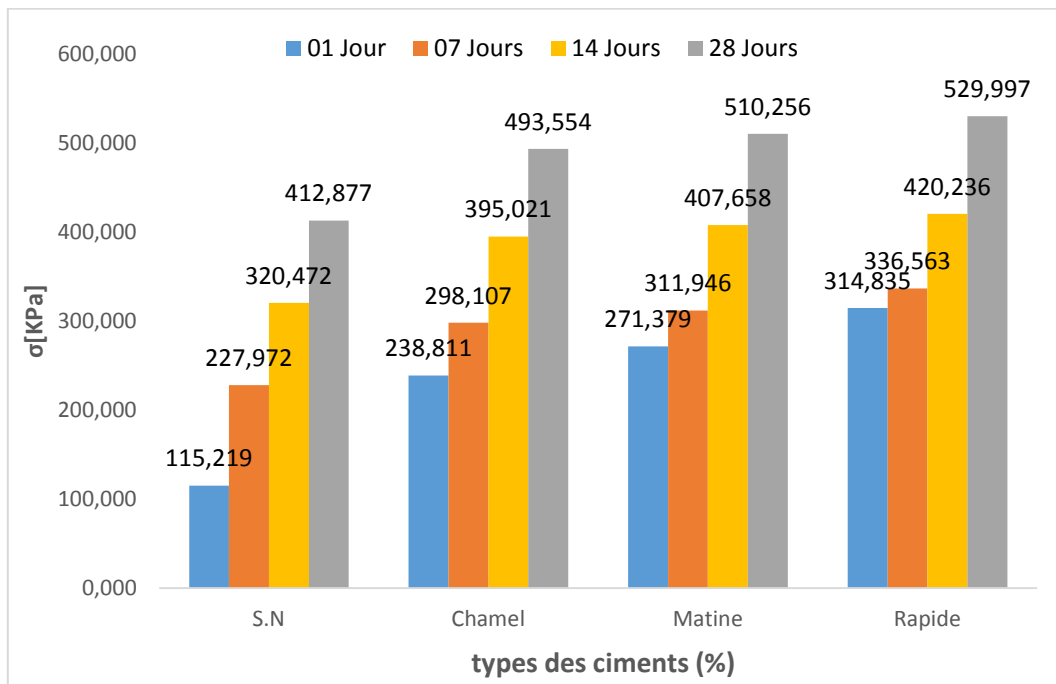


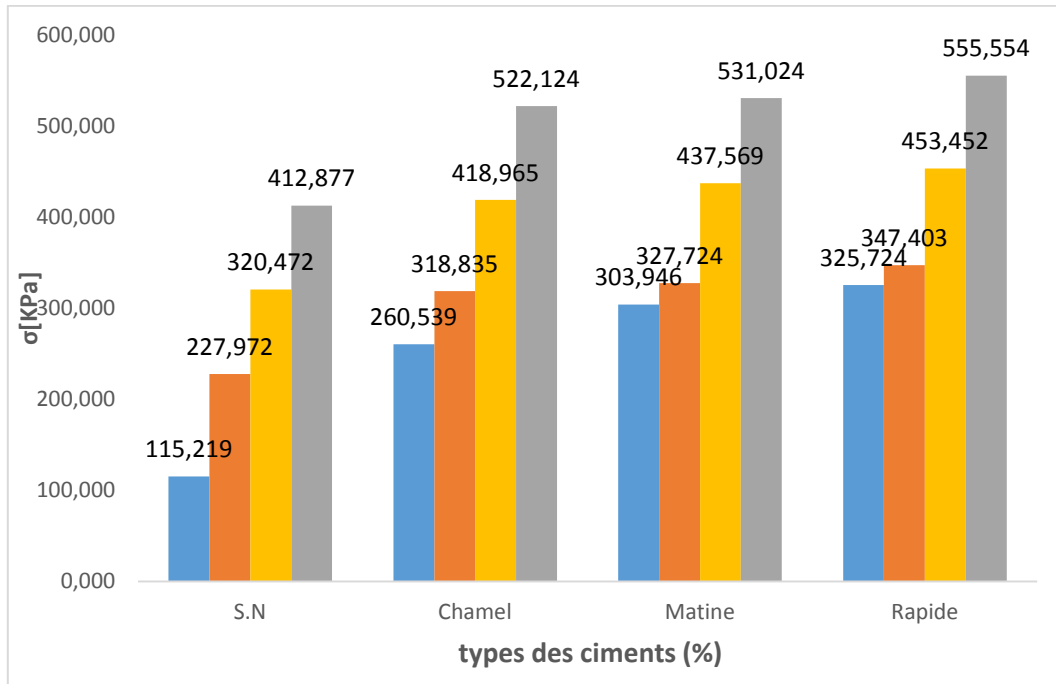
Figure.III.32. Contraintes de compression en fonction des différents types du ciment (2%).



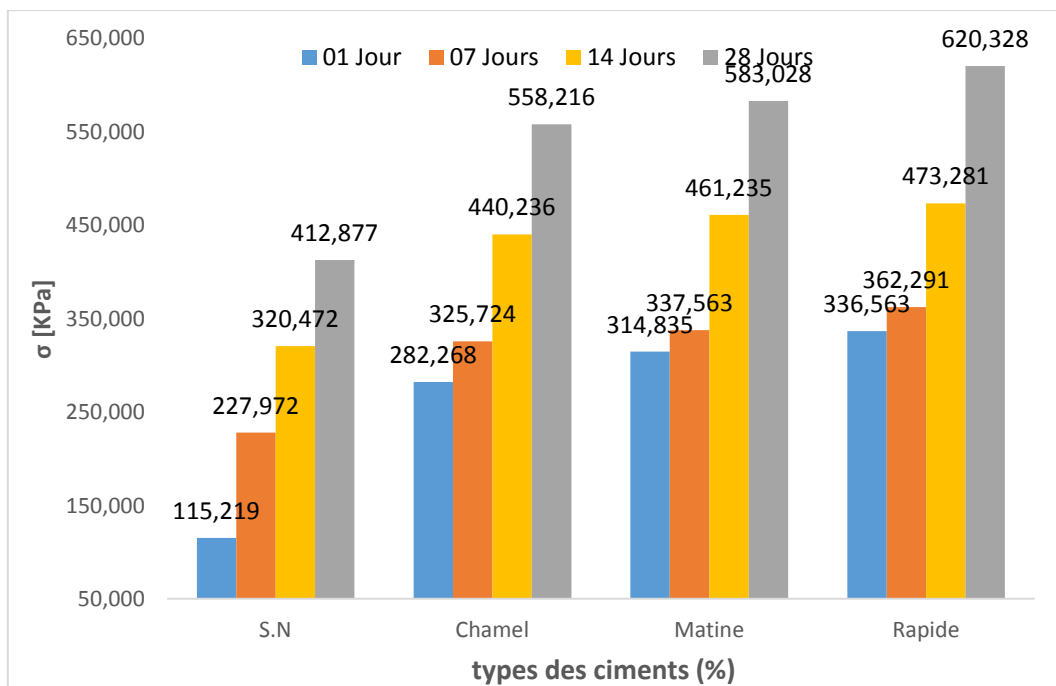
**Figure.III.33. Contraintes de compression en fonction des différents types du ciment (4%)**



**Figure.III.34. Contraintes de compression en fonction des différents types du ciment (6%)**



**Figure.III.35. Contraintes de compression en fonction des différents types des ciments (8%)**



**Figure.III.36. Contraintes de compression en fonction des différents types des ciments (ciment 10%)**

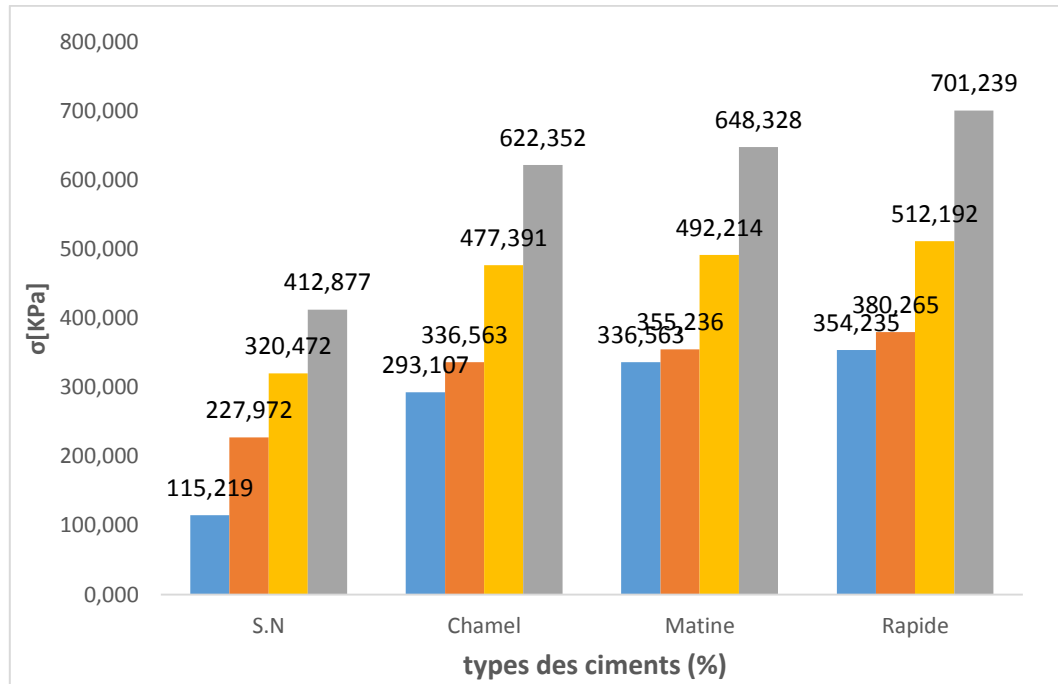


Figure.III.37.Contraintes de compression en fonction des différents types des ciments (12%).

III.2.2.5.1. Interprétation des résultats

- La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de cure.
- La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation la classe de ciment.
- Les résultats sont montrés dans les tableaux ci-dessous :

Tableaux.III. 34. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport a la résistance 1j.

	Teneur en ciment 2%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
sol naturel	115.22	97.85	178.13	258.33
32.5	206.19	29.26	70.35	109.99
42.5	227.97	23.81	62.39	97.5
52.5	249.70	21.72	56.27	89.53

**Tableaux.III. 35. Augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.**

	Teneur en ciment 2%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
SN/32.5	78.95	16.91	9.6	4.87
SN/42.5	97.85	23.81	15.52	9.05
SN/52.5	116.71	33.32	21.76	14.62

**Tableaux.III. 36. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport a la résistance 1j.**

	Teneur en ciment 4%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
sol naturel	115.22	97.85	178.13	258.33
32.5	217.13	24.98	73.26	110.11
42.5	238.81	22.73	60.9	100.15
52.5	282.26	11.53	42.18	75.48

**Tableaux.III. 37. Augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.**

	Teneur en ciment 4%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
SN/32.5	88.44	19.03	17.39	10.5
SN/42.5	107.26	28.56	19.9	15.77
SN/52.5	144.97	38.1	25.22	19.96

**Tableaux.III.38. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport a la résistance 1j.**

	Teneur en ciment 6%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
sol naturel	115.22	97.85	178.13	258.33
32.5	238.81	24.82	65.41	106.67
42.5	271.37	14.95	50.21	88.02
52.5	314.83	6.9	33.47	68.34

**Tableaux.III.39. Augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.**

	Teneur en ciment 6%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
SN/32.5	107.26	30.76	23.26	19.54
SN/42.5	135.52	36.83	27.2	23.58
SN/52.5	173.24	47.63	31.12	28.36

**Tableaux.III.40. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport a la résistance 1j.**

	Teneur en ciment 8%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
sol naturel	115.22	97.85	178.13	258.33
32.5	260.53	22.37	60.81	100.4
42.5	303.94	7.82	43.96	74.71
52.5	325.72	6.65	39.21	70.56

**Tableaux.III.41. Augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.**

	Teneur en ciment 8%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
SN/32.5	126.11	39.85	30.73	26.46
SN/42.5	163.79	43.75	36.56	28.61
SN/52.5	182.69	52.38	41.49	34.55

**Tableaux.III.42. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport a la résistance 1j.**

	Teneur en ciment 10%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
sol naturel	115.22	97.85	178.13	258.33
32.5	282.26	15.39	55.96	97.76
42.5	314.83	7.21	46.5	85.18
52.5	336.56	7.64	40.62	84.31

**Tableaux.III.43. Augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.**

	Teneur en ciment 10%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
SN/32.5	144.97	42.87	37.37	35.2
SN/42.5	173.24	48.07	43.92	41.21
SN/52.5	192.1	58.98	47.68	50.24

**Tableaux.III.44. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport a la résistance 1j.**

	Teneur en ciment 12%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
sol naturel	115.22	97.85	178.13	258.33
32.5	293.1	14.82	62.87	112.33
42.5	336.56	5.54	46.24	92.63
52.5	354.23	7.34	44.59	97.95

**Tableaux.III.45. Augmentation da la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.**

	Teneur en ciment 12%			
	1j	7j /1j (%)	14j/1j (%)	28j/1j (%)
SN/32.5	154.38	47.63	48.96	50.73
SN/42.5	192.1	55.82	53.59	57.02
SN/52.5	207.43	66.8	59.82	69.84

### Conclusion générale

Au terme de mémoire, il serait bien évidemment illusoire de prétendre avoir traité de manière exhaustive tous les aspects du comportement des sols argileux expansifs.

La synthèse bibliographique effectuée à partir de nombreuses références nationales et internationales a permis de souligner quelques affirmations concluantes dont les plus importantes sont les suivantes :

- Les sols argileux contenant une plus ou moins forte proportion de montmorillonite peuvent être considérés comme expansifs susceptibles de gonfler lors des cycles d'humidification et de rétrécir lors des cycles de séchage. L'identification de ce type de sols en termes de potentiel de gonflement ou de retrait peut être faite de manière indirecte ou de manière directe .on peut simplement noter que contrairement aux méthodes d'identification indirecte basées sur des procédures d'essais normalisés, les méthodes de caractérisation directes font appel à des procédures d'essais normalisés et non normalisés.
- L'emploi des sols expansifs dans leur état naturel comme matériaux de remblais ou de couches de formes routières. Ou comme support de fondations des ouvrages géotechniques, spécifiques au ciment et à la chaux.

L'étude expérimentale avait pour finalité de vérifier les aspects physico-mécanique évoqués ci-dessus et de caractériser le comportement d'une argile naturelle prélevée sur le site urbain de Sidi-Hadjrés dans la wilaya de M'Sila vue de son utilisation en construction routière. Le choix de ce site a été motivé en raison de son extension vers des zones à risques, où des désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voies et réseaux divers et même dans les constructions civiles et industrielles de faible hauteur.

Les résultats obtenus ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- ✓ Les échantillons prélevés sur le site de Sidi - Hadjrés ont été identifiés comme une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications basées sur les caractéristiques géotechniques montrent que cette argile naturelle est caractérisée par des potentiels de gonflement très élevés.

## Conclusion

---

Le traitement de cette argile a été effectué en utilisant un ciment de différent type (Chamil 32.5, Matine 42.5, Sarie 52.5) .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:

- ✓ la limite de liquidité diminue avec l'augmentation des teneurs en ciment, par contre la limite de plasticité augmente avec l'augmentation des teneurs en ciment et ça s'appliquera dans les autres classes de ciment (Chamil, Matine, Sarie).
- ✓ L'augmentation de la teneur en ciment influe directement sur la teneur en eau optimal est augment.
- ✓ La masse volumique sèche augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment pour toute la classe de ciment (Chamil, Matine, Sarie), exemple : sol naturel ( $\gamma_s = 1,62$ ) après traitement avec ciment Sarie au dosage (12%) ( $\gamma_d = 1,71$ ).
- ✓ l'augmentation de la teneur en ciment et les classes de ciment ; influe directement sur l'augmentation de la cohésion du sol.
- ✓ La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de séchage.

La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation la classe de ciment. Ex pour 7j (S.N =227.972KPa ; Chamil= 271.379 KPa ; Matine= 293.107KPa Sarie=314.835KPa).

### Références bibliographiques

- [1] **MAHAMED A., KHEMISSA M. (2013).** Etude de l'évolutivité d'une argile expansive traitée aux liants hydrauliques. Communication à la 3ème Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique (3ème CMIG'13), Alger, 18-19 Novembre 2013.
- [2] **MAHAMED A., KHEMISSA M. (2012).** Cement Stabilisation of Compacted Expansive clay. Communication to the International Science and Technology Conference, ISTE' 2012, Dubai, UAE, December 13-15, 2012.
- [3] **Khemissa M., Mahamedi A., Mekki L.** Mécanique des sols problématiques (enjeu national pour un développement durable). Communication au colloque Algéro-Canadien sur l'Enseignement Supérieur et la Recherche Scientifique, Université de Tlemcen, 24-26 février 2014.
- [4] **Lakhdar MEKKI.** « Comportement d'une argile expansive fortement sur consolidée », thèse de Doctorat, Université de M'sila, 2019.
- [5] **Olivier C. (2002)** « Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés ». Présentée en vue de l'obtention du grade de docteur de l'I.N.P.L.
- [6] **Grim R.E. (1962)** Clay mineralogy in relation to the Engineering properties of clay materials. Mc Craw Hill, pp.204-277.
- [7] **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.
- [8] **Lakhdar MEKKI (2006)** méthodologie d'études et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de M'Sila). Mémoire de magister, Université de M'Sila.
- [9] **Bultel F. (2001)** Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement revêtements des tunnels. Thèse docteur ENPC, 298 pages.
- [10] **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.
- [11] **Didier G. (1972)** Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites: Prévion. Thèse de docteur ingénieur. Université C. Bernard Lyon.

## Référence bibliographique

---

**AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-056 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage après lavage.**

**AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de sédimentométrie après lavage.**

**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.**

**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.**

**AFNOR (1999) Norme Française : NF P 94-093 Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié.**

**AFNOR (1992) Norme Française : NF P 11-300 Sols : Détermination de la surface spécifique**

**AFNOR (1944) Norme Française : NF P 94-071-1 Sols : Reconnaissance et Essais – de cisaillement direct.**

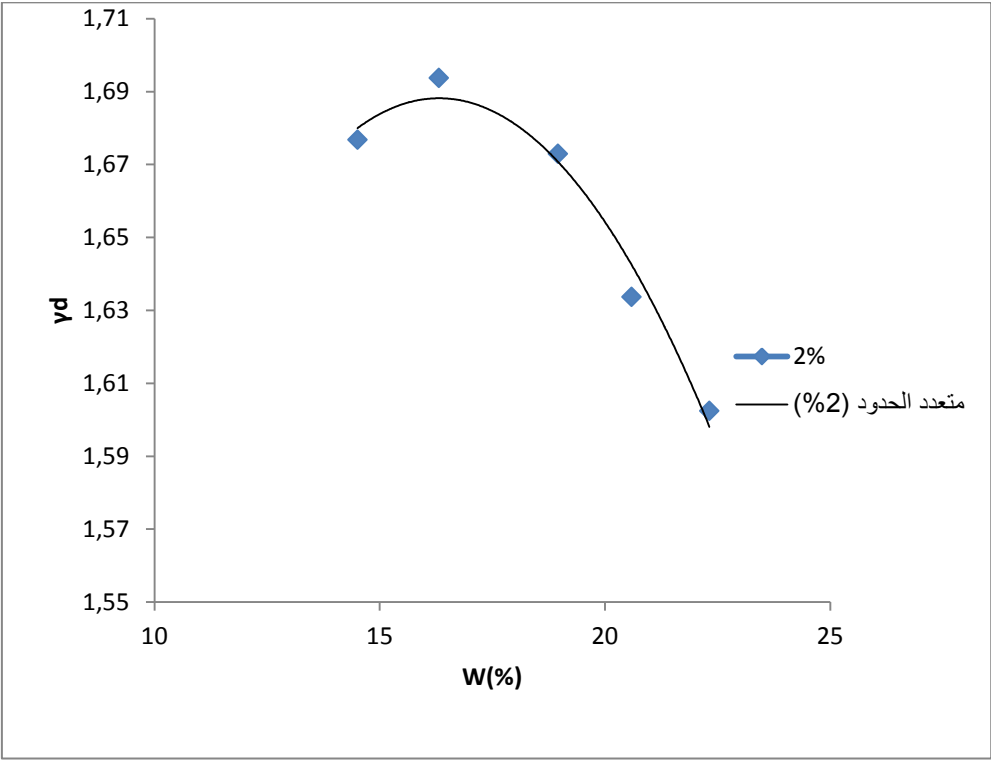


Figure I-1 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Chamil 2%

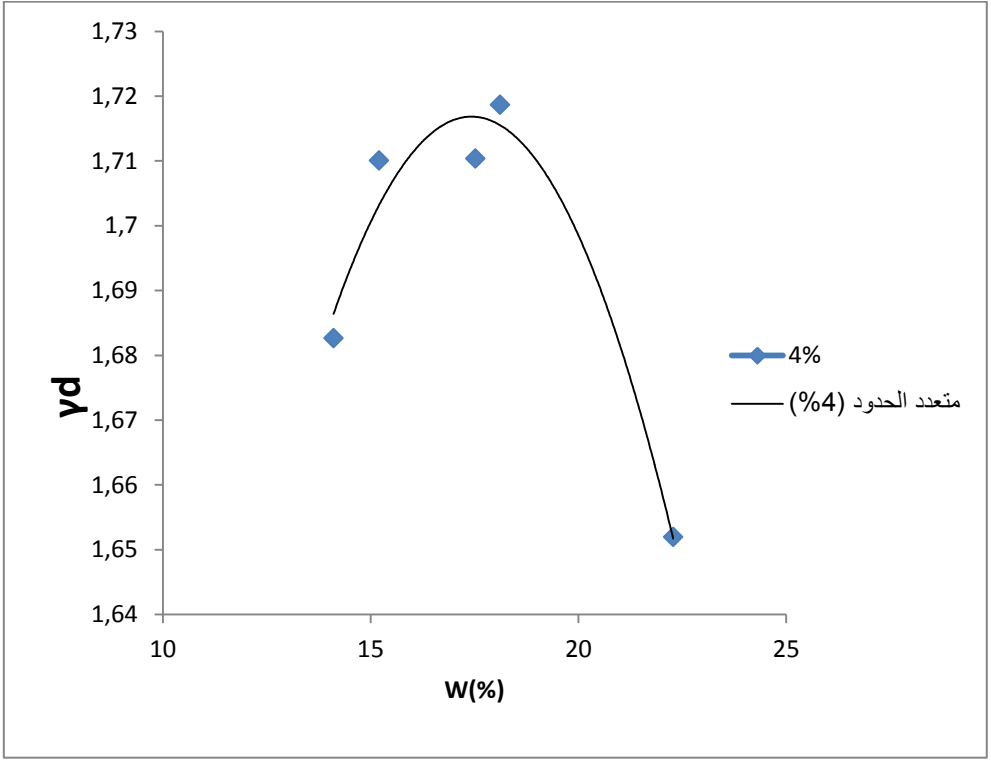


Figure I-2 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Chamil 4%

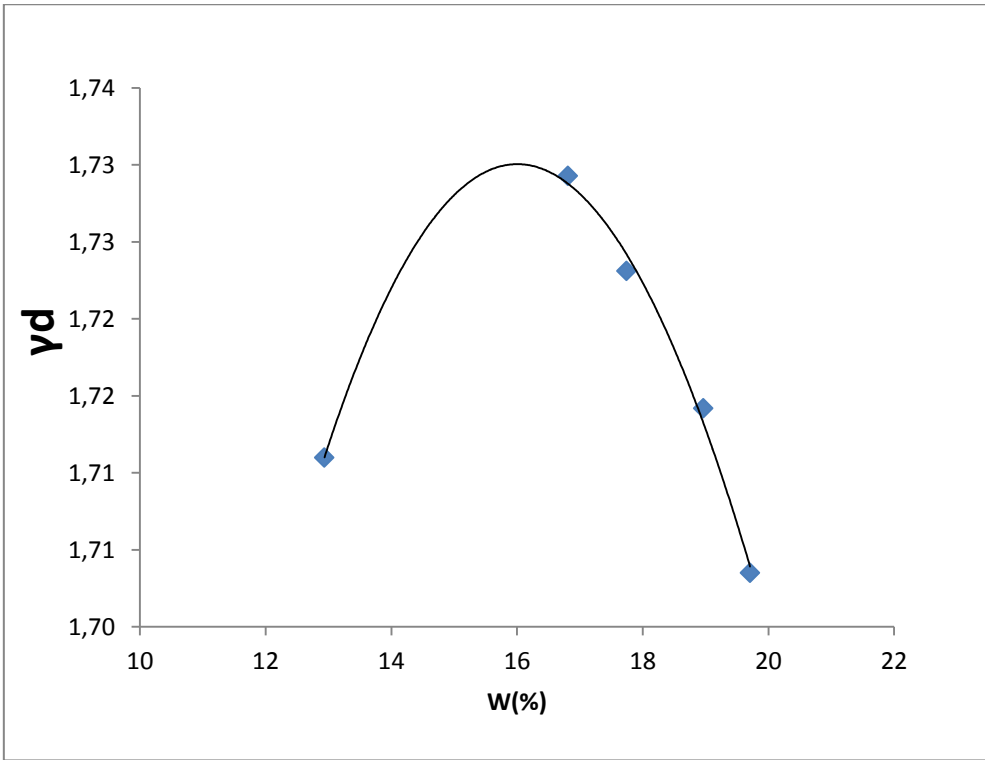


Figure I-3 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Chamil 6%

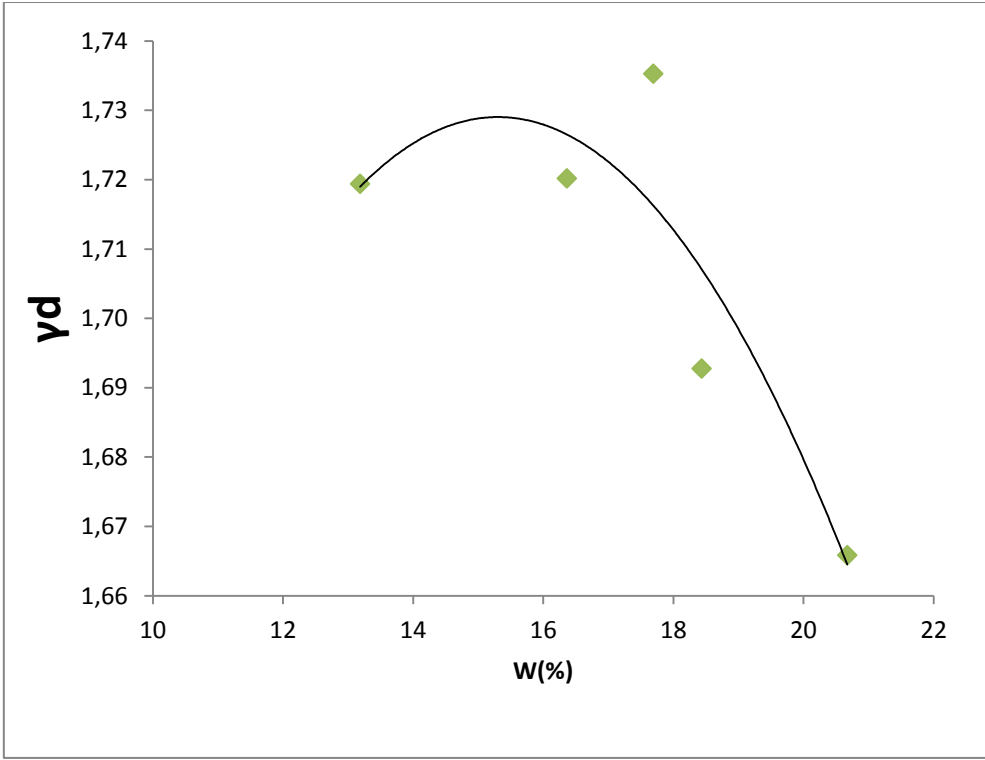


Figure I-4 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Chamil 8%

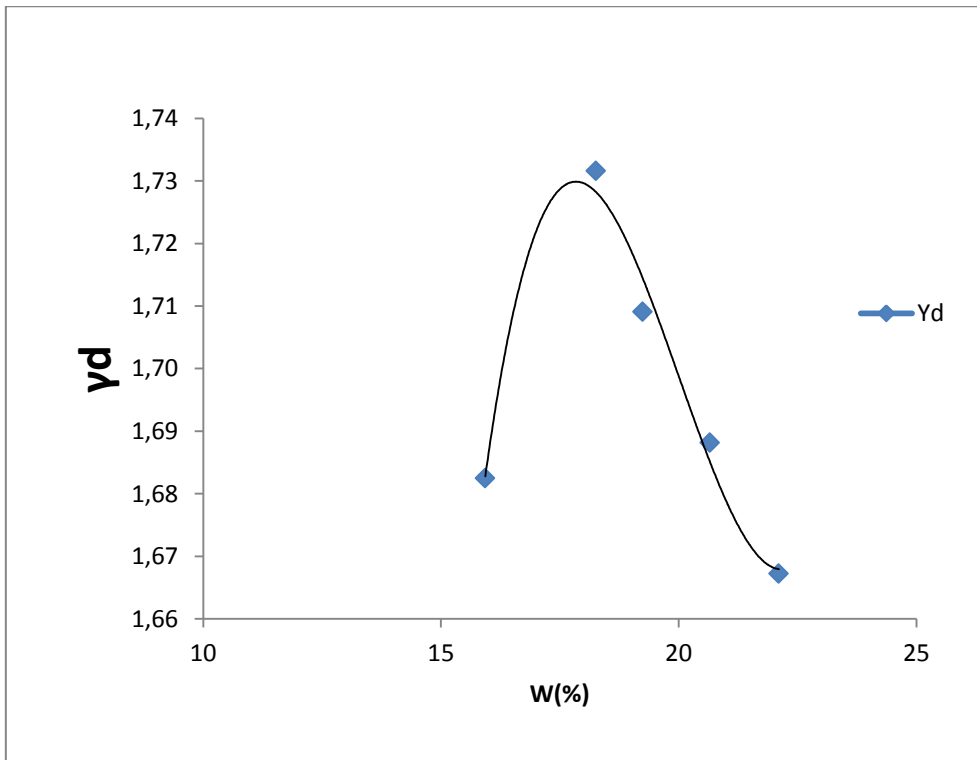


Figure I-5 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Chamil 10%

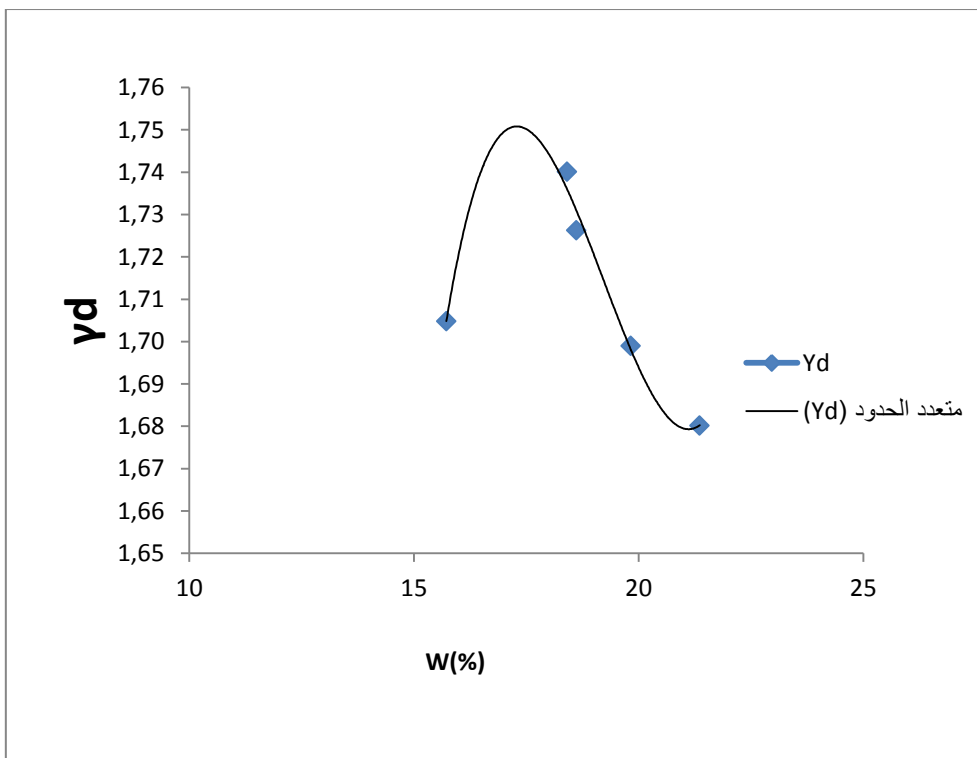


Figure I-6 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Chamil 12%

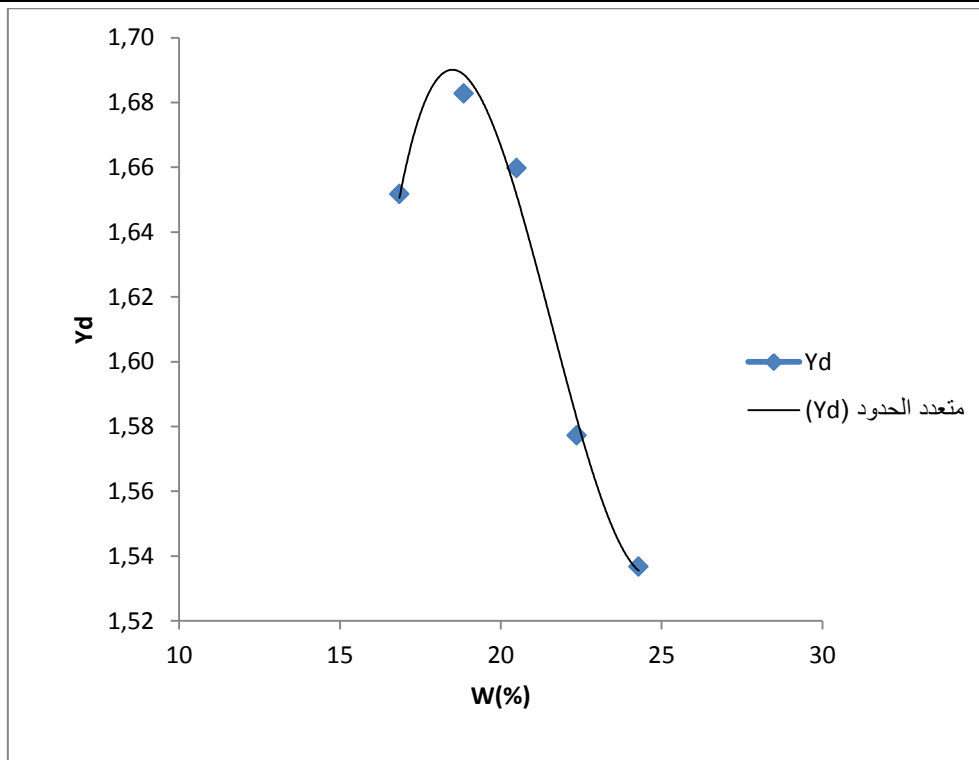


Figure I-7 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Matine 2%

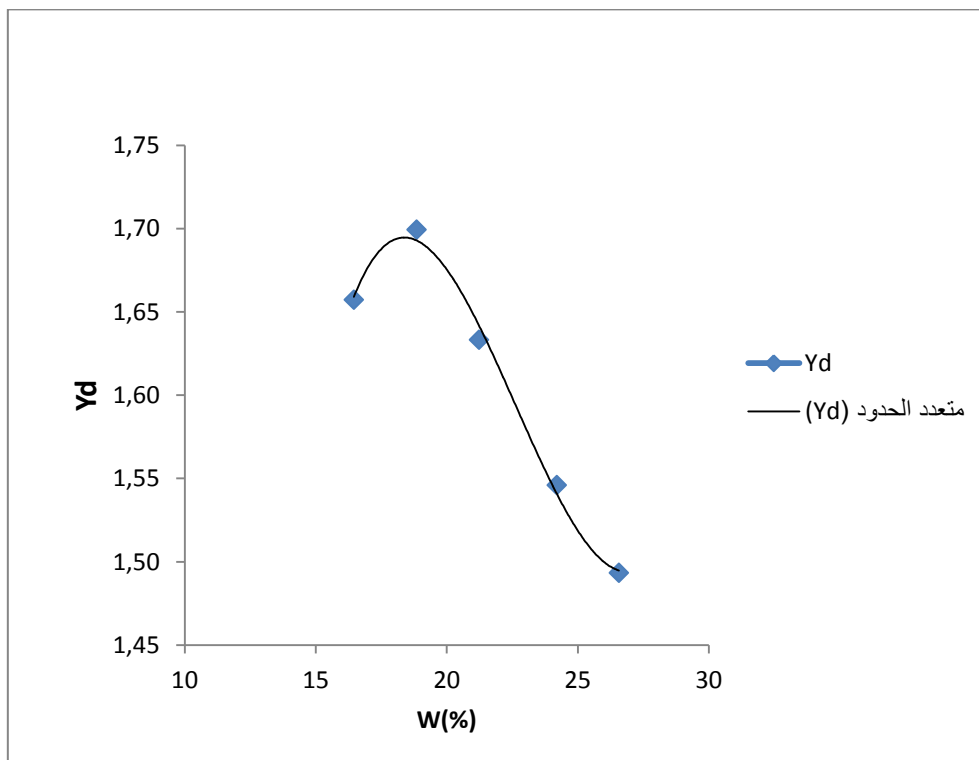


Figure I-8 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Matine 4%

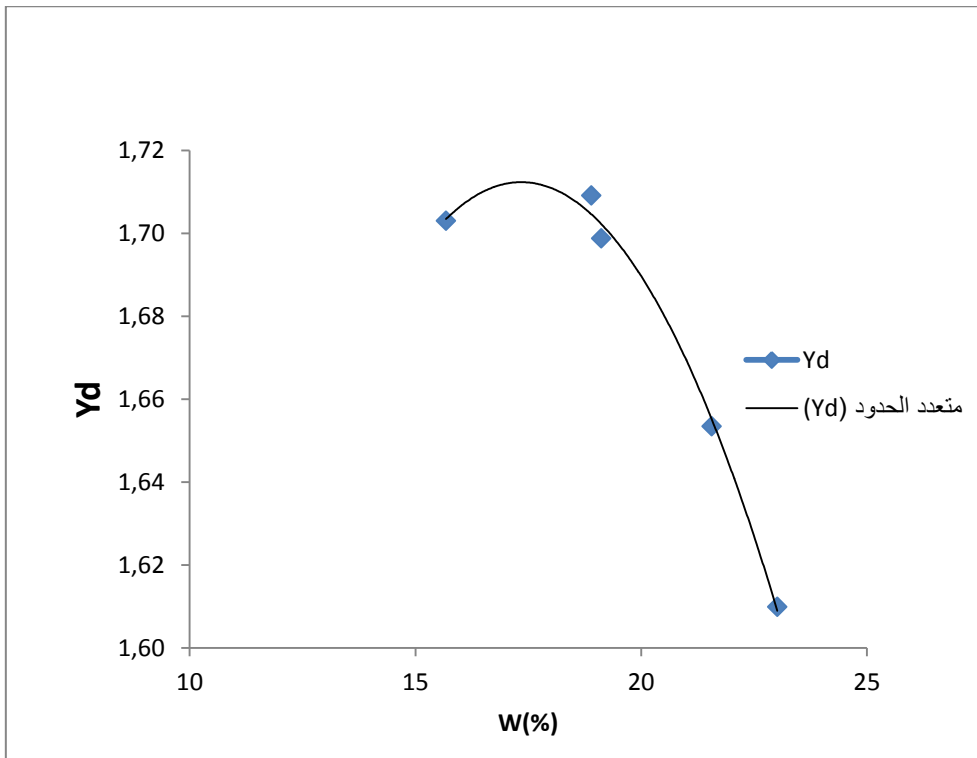


Figure I-9 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Matine 6%

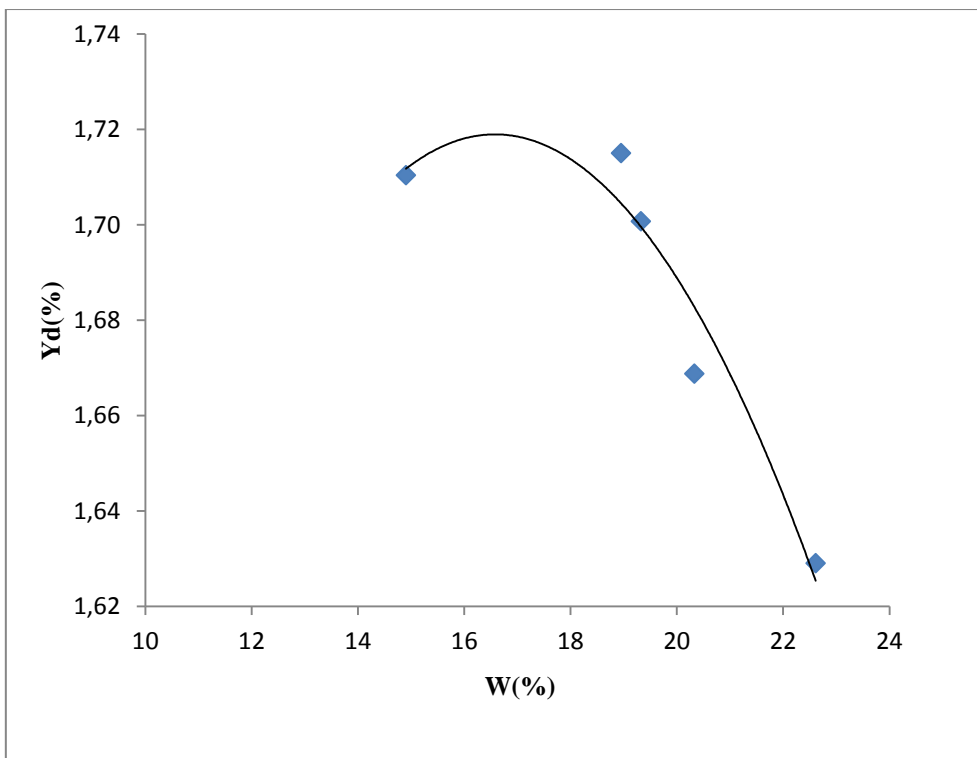


Figure I-10 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Matine 8%

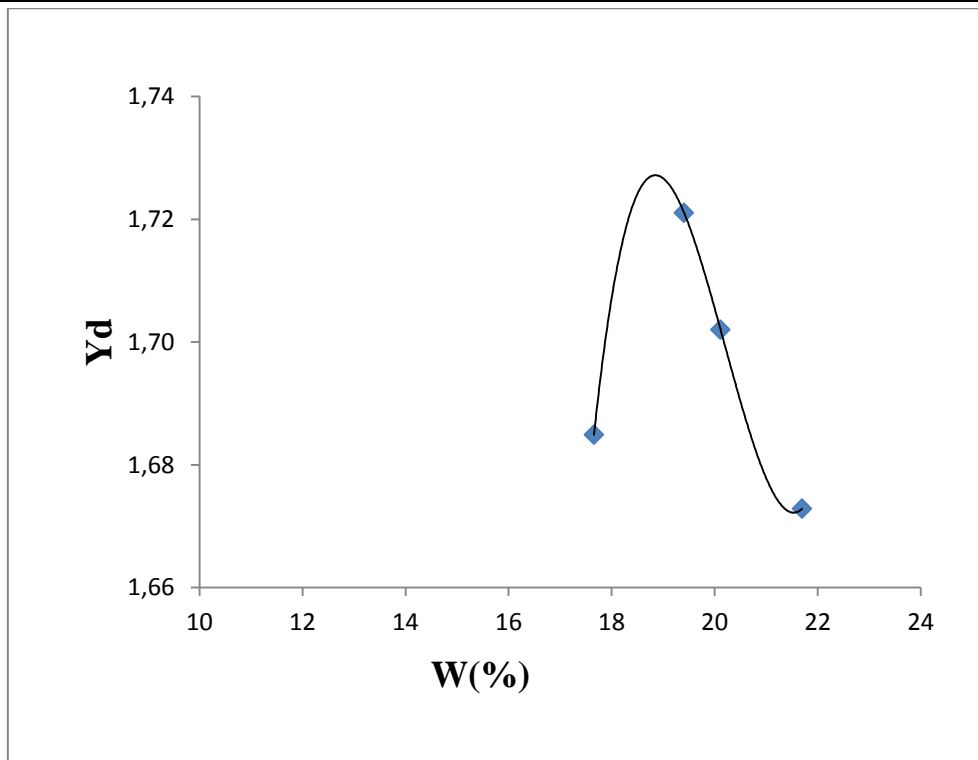


Figure I-11 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Matine 10%

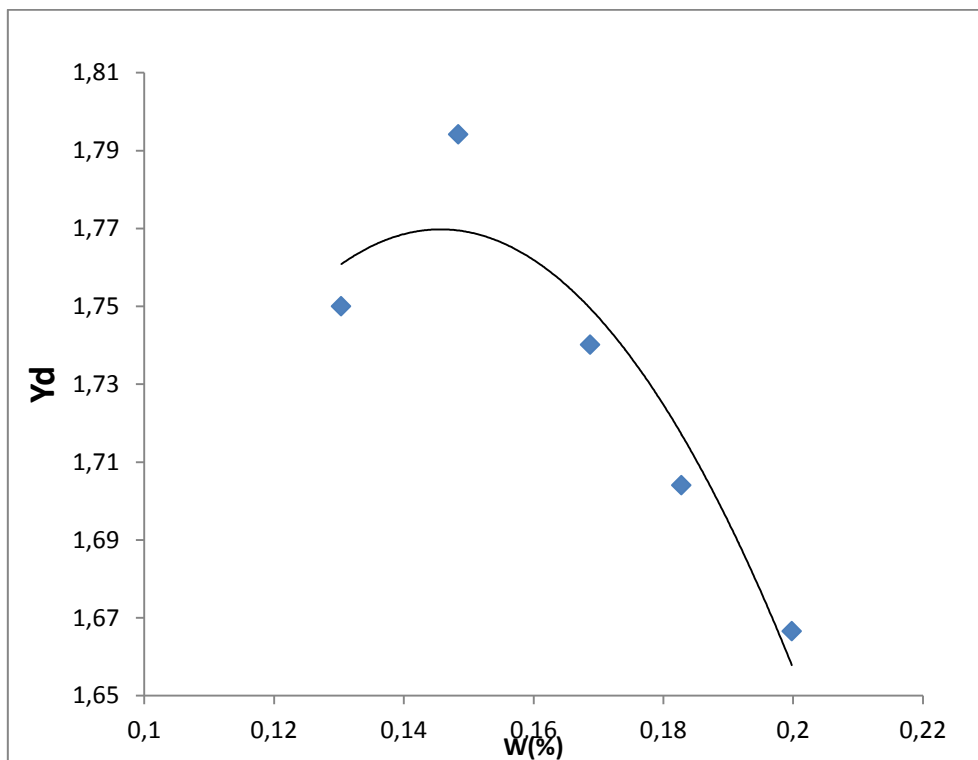


Figure I-12 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Matine 12%

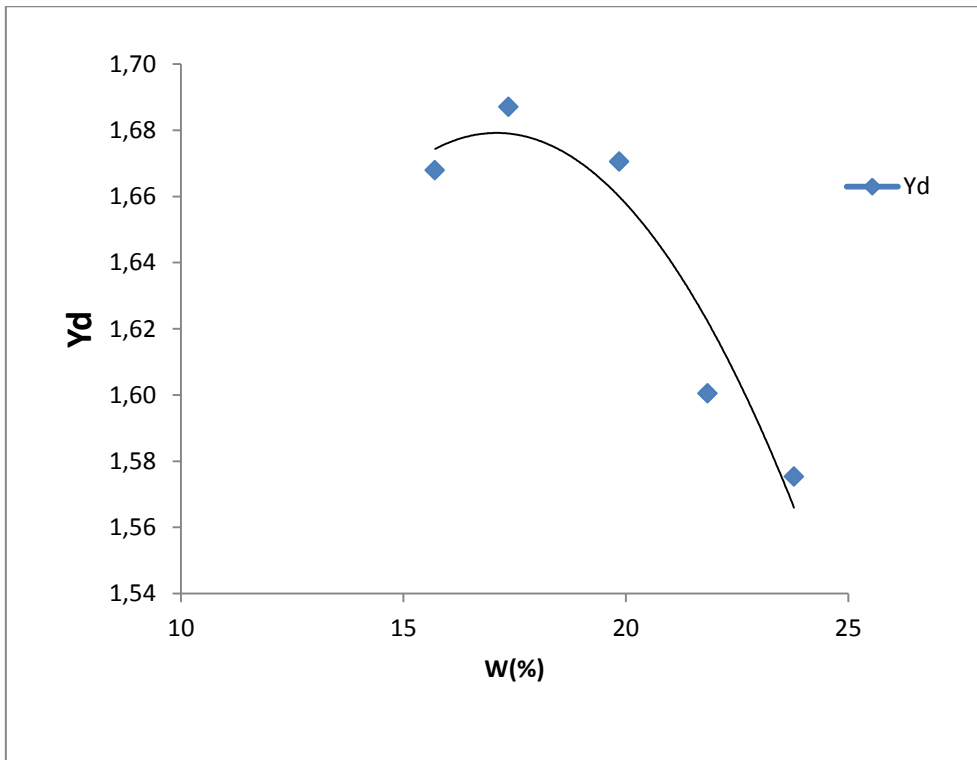


Figure I-13 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Sarie 2%

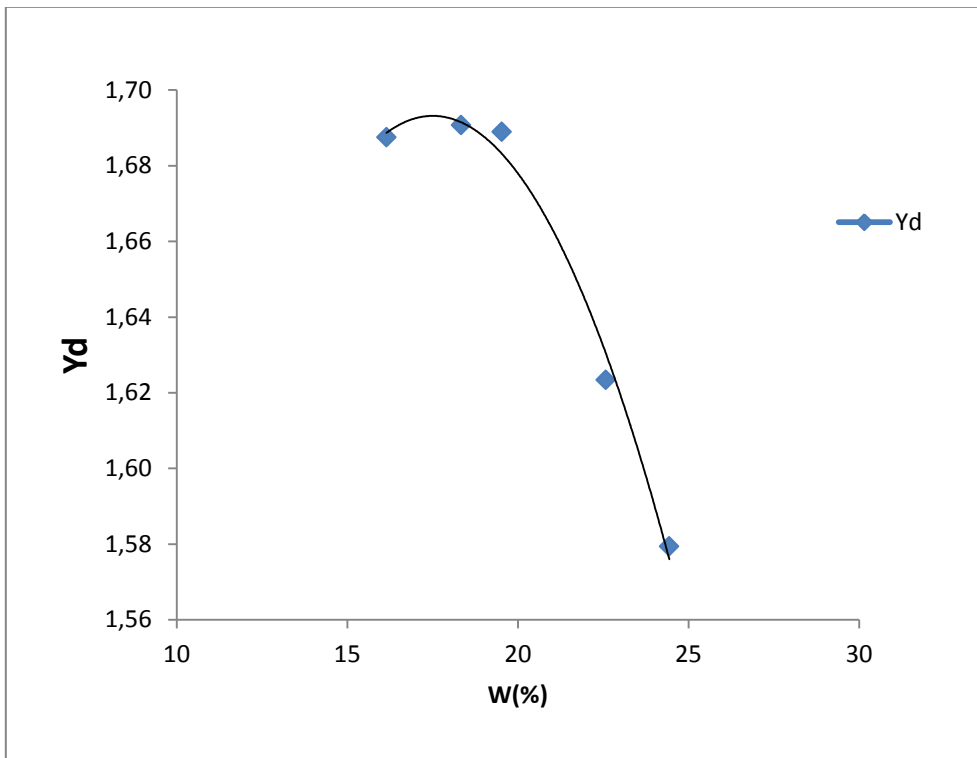


Figure I-14 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Sarie 4%

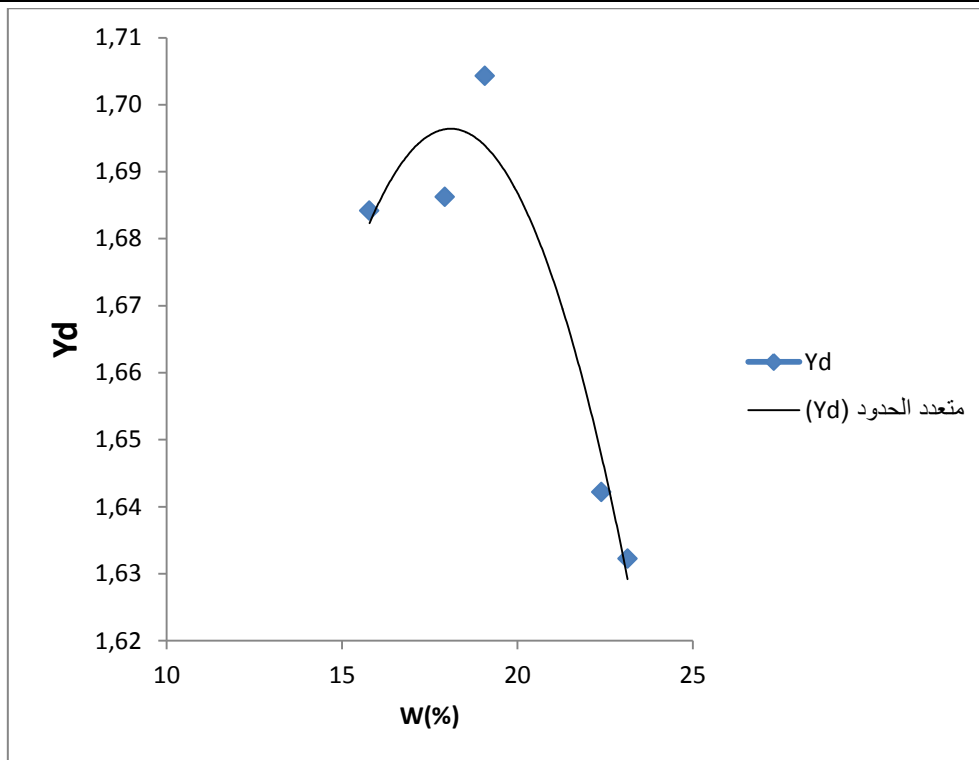


Figure I-15 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Sarie 6%

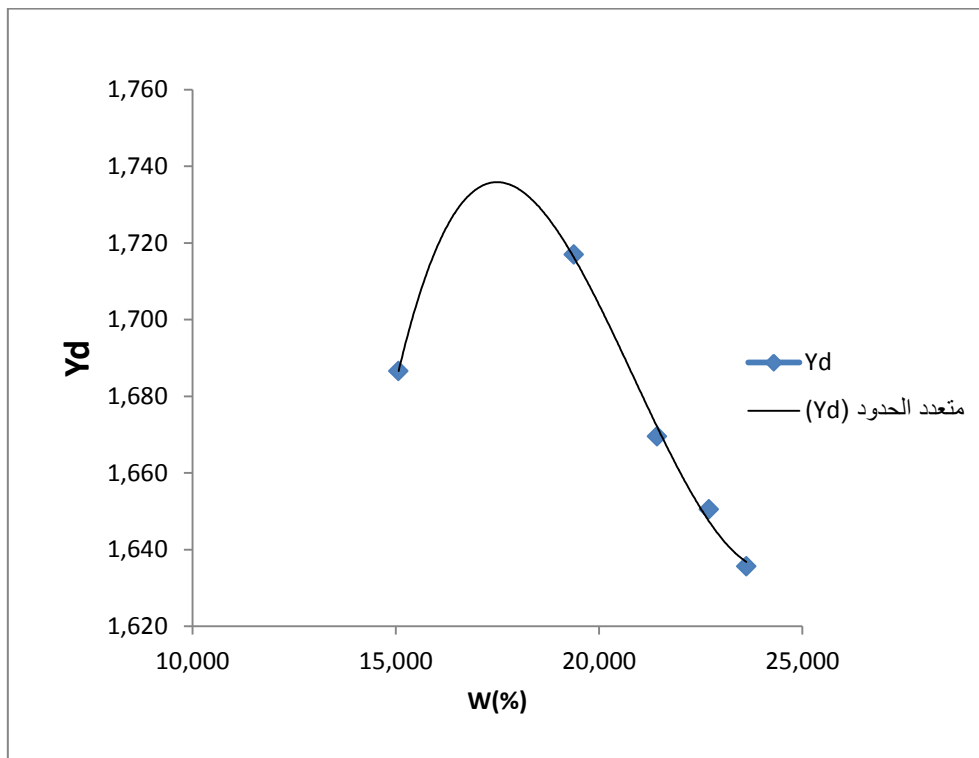


Figure I-16 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Sarie 8%

Figure I-13

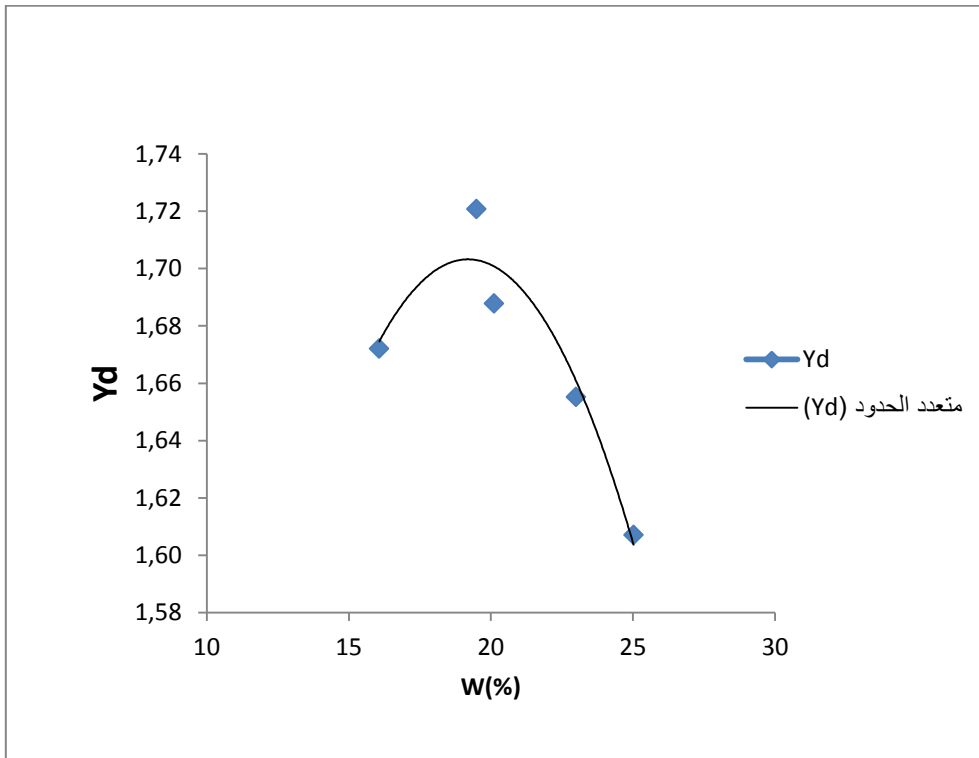


Figure I-17 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Sarie 10%

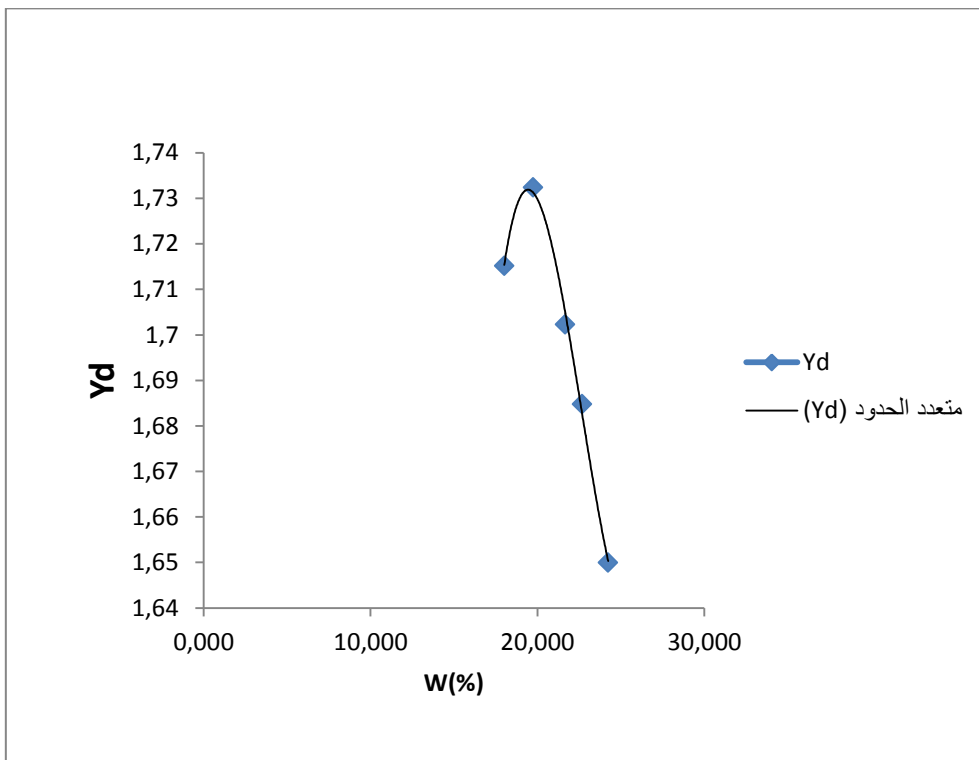


Figure I-18 Essai Proctor modifié du sol traite par ciment Sarie 12%

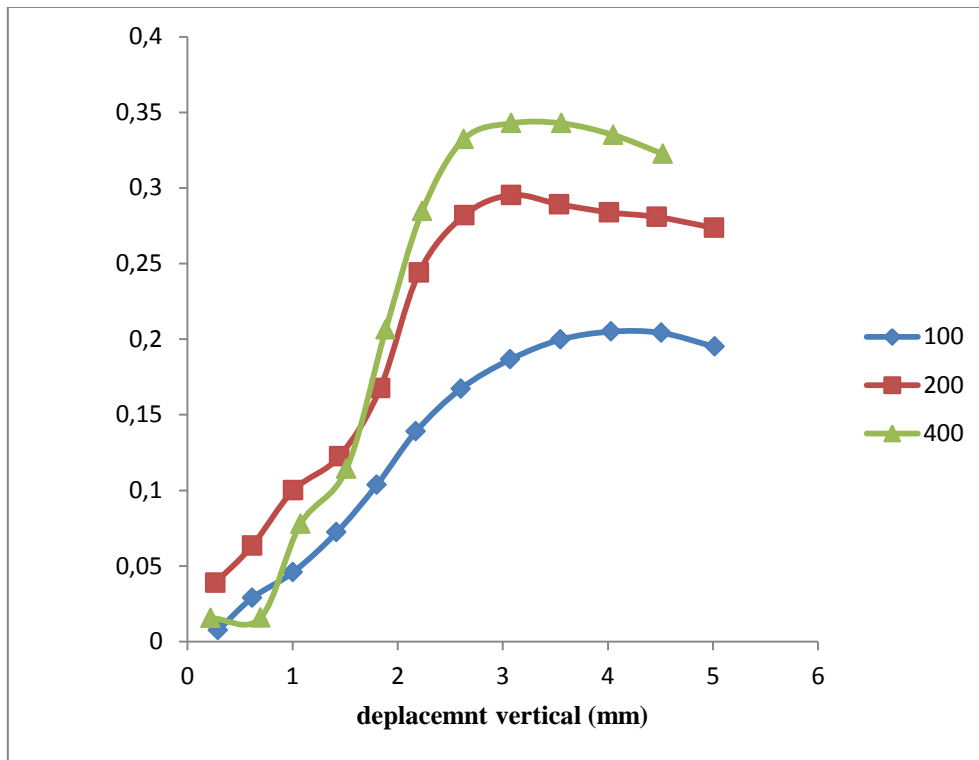


Figure I-15. Essai cisaillement sol traite par Ciment Chamil 2%

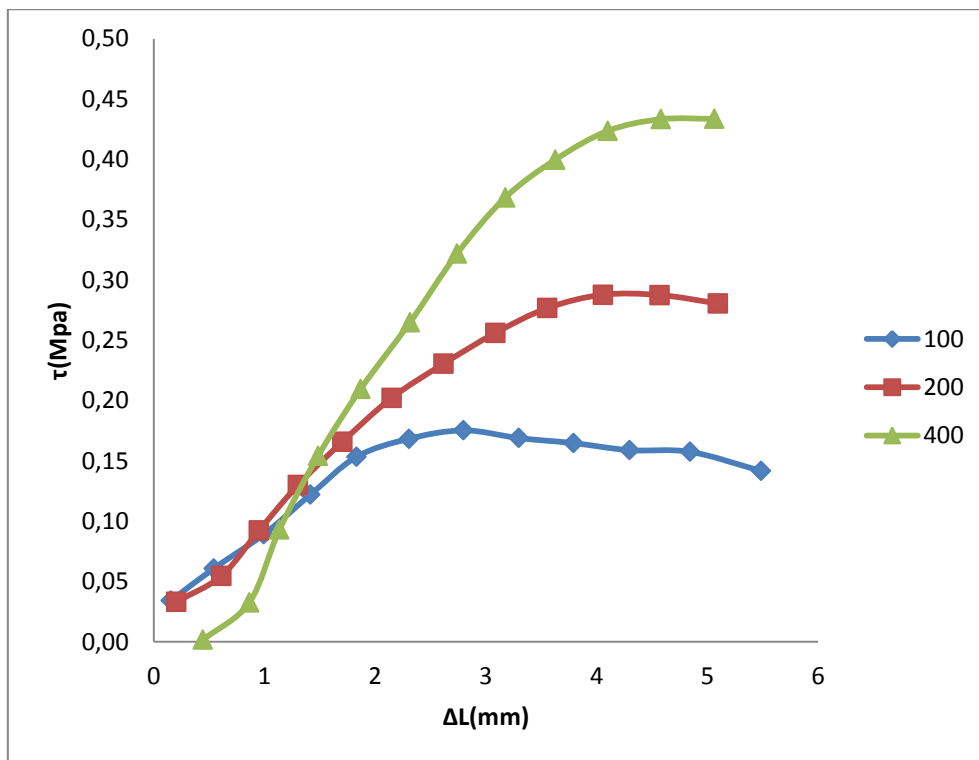
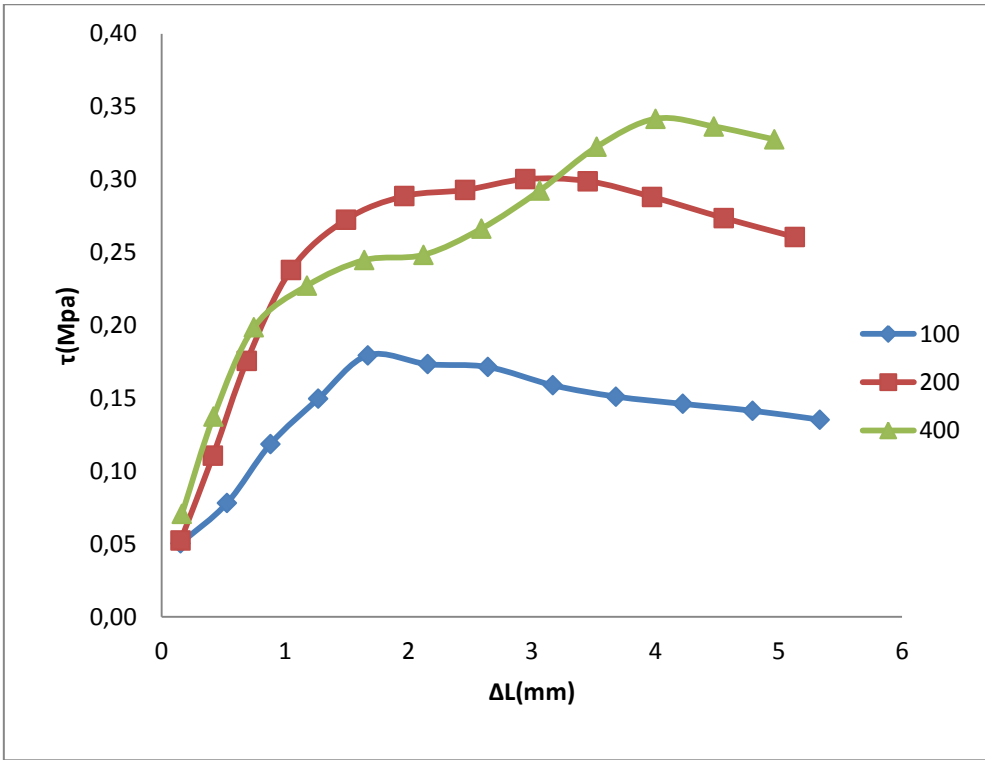
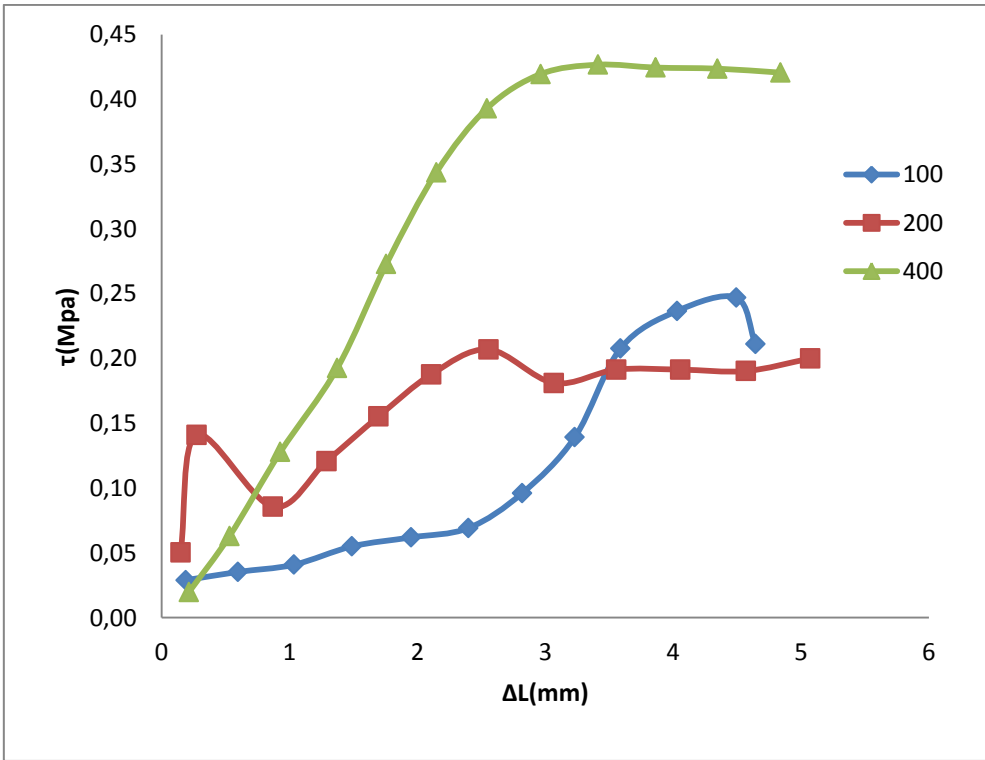


Figure I-16. Essai cisaillement sol traite par Ciment Chamil 4%



**Figure I-17. Essai cisaillement sol traite par Ciment Chamil 6%**



**Figure I-18. Essai cisaillement sol traite par Ciment Chamil 8%**

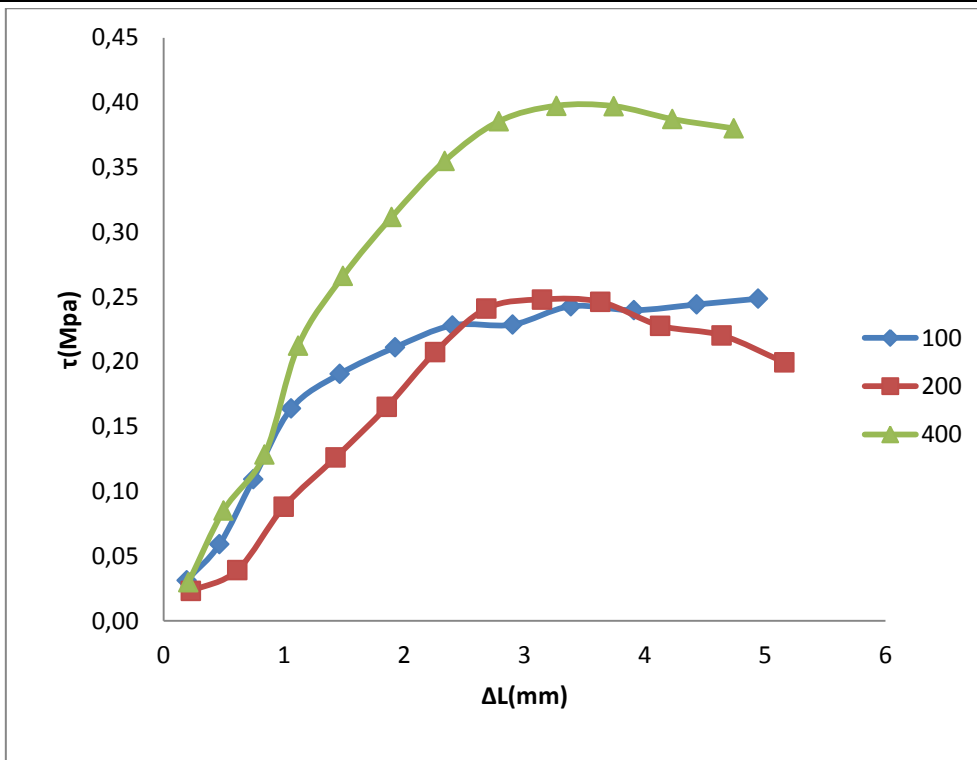


Figure I-19. Essai cisaillement sol traite par Ciment Chamil 10%

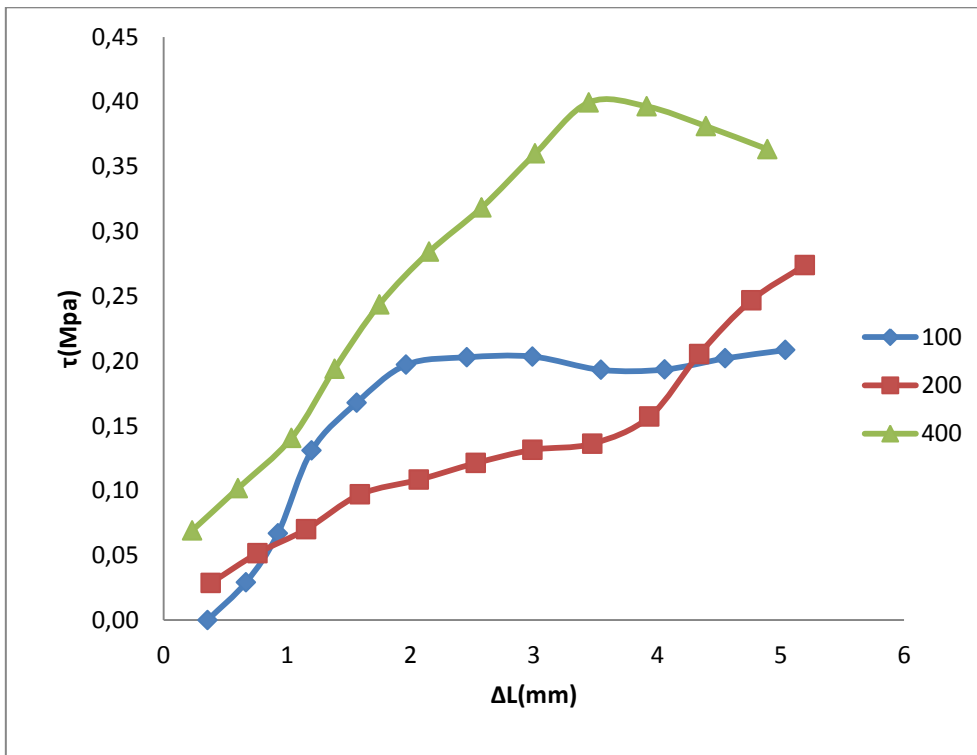
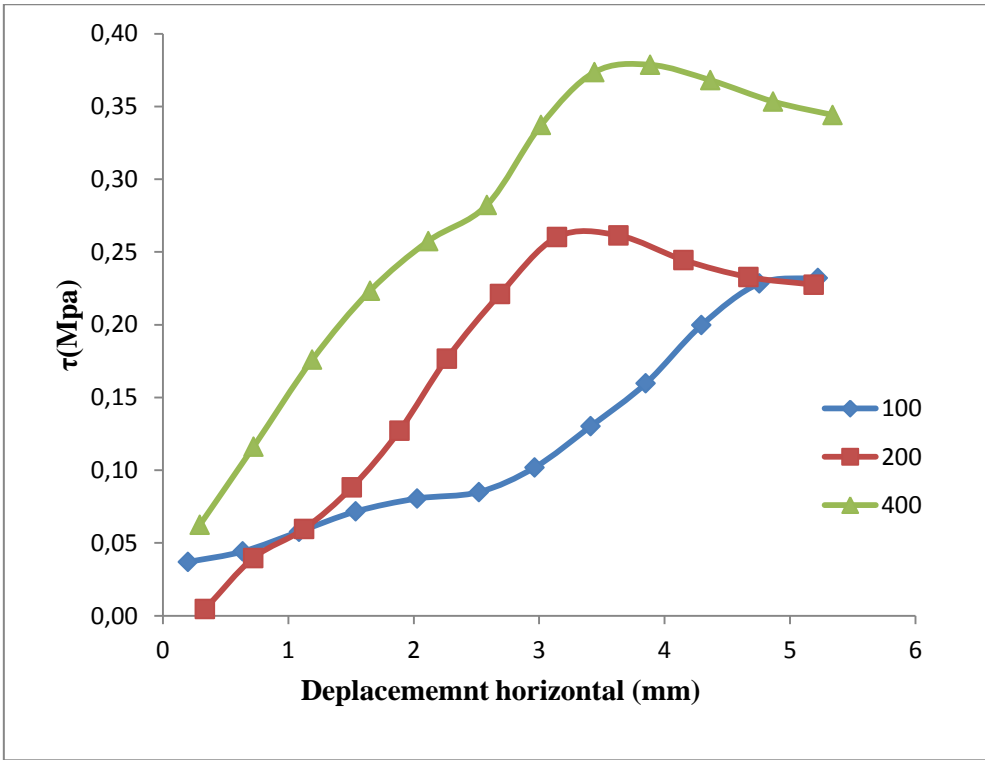
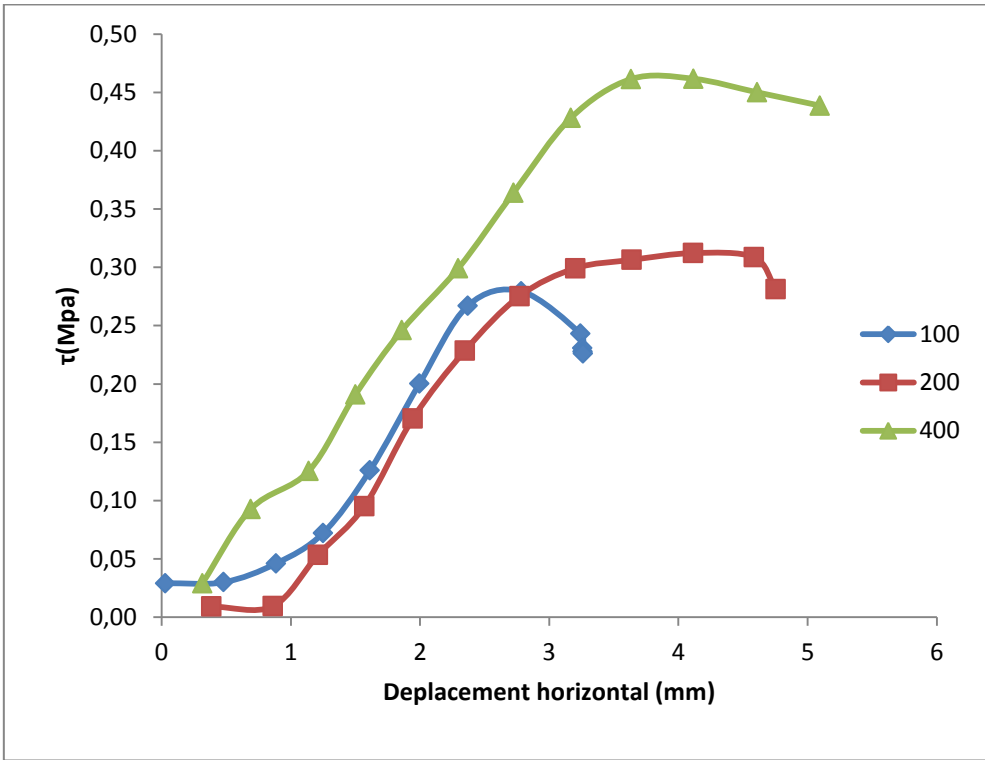


Figure I-20. Essai cisaillement sol traite par Ciment Chamil 12%



**Figure I-21. Essai cisaillement sol traite par Ciment Matine 2%**



**Figure I-22. Essai cisaillement sol traite par Ciment Matine 4%**

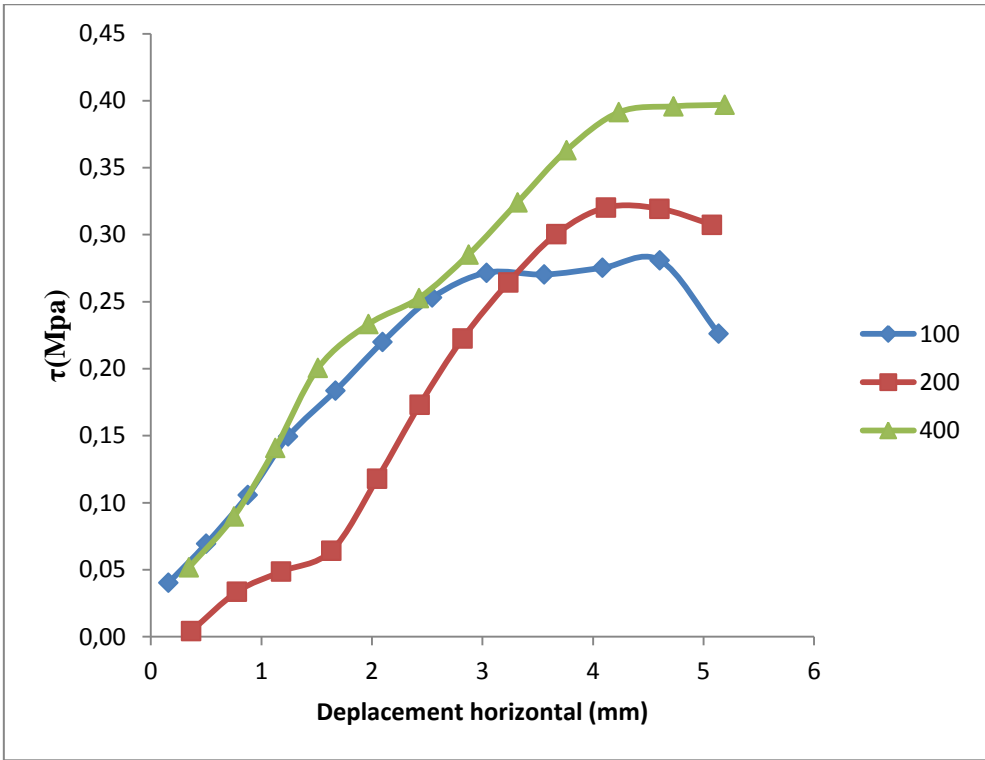


Figure I-23. Essai cisaillement sol traite par Ciment Matine 6%

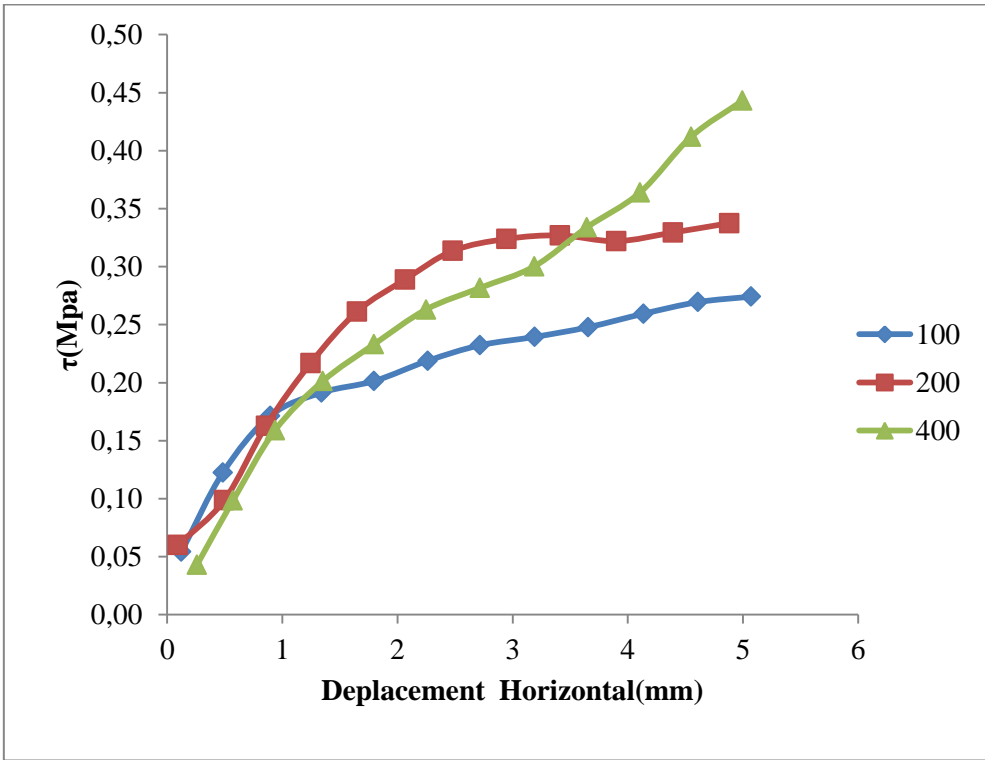
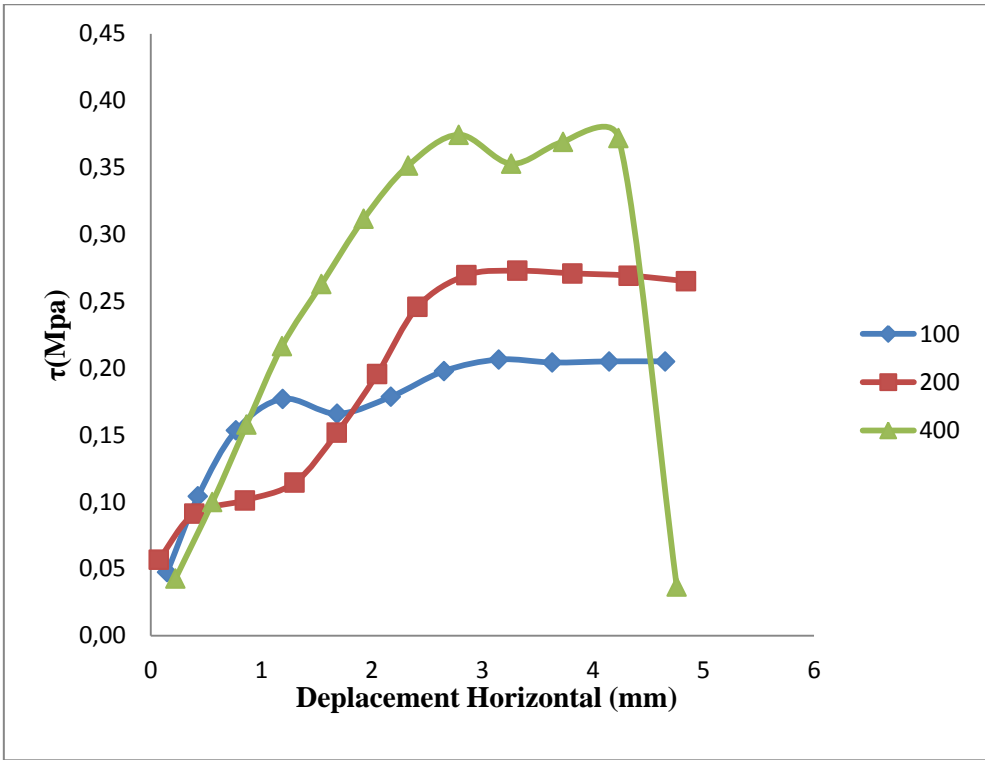
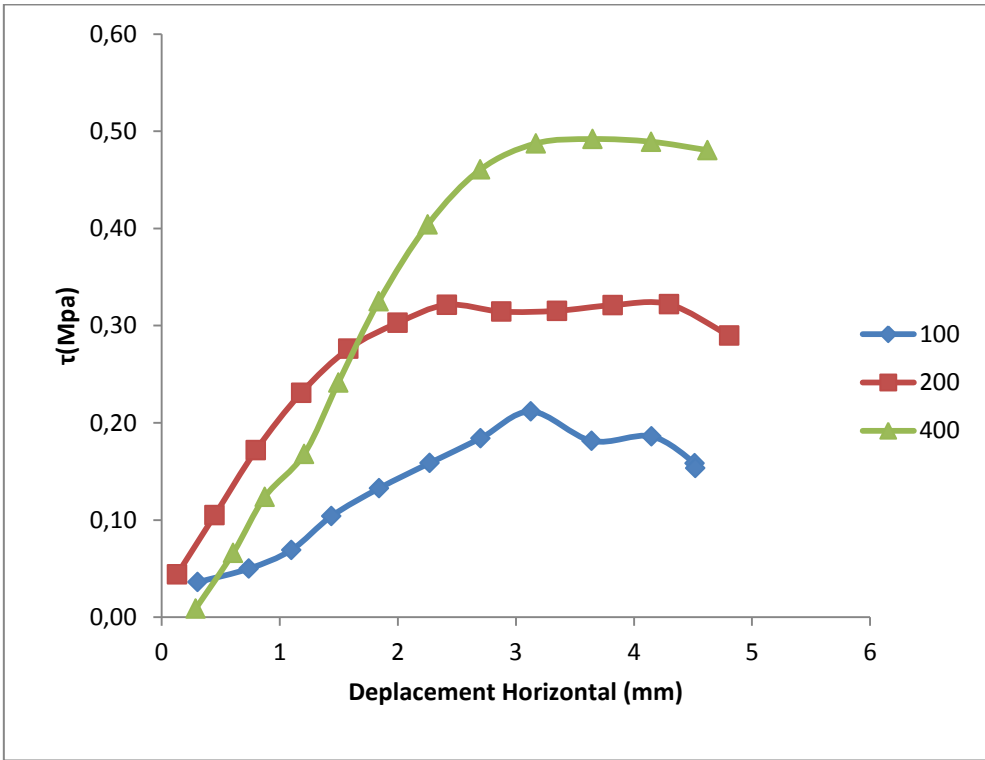


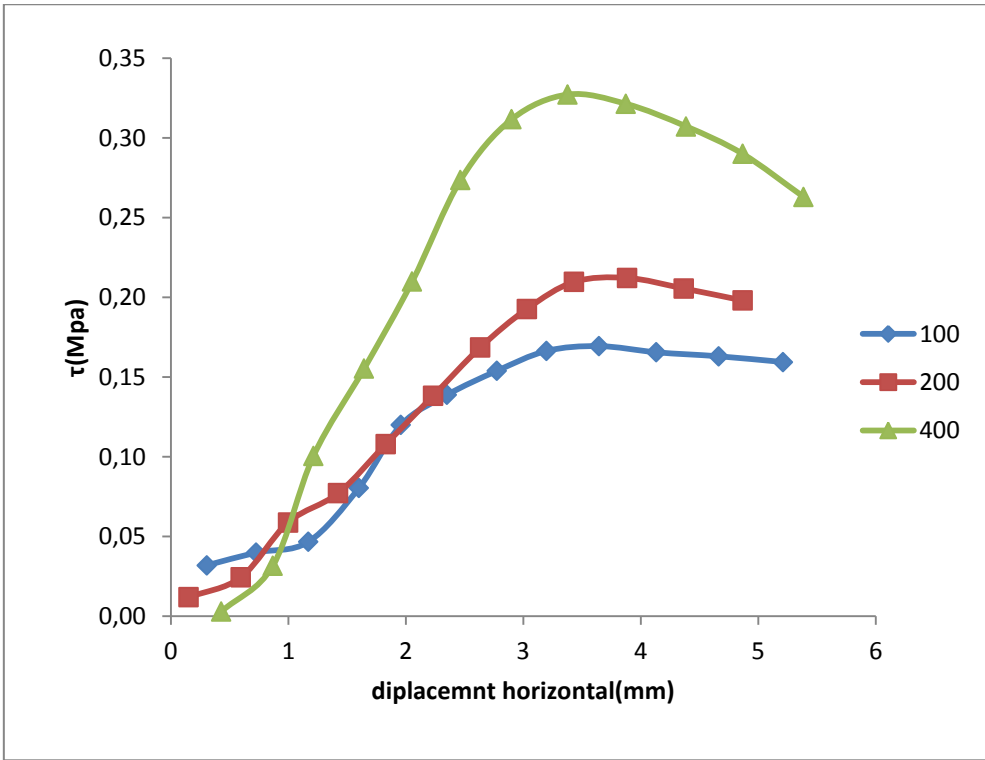
Figure I-24. Essai cisaillement sol traite par Ciment Matine 8%



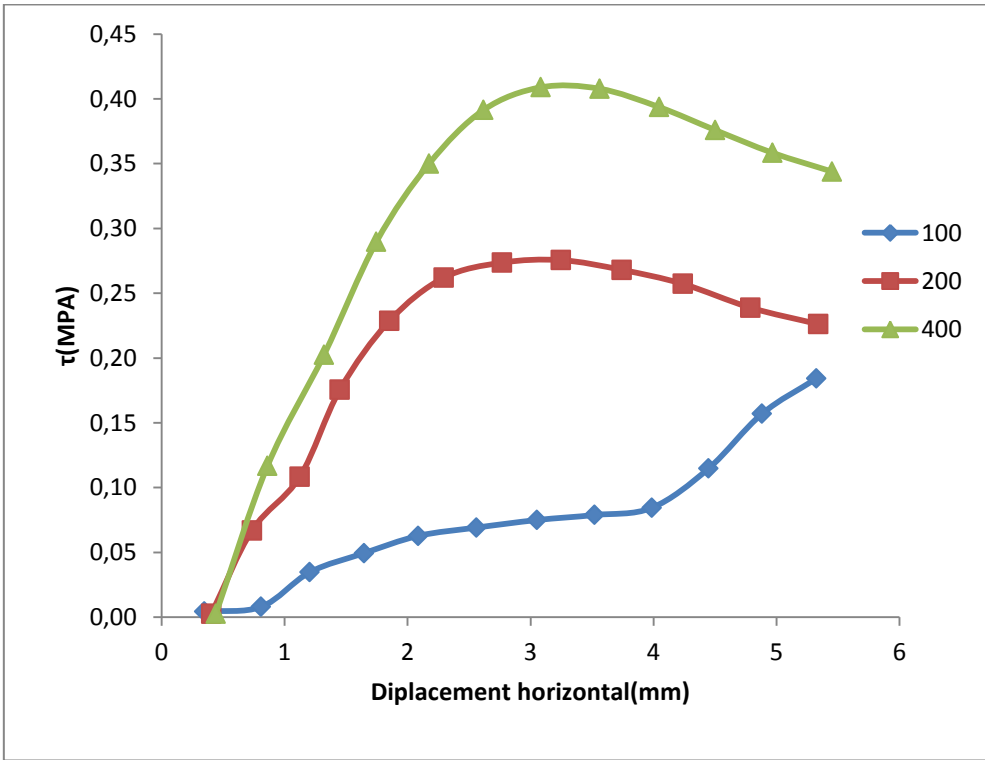
**Figure I-25. Essai cisaillement sol traite par Ciment Matine 10%**



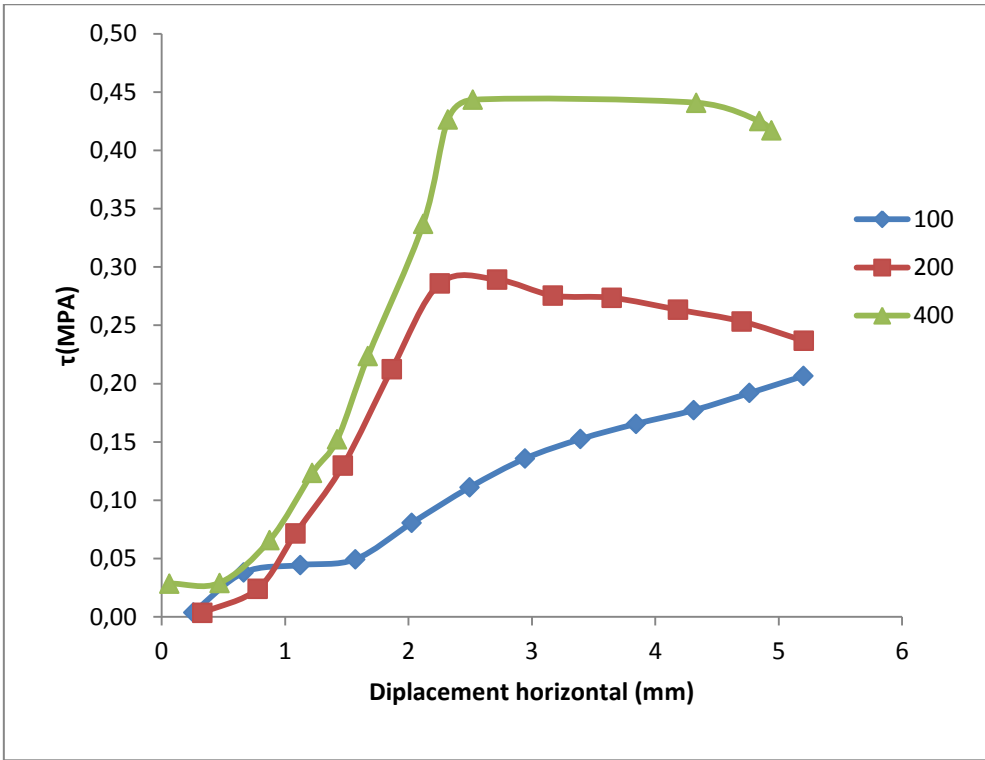
**Figure I-26. Essai cisaillement sol traite par Ciment Matine 12%**



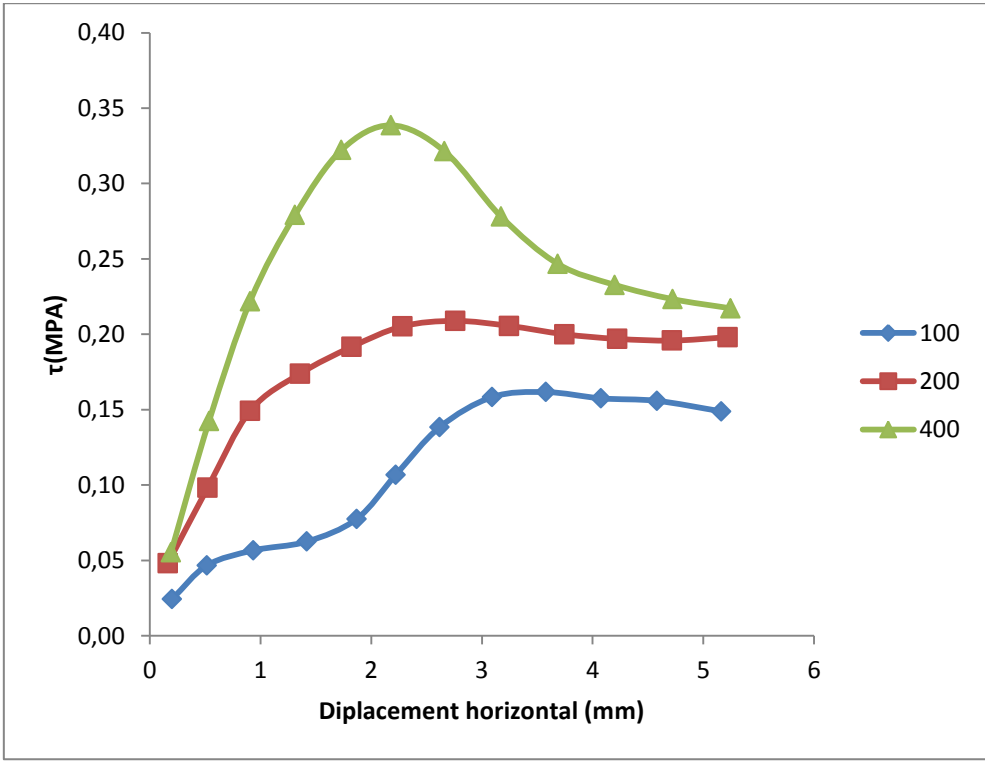
**Figure I-27. Essai cisaillement sol traite par Ciment Sarie 2%**



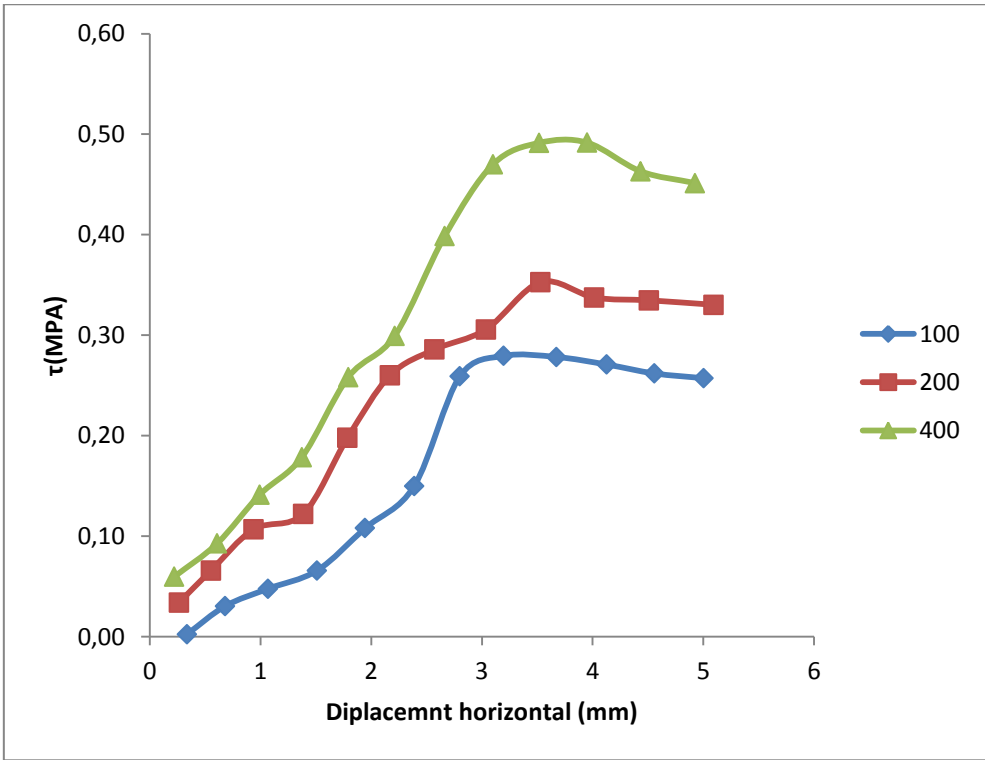
**Figure I-28. Essai cisaillement sol traite par Ciment Sarie 4%**



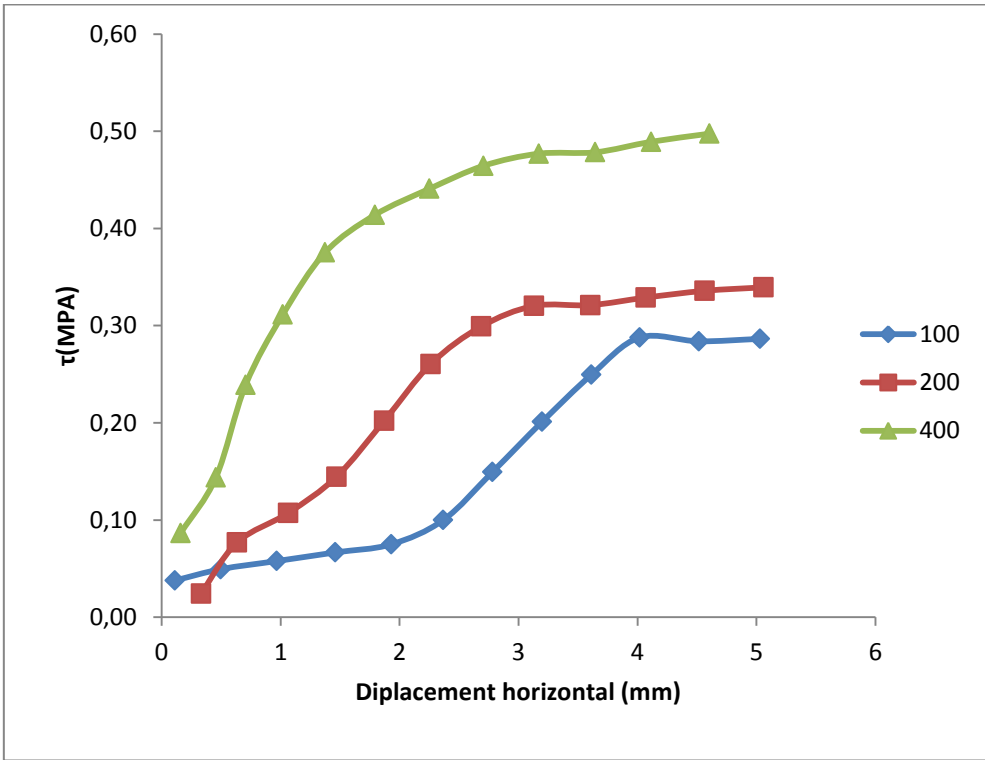
**Figure I-29. Essai cisaillement sol traite par Ciment Sarie 6%**



**Figure I-30. Essai cisaillement sol traite par Ciment Sarie 8%**



**Figure I-31. Essai cisaillement sol traite par Ciment Sarie 10%**



**Figure I-32. Essai cisaillement sol traite par Ciment Sarie 12%**