

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

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : GENIE CIVIL
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : SALEM ISLAM
LAOUBI OUSSAMA

Intitulé

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

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. MAHAMEDI Abdelkrim	Université de M'Sila	président du jury
Dr. BAKKIR Nassima	Université de M'Sila	Examineur
Dr. LAHMADI Azzeddine	Université de M'Sila	Examineur
Pr. KHEMISSA Mohamed	Université de M'Sila	Encadreur
Dr. MEKKI Lakhdar	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 « LAOUBI »

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

Je le dédie aussi à mes amis : « Islam, walid, mayssam, manad,
kicho, rahim, Hako, Tarek ,Houssam et Badr et tout grande
famille LAOUBI » et mes amis de la cité universitaire

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

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 « SALEM »

A mes chers parents, mes frères et sœurs qui ont été toujours
avec Moi dans mon parcours d'étude

Je le dédie à mon binôme Oussama que dieu le protégé.

Je le dédie aussi à mes amis d'enfance : « Zakaria et
Mohammed aussi les enfants gâtées de la famille «Barae, Rafah,
Fatima Elzahrae, Khadidja, Sadjida, Habbib, Youmna, Ayhem,
Iyass, Aroua et Assil» et mon amie Dr. Abd Almalik Gouffi

Et mes amis de la cité universitaire

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

A la mémoire de Ben Aouira.S

Liste des figures

figure	Chapitres	Page
Chapitre I		
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)	16
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)	17
Figure I.14	Essais de gonflement libre	20
Figure I.15	Essais de gonflement en parallèle	21
Figure I.16	Essai de gonflement à volume constant	21
Figure I.17	Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983)	25
CHAPITRE II		
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 (Proctor Normal).	33
Figure. II.10	Courbes de gonflement.	34
Chapiter III		
Figure III.1	LaAnalyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).	44
Figure III.2	la valeur de limite liquidité.	45
Figure III.3	Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment (Chamil).	47
Figure III.4	Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment (Chamil).	47
Figure III.5	Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Matine).	48
Figure III.6	Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Matine).	48
Figure III.7	Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Sarie).	49
Figure III.8	Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Sarie).	49
Figure III.9	La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)	50
Figure III.10	Proctor de sol naturel.	52
Figure III.11	Proctor de sol traité par ciment (Chamil).	52
Figure III.12	la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil).	53
Figure III.13	La densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil).	53
Figure III.14	Proctor de sol traité par ciment (Matine).	54
Figure III.15	la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment (Matine).	55
Figure III.16	La densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Matine).	55
Figure III.17	Proctor de sol traité par ciment (Sarie).	56
Figure III.18	la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Sarie.	57
Figure.III.19	La densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Sarie).	57
Figure III.20	La densité sèche en fonction des différents type de ciment2% (Chamil ; Matine ; Sarie).	58
Figure III.21	La densité sèche en fonction des différents types de ciment4% (Chamil ; Matine ; Sarie).	59
Figure III.22	La densité sèche en fonction des différents types de ciment6% (Chamil ; Matine ; Sarie).	59
Figure III.23	la teneur en eau optimale en fonction des différents types de ciment (Chamil ; Matine ; Sarie).	60
Figure III.24	La densité sèche maximal en fonction des différents type de	61

	cimente (sarie ; chamil ; matine).	
Figure III.25	Influence de compression (ex 28J Chamil 2%; 4%; 6%).	62
Figure III.26	Effet de différents types du ciment sur la résistance de compression simple sol (2% de dosage).	63
Figure III.27	Effet de différents types du ciment sur la résistance de compression simple (4% de dosage).	63
Figure III.28	Effet de différents types du ciment sur la résistance de compression simple (6% de dosage).	64
Figure III.29	Résultats d'un essai de gonflement (essai 1) suivant la méthode CEBTP.	65
Figure III.30	Courbes de gonflement	66
Figure III.31	Essai de gonflement n° 1 (méthode du CEBTP).	67
Figure III.32	Essai de gonflement n° 1 (méthode du CEBTP).	67
Figure III.33	Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP).	68
Figure III.34	Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP).	68
Figure III.35	Essai de gonflement n° 3 (méthode du CEBTP).	69
Figure III.36	Essai de gonflement n° 3 (méthode du CEBTP).	69

Liste des tableaux

Tableaux	Chapitres	Page
	Chapitre I	
Tableau I.1	Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001)	7
Tableau I.2	Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux	8
Tableau I.3	Potentiel de gonflement d'après Almeyer (1955)	15
Tableau I.4	Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962)	15
Tableau I.5	Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)	15
Tableau I.6	Potentiel de gonflement d'après Snethen	15
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)	16
Tableau I.9	Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956)	17
Tableau I.10	Potentiel de gonflement d'après Holtz Dakshanamurthy et Raman(1973).	18
Tableau I.11	Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).	18
Tableau I.12	Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g),	19
Tableau II.13	les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation	27
	Chapitre III	
Tableau III.1	Granulométrie par tamisage d'essai 01.	39
Tableau III.2	Granulométrie par tamisage de l'essai 02.	40
Tableau III.3	Granulométrie par tamisage de l'essai 03.	40
Tableau III.4	Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.	40
Tableau III.5	Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1	41
Tableau III.6	Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2	41
Tableau III.7	Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3	42
Tableau III.8	La moyenne des trois essais de sédimentométrie.	42
Tableau III.9	Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique	43

	(par Tamisage et par sédimentométrie).	
Tableau III.10	Détermination la Limite de liquidité.	45
Tableau III.11	Limite de plasticité.	46
Tableau III.12	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.	46
Tableau III.13	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (Chamil).	46
Tableau III.14	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment(Matine).	47
Tableau III.15	Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment(Sarie).	48
Tableau III.16	Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache	51
Tableau III.17	Résultats d'essai de compactage le sol naturel.	51
Tableau III.18	Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Chamil).	52
Tableau III.19	Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneuses ciment (Chamil).	53
Tableau III.20	Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Matine).	54
Tableau III.21	Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneuses ciment (Matine).	54
Tableau III.22	Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment(Sarie).	56
Tableau III.23	Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de teneur ciment (Sarie).	56
Tableau III.24	Résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de défèrent type de ciment2% (Chamil ; Matine ; Sarie).	57
Tableau. III.25	Résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de défèrent type de ciment 4% (Chamil ; Matine ; Sarie)	58
Tableau. III.26	Résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction des défèrent type de ciment 6% (Chamil ; Matine ; Sarie).	59
Tableau. III.27	Résultats de densité sèche maximal et teneur en eau optimale en fonction des défèrent type de ciment (Chamil ; Matine ; Sarie).	60
Tableau. III.28	Résultats de contraintes de compression en fonction de teneurs en ciments pour déférentes types de ciments.	62
Tableau. III.29	Résistance à la compression en fonction de tempe de cure par rapport à la résistance 1j.	
Tableau. III.30	Augmentation de la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.	
Tableau. III.31	Résistance à la compression en fonction de tempe de cure par rapport à la résistance 1j.	
Tableau. III.32	Augmentation de la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.	
Tableau. III.33	Résistance à la compression en fonction de tempe de cure par rapport à la résistance 1j.	
Tableau. III.34	Augmentation de la résistance de compression(%) en fonction de classe ciment par rapport au sol naturel.	
Tableau III.35	Résultats du gonflement.	

Liste des notations utilisée

WL	Limite de liquidité (%).
WP	Limite de plasticité (%).
IP	Indice de plasticité (%).
VBS	Valeur au bleu de méthylène (cm ³).
S.S.T	La surface spécifique (m ² /g)
Ac	activité d'une argile.
W_{opt}	La teneur en eau à l'optimum Proctor normal (%).
Y_{d max}	La masse volumique sèche maximal de Proctor (Kg/m ³).
σ_g	Pression de gonflement
ε_g	Amplitude du gonflement
C_g	Coefficient de Gonflement
CS	Indice de gonflement
t₁₀₀	Temps correspondant à 100% de gonflement
S.N	Sol naturel

Remerciements	
Dédicaces	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Notation	
ملخص	
Résumé	
Abstract	
Sommaire	
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 $SiO_4^{(te)}$	4
I.3.3. L'octaèdre d'alumine $Al_2(OH)_6$ et éventuellement de magnésium $Mg_3(OH)$	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 gonflant	13
I.5.6.1. Définition des paramètres de gonflement	14
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	23
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	27

Chapitre II Programme expérimental et procédures 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 normal (NF P94-093).....	32
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.L'essai de compression simple (NF P 94-077).....	33
II.4.2.1. Définition.....	34
II.4.2.2. Principe.....	34
II-4-3-Essais de gonflement a l'œdomètre.....	35

Chapitre III Présentation et analyse des résultats d'essais

III.1 Introduction.....	39
III.2 Résultats Des Essais.....	39
III.2.1 Les essais d'identification.....	39
III.2.1.1. Analyse granulométrique.....	39
III.2.1.2. Limites d'Atterberg.....	45
III.2.1.2.1 Sol naturel.....	45
III.2.1.2.2 Sol traité.....	46
III.2.1.3 Essai au bleu de méthylène.....	51
III.2.2. Les essais mécaniques.....	51
III.2.2.1Essais Proctor normal.....	51
III.2.2.1.1.Sol naturel.....	51
III.2.2.1.2 Sol traité.....	52
III.2.2.2 L'essai de compression simple.....	62
III.2.2.3 L'essai d'œdométrique.....	65
Conclusion générale.....	71
Références Bibliographique	

ملخص

كثيرا ما تسبب الظواهر المناخية الطبيعية والنشاط البشري خسائر في كتلة التربة الناعمة التي تتميز بتفاوت كبير في الحجم بمجرد تغير شروط توازنها. للحد من هذا النوع من الكوارث، من الضروري وصف سلوك الترب الناعمة بشكل أفضل فيما يتعلق بدورات الترطيب والجفاف. تقدم هذه الأطروحة وتحلل نتائج دراسة تجريبية أجريت على غضار انتفاخي تم جلبه من الموقع الحضري لبلدية سيدي هجرس (ولاية المسيلة، الجزائر) حيث تظهر اضطرابات معتبرة وبشكل منكرر في الطرقات والشبكات المختلفة وفي المباني منخفضة الارتفاع. تهدف الدراسة التي أجريت إلى إيجاد الخصائص الفيزيو-ميكانيكية لهذا الغضار الطبيعي الانتفاخي قبل وبعد معالجته البسيطة بالروابط الهيدروليكية المكونة من الإسمنت ورسها حسب شروط "بروكتور" المثالية، ثم تحليل تأثير المعالجة على خصائصه الفيزيو-ميكانيكية. إن نتائج التجارب المحصل عليها تبين أن قيم المعلمات الجيوتقنية التي تميز هذا الغضار المعالج متطابقة، وتؤكد على تحسين بين لخصائصه الميكانيكية بعد معالجهما البسيطة بالإسمنت.

كلمات مفاتيح: غضار انتفاخي، الرص، روابط هيدروليكية، الانتفاخ.

Résumé

Les phénomènes climatiques naturels et l'activité humaine engendrent fréquemment des sinistres dans les massifs de sols fins caractérisés par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées. Pour limiter ce type de sinistre, il est nécessaire de mieux décrire le comportement des sols fins vis-à-vis des cycles de sécheresse-humidification. Ce mémoire présente et analyse les résultats d'une étude expérimentale effectuée sur une argile expansive prélevée sur le site urbain de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voiries et réseaux divers et autres constructions légères de faible hauteur. L'étude expérimentale effectuée vise à déterminer les paramètres physico-mécaniques de cette argile naturelle expansive avant et après leur traitement aux liants hydrauliques (ciment portland composé Chamil 32.5 ; Matine 42.5 ; Sarie 52.5) et compactées aux conditions de l'optimum Proctor normal, puis à analyser l'effet du traitement sur leurs caractéristiques physico-mécaniques. Les résultats d'essais obtenus montrent que les valeurs des paramètres géotechniques caractérisant cette argile naturelle traitée sont concordantes et confirment une nette amélioration de leur portance par un traitement simple aux liants hydrauliques.

Mots clés : Argile expansive, compactage, gonflement, liants hydrauliques

Abstract

Natural climatic phenomena and human activity frequently cause disorders in the masses of fine-grained soils characterized by very significant volume variation as soon as the conditions of their equilibrium are modified. To limit this type of disorder, it is necessary to better describe the behavior of fine-grained soils with respect to drying wetting cycles. This thesis presents and analyzes the results of an experimental study carried out on an expansive clay collected on the urban site of Sidi-Hadjrès (province of M'sila, Algeria), where important disorders appear frequently in road infrastructures, roads and networks, various and other light structures of low height. The experimental study carried out aims to determine the physico-mechanical parameters of this expansive natural clay before and after their treatment with hydraulic binders (Chamil 32.5 Portland composite cement, Matine 42.5, Sarie 52.5) and compacted under conditions of the normal Proctor optimum, then to analyze the effect of the treatment on their physico-mechanical characteristics. The results of tests obtained show that the values of the geotechnical parameters characterizing this natural treated clay are concordant and confirm a clear improvement of their lift by a simple treatment with hydraulic binders.

Keywords: Expansive clay, compaction, swelling, hydraulic binders.

INTRODUCTION GENERALE

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 pompages excessifs, 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.

Le traitement à court terme des sols fins et leur stabilisation à long terme est une technique courante en construction routière. Ce procédé est principalement utilisé pour rendre compactables les sols mous par réduction de leur plasticité et, par conséquent, en améliorer la portance. Les chaux aériennes principalement calciques (chaux vive, chaux éteinte, lait de chaux), les ciments et les liants spéciaux routiers font partie des produits de traitement les plus utilisés. L'action de ces produits sur l'état hydrique des sols fins et sur leur fraction argileuse est mise en évidence en pratique. 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 établie à l'échelle de la pratique.

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 de l'argiles naturelles expansives prélevées sur le site urbain situés à 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 cette argile naturelle expansive compactée aux conditions de l'optimum Proctor normal avant et après leur traitement aux liants hydrauliques (Chamil ;Matine ;Sarie).

Ce mémoire comporte trois chapitres répartis en une synthèse bibliographique et une étude expérimentale traitant du comportement physico-mécanique de cette argile naturelle expansive :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'état des connaissances sur le comportement des sols gonflants. Cette synthèse comporte une analyse microscopique de ce phénomène, c'est-à-dire de l'interaction entre les particules d'argile et l'eau, ensuite la caractérisation macroscopique au moyen d'essais en laboratoire destinés à définir les paramètres de gonflement, et enfin les conséquences du gonflement sur la stabilité des ouvrages géotechniques.
- le deuxième chapitre présente le programme expérimental exécuté et les procédures d'essais suivies.
- le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais d'identification et de caractérisation mécanique des sols testés.

Le mémoire se termine par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques exploitées.

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 μm à 0,002 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 SiO_4 (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]

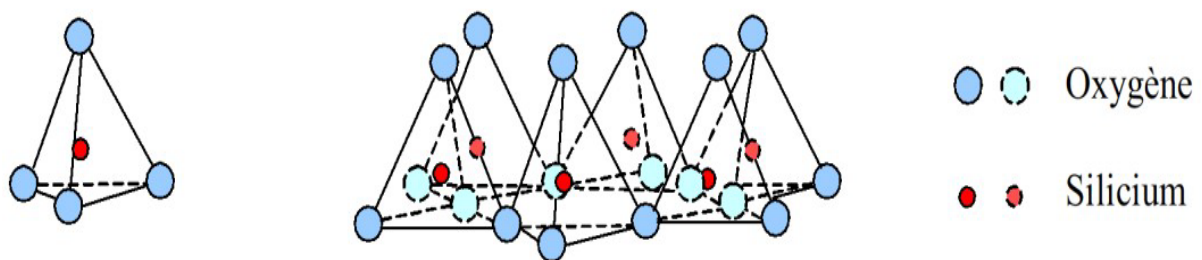


Figure I-1 : Couche tétraédrique [4]

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).

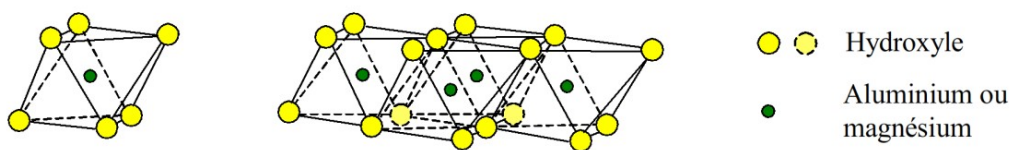


Figure I-2 : Couche octaédrique [4]

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 microscopique 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'inter stratifiés, ils sont formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de type différents (corrensite, tosudite, saponite, etc.).

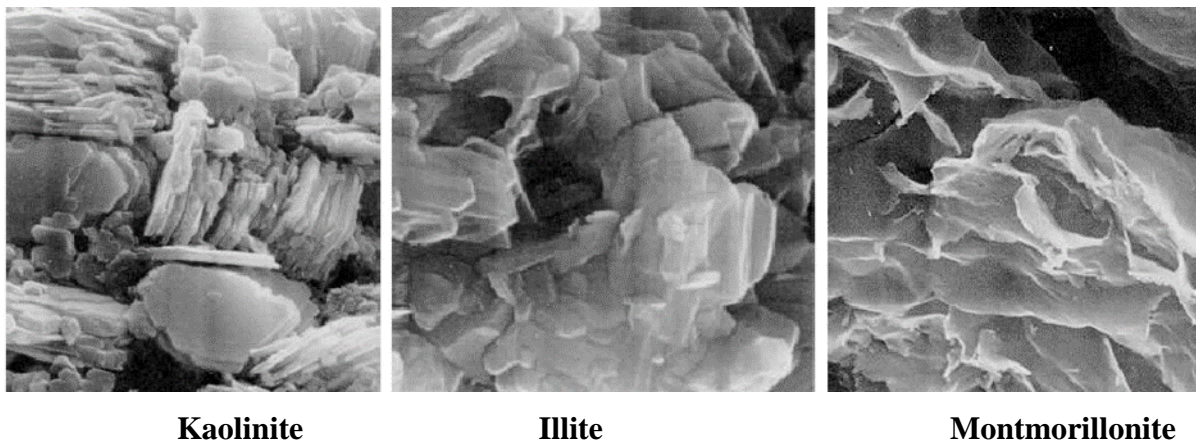


Figure I.3 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles [5]

a- La kaolinite n $((\text{Si}_2\text{O}_5)_n \text{Al}_2 (\text{OH})_4)$ [1]

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre), dont la liaison se fait par substitution de certain OH^- par des oxygènes O^{2-} . 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 μm et une largeur de 1 μm ; l'épaisseur d'un feuillet est d'environ 7.2 Å. Sa surface spécifique totale de l'ordre de 10 à 20 m^2/g .

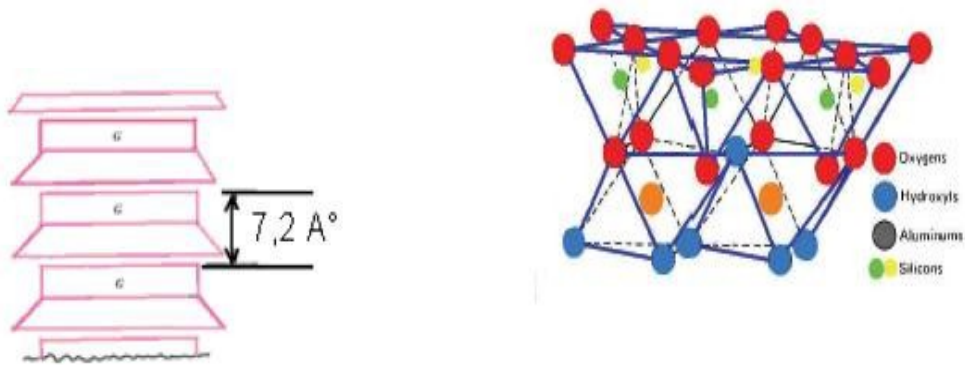


Figure I -4 Schéma de la particule de kaolinite. [5]

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 Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. Les particules d'illite sont plates de forme moins régulière que celle des particules de kaolinite. Elles ont diamètre moyen variant entre $0,1 \mu\text{m}$ 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 $100 \text{ m}^2/\text{g}$.

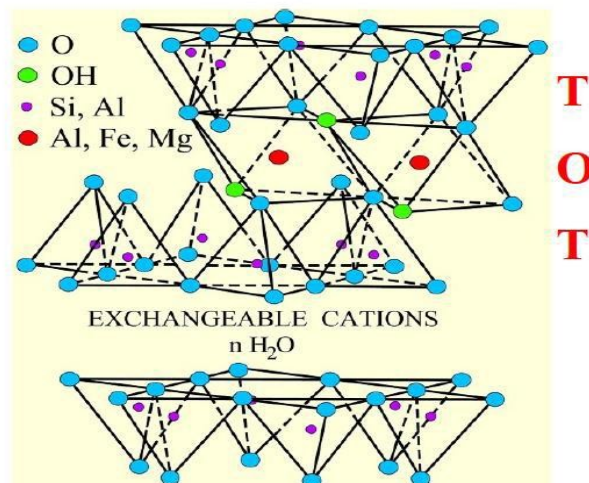


Figure I -5 Schéma de la particule d'illite. [5]

c- La montmorillonite n (Si_4O_{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 m²/g et un espace inter-feuillets de 9,6 Å.

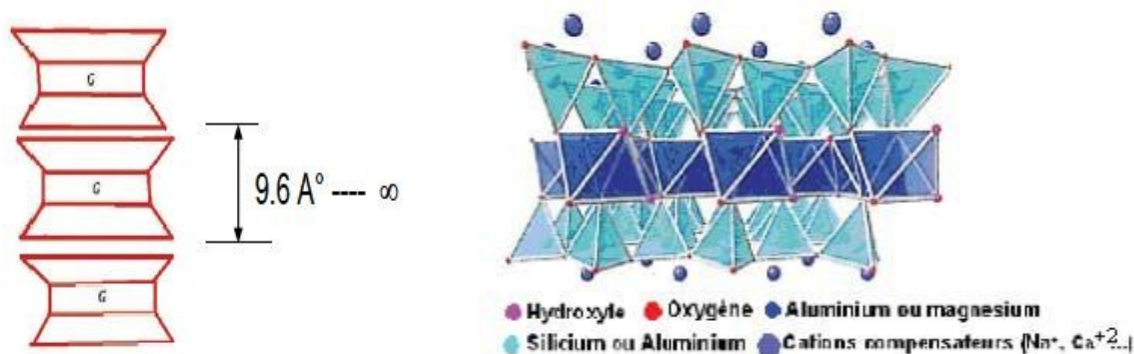


Figure I -6 Schéma de la particule de montmorillonite.

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

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

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

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	Fables 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 feuillets ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition. [7].

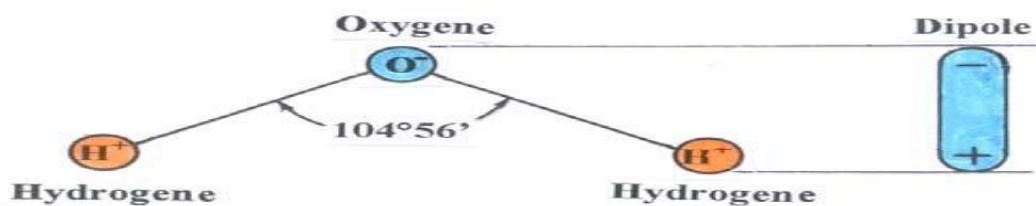


Figure I -7 Structure de l'eau [7].

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 inter agrégats et éventuellement dans l'espace inter particulaire (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 floclée, la structure dispersée et la structure combinée.

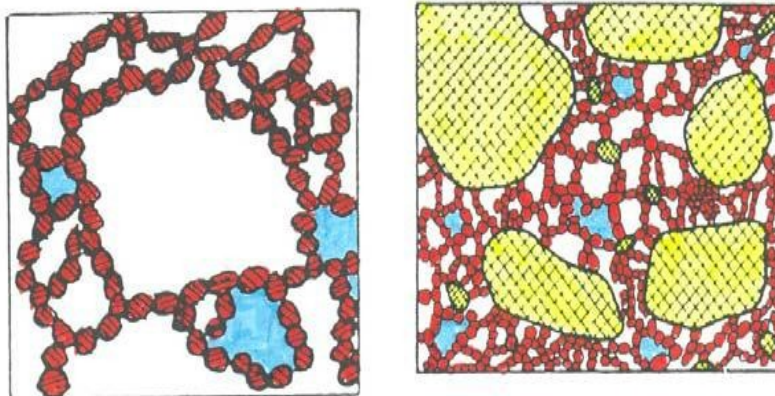
a- La structure floclée

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

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 flocculent. comme l'eau douce dans des lacs.

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



a. Structure floclée

b. Structure dispersée

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

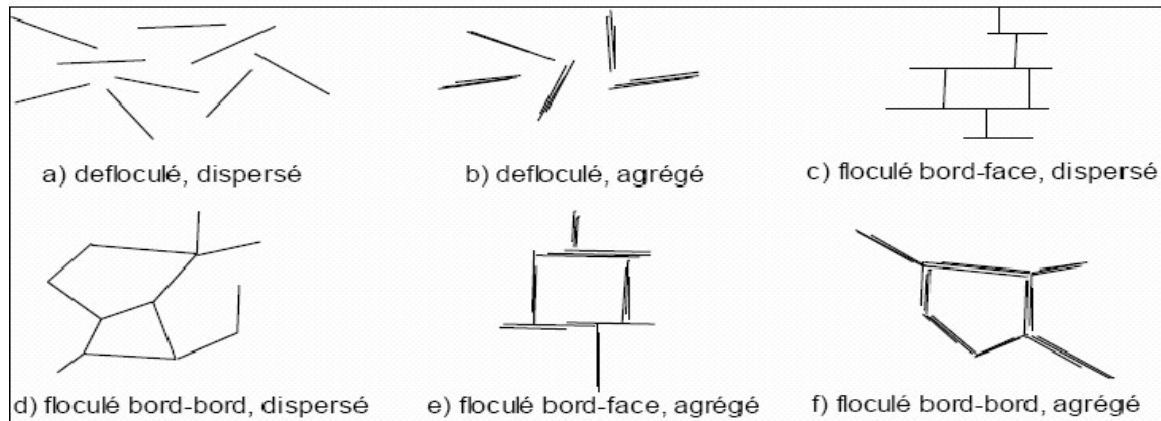


Figure I.9. Les différentes structures microscopiques des argiles [7].

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 interfeuillets 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 inter particulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement inter particulaire, 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), flocculé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), dé flocculé (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).

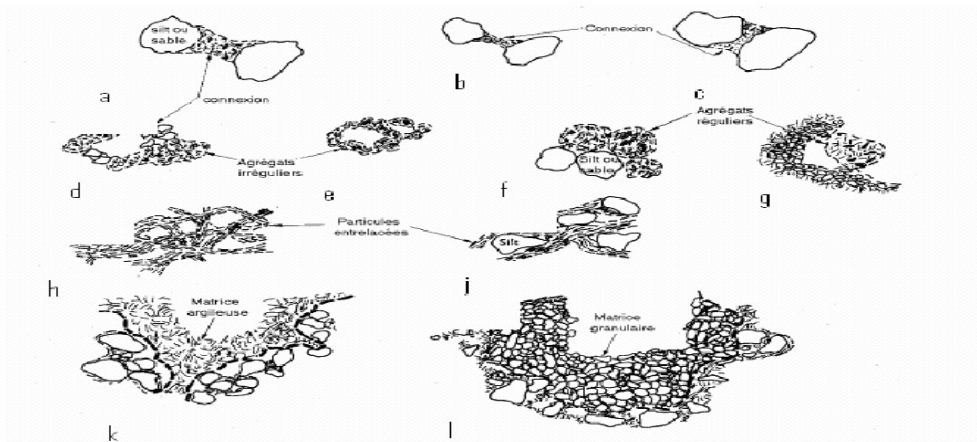


Figure I.10. Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974) [8].

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 σ_g (ou le potentiel de gonflement ϵ_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité 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 a I-6)

Tableau I.3.Potentiel de gonflement d'après Almeyar (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	ϵ_g (%)	Potentiel de gonflement
0 – 10	0 – 1.5	Faible
10 – 20	1.5 – 5	Moyen
20 – 35	5 – 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

Tableau I.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	Très élevé
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 (%)	% < 2µm	Potentiel 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 µm	WL (%)	Pression de Gonflements (bars)	Potentiel 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

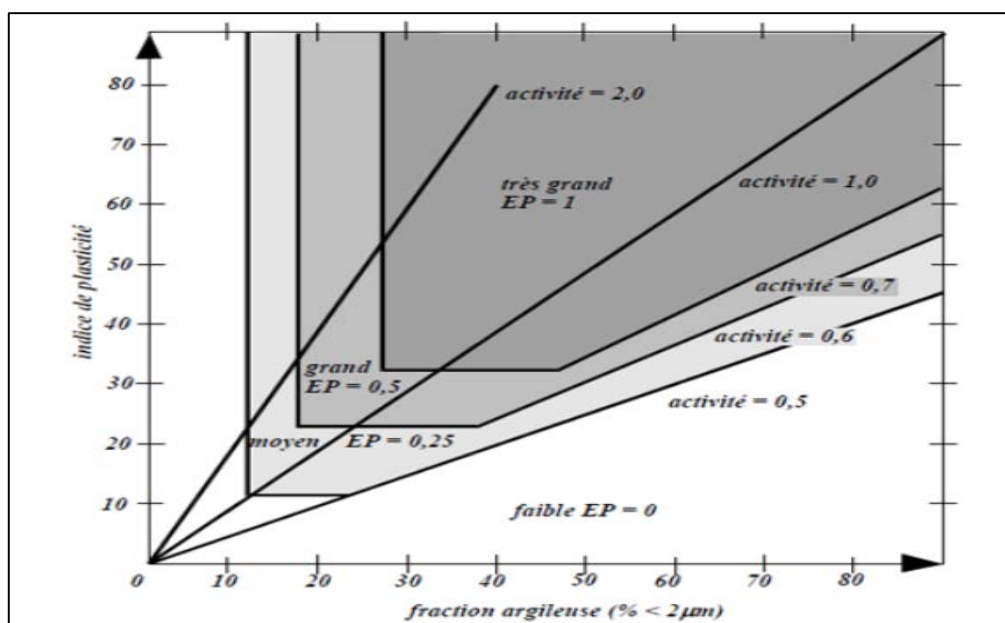


Figure I.11. La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

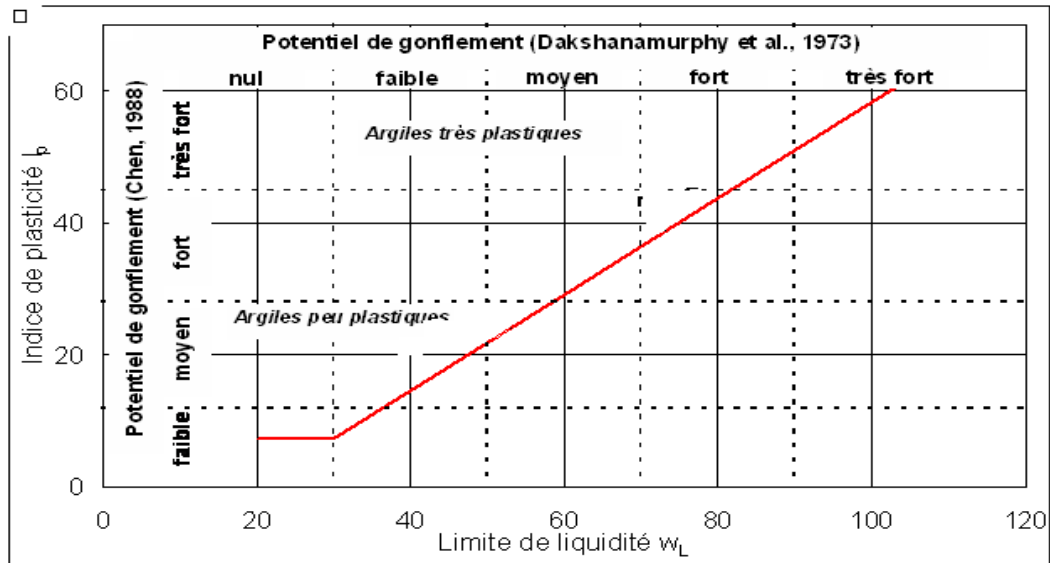


Figure I.12. Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980) [10].

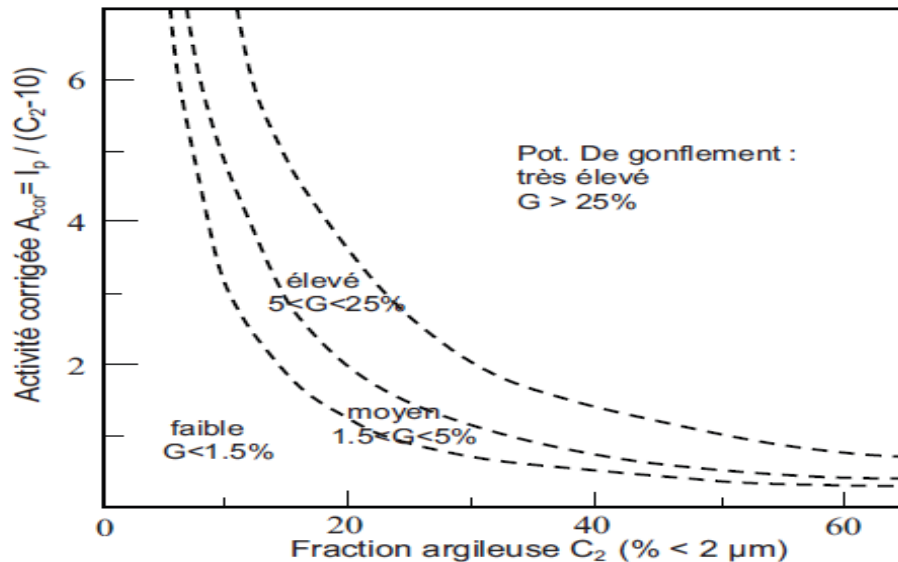


Figure I.13. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962)

*** La classification basée sur 3 paramètres**

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

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	Très élevé
20-13	25 < IP < 40	7-10	20-30	Elevé
13-23	15-30	10-15	10-30	Moyen
<15	<18	>15	<10	Faible

Tableau I.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 (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

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

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (1962)	$\varepsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13 \cdot 10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	ε_g , w_L et w_s 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 $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_i (%) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = u w_L + v \gamma_{d0} - t w + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%) ; γ_{d0} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (-)
Nagaraj <i>et al.</i> (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_1 : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{d0} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_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

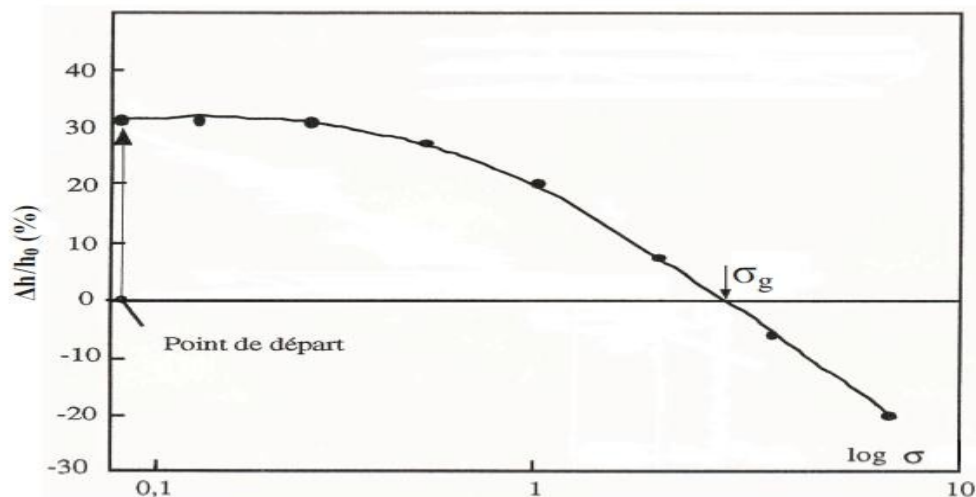


Figure I.14 Essais de gonflement libre

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).

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).

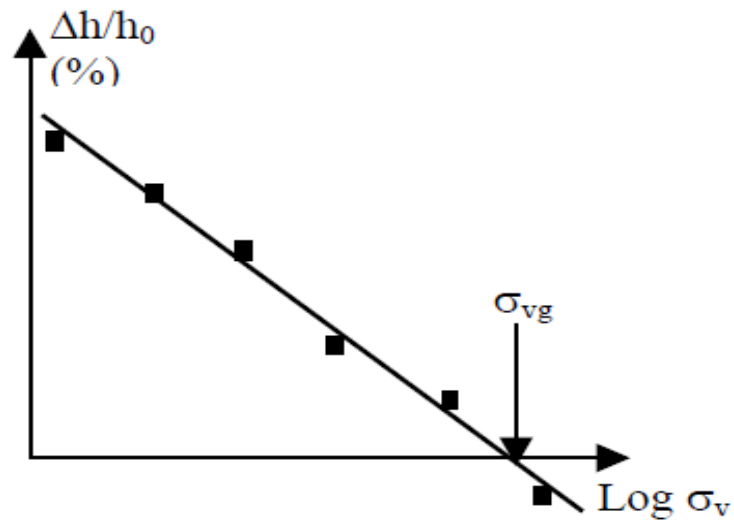


Figure I.15. Essais de gonflement en parallèle [4].

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).

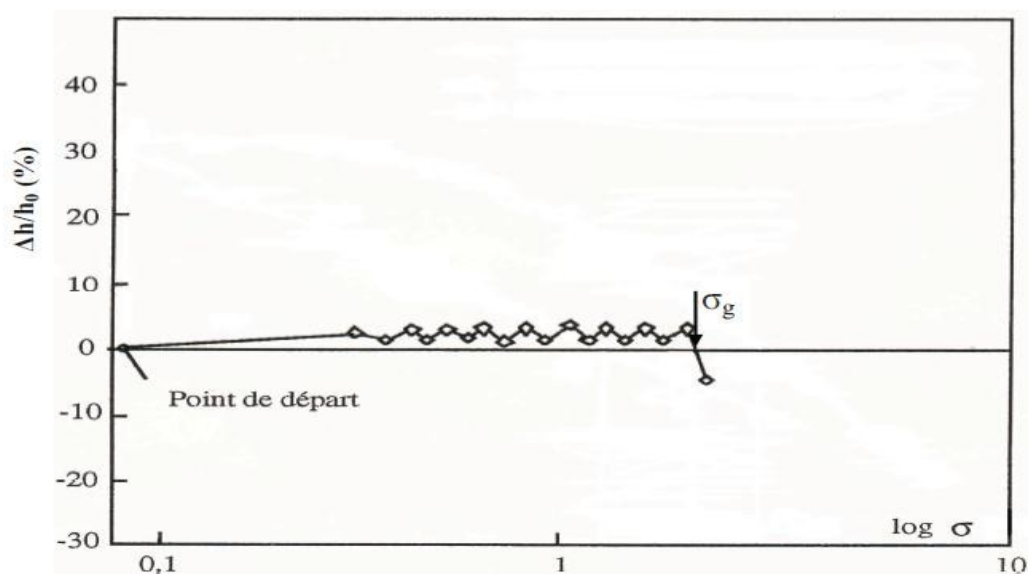


Figure I.16. Essai de gonflement à volume constant [4]

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 la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des 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 sols expansifs, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. [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 requis es 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 :

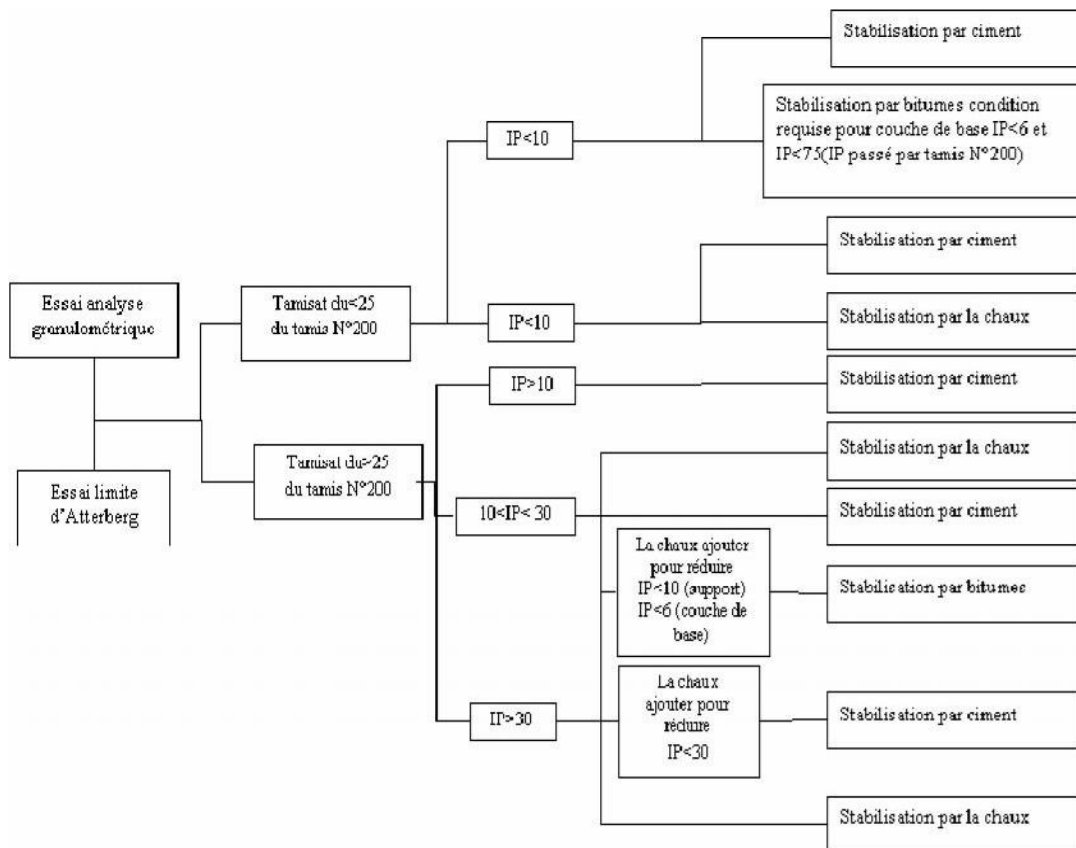


Figure I.17. Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

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). Littré (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.

Krasinski 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. (compacter 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 à 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.

I.7 Conclusion

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 Proctor normale, essais de compression simple, essais de compressibilité œdométriques).

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 identifications

- L'analyse granulométrique (par tamisage).
- L'analyse granulométrique (par sédimentométrie).
- Les limits d'Atterberg.
- L'essai au bleu de méthylène.

b- Essais mécaniques

- Essais Proctor normal.
- Essais de compression simple.
- Essais de compressibilité œdométriques.

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.).

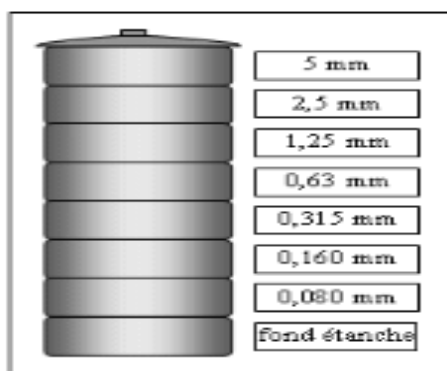


Figure II.3. Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).

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

Les particules inférieures à 80 μm 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** qui le passage d'un sol de l'état liquide de l'état plastique
- ✓ **la limite de plasticité w_p** qui 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).

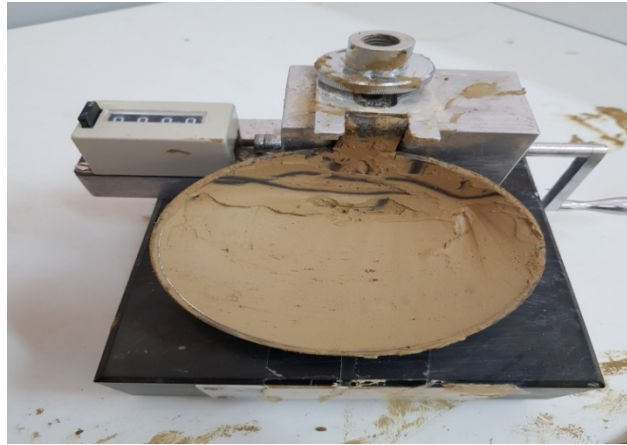


Figure II.5. Appareillage de limites d'Atterberg.

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.).

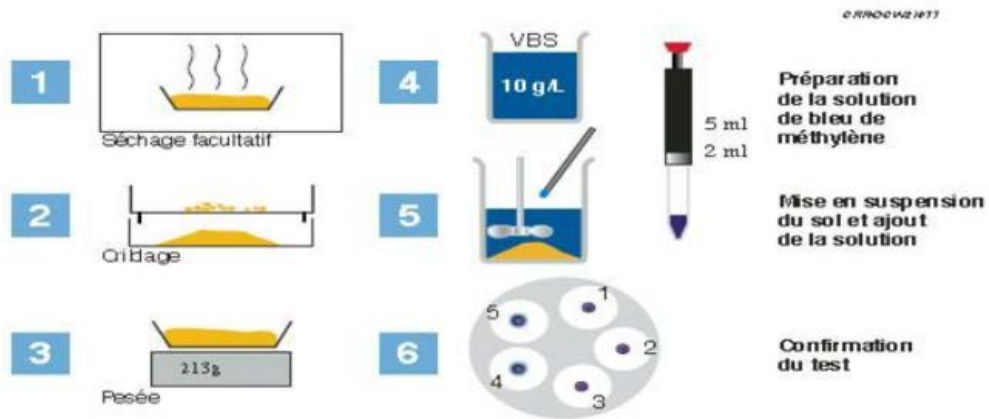


Figure II.6. Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.

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

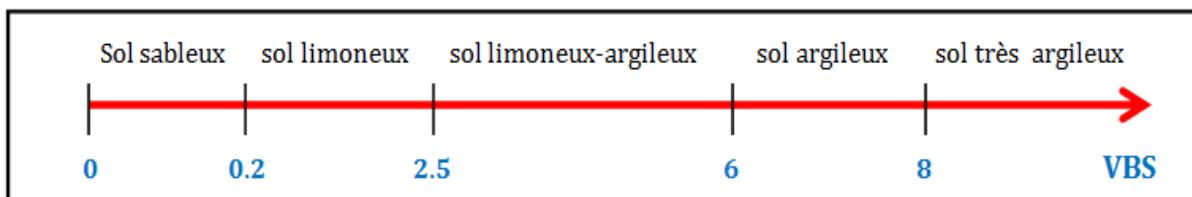


Figure II.7. Valeurs de bleu de quelques sols.



Figure II.8. Essai au bleu de méthylène.

II.4 Essais mécaniques

II.4.1 Essais Proctor normal (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} notée 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 γ_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 (NF P94-093)

L'essai Proctor est un essai de compactage réalisé en laboratoire qui a pour but déterminer l'influence de la teneur en eau (**w optimum W_{opt} exprimée en %**) d'un matériau sur sa compactibilité (**exprimée par la masse volumique sèche γ_d en g/cm^3 ou kg/m^3**).

Conditions d'essai

Le matériau est porté à différentes teneurs en eau et chacun des mélanges est ensuite compacté par couche dans un moule cylindrique au moyen d'un marteau de dimension et de masse normalisées que l'on laisse tomber librement d'une hauteur normalisée, la masse volumique sèche de l'échantillon ainsi compacté est déterminée pour chaque teneur en eau. (Figure II-9).



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

II.4.2 L'essai de compression simple**II.4.2.1 Définition**

S'exécute sur des échantillons cylindriques d'élanement compris entre deux et trois, est conseillè d'utiliser des éprouvettes de $\phi = 50 \text{ mm}$

II.4.2.2 Principe

Cet essai consiste à appliquer un effort de compression a un échantillon reposant sur une surface indéformable. Cette sollicitation provoque un écrasement de l'éprouvette.

On mesure simultanément les contraintes et déformations à la cour de l'essai. La norme définie entre autre

- La contrainte de rupture
- La contrainte au seuil d'écoulement
- La déformation a 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 a essais dans des conditions bien définies de traitement préalable, de température par défirènt teneur en ciment.



FigureII.10 mode opératoire décompression.

II-4-3-Essais de gonflement a l'odomètre

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté la réalisation de trois essais de gonflement libre par la méthode du CEBTP, ces essais s'effectuent par chargement d'une seule éprouvette par plusieurs paliers de charges (essais de gonflement libre et sous charges).

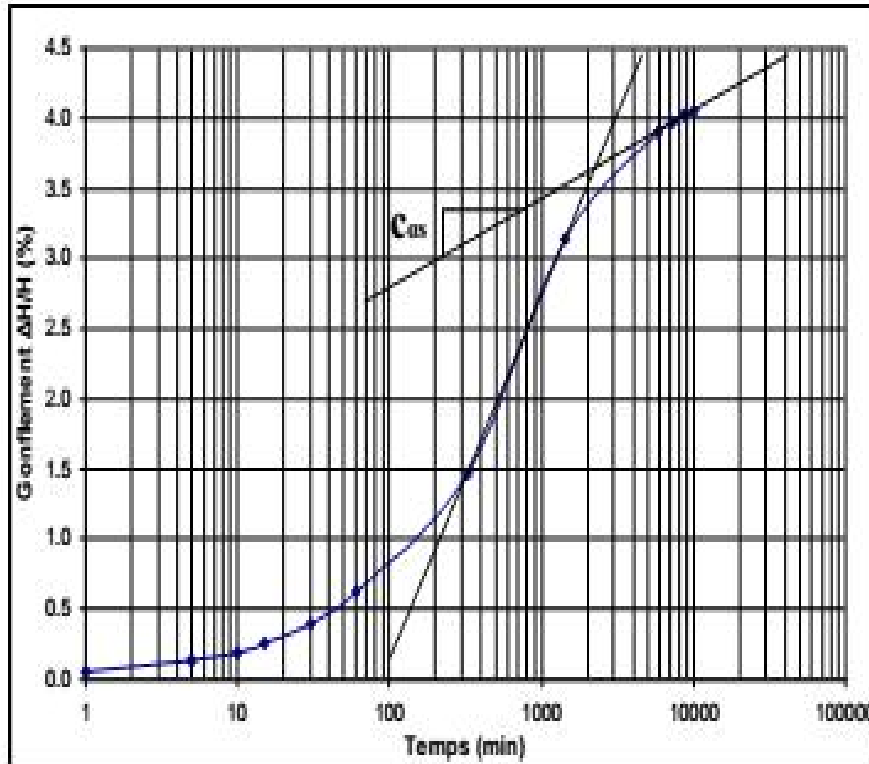


Figure II.14 : Courbes de gonflement.

Chapitre III Présentation et analyse des résultats d'essais

III.1 Introduction

Ce Chapitre regroupe l'ensemble des résultats des essais réalisés sur le sol étudié, il est organisé sous forme de deux parties :

Une première partie concernant le sol non traité, qui comporte les essais d'identification (analyse granulométrique, limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène).

Une deuxième partie portant sur le sol traité à différentes teneurs en ciment, qui regroupe des essais physiques et des essais mécaniques (Proctor normal, essai de compression simple et l'essai œdométriques).

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 cumulés
		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		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
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		Tamisâtes 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

Le tableau III- 4 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique :

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

	Tamisâtes %			
Tamis (mm)	ESSAI n1	ESSAI n2	ESSAI n3	Moyenne
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 sédimentométrie 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 sédimentométrie 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 sédimentométrie 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

Le tableau III-8 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique sédimentométrie.

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

Tamis		Tamisas (%)			
Mm	mµ	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

Le tableau III-9 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie

Tableau III.9 Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique

(par Tamisage et par 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 en figure (III-1).

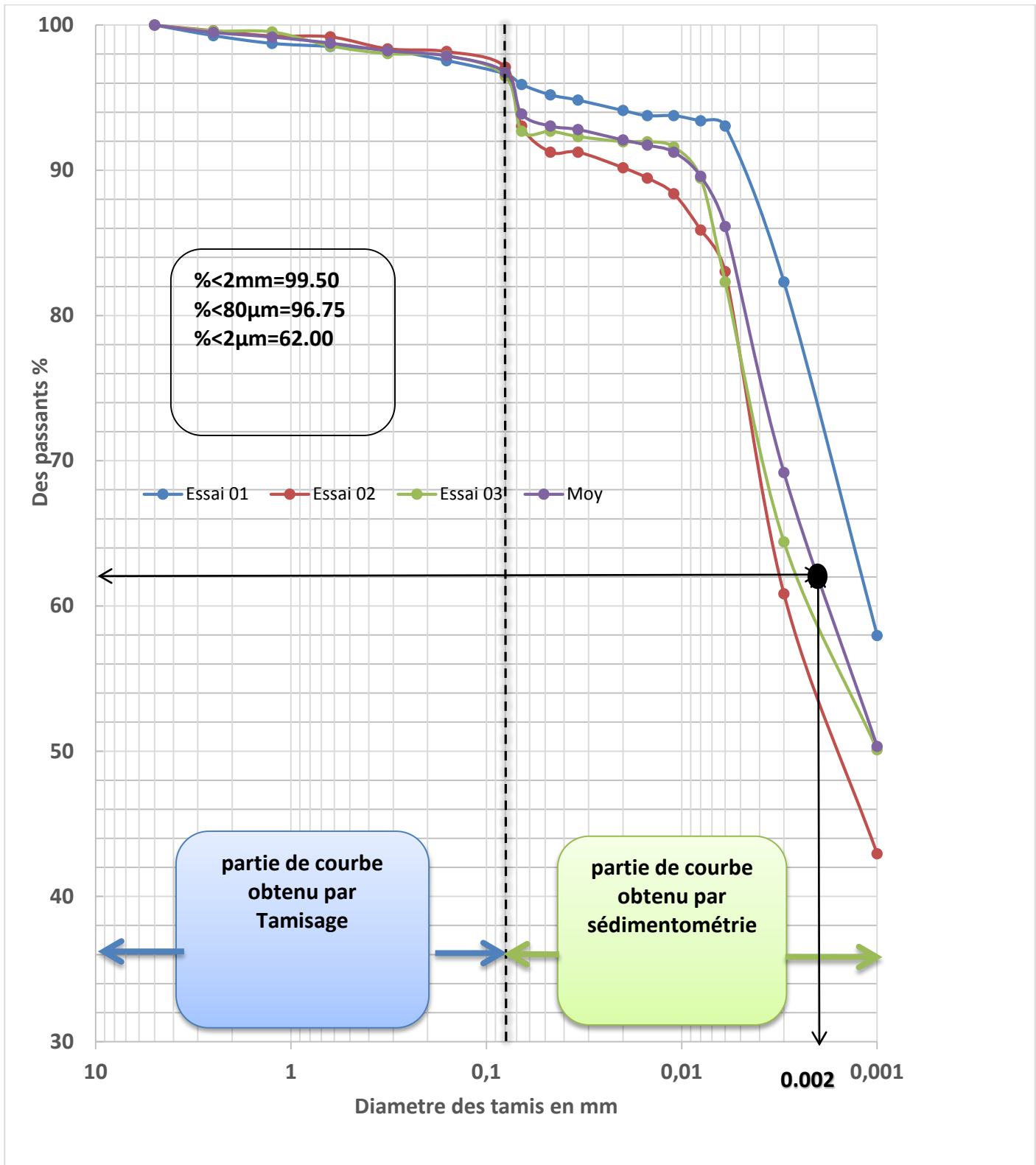


Figure III.1 La analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie)

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.

III.2.1.2.1 Sol naturel

- **Limite de liquidité**

Les résultats de série obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Détermination la 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(%)	104.67		102.16		99.56		101.00	
WL	102							

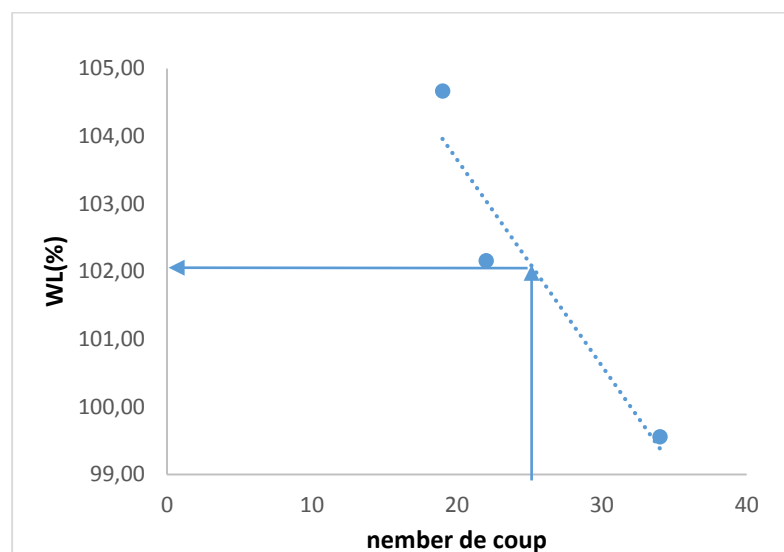


Figure III.2 la valeur de limite de liquidité.

- **Limite de plasticité :**

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

Tableau III.11 Limite de plasticité.

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 deau ; 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 : $IP = WL - WP = 58.25$

Les résultats des séries de cinq (03) essais de limites d'Atterberg sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

Essai N°	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)
1	107.89	43.81	64.07
2	102	43.75	58.25
3	110	44.86	65.13
La Moyenne	106.92	44.51	62.49

III.2.1.2.2 Sol traité

a. Ciment Chamil

Les résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (Chamil) au sont regroupés dans le tableau (III.13) ;

Tableau III.13 Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (Chamil).

Chamle	0%	2%	4%	6%
Limite de liquidité (WL) %	106.92	90.5	89.5	87
limite de plasticité (Wp) %	44.51	39.36	36.7	34.83
Indice de plasticité IP	62.49	51.14	52.8	52.17

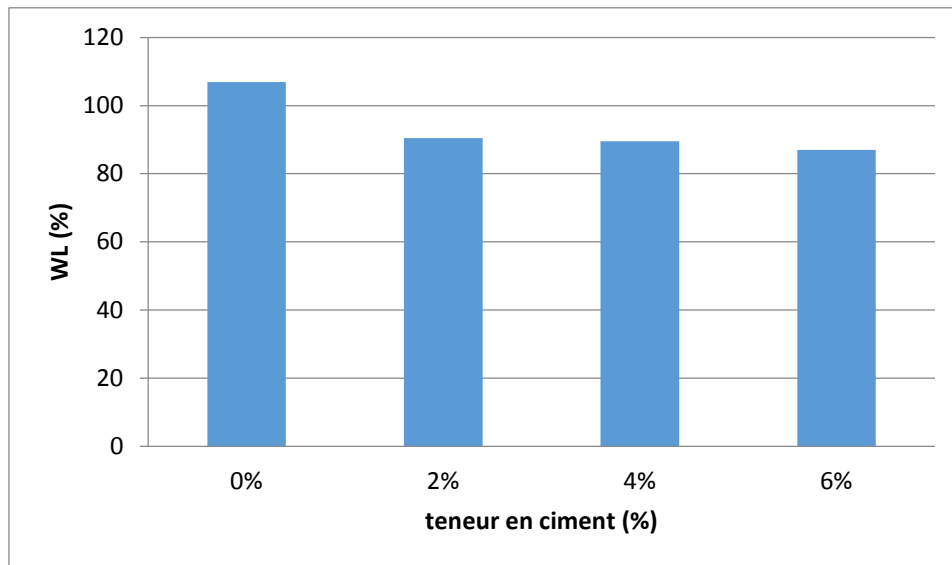


Figure III.3 la Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment (Chamil).

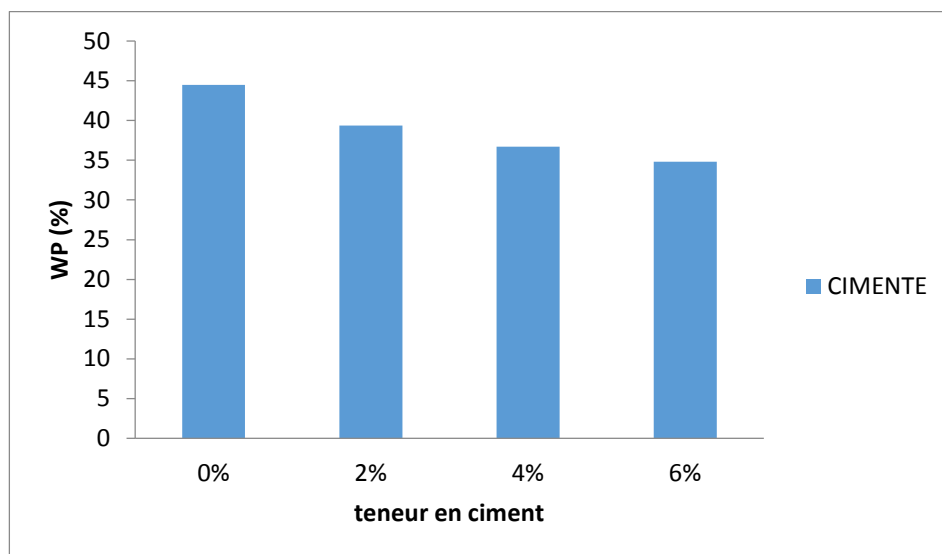


Figure III.4 la Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment (Chamil)

b. Ciment Matine

Les résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (Matine) au sont regroupés dans le tableau (III.14) ;

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

MATINE	0%	2%	4%	6%
Limite de liquidite (Wl) %	106.92	97	93.9	90.5
limite de plasticite (Wp) %	44.51	43.1	40.67	38.59
Indice de plasticite IP	62.51	53.9	53.23	51.91

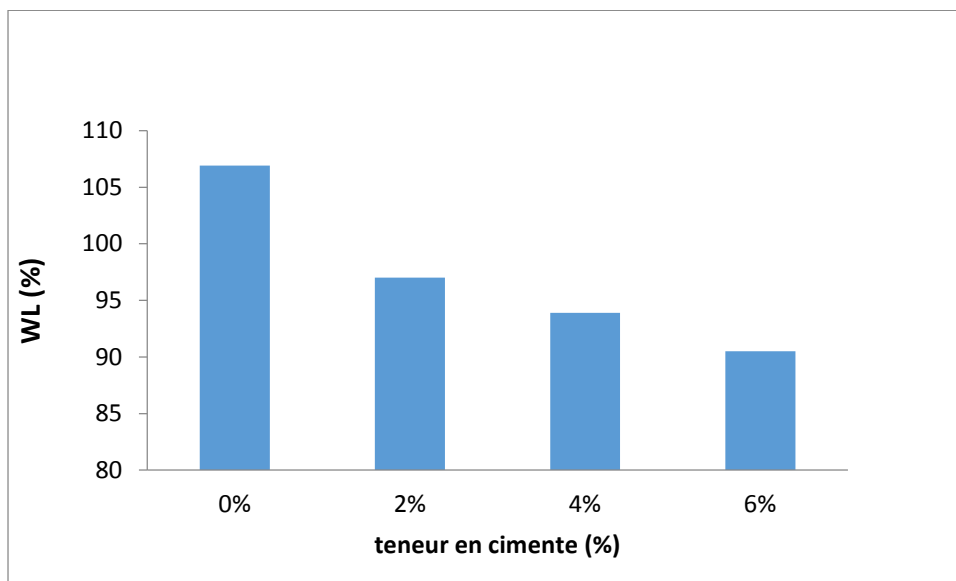


Figure III.5 la Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Matine).

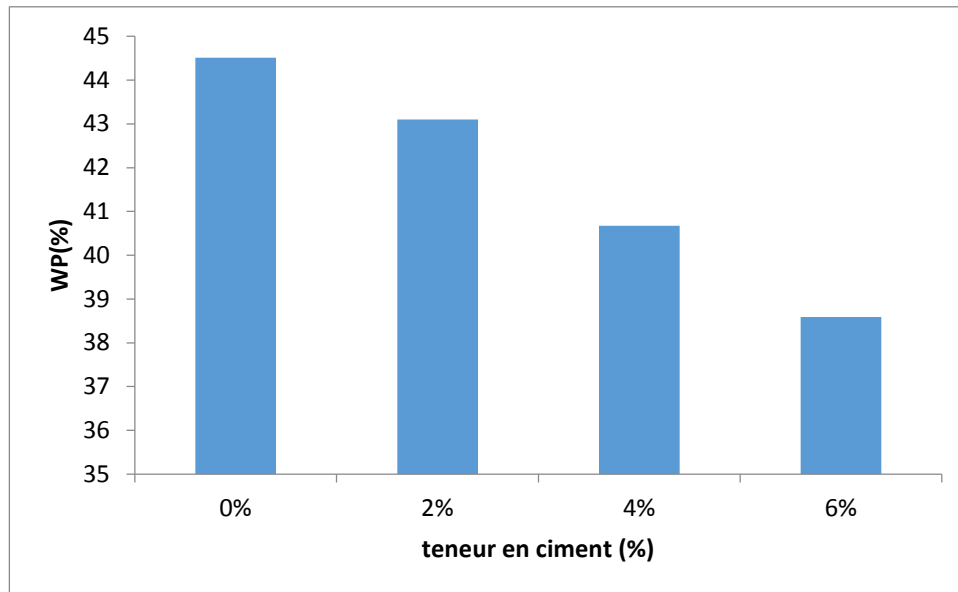


Figure III.6 la Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Matine).

c. Ciment Sarie

Les résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment (Sarie) au sont regroupés dans le tableau (III.15) ;

Tableau III.15 Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg traité ciment(Sarie).

Sarie	0%	2%	4%	6%
Limite de liquidite (Wl) %	106.92	88	84	81.5
limite de plasticite (Wp) %	44.51	40	38.68	33.33
Indice de plasticite IP	62.51	48	45.32	48.17

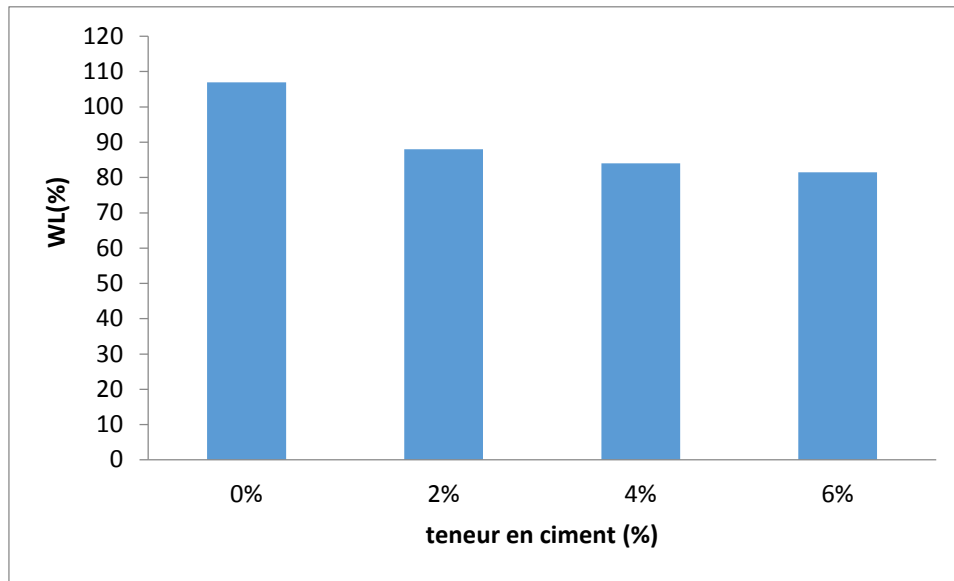


Figure III.7 la Limite de liquidité en fonction du teneur en ciment(Sarie).

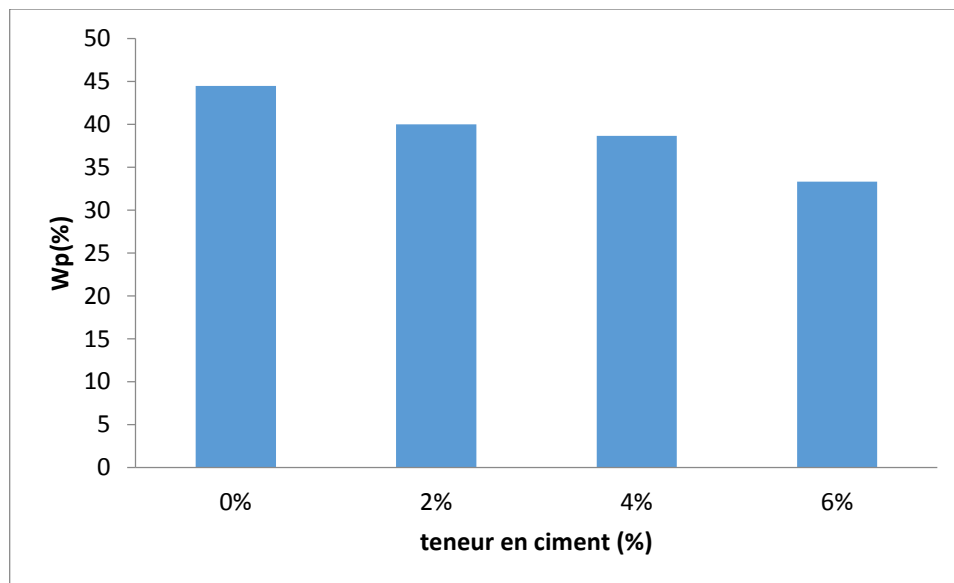


Figure III.8 la Limite de plasticité en fonction du teneur en ciment(Sarie).

Commentaire :

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

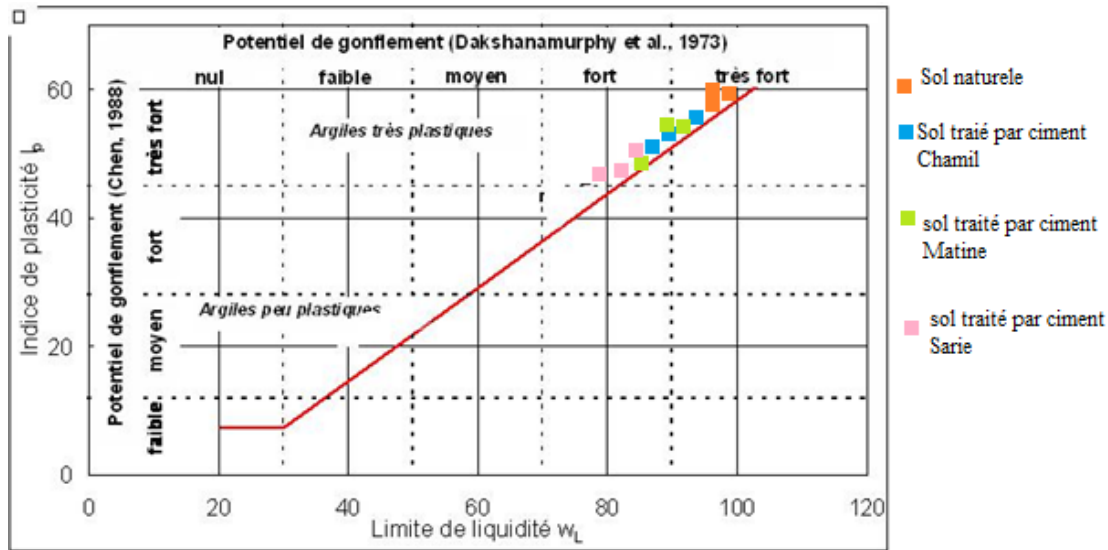


Figure III.9 La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

II.2.1.3 Essai au bleu de méthylène

On a réalisé Trois (3) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau (III-16) :

Tableau III.16 Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache

Essai N°	masse de sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	La surface spécifique (m ² /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	12,25	257.20

Commentaire :

D'après les résultats obtenus la valeur de bleu de méthylène est supérieure à 8, il s'agit d'un sol très argileux, la surface spécifique total 257.199(m²/g).

III.2.2 LES ESSAIS MECANIQUES

III.2.1 Essais Proctor normal

III .2.2.1.1 Sol naturel

Tableau III.17 Résultats d'essai de compactage le sol naturel.

eau	18%		20%		22%		24%		26%	
N : tare	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
masse de tare	20.4	19.91	20.68	20.83	24.39	13.88	8.51	8.39	13.7	14.53
masse (sol humide+tare)	47.21	54.93	44.19	44.25	50.14	39.39	33.34	34.23	45.9	46.97
masse (sol sec+tare)	43.11	49.64	40.59	40.45	45.87	34.88	28.83	29.43	39.41	40.95
masse de l'eau	4.1	5.29	3.6	3.8	4.27	4.51	4.51	4.8	6.49	6.02
masse de sol sec	22.71	29.73	19.91	19.62	21.48	21	20.32	21.04	25.71	26.42
W	0.18	0.18	0.18	0.19	0.20	0.21	0.22	0.23	0.25	0.23
W moyen	17.92		18.72		20.68		22.50		24.01	
volume de moule	935.89		935.89		935.89		935.89		935.89	
Poids de moule	2140.7		2140.7		2140.7		2140.7		2140.7	
Poids total	3685.74		3722.35		3767.09		3769.2		3731.71	
Poids sol	1545.04		1581.65		1626.39		1628.5		1591.01	
Γ_h	1.65		1.69		1.74		1.74		1.70	
Γ_d	1.40		1.42		1.44		1.42		1.37	

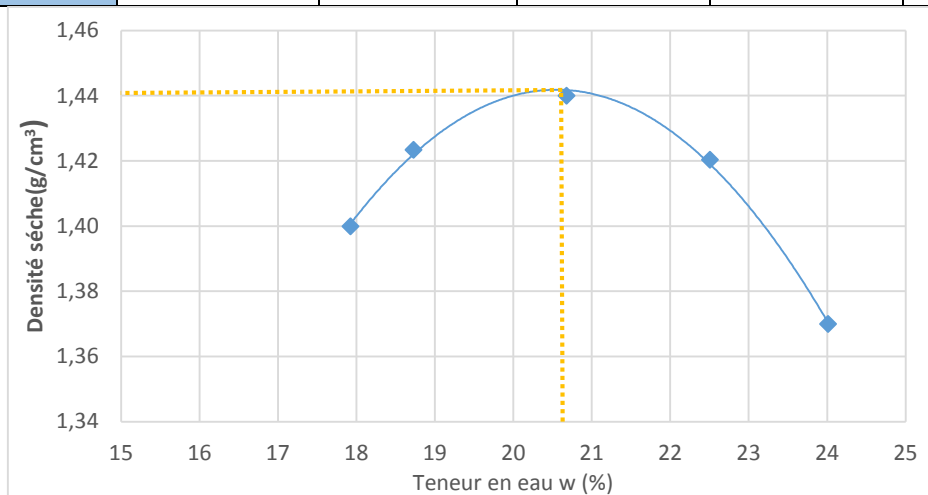


Figure III.10 Courbe Proctor de sol naturel.

III.2.2.1.2 Sol traité

III .2.1.3.1 Par ciment Chamil

Les résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Chamil) au sont regroupés dans le tableau (III.18) ;

Tableau. III.18 Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Chamil).

Sol naturel	W	17.92	18.72	20.69	22.5	24.01
	γ_d	1.4	1.42	1.44	1.42	1.37
2%	W	20.36	22.41	23.77	24.81	27.12
	γ_d	1.41	1.43	1.42	1.41	1.4
4%	W	20.12	21.55	23.74	25.56	27.1
	γ_d	1.4	1.41	1.42	1.4	1.38
6%	W	18.94	21.02	24.05	27.7	28.75
	γ_d	1.39	1.4	1.41	1.38	1.36

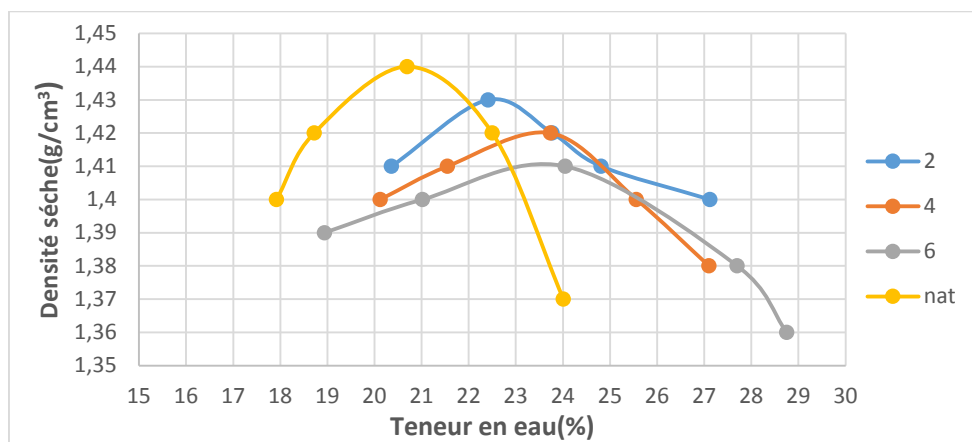


Figure III.11 Proctor de sol traité par ciment (Chamil).

Tableau. III.19 Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction du teneur en ciment (Chamil).

	0%	2%	4%	6%
W_{opt} (%)	20.97	22.1	22.94	23.74
γ_d max (g/cm^3)	1.44	1.43	1.42	1.41

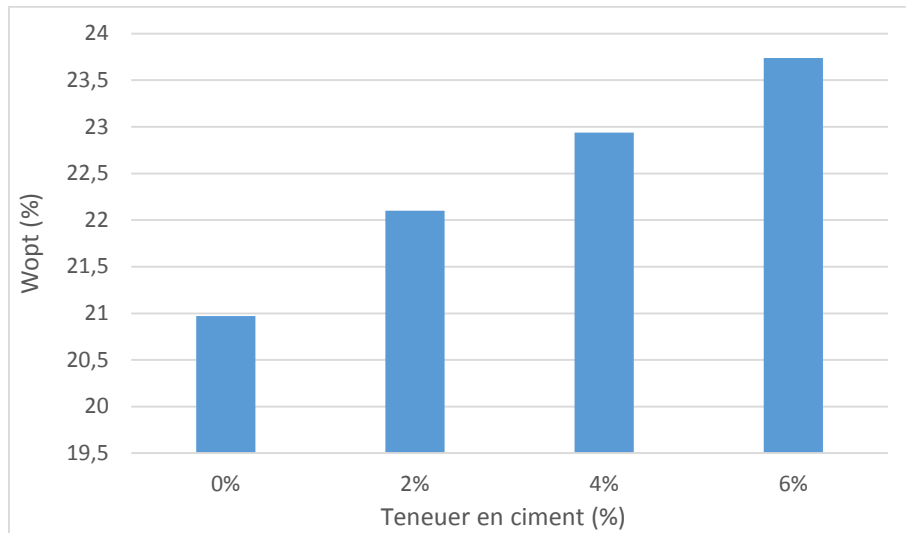


Figure III.12 la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil).

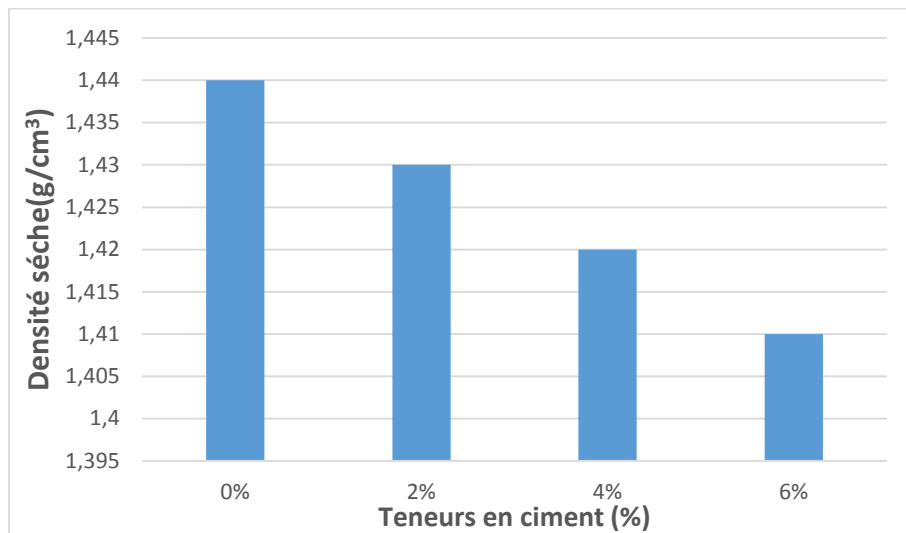


Figure III.13 La densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil).

III.2.1.3.2 Par ciment Matine

Les résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Matine) au sont regroupés dans le tableau (III.20) ;

Tableau III.20 Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Matine).

sol naturel	W	17.92	18.72	20.69	22.5	24.01
	γ_d	1.4	1.42	1.44	1.42	1.37
2%	W	20.23	22.32	23.32	24.72	27.85
	γ_d	1.4	1.42	1.41	1.39	1.38
4%	W	20.18	21.7	23.53	25.3	27.15
	γ_d	1.39	1.41	1.4	1.39	1.38
6%	W	19.75	23.1	25.1	27.34	28.02
	γ_d	1.38	1.4	1.39	1.35	1.32

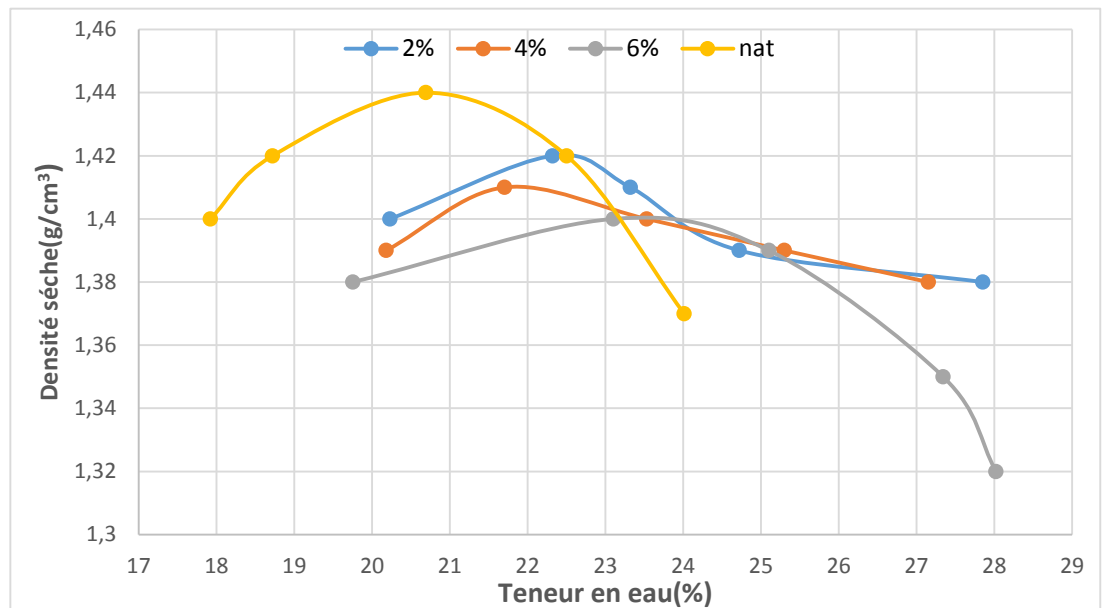


Figure III.14 Proctor de sol traité par ciment (Matine).

Tableau III.21 Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneuses ciment (Matine).

	0%	2%	4%	6%
Wopt (%)	20.97	21.85	22.48	23.35
γ_d max (g/cm ³)	1.44	1.42	1.41	1.4

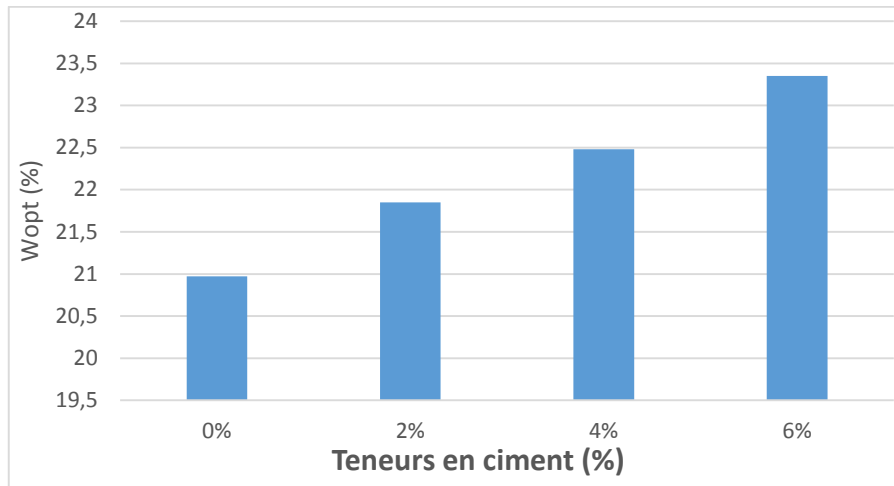


Figure III.15 la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment (Matine).

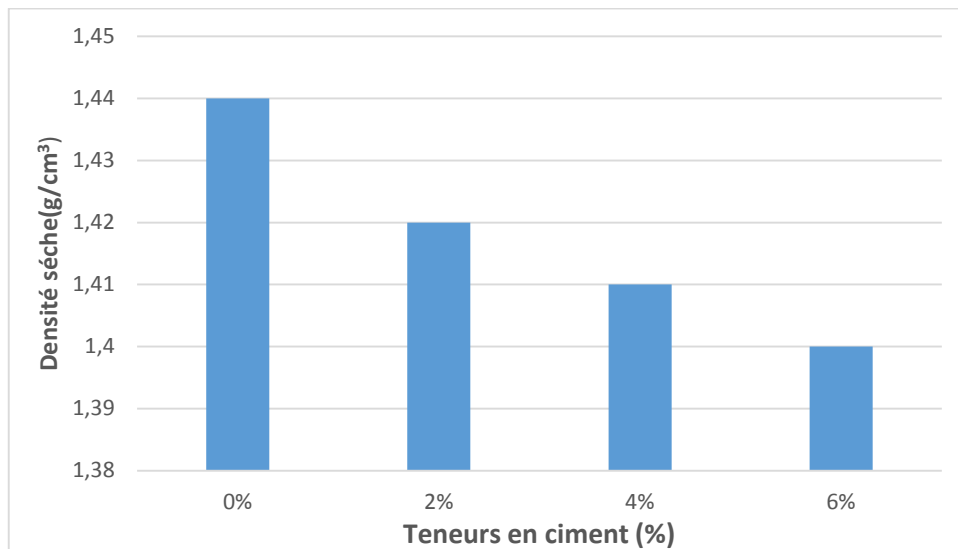


Figure III.16 La densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Matine).

III .2.1.3.3 Par ciment Sarie

Les résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment (Sarie) au sont regroupés dans le tableau (III.22)

Tableau III.22 Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment(Sarie)

Sol naturel	W	17.92	18.72	20.69	22.5	24.01
	γ_d	1.4	1.42	1.44	1.42	1.37
2%	W	20.16	22.12	23.08	24.56	27.12
	γ_d	1.39	1.42	1.4	1.38	1.36
4%	W	20.27	21.85	23.16	24.78	27.36
	γ_d	1.38	1.41	1.39	1.37	1.35
6%	W	20.4	21.59	23.2	24.89	27.56
	γ_d	1.37	1.4	1.38	1.36	1.34

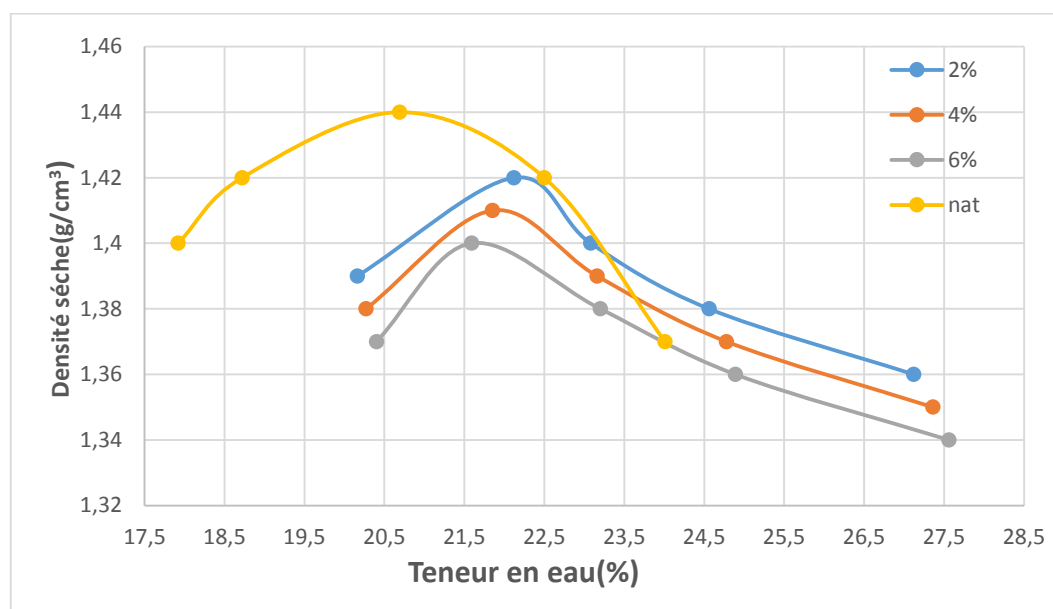


Figure III.17 Courbe Proctor de sol traité par ciment (Sarie).

Tableau III.23 Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction de teneur ciment (Sarie).

	0%	2%	4%	6%
W_{opt} (%)	20.97	21.53	21.89	22.45
γ_d max (g/cm³)	1.44	1.41	1.4	1.39

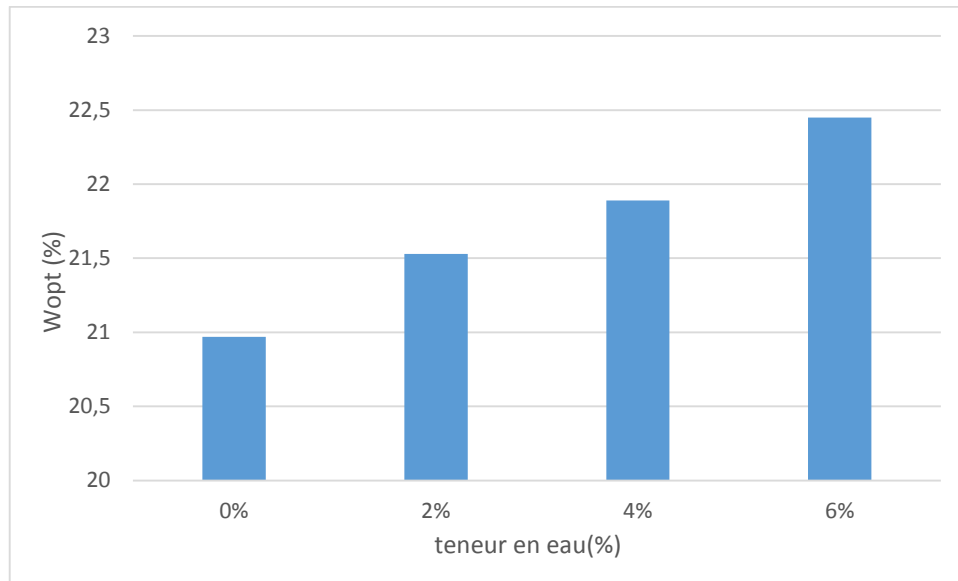


Figure III.18 la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Sarie.

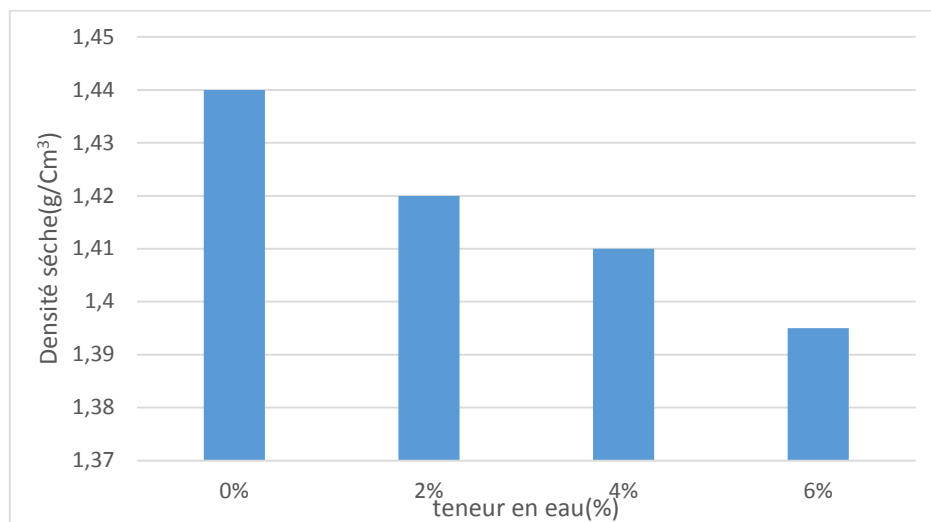


Figure III.19 La densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Sarie).

Les résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de différent type de ciment 2% (Chamil ; Matine ; Sarie). Au sont regroupés dans le tableau (III.24) ;

Tableau III.24 Résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de différent type de ciment 2% (Chamil ; Matine ; Sarie).

2% Chamil	W	20.36	22.41	23.77	24.81	27.12
	γ_d	1.41	1.43	1.42	1.41	1.4
2% Sarie	W	20.16	22.12	23.08	24.56	27.12
	γ_d	1.39	1.42	1.4	1.38	1.36
2% Matine	W	1.4	1.42	1.41	1.39	1.38
	γ_d	20.23	22.32	23.32	24.72	27.85

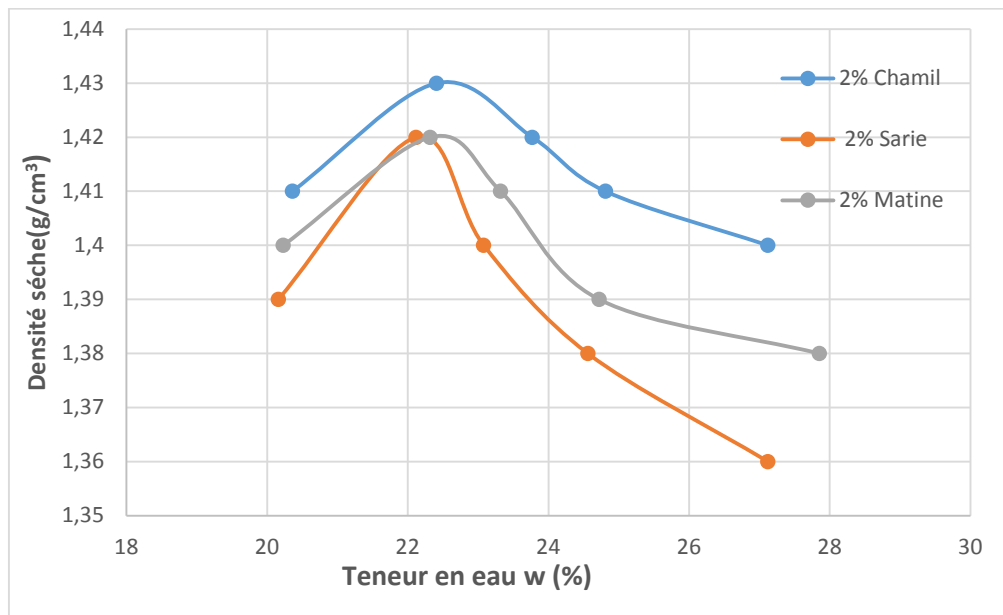


Figure III.20 La densité sèche en fonction des différents type de ciment 2% (Chamil ; Matine ; Sarie).

Les résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de différent type de ciment 4% (Chamil ; Matine ; Sarie). au sont regroupés dans le tableau (III.25) ;

Tableau III.25 Résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de différent type de ciment 4% (Chamil ; Matine ; Sarie)

4% Chamil	W	20.12	21.55	23.74	25.56	27.1
	γ_d	1.4	1.41	1.42	1.4	1.38
4% Sarie	W	20.27	21.85	23.16	24.78	27.36
	γ_d	1.38	1.41	1.39	1.37	1.35
4% Matine	W	1.39	1.41	1.4	1.39	1.38
	γ_d	20.18	21.7	23.53	25.3	27.15

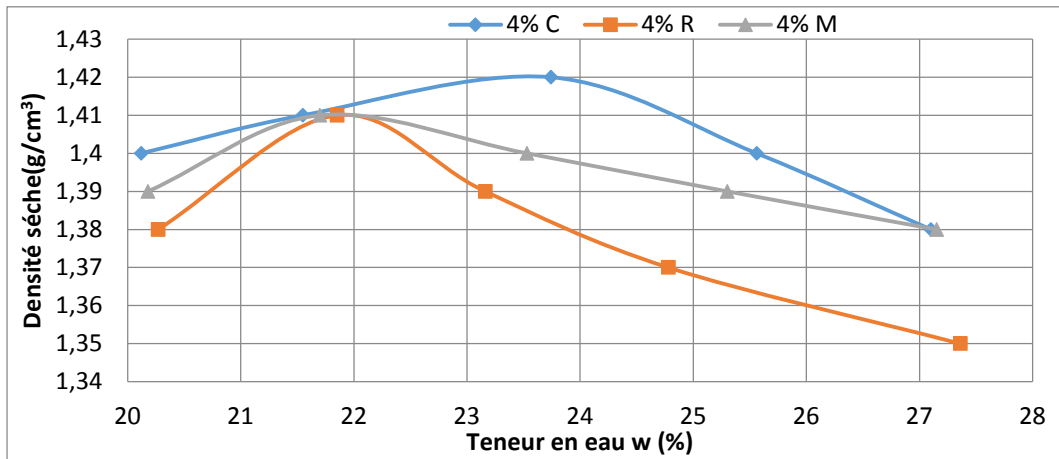


Figure III.21 la densité sèche en fonction des différents types de ciment 4% (Chamil ; Matine ; Sarie).

Les résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction de différent type de ciment 6% (Chamil ; Matine ; Sarie). au sont regroupés dans le tableau (III.26) ;

Tableau III.26 Résultats de densité sèche et teneur en eau en fonction des différent type de ciment 6% (Chamil ; Matine ; Sarie).

6% Chamil	W	18.94	21.02	24.05	27.7	28.75
	γ_d	1.39	1.4	1.41	1.38	1.36
6% Sarie	W	20.4	21.59	23.2	24.89	27.56
	γ_d	1.37	1.4	1.38	1.36	1.34
6% Matine	W	19.75	23.1	25.1	27.34	28.02
	γ_d	1.38	1.4	1.39	1.35	1.32

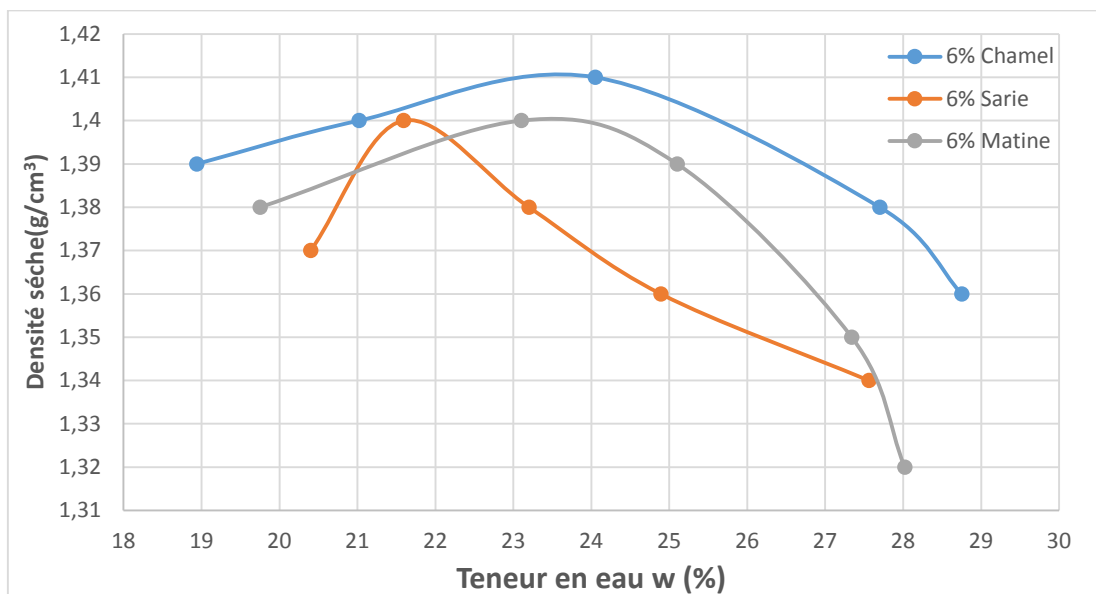


Figure III.22 Courbe de densité sèche en fonction des différents types de ciment 6% (Chamil ; Matine ; Sarie).

Les résultats de densité sèche maximal et teneur en eau optimale en fonction des différents type de ciment (Chamil ; Matine ; Sarie). au sont regroupés dans le tableau (III.27) ;

Tableau III.27 Résultats de densité sèche maximal et teneur en eau optimale en fonction des différents type de ciment (Chamil ; Matine ; Sarie).

	Sarie		MATINE		CHAMELE	
	W _{opt}	γ_d max	W _{opt}	γ_d max	W _{opt}	γ_d max
0%	20.97	1.44	20.97	1.44	20.97	1.44
2%	21.53	1.41	21.85	1.42	22.1	1.43
4%	21.89	1.4	22.48	1.41	22.94	1.42
6%	22.45	1.39	23.35	1.4	23.47	1.41

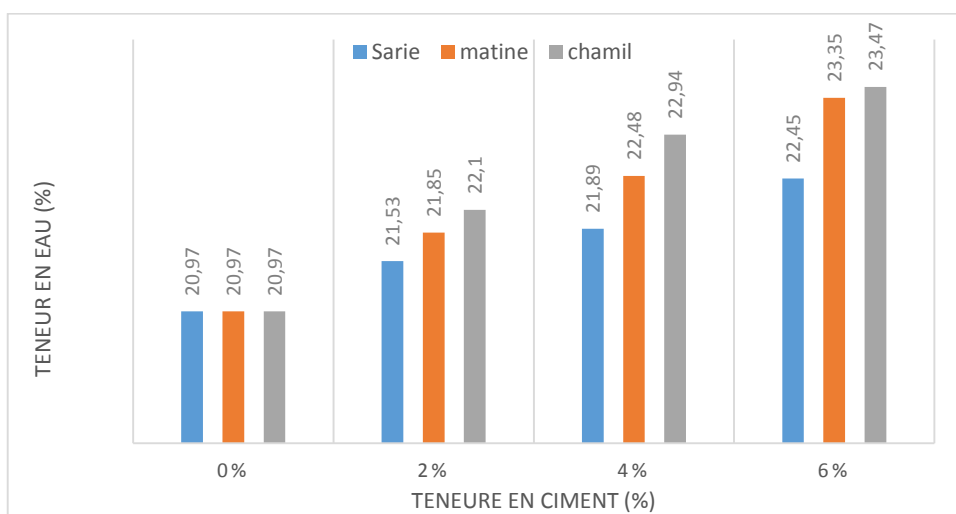


Figure III.23 la teneur en eau optimale en fonction des différents types de ciment (Chamil ; Matine ; Sarie).

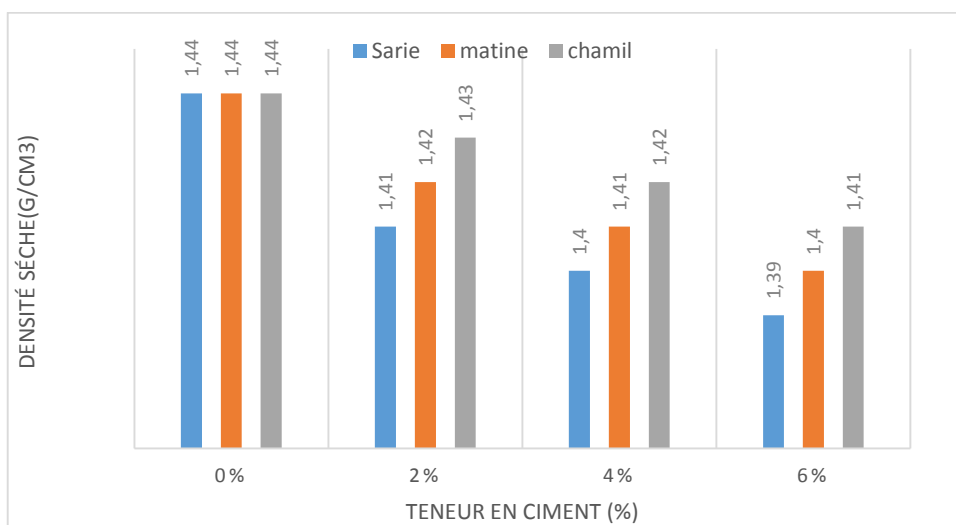


Figure III.24 La densité sèche maximal en fonction des différents type de cimente (Sarie ; Chamil ; Matine).

Commentaire :

- La densité sèche diminuée avec l'augmentation de teneur en ciment. (Ex ; 2% = 1.42 (g/cm³) ; 4% = 1.41 (g/cm³) ; 6% = 1.40 (g/cm³) dans le type de ciment Matine).
- La teneur en eau augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment.

III.2.2.2 L'essai de compression simple

Les résultats de contraintes de compression en fonction de différents types de ciment 2% (Chamil ; Matine ; Sarie). Aux sont regroupés dans le tableau (III.28) ;

Tableau III.28 Résultats de contraintes de compression en fonction de teneurs en ciments pour différents types de ciments.

		S.N	Chamil	Matine	Sarie
01 Jour	0%	115.219			
	2%		206.194	227.972	249.700
	4%		217.133	238.811	282.268
	6%		238.811	271.379	314.835
07 Jours	0%	227.972			
	2%		266.539	282.268	303.946
	4%		271.379	293.107	314.835
	6%		298.107	311.946	336.563
14 Jours	0%	320.472			
	2%		351.254	370.214	390.214
	4%		376.214	384.258	401.321
	6%		395.021	407.658	420.236
28 Jours	0%	412.877			
	2%		432.985	450.257	473.264
	4%		456.235	477.995	495.325
	6%		493.554	510.256	529.997

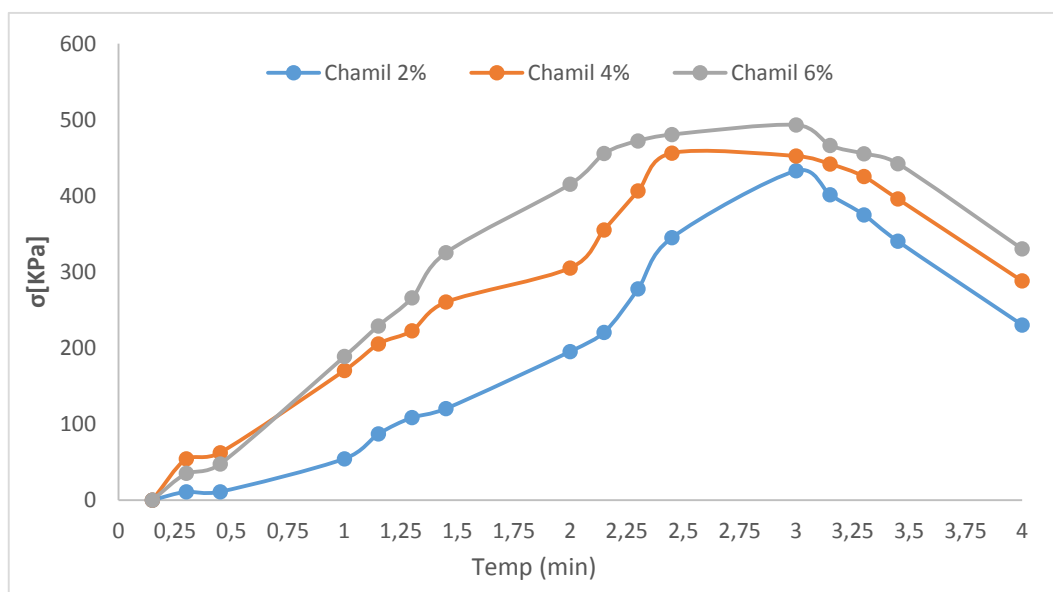


Figure III.25 Influence de compression (ex 28J Chamil 2%; 4%; 6%).

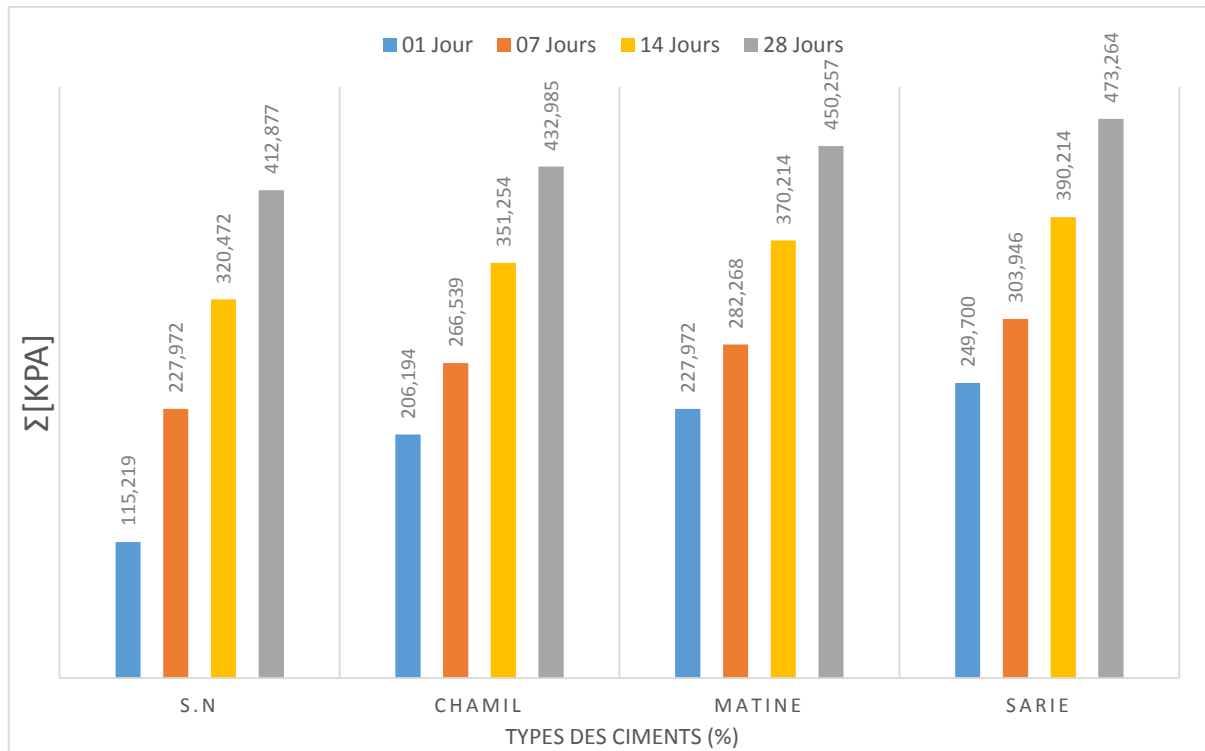


Figure III.26 Effet de différents types du ciment sur la résistance de compression simple sol (2% de dosage).

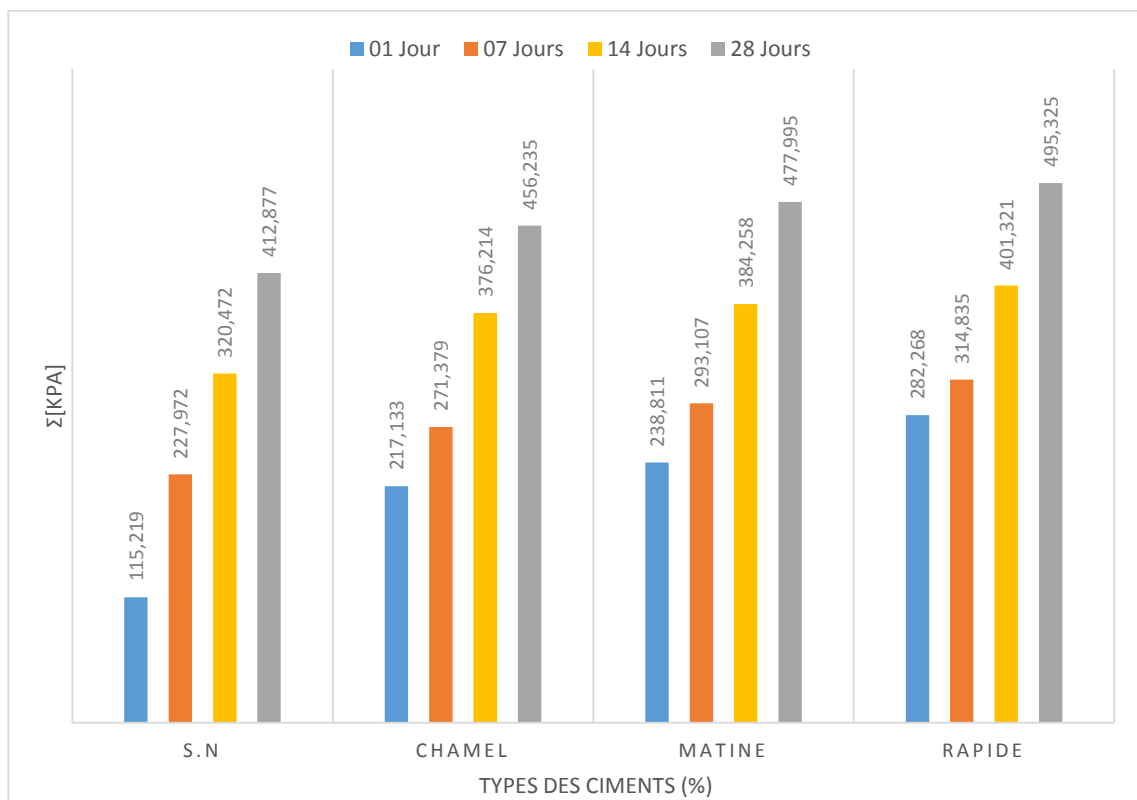


Figure III.27 Effet de différents types du ciment sur la résistance de compression simple (4% de dosage).

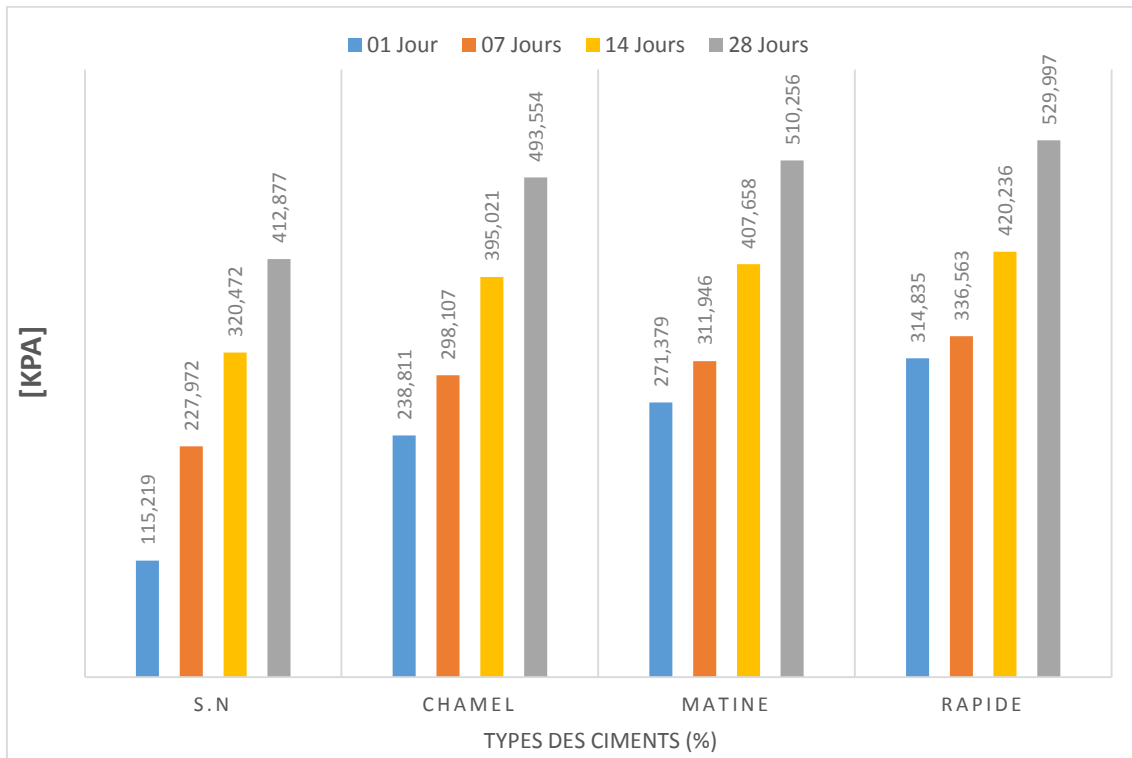


Figure III.28 Effet de différents types du ciment sur la résistance de compression simple (6% de dosage).

Commentaire :

- 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

Tableau. III. 29. Résistance a la compression en fonction de temps de cure par rapport à 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

Tableau. III. 30. Augmentation de 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

Tableau. III. 31. Résistance a la compression en fonction de tempe de cure par rapport à 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

Tableau. III. 32. Augmentation de 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

Tableau.III.33. Résistance à 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

Tableau.III.34. Augmentation de 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

III.2.2. 3 L'essai de œdométrique

Ex : Essai œdométrique (soi naturel) :

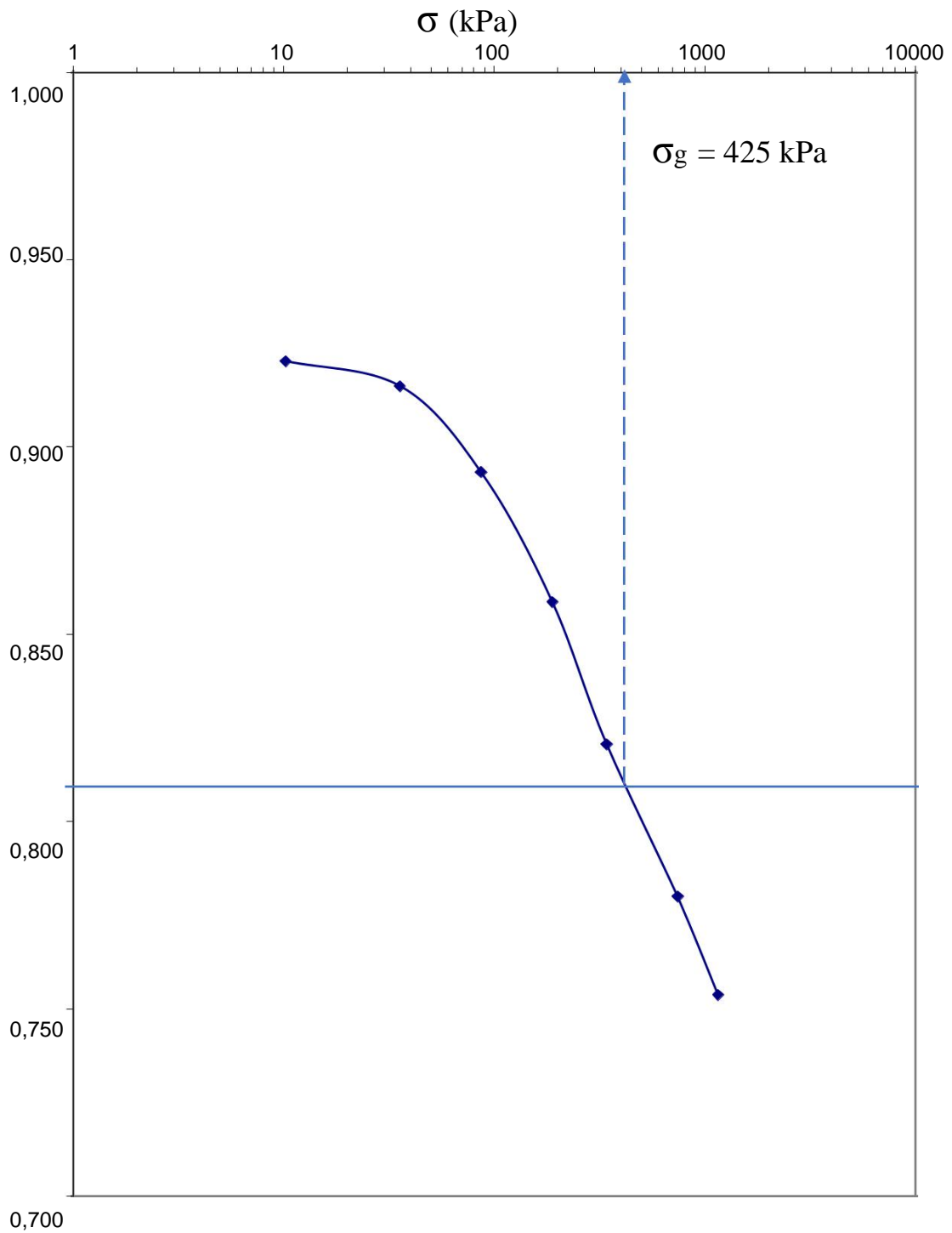


Figure III.29 Résultats d'un essai de gonflement (essai 1) suivant la méthode CEBTP.

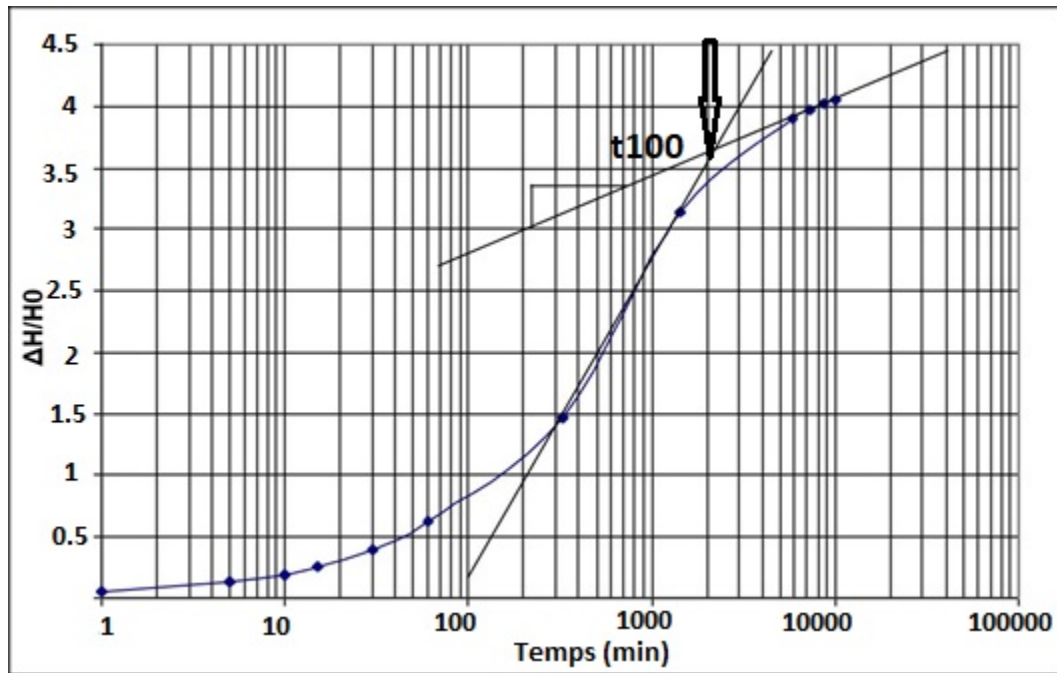


Figure III.30 Courbes de gonflement

A- Teneur en ciment (2% Chamil)

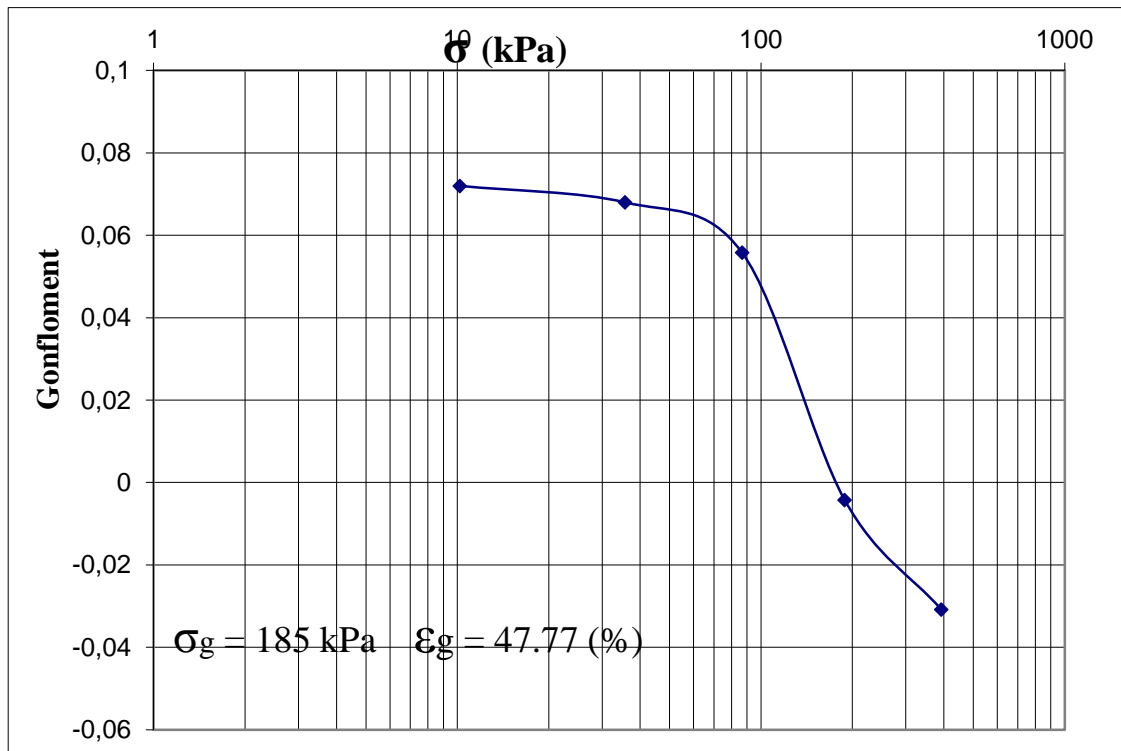


Figure III.31 Essai de gonflement n° 1 (méthode du CEBTP).

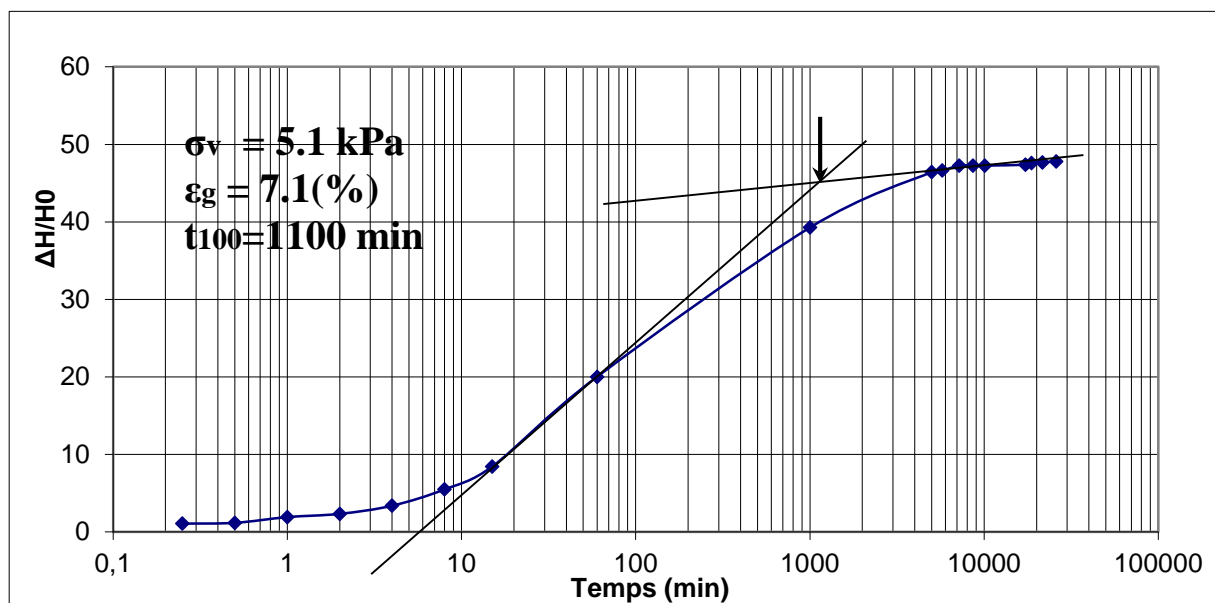


Figure III.32 Essai de gonflement n° 1 (méthode du CEBTP).

B- teneur en ciment (4% Chamil).

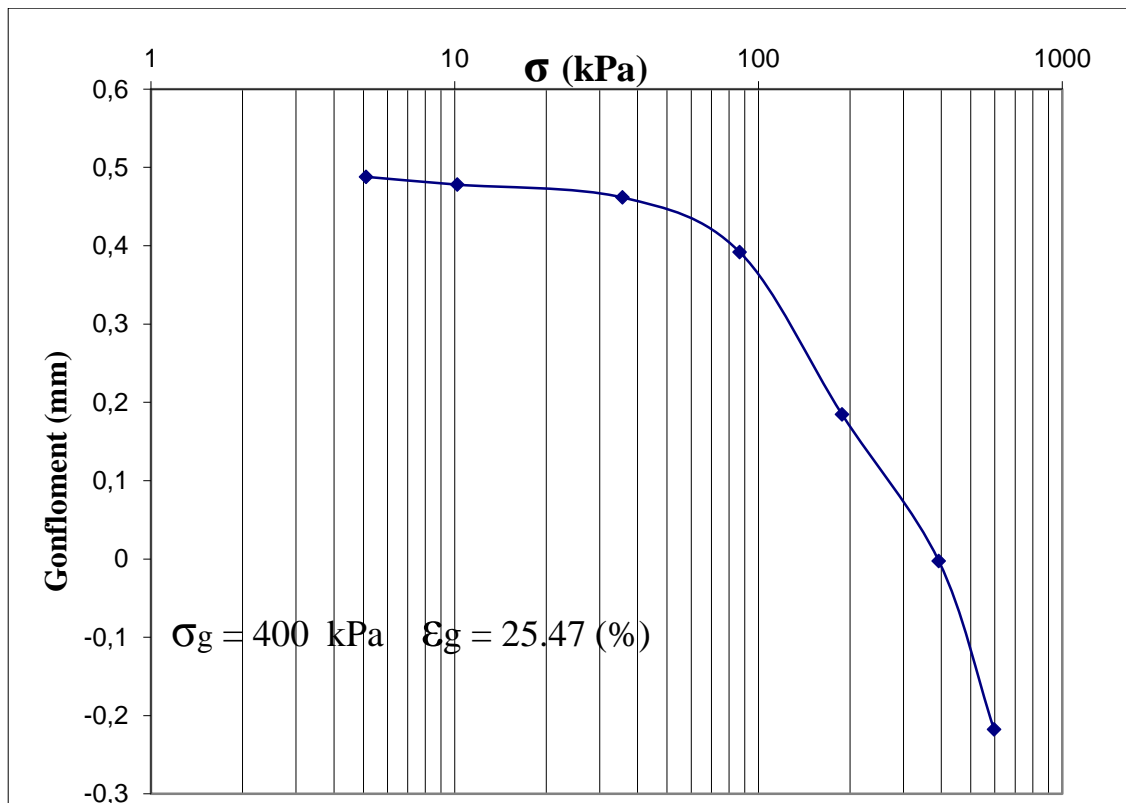


Figure III.33 Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP).

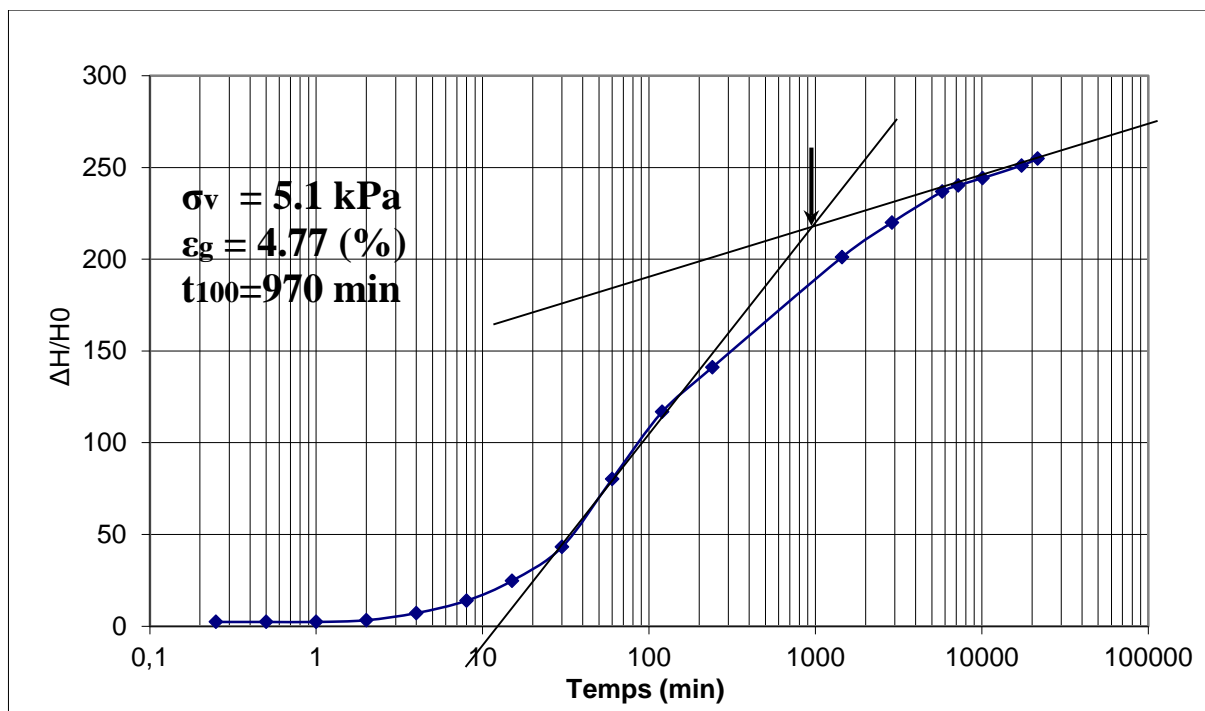


Figure III.34 Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP).

C- Teneur en ciment (6% Chamil) :

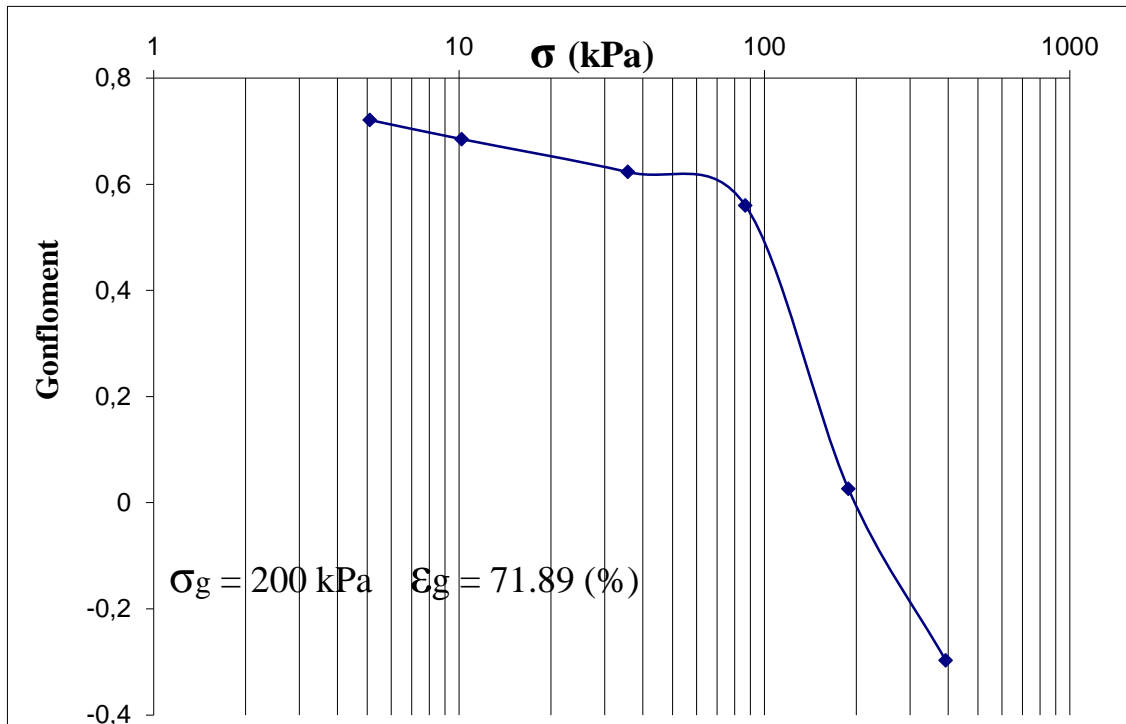


Figure III.35 Essai de gonflement n° 3 (méthode du CEBTP).

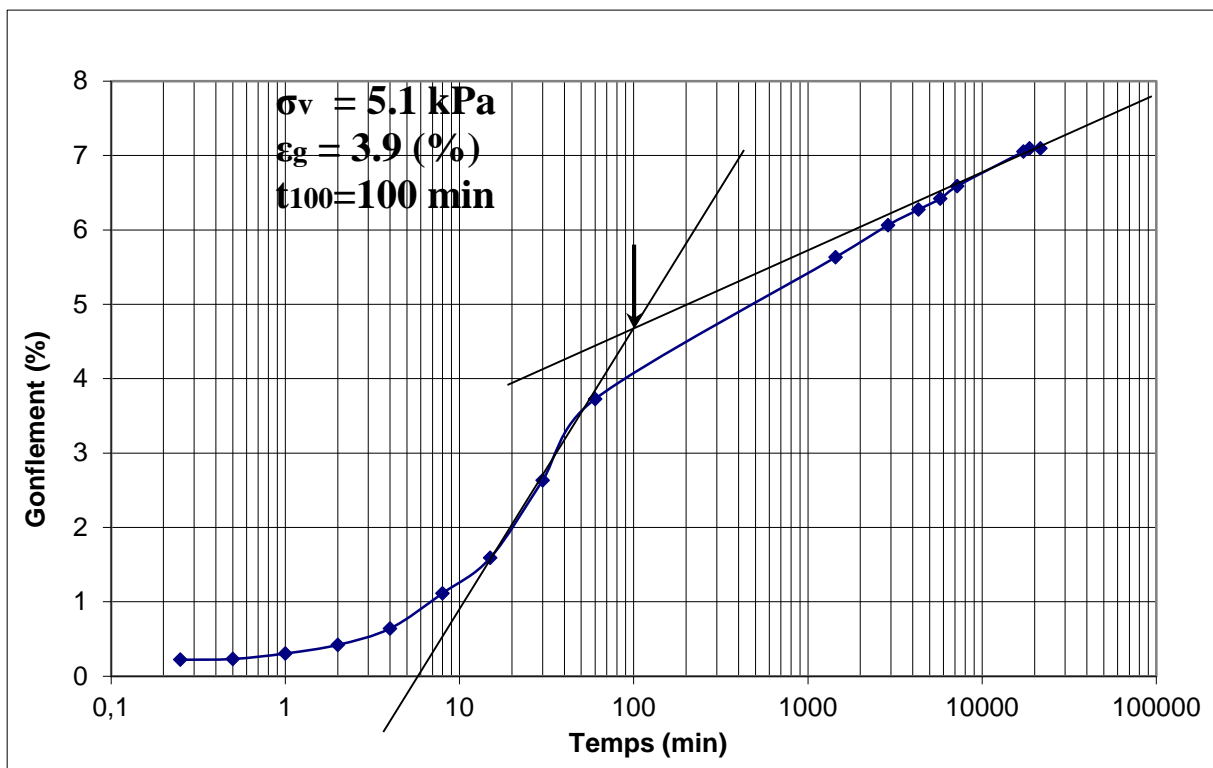


Figure III.36 Essai de gonflement n° 3 (méthode du CEBTP).

Tableau III.35 Résultats du gonflement.

ϵ_g (%)	Teneur en ciment		
	2%	4%	6%
Chamil (32.5)	7.1	4.77	3.9
Matine (42.5)	/	5.1	4.6

Commentaire :

Le gonflement diminue correspondant à l'augmentation de teneur en ciment (2% ; 4% ; 6%).

CONCLUSION GENERALE

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 avant pour finalité de vérifier les aspects physico-mécanique évoques ci-dessus et de caractérise 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 de motivé en raison de son extension vers des zones à risques, ou 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 :

- ✓ D'après la classification des sols, le sol de sidi hadjrés (wilaya de m'sila)

Peuvent être classés comme une argile très plastique caractérisée par un potentiel de gonflement

- ✓ les valeurs de la limite de liquidité diminuent avec l'augmentation du teneur en ciment la diminution de la limite de liquidité est due à la diminution de la surface spécifique totale car la fraction argileuse devient faible avec l'augmentation de teneur en ciment.
- ✓ L'augmentation de la limite de plasticité avec l'augmentation de la teneur en ciment.
- ✓ l'augmentation de la teneur en ciment agit directement sur l'augmentation de la teneur en eau.
- ✓ La densité sèche est diminuée avec l'augmentation de teneur en ciment.
- ✓ La teneur en eau optimale est augmentée avec l'augmentation du type de ciment.
- ✓ La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de teneur en ciment (2% ; 4% ; 6%),

- ✓ La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de class de ciment.
(Chamil= 32.5 ; Matine=42.5 ; Rapide=52.5).
- ✓ Le gonflement diminuer avec l'augmentation de teneur en ciment (2% ; 4% ; 6%).

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.