



Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de Technologie



Département de GENIE CIVIL

Mémoire présenté pour l'obtention Du diplôme de Master Académique

Par : M'HAMDI Aycha et SAOUDI Ferial

Intitulé :

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

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. MAHAMED Abdelkrim	Université de M'Sila	Président
Dr. SEDDIKI Ahmed	Université de M'Sila	Examineur
Pr. KHEMISSA Mohamed	Université de M'Sila	Encadreur
Dr. MEKKI Lakhdar	Université de M'Sila	Rapporteur

Promotion 2019_2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

{يَرْفَعِ اللَّهُ الَّذِينَ آمَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ}

Qui recherche trouve

Et Qui s'engage sur le chemin arrive

Remerciements

Au terme de la rédaction de ce mémoire, c'est un devoir agréable d'exprimer en quelques lignes la reconnaissance que je dois à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail, qu'ils trouvent ici mes vifs respects et ma profonde gratitude.

*Je présente mes profonds respects et mes reconnaissances à Pr **BENCHEIKH Mohamed** directeur du laboratoire de développement des géomatériaux, qui mis à notre disposition les moyens nécessaires pour accomplir notre travail.*

*Je tiens à remercier, notre encadreur Pr **KHEMISSA Mohamed** et le co-encadreur Dr **MEKKI Lakhedar** pour son encadrement fructueux, sa générosité, son suivi au cours de notre projet de fin d'étude.*



Dédicaces

Nous dédions notre travail à nos chers parents ,

Et mes grand parents

Au savoir , espérant qu'il sera un outil de progrès aux prochaines générations

A ma grande famille SAOUDI et M'HAMDI

A nous frères (Yahia, Moussa , Houssam , Mohamed, Ahmed, Sadam) et sœurs

(Fatma, Nadjia, Hadil) qui ont été toujours avec moi dans mon cycle d'étude

Je le dédie aussi à mes amis : (AMIRA RAHMANI , HANAN BENNAOUI ,

MANAL OULED BOSTAMI , RACHIDA MOKHTARI , CHAIMA , SABRINA ,

NABILA ...) et mes amis de la cité universitaire .

Enfin, merci encore à mes parents, pour m'avoir donné le gout et l'ambition de faire des études, ainsi Qu'a tous les professeurs qui, au cours de ma scolarité du primaire au Master, m'ont fait aimer les Sciences ; et tous les enseignants du département génie civil .

Et à tous mes amis de la promotion de Géotechnique " 2019_2020"

ملخص

تعرض هذه المذكرة نتائج دراسة أجريت على طين انتفاخي تم جلبه من الموقع الحضري لبلدية سيدي هجرس، حيث تظهر خسائر على المباني الخفيفة (المباني منخفضة الارتفاع والطرق). الغرض من هذه الدراسة هو تحديد خصائصه الفيزيائية والميكانيكية لهذا الطين المعالج بثلاث فئات من الأسمنت (32.5 ، 42.5 و 52.5) ثم تحليل تأثير العلاج على الخصائص الميكانيكية. بالإضافة إلى تجارب تعريف التربة يشمل البرنامج التجريبي الذي تم تنفيذه على اختبارات الرص الضغط البسيط واختبارات الانتفاخ عن طريق الودومتر، تتوافق إجراءات الاختبار المتبعة قدر الإمكان مع طرق الاختبار المعمول بها. طريقة تفسير النتائج تعتمد بشدة على المعرفة المكتسبة في جميع أنحاء العالم.

الكلمات الدالة: الطين المنتفخ، انتفاخ، معالجة، الاسمنت، الضغط البسيط، القص المباشر.

Résumé

Ce mémoire présente et analyse les résultats d'une étude effectuée sur une argile expansive prélevée dans la commune de Sidi-Hadjrès, où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes). L'étude effectuée vise à déterminer les paramètres physiques et mécaniques de cette argile traitée par trois classes de ciment (classes 32.5, 42.5 et 52.5), puis à analyser l'influence du traitement sur ses propriétés mécaniques. Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte des essais de compactage, de compression simple et de gonflement libre à l'œdomètre. Les procédures d'essais suivies ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur et la méthode d'interprétation des résultats s'inspire beaucoup des connaissances acquises à travers le monde.

Mots-clés : Argile expansive, gonflement, traitement, ciment, compression simple, œdomètre.

NB : à cause des circonstances que nous avons rencontrées (Corona virus) le travail a été arrêté et malheureusement, nous n'avons pas pu effectuer ces essais, nous avons seulement réussi à faire les essais d'identification et les essais mécaniques (Proctor).

Summary

This memoir presents the results of a study carried out on an expansive clay collected in the commune of Sidi-Hadjrès, where major disorders frequently appear in light constructions (pavilions, low-rise buildings, roads). The purpose of the study is to determine the physical and mechanical parameters of this clay treated with three classes of cement (classes 32.5, 42.5 and 52.5) and then to analyze the influence of the treatment on its mechanical properties. In addition to the identification tests, the experimental program carried out includes compaction tests, simple compression tests and free swelling tests with the oedometer. The testing procedures followed were as consistent as possible with the current testing methods and the method of interpreting the results draws heavily on the knowledge gained around the world.

Key words: Expansive clay, swollen, treatment, cement, simple compression, oedometer.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des photos

Notation

Introduction general	1
Chapitre I :	4
I Chapitre I : synthèse bibliographique	5
I.1 Introduction :	5
I.2 Les argiles :	5
I.2.1 Définition :	5
I.2.2 Les minéraux argileux :	5
I.2.3 Principales argiles :	8
I.3 Gonflement des argiles	10
I.3.1 Le gonflement :	10
I.3.2 Mécanisme de gonflement :	10
I.3.3 Structures moléculaires des argiles : (gonflement interfoliaire) :	11
I.3.4 Texture des sols argileux : (gonflement interparticulaire) :	11
I.3.5 Modèle de la double couche :	12
I.3.6 Gonflement au sens mécanique :	13
I.3.7 Relations entre la texture du matériau et le gonflement :	13
I.3.8 Définition de la texture d'un terrain :	13
I.3.9 Evolution de la texture au cours du gonflement :	15
I.3.10 Aspects phénoménologiques du gonflement :	16
I.4 Aspect tridimensionnel du gonflement :	17
I.4.1 Caractérisation en laboratoire du phénomène de gonflement :	17
I.4.2 Identification des sols gonflants :	18
I.4.3 Définition des paramètres de gonflement :	18
I.4.4 Méthodes indirectes d'identification :	19
I.4.5 Identification qualitative :	19
I.4.6 Identification quantitative :	24
I.4.7 Méthodes directes de mesure du gonflement :	27
I.4.8 Comparaisons des différentes méthodes :	31
I.5 <i>Stabilisation</i> :	31

I.5.1	<i>Introduction</i> :	31
I.5.2	<i>Différent technique de stabilisation</i> :	32
I.6	CONCLUSION :	40
	Chapitre II :	41
	Programme expérimental et procédures d'essais	41
II	Chapitre II : Programme expérimental et procédures d'essais	42
II.1	Introduction :	42
II.2	Localisation de la commune SIDI-Hadjres :	42
II.3	Le programme expérimentale et procédures d'essais :	43
II.3.1	les essais d'identification :	43
II.3.1.1	<i>Analyse granulométrique par tamisage</i>	43
II.3.1.2	<i>Analyse granulométrique par sédimentation</i>	45
II.3.1.3	<i>Essai de bleu de méthylène</i>	48
II.3.1.4	<i>Limites d'Atterberg</i>	50
II.3.2	Essais mécanique :	51
II.3.2.1	<i>Essai Proctor modifie</i>	51
II.3.2.2	<i>ESSAI C.B.R. (California Bearing Ratio test</i>	53
II.3.2.3	<i>Essais de gonflement à l' Œdomètre</i>	55
	Chapitre III :	57
	Présentation et analyse des résultats d'essais	57
III	Chapitre III : Présentation et analyse des résultats d'essais	58
III.1	Introduction :	58
III.2	Présentation et analyse des résultats d'essais :	58
a)	Teneur en eau naturel :	58
b)	Analyse granulométrique :	58
c)	Les limites d'atterberg :	66
d)	L'essai au bleu de méthylène :	72
e)	Proctor modifié :	73
III.3	Conclusion :	75
	Conclusion générale :	76
	Références bibliographiques :	77

Liste des figures :

Figures	Chapitres	Page
Chapitre I		
Figure I.1	a) Tétrahédre de silice (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétrahédre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet de silice (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet de silice (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991)	7
Figure I.2	a) Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet en octaèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet en octaèdre (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991)	8
Figure I.3	Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1976)	10
Figure I.4	Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse	13
Figure I.5	Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).	14
Figure I.6	Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974)	15
Figure I.7	Evolution de texture des sols au cours du gonflement	16
Figure I.8	Evolution du gonflement en fonctions du temps	17
Figure I.9	Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al ; 1962)	21
Figure I.10	Caractérisation des sols gonflants [ligne A : $lp = 0,73(wL - 20)$]	22
Figure I. 11	Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)	23
Figure I.12	Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial	28
Figure I.13	Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et triaxial	29
Figure I.14	Méthode de gonflement à volume constant	30
Figure I.15	Méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D 4546-90	30
Figure I.16	Critères d'utilisation du traitement chimique (Dept. of the US Army, 1983)	35
Chapitre II		
Figure III.1	Localisation de la commune dans la wilaya de M'sila	42
Figure III.2	image satellite prise le 2020 , (Source Google Earth)	43
Figure IV.3	Agitateur manuel	46

Figure V.4	Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP	56
Figure VI.5	Courbes de gonflement	56
Figure VII.6	Principe d'interprétation des courbes de gonflement à partir des essais de gonflement	57
Chapitre III		
Figure III.1	La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 01	60
Figure III.2	La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 02	61
Figure III.3	La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 03	62
Figure III.4	La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 04	63
Figure III.5	La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 05	64
Figure III.6	La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 06	65
Figure III.7	la courbe de limite de liquidité du sol naturel de essai N° 01	67
Figure III.8	la courbe de limite de liquidité du sol naturel de essai N° 02	69
Figure III.9	la courbe de limite de liquidité du sol naturel de essai N° 03	70
Figure III.10	la courbe de limite de liquidité du sol naturel de essai N° 04	71
Figure III.11	<i>Diagramme de plasticité selon (L.C.P.C). D'après (casa grande 1948).</i>	73
Figure III.12	La courbe de compactage de sol naturel	75

Liste des tableaux :

Tableaux	Chapitres	Page
Chapitre I		
Tableau I.1	Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)	20
Tableau I.2	Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lundgren (1962)	20
Tableau I.3	Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)	20
Tableau I.4	Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)	21
Tableau I.5	Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment (BRE) (1980)	22
Tableau I.6	Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)	22
Tableau I.7	Potentiel de retrait d'après Holtz et Gibbs (1956)	23
Tableau I.8	Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)	23
Tableau I.9	Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1995)	24
Tableau I.10	Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001)	24
Tableau I.11	Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)	25
Tableau I.12	Synthèse sur les dosages en stabilisants pratiqués pour le traitement des sols selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004)	36
Tableau I.13	Les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation	39
Chapitre III		
Tableau III.1	Tableau présente teneur en eau naturel	59
Tableau III.2	Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°01	60
Tableau III.3	Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°02	61
Tableau III.4	Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°03	62

Tableau III.5	Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°04	63
Tableau III.6	Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°05	64
Tableau III.7	Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°06	65
Tableau III.8	Récapitulatif des résultats des essais (1,2,3,4,5,6) de l'analyse granulométrique par tamisage	66
Tableau III.9	Tableau limite de liquidité d'essai N°01	67
Tableau III.10	Tableau limite de plasticité d'essai N°01	68
Tableau III.11	Tableau limite de liquidité d'essai N°02	68
Tableau III.12	Tableau limite de plasticité d'essai N°02	69
Tableau III.13	Tableau limite de liquidité d'essai N°03	70
Tableau III.14	Tableau limite de plasticité d'essai N°03	70
Tableau III.15	Tableau de limite de liquidité d'essai N°04	71
Tableau III.16	Tableau de limite de plasticité d'essai N°04	72
Tableau III.17	Tableau des résultats de 04 essais de limite d'Atterberg	72
Tableau III.18	Tableau de les 3 essai de VBS	73
Tableau III.19	Tableau des paramètres géotechniques de Sidi Hadjres – M'sila	74
Tableau III.20	Tableau des résultats d'essai de compactage de sol naturel	74

Liste des photos :

photos	Chapitres	Page
Chapitre II		
Photo II.1	série de tamis	44
Photo II.2	vibro tamis	44
Photo II.3	un récipient	44
Photo II.4	Tamis de 0.08mm	44
Photo II.5	verse le sol dans les tamis	44
Photo II.6	Essai analyse granulométrique par sédimentométrie	47
Photo II.7	essai bleu de méthylène	48
Photo II.8	Prenez une goutte du mélange et mettez-la sur le papier filtre.	49
Photo II.9	une auréole autour de la goutte	49
Photo II.10	<i>limite de liquidité à la coupelle</i>	50
Photo II.11	imite de plasticité au rouleau	50
Photo II.12	Appareil de Casagrande avec ses accessoires	51
Photo II.13	la machine de Proctor	52

Liste des notations :

w_s	la limite de retrait
I_R	l'indice de retrait
W	Teneur en eau naturel
W_{nat}	Teneur en eau naturelle
M_w	Masse de l'eau dans le sol (échantillon)
M_s	Masse des particules solides du sol (échantillon)
W_L	limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité
I_P	L'indice de plasticité
I_C	Indice de consistance
VBS	Valeur du bleu de méthylène
γ_h	poinds volumique humide
γ_d	poinds volumique sec (masse volumique sèche)
$\gamma_d - max$	Poids volumique sec maximum
S_r	Dégré de saturation
W_{opt}	teneur en eau optimum
σ_g	pression de gonflement
$G\%$	Le gonflement linéaire
ε_g	Le potentiel (ou taux) de gonflement
C_g	<i>coefficient de gonflement</i>
H	<i>Hauteur</i>
ΔH	variation de hauteur
σ'_v	contrainte effective verticale

σ_v	la contrainte totale
C_s	L'indice de gonflement
C_c	L'indice de compression
σ'_p	la pression de pré consolidation
e_0	L'indice des vides en place
e_i	Indice des vides initial
$C_{\alpha s}$	Taux de gonflement secondaire
E_{oed}	le module œdométrique
t_{90}	le temps correspondant à 90 % de consolidation primaire
t_{100}	le temps correspondant à 100 % de consolidation primaire
h_0	la hauteur initiale de l'éprouvette
C_v	Le coefficient de consolidation
k_v	Le coefficient de perméabilité verticale
k_{v0}	Coefficient de perméabilité initial
γ_w	le poids volumique de l'eau
C_k	Le taux de variation du coefficient de perméabilité

Introduction générale

Introduction générale :

En Génie Civil, les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux et des formations géologiques argileuses induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement les structures construites en surface (bâtiment, fondation superficielle, ouvrage de soutènement, remblais,...) et les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisation, fondation profondes,...). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés. Le sol expansif est l'un des types de sols les plus dangereux au monde et est considéré comme l'un des sols problématiques. Surtout dans les zones arides et semi-arides (Le climat change entre l'humidité et la sécheresse, c'est-à-dire les hivers froids et humides et les étés chauds et secs) ; Et il couvre une large zone dans de nombreux pays à travers le monde. Dans ces régions l'argile se trouve dans un état de dessiccation tellement poussé que l'apport d'une infime quantité d'eau peut libérer une énergie faramineuse capable de provoquer des sinistres importants dans les constructions. Ces zones s'étendent sur une grande partie de l'Algérie, qui est définie par l'Atlas tellien, elle est caractérisée par le climat semi-sec (étés chauds et secs et hivers froids et pluvieux) au nord, et l'Atlas saharien (chaleur et sécheresse tout au long de l'année) au sud. Leur géologie comprend des formations argileuses qui se caractérisent par une forte diversité de taille lorsque leurs conditions d'équilibre sont modifiées (facteurs climatiques naturels et activité humaine intense en ajustant le niveau du niveau d'eau en raison d'un pompage et d'une construction excessifs dans leur environnement)

Les structures géotechniques peuvent être soumises à des perturbations expliquées par le comportement mécanique des sols compactés et les changements des conditions de l'eau auxquelles elles sont soumises dans ses limites. Les distorsions correspondantes doivent être attribuées à un fluage associé à la viscosité des matériaux naturels ou comprimés et ne sont pas saturées. Par conséquent, l'identification et la caractérisation appropriée de ce type de sol deviennent une nécessité absolue du point de vue de la pratique du génie géotechnique. Ces formations argileuses ont fait l'objet de quelques études de caractérisation qui ont confirmé leur vaste nature.

De ce point de vue, cette étude expérimentale est menée, qui cherche à déterminer les propriétés mécaniques et physiques de l'argile expansée de la région de Sidi-Hadjras wilaya de M'sila compactée aux conditions de l'optimum Proctor

Introduction générale

modifié et traitée par trois classes de ciment (classes 32.5, 42.5 et 52.5), puis à analyser l'influence du traitement sur ses propriétés mécaniques.

Ce mémoire se compose de trois chapitres. Le premier chapitre est une collection bibliographique consacrée à l'étude des phénomènes de gonflement. Il fournit une analyse microscopique de ce phénomène, c'est-à-dire l'interaction entre l'argile et les molécules d'eau. La description macroscopique est ensuite traitée par des tests de laboratoire visant à déterminer les paramètres de gonflement.

Quant au deuxième chapitre, nous expliquons le programme expérimental qui a été mis en œuvre et décrivons les procédures expérimentales utilisées et les méthodes utilisées pour effectuer les tests.

Et le troisième et dernier chapitre présente et analyse les résultats d'essais

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

Chapitre I :

Synthèse bibliographique

Chapitre I : synthèse bibliographique

I Chapitre I : synthèse bibliographique

I.1 Introduction :

Les sols argileux sont reconnus comme des sols sensibles aux variations hydriques subies au cours des cycles saisonniers, pouvant engendrer des désordres importants sur les constructions en travers le monde.

Ce phénomène de retrait-gonflement ne s'applique qu'aux sols argileux, mais l'amplitude du phénomène dépend de la nature minéralogique, chimique et mécanique des constituants d'un sol argileux. De nombreux travaux ont été réalisés afin d'étudier le problème de retrait-gonflement des sols argileux.

Le but de ce chapitre bibliographique est de définir l'argile au sens métallique, et pour montrer ses propriétés structurales, du papier primaire à l'échantillon et au système d'interaction entre les particules d'argile. Après avoir identifié l'argile d'un point de vue minéral, les processus réels de contraction et de gonflement sont analysés, en tenant compte de leurs origines (physiques, chimiques et mécaniques) et en déterminant les facteurs externes qui peuvent les affecter.[1] (CHRETIEN, 2010)

I.2 Les argiles :

I.2.1 Définition :

De manière générale, le mot argile(s) sert à désigner l'ensemble des particules dont la taille est inférieure à 2 μm . En termes de taille de grain, le mot argile a deux sens. Il désigne d'abord les particules faites des minéraux argileux dont les cristaux excèdent parfois 2 μm . Les minéraux argileux proviennent essentiellement de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche. Cette altération chimique agit de façon que certains minéraux silicates, comme les micas ou les feldspaths sont transformés en d'autres espèces minérales (kaolinite, illite, Montmorillonite), souvent de granulométrie plus fine. Les minéraux argileux sont surtout de la famille de silicates, formés à base de silice (Si) et d'oxygène (O), tels que le quartz et les feldspaths. Le mot minéral argileux comprend les minéraux qui font partie du groupe des phyllosilicates, appelés aussi silicates de structure lamellaires.

Le terme argile désigne ensuite les débris les plus fins de la désagrégation-altération physique des roches appelés la farine de roche ($d < 2 \mu\text{m}$). Cette farine peut contenir une proportion de minéraux argileux plus ou moins importante .[2] (F. Valencia,2008)

I.2.2 Les minéraux argileux :

Selon J. Mering (1963) le caractère argileux d'un minéral repose sur quatre caractéristiques : - la petite dimension des particules de minéraux, inférieure à 2 μm ;

Chapitre I : synthèse bibliographique

- la dissymétrie des particules de forme généralement lamellaire ce qui rend compte de propriétés mécaniques comme la plasticité et de propriétés physico-chimiques comme la rétention de molécules d'eau ;
- la possibilité, pour ces particules, de pouvoir donner des suspensions aqueuses plus ou moins stables ;
- leur composition chimique ; ce sont des silicates ;

Ces caractéristiques sont celles des phyllosilicates qui se définissent ainsi : « Les minéraux argileux appartiennent à la famille des phyllosilicates et sont constitués par une couche tétraédrique bidimensionnelle de composition T_2O_5 , T pouvant être Si^{4+} , Al^{3+} ou Fe^{3+} . Ces tétraèdres sont liés dans un même plan par trois de leurs sommets, le quatrième étant orienté dans une autre direction. Les couches tétraédriques sont liées dans la structure à des couches octaédriques ou à des groupes de cations coordonnés ou indépendants » [3](Grim, 1968. Caillère et al, 1982).

1.2.2.1 Le tétraèdre de silice (SiO_4) :

Dans l'élément tétraédrique de formule générale SiO_4 , les quatre anions O^{2-} aux sommets de chaque tétraèdre enserrant au centre un cation Si^{4+} (Figure 1.1a et b), Ce cation peut être substitué par un cation Al^{3+} . Les tétraèdres sont disposés suivant un réseau plan, couche Tétraédrique (T), à maille hexagonale dont l'épaisseur est de 3Å (Figure 1.1d). La formule générale de cet ensemble est $n [(Si_2O_5)^{-2}]$. [4](MEKKI,2018)

Chapitre I : synthèse bibliographique

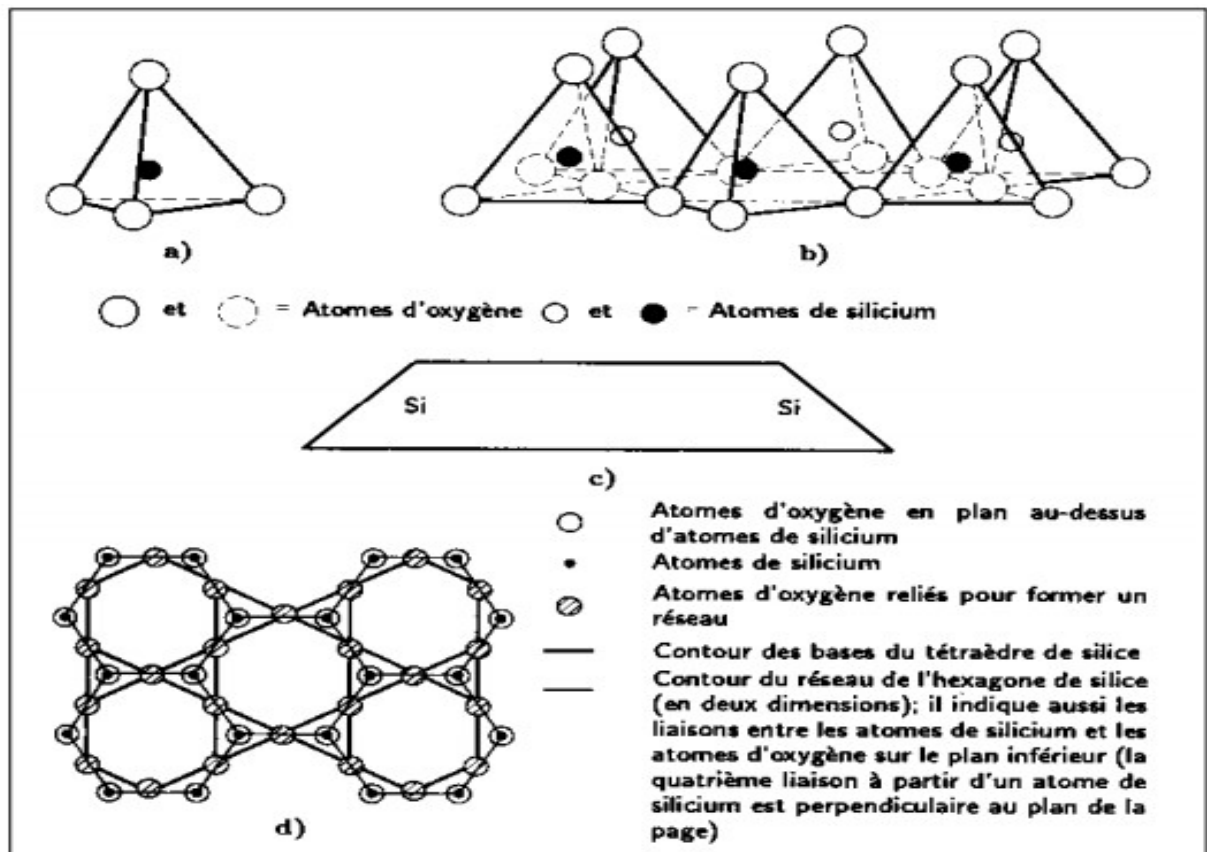


Figure VIII-1 : a) Tétraèdre de silice (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet de silice (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet de silice (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).

1.2.2.2 L'octaèdre d'alumine $Al_2(OH)_6$ et éventuellement de magnésium $Mg_3(OH)_6$:

Dans l'élément octaédrique, l'ion central est soit un ion d'aluminium (Al^{+3}), soit un ion de magnésium (Mg^{+2}) tandis que les sommets sont occupés par des ions d'oxygène (O^{2-}) et des ions hydroxyle (OH^-) (figure 1.2 a et b). Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH^-) est partagé entre 3 unités octaédriques. La formule générale de ce groupement est $n[Al_2(OH)_6]$ ou $n[Mg_3(OH)_6]$.⁴ (MEKKI ;2018)

Chapitre I : synthèse bibliographique

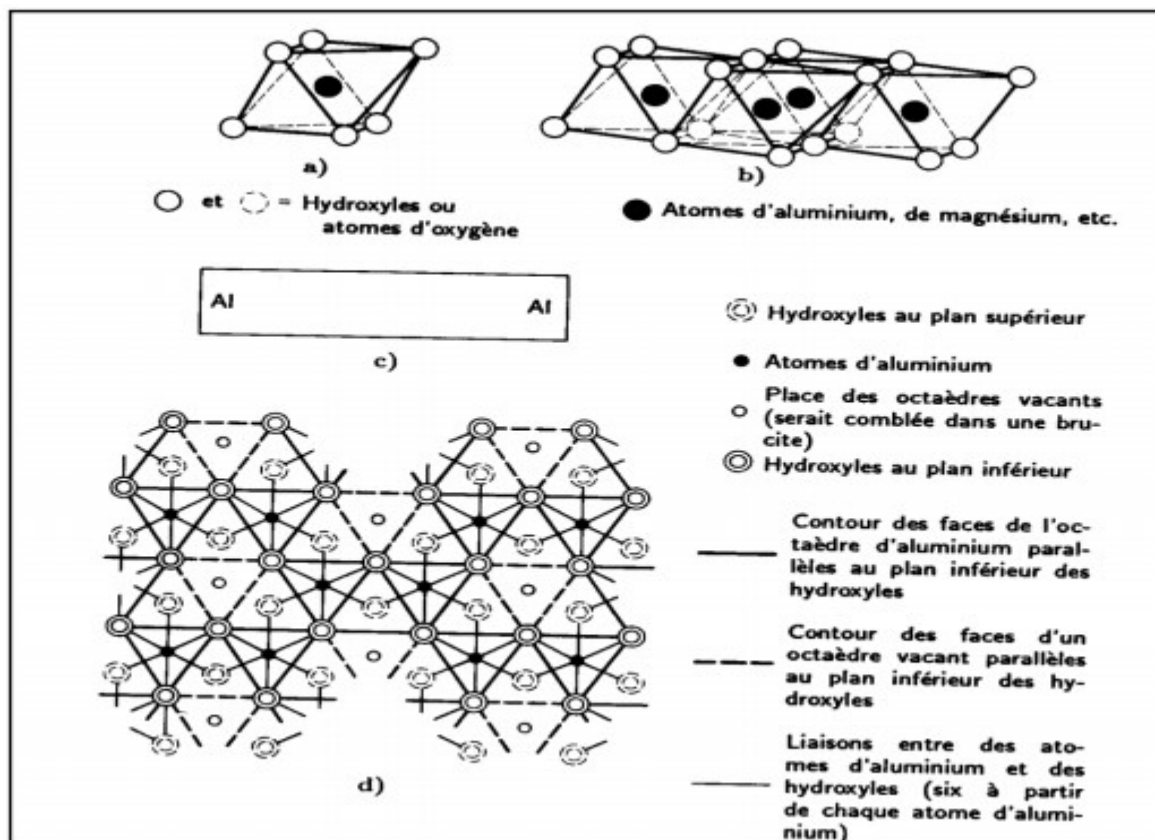


Figure I-2 : a) Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet en octaèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet en octaèdre (d'après Warsaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).

I.2.3 Principales argiles :

D'après MAISON (2011) [5] Parmi les minéraux argileux, les plus connus sont :

1. la Kaolinite (1/1, $d=7 \text{ \AA}$) (Figure 3). Pas de substitution dans les couches. Le feuillet est neutre. La kaolinite se forme dans les sols bien drainés, par pH acide, surtout en climat subtropical et tropical. Ses cristaux sont souvent grands pouvant atteindre $15 \mu\text{m}$.

2. les Illites (2/1, $d=10 \text{ \AA}$). Association d'un feuillet O (alumineux) et deux feuillets T (siliceux). Il peut y avoir des substitutions (remplacement de Si par Al). Des cations (K^+) sont adsorbés dans l'espace interfoliaire afin de compenser le déséquilibre des charges. C'est le minéral ubiquiste par excellence. Sa structure est proche de la muscovite (présentant plus d'eau et moins de K^+).

3. les Smectites (2/1, $d=14 \text{ \AA}$) (Figure 3). L'empilement des feuillets est désordonné; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent. Les substitutions d'atomes sont importantes. Ce désordre et la faible charge des feuillets facilitent leur

Chapitre I : synthèse bibliographique

écartement et l'adsorption des molécules variées (eau, cations, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte ($d=18 \text{ \AA}$). Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques. Elles sont formées dans les sols mal drainés plutôt alcalins. Les feuillets de smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des inter stratifiés.

4. la Glauconie. Minéral vert ferrique proche de l'illite exclusivement formé en milieu marin peu profond.

5. les Chlorites (2/1, $d=14 \text{ \AA}$). L'espace inter foliaire est garni par une couche composée de Mg et OH. L'Al est remplacé localement par le Fe. Les chlorites existent en plus grands cristaux dans les roches magmatiques. Elles sont également formées pendant la diagénèse des roches sédimentaires. On les retrouve en éléments détritiques dans les sols sous climat peu agressif.

6. la Vermiculite (2/1, $d=12 \text{ \AA}$). Fréquente dans les sols de la zone tempérée. La couche octaédrique contient du Fe et du Mg. La vermiculite est proche des illites et chlorites mais montre des propriétés gonflantes.

7. Les argiles fibreuses. Les feuillets sont discontinus et forment des rubans. Les principaux types sont la sépiolite et l'attapulgite ou paligorskite. On les trouve dans les milieux confinés.

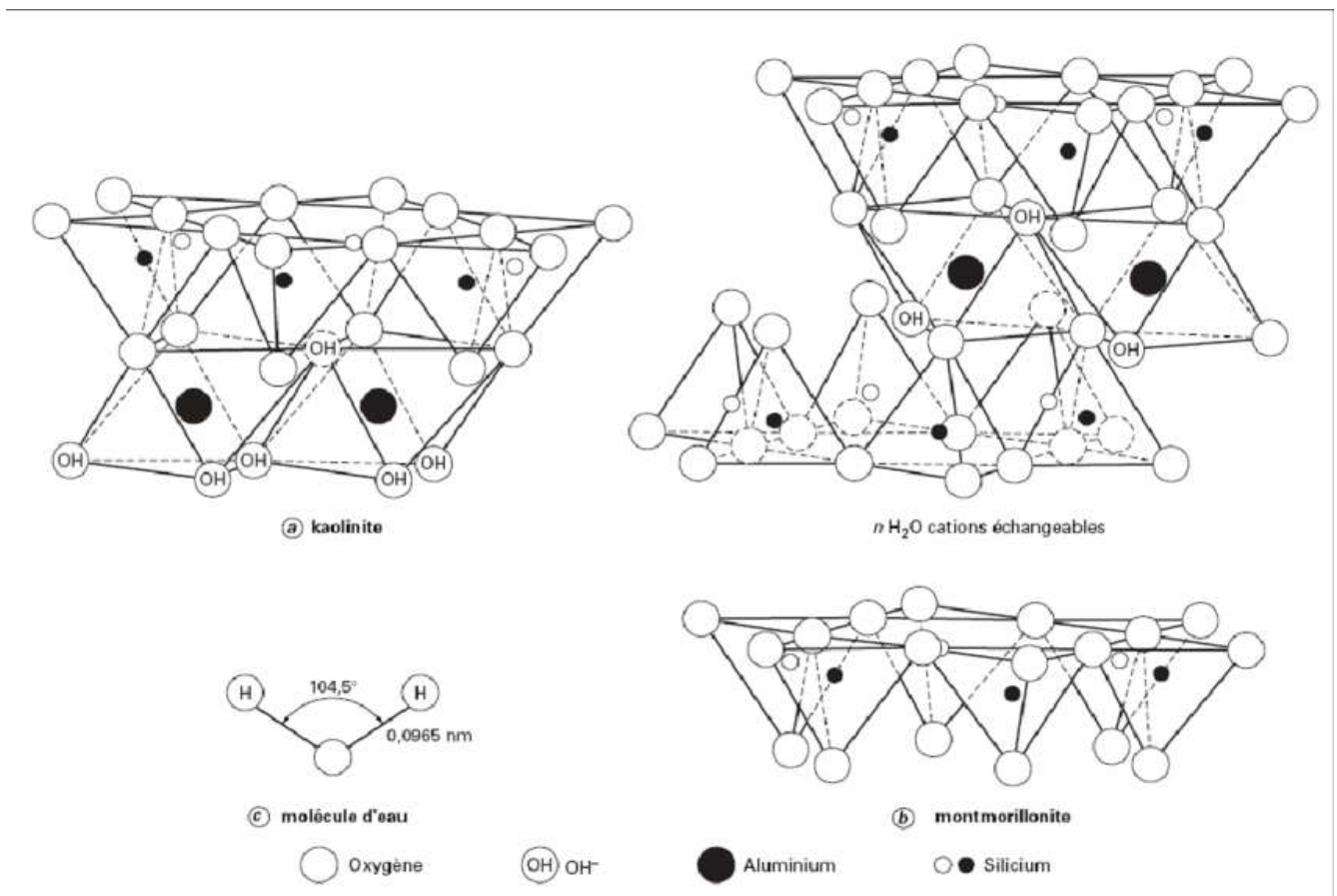


Figure I-3 : Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1976)

I.3 Gonflement des argiles

I.3.1 Le gonflement :

D'après Timothée (2001) [6], le gonflement de certains sols ou certaines roches sédimentaires constitue un phénomène très important en génie civil, car il peut être à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures de surfaces (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, forages pétroliers, pieux, réseaux).

Le phénomène de gonflement des sols est lié principalement aux variations importantes de teneur en eau qui s'opèrent lors d'un apport d'eau extérieur et/ou d'une modification de l'état de contrainte.

I.3.2 Mécanisme de gonflement :

Le gonflement représente l'extension des doubles couches entourant les particules argileuses. Les principaux facteurs régissant le gonflement des argiles peuvent être classés en deux catégories: les facteurs mécaniques et les facteurs physico-chimiques.

a) Facteurs mécaniques du gonflement:

Dans la masse du sol gonflant, sous l'action d'un chargement, certaines particules se trouvent déformées selon deux chemins de déformations: la compression

Chapitre I : synthèse bibliographique

volumétrie des particules solides, souvent négligeables ; la courbure des particules a un effet sur le changement de volume souvent appréciable. L'approche mécanique du gonflement est analogue à l'extension mécanique, et est reliée à l'énergie emmagasinée dans la structure solide dans cette approche l'imbibition par l'eau est attribuée à un gradient hydrostatique induisant un écoulement de l'eau à travers l'échantillon, ce qui provoque une diminution de la succion matricielle et par conséquent un déchargement de la masse du sol.

b) Facteurs physico-chimiques du gonflement:

L'approche physico-chimique est basée sur la théorie de la double couche de Gouy Chapman, cette approche tient compte des forces inter particulaire qui sont fonction de:

- Forces électriques;
- La texture de la surface des particules;
- La composition du fluide interstitiel.

Les effets physico-chimiques sont fonctions des propriétés d'hydratation et de l'absorption des cations. En effet, les particules d'argiles ont une texture de surface qui permet une forte liaison à l'eau.

Cette affinité à l'eau est responsable du gonflement du sol. De plus, la surface des particules argileuses possède une charge négative non compensée afin d'assurer une neutralité électrique des charges, les cations sont attirés vers la surface de ces particules, ce qui va conduire à une concentration en cation dans la couche adsorbée (au voisinage des particules), qui est supérieure à celle de l'eau libre du sol. Cette différence dans la concentration ionique conduit à l'apparition d'une succion osmotique, engendrant un écoulement de l'eau de la zone de faible concentration vers la zone à forte concentration. Les cations et les molécules d'eau prennent place entre les particules d'argiles et provoquent l'expansion de la masse du sol. [7](Harrat,2007)

I.3.3 Structures moléculaires des argiles : (gonflement interfoliaire) :

Les matériaux argileux sont constitués de petites particules qui forment le squelette solide du sol, dont la partie poreuse est en partie ou en totalité occupée par l'eau. C'est particules, aussi appelées plaquettes, sont elles-mêmes structurées en association de feuillets élémentaires.

I.3.4 Texture des sols argileux : (gonflement interparticulaire) :

Les couches siliceuses et alumineuses comportent des défauts dans leur structure. En effet, certains cations échangeables sont remplacés par d'autres de moindre valence. Cette substitution confère à la particule d'argile un déficit de charge positive qui

Chapitre I : synthèse bibliographique

permet aux cations hydratés et aux molécules d'eau polaires de venir se fixer au voisinage de sa surface ou dans l'espace interfoliaire.[8] (Bultel,2001)

I.3.5 Modèle de la double couche :

La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charges se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau, par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets. A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de cette interaction est un nuage d'ions entourant la particule, appelé double couche électrique diffuse (figure 1).

On a ainsi, autour de chaque particule, formation d'une double couche d'origine électrique, dite "couche de Gouy-Chapman", composée : - d'une couche fixe liée au solide, - d'une couche diffuse en affinité avec cette particule.

La théorie de Gouy-Chapman présentait l'inconvénient de prédire des concentrations d'ions extrêmement élevées à proximité de la surface. Elle a été modifiée par Stern (1924) pour prendre en compte une quantité finie d'ions aux abords de la particule argileuse. La couche de Stern consiste en une quantité d'ions finie à côté de la surface (figure1) ; elle est fixe tandis que la couche de Gouy est mobile. Cette dernière fait la transition entre la solution perturbée par la particule et la zone plus éloignée, non perturbée. La figure donne une représentation schématique de ce phénomène.

Chapitre I : synthèse bibliographique

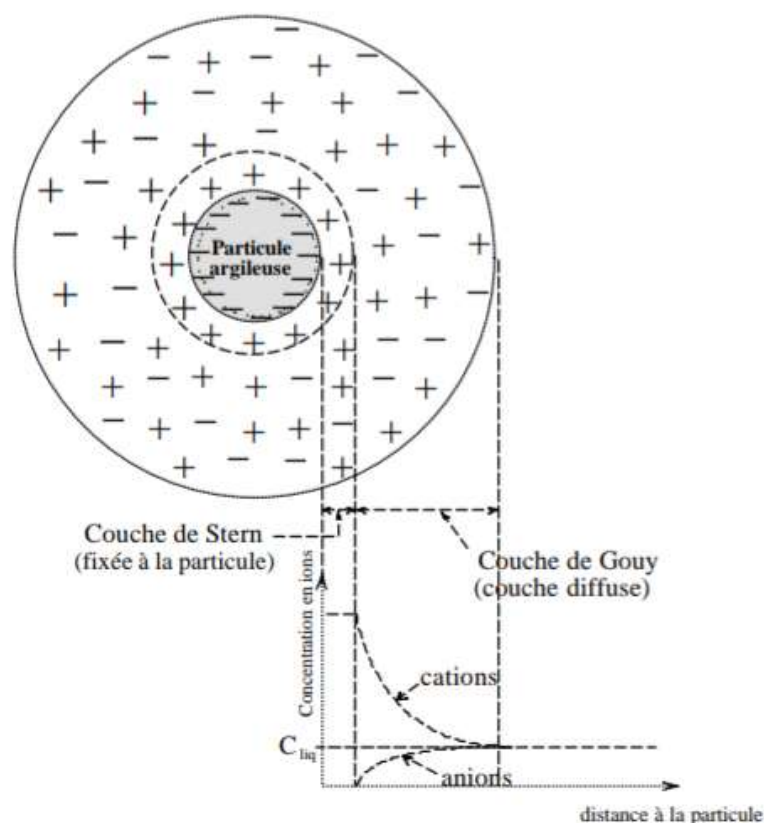


Figure I-4 : Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse

I.3.6 Gonflement au sens mécanique :

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Il est donc important de rappeler les bases de la mécanique des sols appliquées à l'état de contraintes dans un sol.

I.3.7 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.3.8 Définition de la texture d'un terrain :

La texture du sol correspond à la répartition dans ce sol des minéraux par catégorie de grosseur (en fait, diamètre des particules supposées sphériques) indépendamment de la nature et de la composition de ces minéraux. La texture du sol ne tient pas compte du calcaire et de la matière organique.

Chapitre I : synthèse bibliographique

En géologie, la texture désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein du matériau (Le Roux, 1976). L'étude systématique de matériaux argileux au M.E.B. a permis de cerner l'organisation des particules d'argile et de dégager certaines textures.

Van Olphen (1963) a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles, à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre face en agrégats), floclulé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défloclulé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification (Figure 2) ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique.

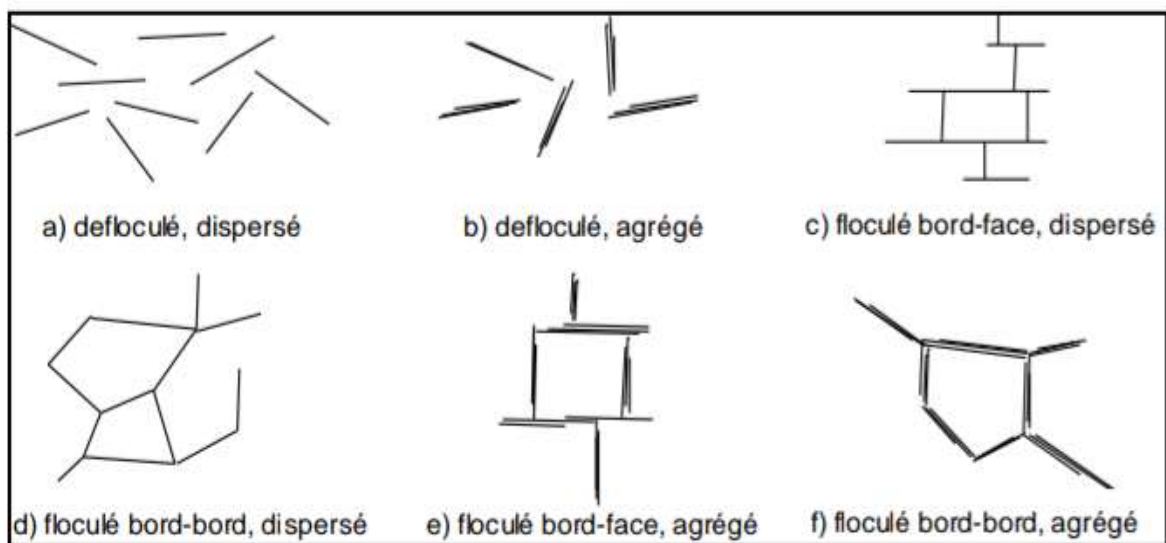


Figure 1-5 : Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).

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 3) : 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.

Chapitre I : synthèse bibliographique

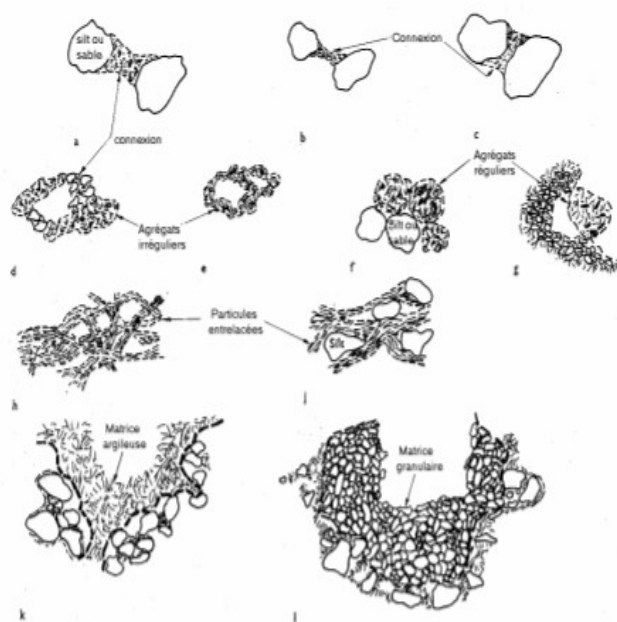


Figure I-6 : Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974)

I.3.9 Evolution de la texture au cours du gonflement :

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

Grâce à ces deux techniques, Vayssade (1978) et Parcevaux (1980) ont obtenu des résultats très significatifs sur plusieurs argiles composées essentiellement de kaolinite et, en moindre importance, d'un interstratifié illite-smectite : Argile Verte de Villejuif, Argile Plastique de Provins et Fausses Glaises. Leurs observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure (4) illustre cette évolution.[6] (Timothée,2001)

Chapitre I : synthèse bibliographique

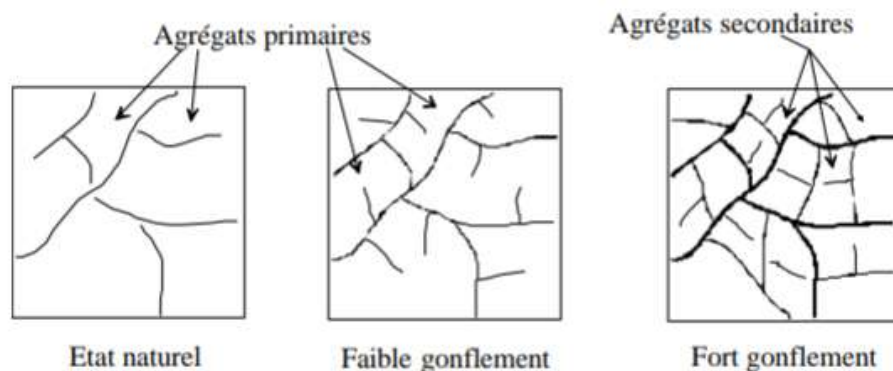


Figure I-7 : Evolution de texture des sols au cours du gonflement

I.3.10 Aspects phénoménologiques du gonflement :

Après avoir présenté les paramètres caractéristiques du gonflement et les différentes procédures permettant de les déterminer, nous nous attacherons à présenter les aspects phénoménologiques du gonflement et en particulier sa cinétique et son aspect tridimensionnel.

- Cinétique de gonflement :

Les essais de gonflement en laboratoire ou le suivi des mouvements de sols en terrain gonflant montrent que le gonflement est un phénomène très lent. Après plusieurs années, les déformations observées dans certains tunnels ne sont toujours pas stabilisées (tunnel de Chamoise, Bultel 2001). Le gonflement en laboratoire est plus rapide, car les conditions d'hydratation sont favorables. Le temps de stabilisation du gonflement d'échantillon est variable suivant la nature du matériau, son état de contrainte et ses dimensions, mais en général il est compris entre quelques jours et quelques mois. L'évolution du gonflement, que ce soit à contrainte constante, à volume constant ou suite à un déchargement, fait apparaître un gonflement primaire et un gonflement secondaire (figure). De nombreux travaux ont mis en évidence ce phénomène (parcher et liu, 1965 ; Serratrice 1996).

D'un point de vue empirique, certains auteurs (Dakhanamurthy, 1978 ; Vayssade, 1978 ; Parcevaux, 1980 ; Didier et Al, 1987) ont montré que l'évolution du gonflement en fonction du temps pouvait être représentée par une loi hyperbolique de type :

$$\varepsilon_g = \frac{\varepsilon_g^f}{1 + \frac{t_{0,5}}{t}}$$

Où ε_g est la déformation de gonflement de l'échantillon au temps t , ε_g^f le gonflement final au bout d'un temps infini et $t_{0,5}$ le temps de demi-gonflement, temps pour lequel la moitié du gonflement est atteinte. Une loi semblable peut être obtenue pour décrire le développement de la pression de gonflement (Didier et Al, 1987). Il semble également que cette loi soit valable pour les mesures in situ, en particulier dans la

Chapitre I : synthèse bibliographique

galerie de reconnaissance du tunnel de Chamoise où il a été possible de suivre les déformations du terrain liées au gonflement (Robert et Fabre, 1987).

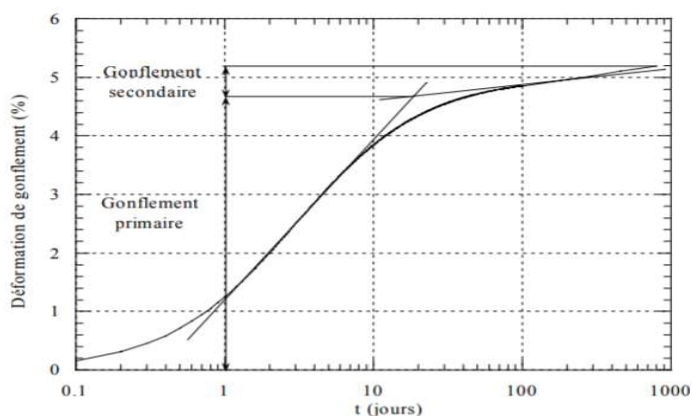


Figure I-8 : Evolution du gonflement en fonctions du temps

I.4 Aspect tridimensionnel du gonflement :

L'œdomètre, par sa simplicité d'utilisation, fut le premier appareil à être utilisé pour déterminer les caractéristiques du gonflement des sols. Aujourd'hui encore, c'est l'appareil qui reste le plus utilisé et qui est recommandé par les organismes de normalisation ou les comités techniques (AFNOR, 1995 ; ASTM, 1985 ; ISRM, 1989 ; ISSMFE, 1991 ; BS, 1990) pour la réalisation des essais de gonflement. L'essai de gonflement œdométrique est un essai unidimensionnel qui permet d'obtenir les paramètres caractéristiques de gonflement dans une direction mais ne donne pas accès aux paramètres de gonflement dans les autres directions. Il est adapté à la prévision de dommages résultant d'un soulèvement vertical du sol comme ceux survenus dans les ouvrages de fondation ou les radiers. Bien que la plupart des dommages causés par le gonflement des sols soient dus à la composante verticale du gonflement, plusieurs auteurs font mention de cas où la composante horizontale de gonflement fut prépondérante dans les dommages occasionnés aux ouvrages. Les ouvrages concernés par le gonflement horizontal sont les murs de soutènement, les tunnels, les conduites souterraines et les pieux. Le problème de l'isotropie du gonflement se pose : peut-on considérer que le gonflement se développe dans toutes les directions de la même façon ? Pour répondre à cette question, d'autres appareillages ont été mis au point afin de pouvoir caractériser le gonflement dans la direction horizontale.

Deux principaux types d'appareillages sont utilisés : l'œdomètre modifié et la cellule triaxiale.[8] (Bultel,2001)

I.4.1 Caractérisation en laboratoire du phénomène de gonflement :

La quantification du phénomène de gonflement par des paramètres macroscopiques est essentielle du point de vue du dimensionnement des ouvrages de génie civil. Dans

Chapitre I : synthèse bibliographique

la suite, on récapitulera l'ensemble des informations obtenues dans la littérature sur la caractérisation du phénomène de gonflement.

Les méthodes indirectes reliant le gonflement aux paramètres géotechniques permettent d'identifier les terrains gonflants alors que les essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un échantillon. Accompagnées de précautions expérimentales, les différentes procédures d'essais en laboratoire permettent de déterminer des paramètres du gonflement à appliquer dans le dimensionnement d'ouvrage et d'analyser certains aspects du gonflement comme la cinétique ou l'anisotropie.[6] (Timothée,2001)

I.4.2 Identification des sols gonflants :

L'opération d'identification d'un sol gonflant peut commencer par un examen visuel de site et par l'étude du climat de la région. Elle peut être affinée si nécessaire par des essais de laboratoire.

A l'état sec, un sol gonflant est dur, il traversé par un réseau régulier de fissures, et présente une surface vitrée quand il est excavé. Mis en présence d'eau, il se ramollit, devient pâteux et colle aux doigts.

L'examen de la végétation peut fournir une indication appréciable sur le caractère gonflant du sol étudié. Nous savons que certains arbres comme les chênes poussant surtout sur les sols à faibles potentiel de gonflement.

La considération du climat (précipitations, évapotranspiration) peut fournir une indication sur l'importance des mouvements qui sont susceptibles de se produire.[7] (Harrat,2007)

I.4.3 Définition des paramètres de gonflement :

D'après M.vincent et al 2006 [9] , Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficiles la caractérisation de phénomène de gonflement.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée. Elle distingue trois notions : le potentiel de gonflement, la pression de gonflement 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 pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement.

- ❖ Le potentiel (ou taux) de gonflement ε_g , correspond à la variation relative de volume ($\Delta v/v_0$ ou $\Delta H/H_0$ en %) d'une éprouvette soumise à une surcharge

Chapitre I : synthèse bibliographique

nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsqu'elle est en contact avec de l'eau à la pression atmosphérique ;

- ❖ La pression de gonflement σ_g , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant, $\Delta v = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption d'eau (essai à gonflement libre) ; ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées mais elles ne sont pas les seules ;
- ❖ L'indice de gonflement C_g , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\log \sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c .

I.4.4 Méthodes indirectes d'identification :

Les méthodes indirectes consistent à déterminer une corrélation entre le gonflement libre ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques comme les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau, la densité sèche qui semblent être les facteurs influant sur le gonflement des argiles. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques d'un matériau, l'emploi de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du terrain, c'est-à-dire estimer si ce potentiel est faible, moyen ou élevé et donc si le phénomène est à prendre en compte ou non. Compte tenu de la structure minéralogique des différents types d'argile, la caractérisation de la surface spécifique d'argile représente aussi un élément essentiel pour identifier le potentiel de gonflement d'un matériau. Quelques approches empiriques sont détaillées ci-après.[6] (Timothée,2001)

I.4.5 Identification qualitative :

D'après Sidi Mohammed Aissa Mamoune (2001)[10], 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 gonflant dès la campagne de reconnaissance préliminaire permet d'anticiper sur les campagnes de reconnaissances de confirmation en les adaptant à la nature du site.

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires or, cette

Chapitre I : synthèse bibliographique

identification se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres ni sur le même nombre.

1.4.5.1 Classification des sols gonflants selon les paramètres géotechniques :

Procéder à une classification convenable des sols gonflants sous-entend que les paramètres géotechniques représentatifs du gonflement sont connus. Toute la difficulté réside dans la définition de ces paramètres. La pratique considère la pression et l'amplitude de gonflement.

La littérature contient un nombre considérable d'approches empiriques qui permettent d'apprécier le potentiel de gonflement des sols. Certains auteurs pensent pouvoir relier ce potentiel à un seul paramètre. Ainsi et comme le montrent les tableaux I, II et III, Altmeyer (1955), Ranganatham et Satyanarayana (1965) et Snethen (1980) (cité par Derriche et al. 1998) proposent des classifications qui donnent respectivement le potentiel de gonflement en fonction de la limite de retrait w_s , de l'indice de retrait I_R et de l'indice de plasticité I_p . L'indice de retrait est défini comme la différence entre la limite de liquidité w_L et la limite de retrait w_s .

Pour des sols contenant entre 8 et 65 % d'argile, Seed et al. (1962) (cités par Didier, 1972) proposent la classification donnée dans le tableau IV et qui relie le taux de gonflement ε_s à l'indice de plasticité. Le taux de gonflement ε_s est défini comme étant le pourcentage de gonflement d'un échantillon d'argile compacté à l'optimum Proctor et soumis à une charge de 7 kPa

TABLEAU 1 : Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955).

W_R (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Forte
10 - 12	Critique
>12	Faible

TABLEAU 2 : Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lundgren (1962).

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

TABLEAU 3 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).

I_R (%)	Potentiel de gonflement
0-20	Faible
20-30	Moyen

Chapitre I : synthèse bibliographique

30-60	Fort
<60	Très fort

TABLEAU 4 : Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980).

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

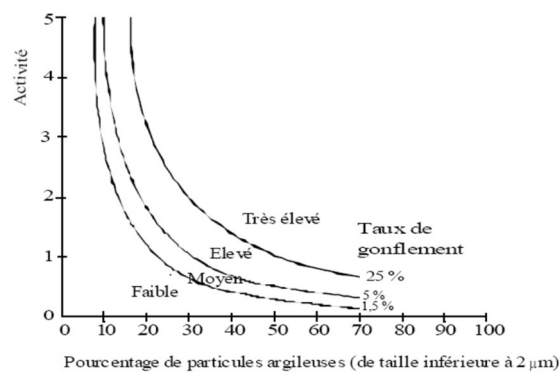


Figure I-9 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al ; 1962).

D'autres auteurs proposent de relier le potentiel de gonflement et/ou de retrait à deux paramètres. On distingue dans cette catégorie les classifications proposées respectivement par le BRE (RoyaumeUni) et par Ghen (1988) (cité par Derriche et al ; 1998) et qui sont données dans les tableaux V et VI. La première est basée sur l'indice de plasticité et le pourcentage de la fraction argileuse.

(Particules dont le diamètre est inférieur à 2 μm). La seconde est fondée sur la limite de liquidité et le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74 micromètres.

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) proposent une classification en fonction de la limite de plasticité w_p et de l'indice de plasticité. Le diagramme de Casagrande est divisé par la ligne A en deux zones

Chapitre I : synthèse bibliographique

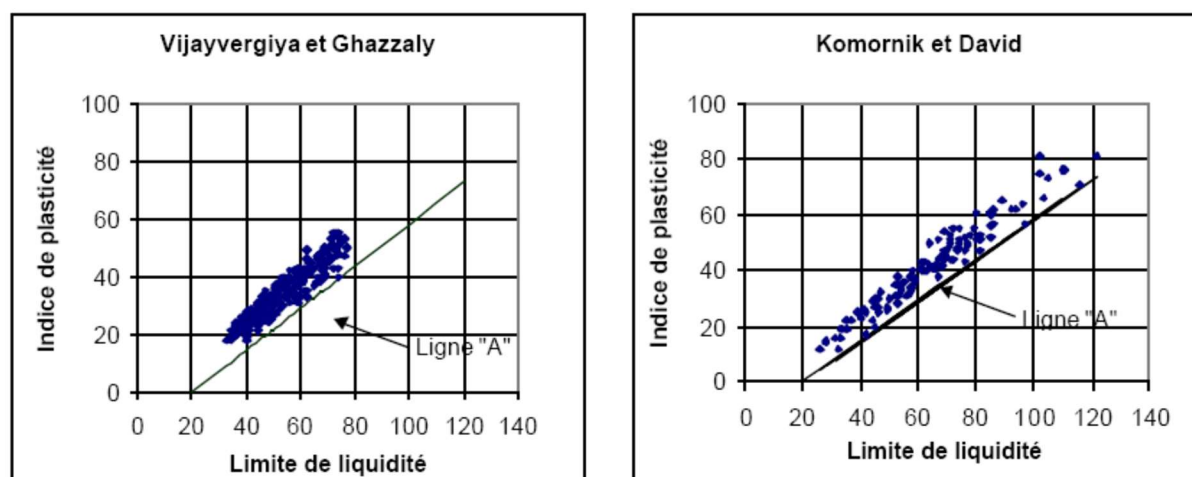


Figure I-10 : Caractérisation des sols gonflants [ligne A : $I_p = 0,73(wL - 20)$].

TABLEAU 5 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment (BRE) (1980).

I_p (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très élevé
33-48	60-95	Elevé
18-22	30-60	Moyen
<18	<30	Faible

TABLEAU 6 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988).

% < 74 μ m	W_L (%)	Pression de gonflement MPa	Potentiel de gonflement
>95	>60	10	Très élevé
60-95	40-60	2,5-5	Elevé
30-60	30-40	1,5-2,5	Moyen
<30	<30	<0,5	Faible

Enfin, d'autres auteurs pensent qu'au moins trois paramètres sont indispensables pour pouvoir apprécier le potentiel de gonflement des sols. La classification de Holtz et Gibbs (1956) (cités par Didier, 1972) donnée dans le tableau VII et la classification de Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973) (cités par Chen, 1987) donnée dans le tableau VIII rentrent dans cette catégorie. La première donne le potentiel de retrait en fonction du pourcentage de la fraction argileuse, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait. La seconde fournit le potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité, de la limite de liquidité et de la limite de retrait.

Williams et Donaldson (1980) (cités par Mouroux, 1989) introduisent un facteur complémentaire qui est l'activité. Ce facteur est défini comme le rapport de l'indice de plasticité au pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent permet

Chapitre I : synthèse bibliographique

d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité (Figure 8).

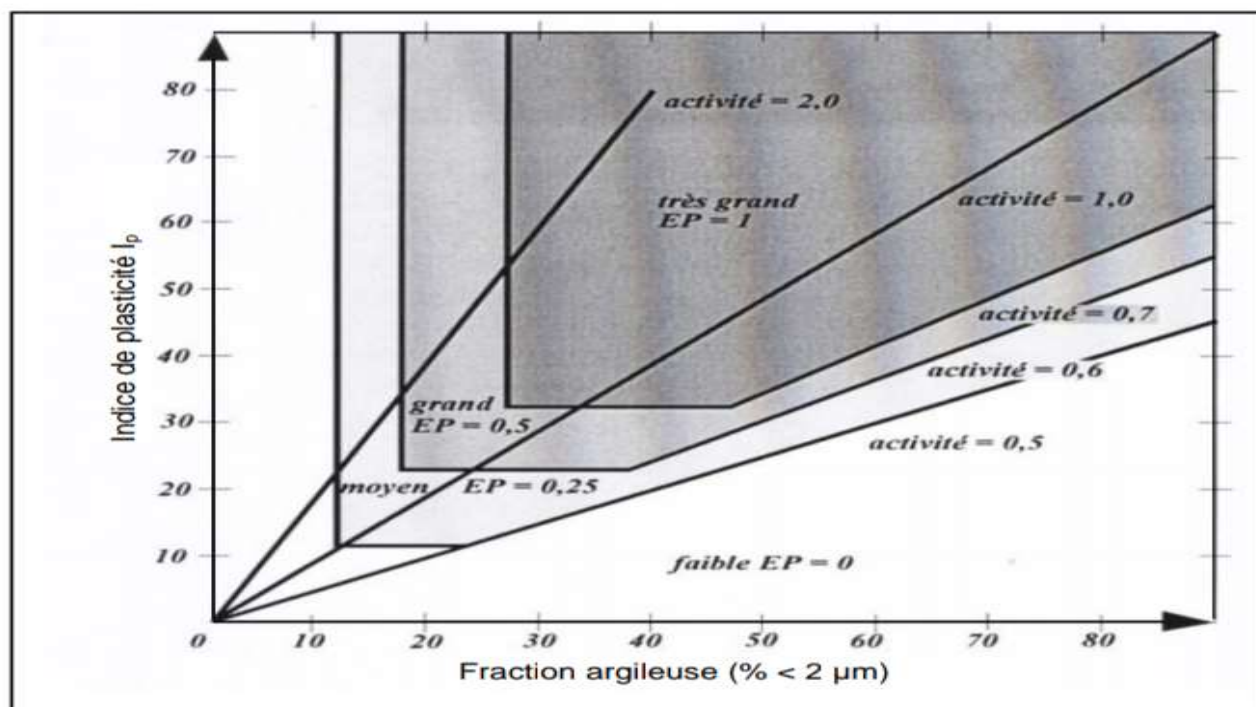


Figure I-11 : Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

De cette classification, Van-Der-Marwe (TMArmy, 1983) déduit une formule de calcul du gonflement in situ en fonction des limites d'Atterberg et de la profondeur de la couche concernée par le gonflement.

TABLEAU 7 : Potentiel de retrait d'après Holtz et Gibbs (1956).

% < 2 μm	I_p (%)	w_R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
>28	>35	<10	>30	Très élevé
20 - 13	25 - 40	7 - 10	20 - 30	Elevé
13 - 23	15 - 30	10 - 15	10 - 30	Moyen
<15	<18	<10	<10	Faible

TABLEAU 8 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).

I_p (%)	w_R (%)	w_L (%)	Potentiel de gonflement
<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 9 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al. (1995).

Chapitre I : synthèse bibliographique

VBS	C_g (coeff de gonflement)	I_p (%)	Sensibilité
<2,5	<0,025	<12	Faible
2,5-6	0,025-0,05	12-25	Moyen
6-8	0,05-0,09	25-40	Forte
>8	≥0,09	≥40	Très forte

TABLEAU 10 : Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001).

RI	Sensibilité
<0,4	Faible
0,4-0,65	Moyen
0,65-0,75	Forte
>0,75	Très forte

1.4.6 Identification quantitative :

Les méthodes indirectes consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et (ou) mécaniques.

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g ou le potentiel de gonflement ε_g aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale w_i , densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité IP , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu\text{m}$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales sont regroupées dans le tableau de l'illustration 25. L'exposé des modèles empiriques montre le grand nombre de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans faire d'essai de gonflement. Toutes ces 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.

Ces méthodes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles en tant qu'indicateurs du potentiel de gonflement des sols, et sont significatifs lors d'études statistiques sur des sols différents, mais ne peuvent en aucun cas remplacer les essais directs de gonflement lors de l'étude pratique d'un sol donné.[9] (M.vincent et al 2006)

Chapitre I : synthèse bibliographique

TABLEAU 11 Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g). Mekki (2018)

Auteur (s)	Expressions mathématiques	Paramètres
Seed et al, (1962)	$\varepsilon_g = 21.6 \times 10^{-5} (I_p)^{2.44}$	I_p (%)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41.13 \times 10^{-5} (I_R)^{2.67}$	I_R (%)
Komornik et David (1969)	pour la marne : $\varepsilon_g = 6.7 + 2.4 I_p$ pour l'argile : $\varepsilon_g = 0.9 + 2.1 I_p$ $\log \sigma_g = -2.132 + 0.0208W_L + 0.000666 \gamma_{d0} - 0.0269W_i$	I_p, W_L , et W_i (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Nayak et Christensen (1971)	$\varepsilon_g = 0.0229 (I_p)^{1.45} \frac{C_{2\mu m}}{W_n} + 6.38$	I_p, W_n et $C_{2\mu m}$ (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0.033 W_L + 0.00321 \gamma_{d0} - 6.692$ $\log \sigma_g = 0.0033 W_L + 0.00321 \gamma_{d0} - 5.154$	W_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0.033 W_L - 0.083W_n + 0.458$ $\log \sigma_g = 0.033 W_L + 0.083W_n - 1.967$	W_L et W_n (%)
Didier et al. (1973)	$\log \sigma_g = U.W_L + v.\gamma_{d0} - tw + k$ $\log \sigma_g = 2.55 \gamma_{d0}/\gamma_w - 1.705$	u, v, t et k sont des constants, W_L (%) γ_{d0} (g/cm ³), σ_g (bars)
Nayak et Christensen (1974)	$\sigma_g = 0.25 (I_p)^{1.12} \left(\frac{C_{2\mu m}}{W_n} \right)^2 + 25$	I_p, W_n et $C_{2\mu m}$ (%)
Schneider et Poor (1974)	$\log \varepsilon_g = (0.9 I_p / W_n) - 1.19$	I_p et W_n (%)

Chapitre I : synthèse bibliographique

O'Neil et Ghazzaly (1977)	$\sigma_g = 2.77 + 0.131 W_L - 0.27 W_n$	W_L et W_n (%)
Johnson (1978)	<p>Pour $I_p < 40$: $\varepsilon_g = -9.18 + 1.5546.I_p + 0.0824.Z$ $+ 0.1.W_n - 0.0432.W_n.I_p - 0.01215.Z.I_p$</p> <p>Pour $I_p > 40$: $\varepsilon_g = 23.82 + 0.7346.I_p - 0.1458.Z$ $- 1.7 W_n + 0.0025W_n.I_p - 0.0084.Z.I_p$</p>	Z (m) W_n et I_p (%)
Weston (1980)	$\sigma_g = 0.000411 (W_L)^{4.17} (\sigma_v)^{-0.386} (W_n)^{-2.33}$	W_L et W_n (%)
David et Komornik (1980)	$\log p_s = 2.08 W_L + 0.06688 \gamma_d - 2.69 W_n - 1.868$	W_L et W_n (%) γ_d (kg/m ³)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5.3 - 1.47e/I_p - \log \sigma) (0.525 I_p + 4.1 - 0.85 W_i)$ $\log \sigma_g = 5.3 - 1.47e/I_p \text{ pour } (\varepsilon_g = 0)$	σ : surcharge appliquée (kPa), W_i (%)
Nagaraj et al. (1983)	$\sigma_g = 17.86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_C}$	e_1 : correspondant à W_L P_C : pression de consolidation (kg/cm ³)
Chen (1988)	$\varepsilon_g = 0.2558 e^{0.0838 I_p}$	I_p (%)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	K est un constant γ_{d0} (g/cm ³)
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117.59 + 3.0571 W_i$	W_i (%)
Mrad (2005)	$\log P_s = 0.0208 W_L + 0.000665 \gamma_{dopt} - 0.0269 W_n - 2.132$	W_L et W_n (%) γ_{dopt} (kg/m ³)
Bekkouche et Aissa Mamoune (2007)	$\log S_p = 4.06 - 0.033 W_n - 0.013 Tca - 1.29 \gamma_{dopt} - 0.12 M$ $\log P_s = -0.37 + 0.004 I_p + 0.003 Tca + 0.22 \gamma_{dopt} - 0.07 M$	M=1 gonflement libre M=2 volume constant M=3 Afnor, M=4 LCPC à

Chapitre I : synthèse bibliographique

		volume constant M=5 LCPC avec variation de volume Tca: teneur en CaCO₃
Turköz et Tosun (2011)	$\sigma_g = 290.015\gamma_d - 5.178 \text{ VBS} - 457.817$ $\varepsilon_g = 37.076\gamma_d + 0.524 \text{ VBS} - 57.967$	γ_d (kg/m ³) VBS (-)

I.4.7 Méthodes directes de mesure du gonflement :

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976 ; Ofer et Blight, 1985 ; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela que l'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide des appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement en laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont : la méthode de gonflement libre ; la méthode de gonflement sous charges constantes et la méthode de gonflement à volume constant (AFNOR 1995 et ASTM 1990).

I.4.7.1 Méthode de gonflement libre :

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec de l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale. Cet essai peut se faire dans un œdomètre ou un appareil triaxial (Figure 9).

Chapitre I : synthèse bibliographique

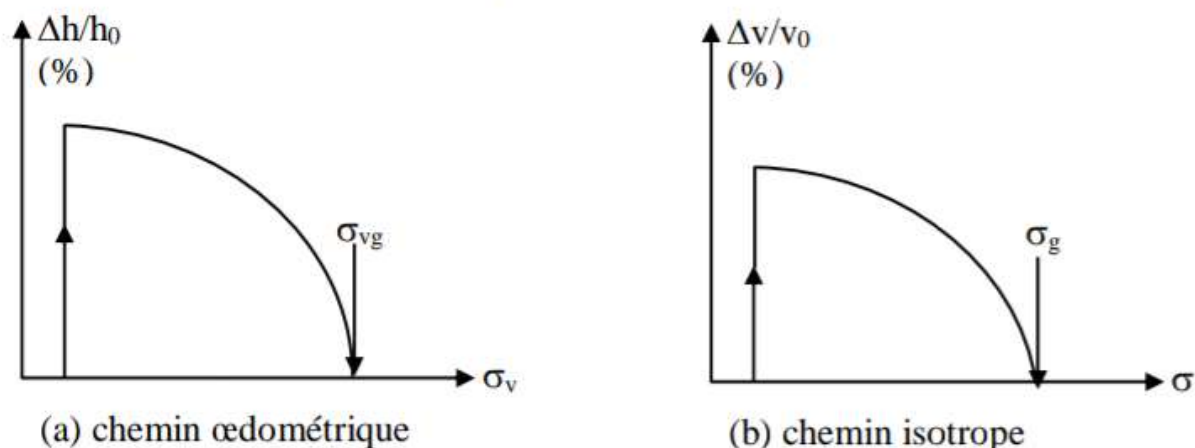


Figure I-12 : Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial.

L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement, la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement). Cependant, l'inconvénient est qu'elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol lorsqu'il subit un gonflement sous confinement (Brackley, 1975 ; Justo et al ; 1984 et El Sayed & Rabbaa, 1986).

1.4.7.2 Méthode de gonflement sous charges constantes :

Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous une charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte isotrope à l'appareil triaxial) ; 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 ($\text{Log } \sigma$) lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (Figure 10). Selon Gilchrist (1963), Noble (1966), Sridharan et al. (1986), Guiras-Skandaji (1996), Bigot et al. (1998) et Yahia-Aïssa (1999), cette courbe est une droite, tandis que Chu & Mou (1973) trouvent une courbe exponentielle, et Philipponnat (1991) une droite ou une hyperbole. Le potentiel de gonflement dans cette méthode est variable, il correspond à la variation de hauteur sous une pression donnée.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de s'approcher le plus des conditions in situ (Sridharan et al ; 1986 ; El Sayed & Rabbaa, 1986 ; Edil et Alanazy, 1992). En effet, le gonflement vertical in situ se fait généralement sous charge verticale constante. En revanche, l'inconvénient est qu'elle nécessite au minimum trois éprouvettes identiques, qui dans certains cas, sont difficiles à préparer si l'on veut travailler sur des échantillons intacts. Pour cette raison, cette méthode est plutôt réservée aux matériaux remaniés.

Chapitre I : synthèse bibliographique

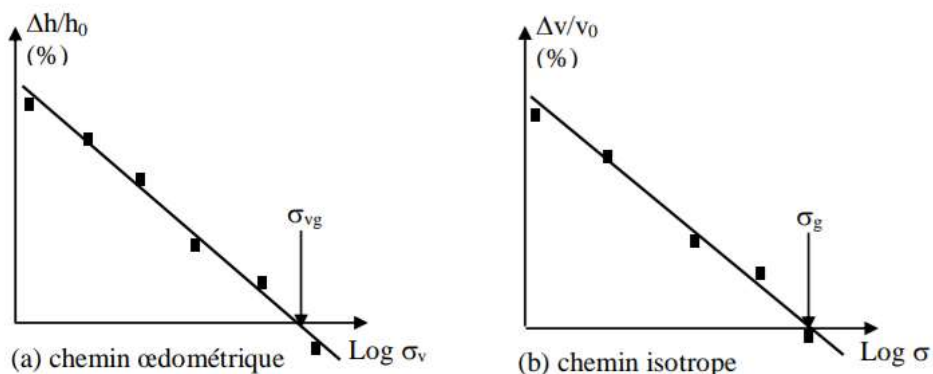


Figure I-13 : Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et triaxial.

1.4.7.3 Méthode de gonflement à volume constant :

Dans cette méthode d'un point de vue pratique, deux méthodes expérimentales existent :

- déformations totalement empêchées : le principe de cette méthode est de saturer une éprouvette tout en maintenant son volume constant. L'essai est poursuivi jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement. A l'œdomètre ceci consiste à bloquer le piston sur un bâti de presse afin d'empêcher la déformation de hauteur et à mesurer l'évolution de la contrainte de gonflement verticale σ_{vg} (Illustration 28a) à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti de presse. Pour l'appareil triaxial, la contrainte de gonflement isotrope σ_g (Figure 11b) peut être mesurée à l'aide d'un contrôleur pression-volume.

En utilisant cette méthode, certains auteurs (Brackley, 1973 ; Push, 1982 ; Alonso et al ; 1999 ; Cuisinier, 2002) observent que la pression de gonflement passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation. Ces auteurs expliquent ce phénomène par une plastification de l'éprouvette au cours de l'hydratation. En même temps que la succion diminue et que la pression de gonflement augmente, la résistance entre les agrégats du sol diminue. A partir d'un certain seuil, les particules s'effondrent, provoquant la baisse de la pression de gonflement.

Chapitre I : synthèse bibliographique

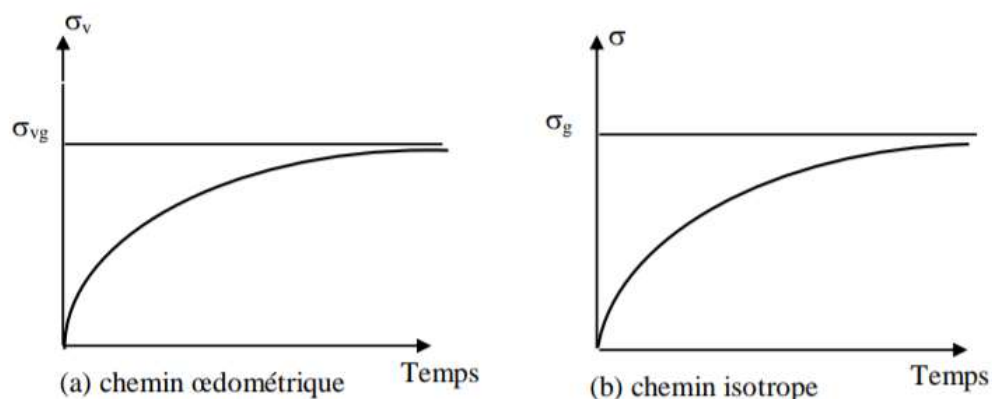


Figure I-14 : Méthode de gonflement à volume constant.

- Chargement suite à une faible déformation selon la norme ASTM D 4546-90 : une contrainte initiale égale à la contrainte estimée in situ ou à la pression de gonflement est appliquée, puis l'éprouvette est humidifiée ; la tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm ; la valeur de la charge lorsque l'échantillon s'effondre est la pression de gonflement (Figure 12).

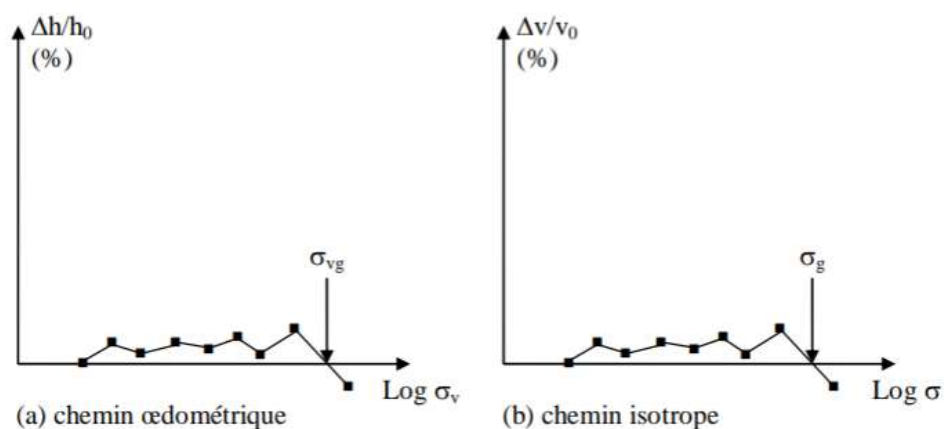


Figure I-15 : Méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D 4546-90.

1.4.7.4 Autres méthodes :

Il existe une multitude d'autres méthodes pour mesurer les deux paramètres caractérisant le gonflement (la pression de gonflement et le potentiel de gonflement). Ofer et al ; (1983) indiquent qu'il y a plus de 20 méthodes qui permettent de déterminer le taux de gonflement. La plupart de ces méthodes se sont basées sur les méthodes déjà citées pour définir leur protocole d'essai. Parmi ces méthodes on peut citer : la méthode de gonflement à l'œdomètre double (Jennings et Knight, 1957), la méthode de Sullivan et McClelland (1969), la méthode d'Huder et Amberg (1970), la méthode de Porter et Nelson (1980), les méthodes de Sridharan et al. (1986), la

Chapitre I : synthèse bibliographique

méthode d'Erol et al. (1987), les méthodes d'Edil et Alanazy (1992), la méthode de Shuai (1996) et la méthode de Windal (2001).

I.4.8 Comparaisons des différentes méthodes :

Les chemins suivis et les valeurs obtenues dans les méthodes citées ci-dessus sont très différents (Brackley, 1975 ; Justo et al ; 1984 et Ali & Elturabi, 1984). Selon les comparaisons réalisées par Gilchrist (1963), Brackley (1975), Sridharan et al., (1986), Abduljauwad & Al-Sulaimani (1993) et Guiras-Skandaji (1996), 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. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux méthodes précédentes.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement à volume constant 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). Cependant, la méthode de gonflement sous charges constantes, 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.

En comparant les paramètres de gonflement mesurés in situ et ceux déterminés avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant 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 charges 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.[9] (M.vincent et al 2006)

I.5 *Stabilisation :*

I.5.1 *Introduction :*

Depuis quelques décennies, les sols fins sont devenus un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs géotechniciens, les dégâts engendrés par leur comportement sont énormes puisqu'ils se caractérisent par plusieurs propriétés qui

Chapitre I : synthèse bibliographique

les rendent complexe et ceci est dû principalement à leur structure minéralogique. C'est pour cela ils ont travaillé à fin de trouver plusieurs méthodes d'amélioration des sols fin pour résoudre les problèmes de stabilité et de minimiser voir ignorer les désordres ou les déformations qu'ils rencontrent lors de l'élaboration d'un projet.

De nombreuses techniques ont été développées par ces ingénieurs au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et, sont jugées efficaces et aussi économique car elles ignorent le rejet des sols inutilisables et les remplacer par d'autres sols. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière.

Il existe trois objectifs qui assurent le but de la stabilisation et qui permettent aussi d'améliorer la résistance mécanique et de diminuer la sensibilité à l'eau:

- La réduction du volume des vides interarticulaires solides ce qui provoque une augmentation de la compacité ;
- Boucher les vides à éviter ;
- Améliorer les liaisons existantes interarticulaires et créer des liens ce qui résulte une résistance mécanique. [11](DRAOU & NEBATI 2016)

1.5.2 Différent technique de stabilisation :

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

- la stabilisation mécanique ;
- la stabilisation thermique ;
- la stabilisation chimique, (par additifs).

1.5.2.1 stabilisation mécanique :

a) Compactage :

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (W_{opm}) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée (ρ_{opm}) est utilisée lors

Chapitre I : synthèse bibliographique

des études de la stabilisation et aussi lors du chantier. La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de la teneur en argile. Dans le cas des sols fins, un simple compactage ne permet pas de garantir les caractéristiques de la couche de forme. La cohésion est avant tout liée à la présence d'eau : c'est un phénomène de tension superficielle qui lie les particules du sol. Les caractéristiques de la couche de forme sont donc tributaires de la teneur en eau du sol. Cette cohésion ne crée pas de liaison suffisamment solide entre les particules pour s'opposer au gonflement des argiles. L'utilisation d'agents chimiques permettant une stabilisation irréversible est donc nécessaire. Plusieurs produits existent et sont couramment employés.

b) Drainage :

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

c) 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.

d) Application de fortes pressions :

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire 62 correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants (MOURoux, 1969).

e) Pré humidification :

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 BOJANA DOLINAR, 2006, cité par AZZOUZ, 2006 :

- Simple arrosage par jet ;

Chapitre I : synthèse bibliographique

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

f) Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux :

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par JENNING et EVANS cité par MOUROUX ,1969. Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé.

Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité ;

- Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement sans dommage d'une partie de l'édifice ;
- Des reports de charges sur des semelles isolées ;
- Des pieux fondés sur une couche peu gonflante.

Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement.

1.5.2.2 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.[12](BELABBACI,2014)

1.5.2.3 Stabilisation avec des additifs :

Le traitement chimique des sols s'effectue à l'aide d'additifs. On en distingue trois types :

- le traitement par ajout de matériaux inertes (sables, graviers), qui réduisent le pourcentage d'éléments actifs (< 2mm), donc l'activité des fines argileuses ;
- le traitement aux liants hydrauliques (ciments et chaux) et aux liants spéciaux routiers constitués de coproduits de l'industrie : clinker Portland, laitier granulé de haut fourneau, pouzzolanes naturelles, cendres volantes, schistes calcinés, calcaire) ;
- le traitement par addition de solutions salines dont l'efficacité serait très influencée par la nature du fluide hydratant (NaCl, KCl, MgCl₂) et de sa concentration.

mais l'efficacité de ces produits n'est pas encore clairement établie à l'échelle de la pratique. Parmi les produits de traitement qui viennent d'être cités, seuls donc les

Chapitre I : synthèse bibliographique

liants hydrauliques (ciments et chaux) présentent un intérêt particulier dans la suite de cette thèse. Les conditions de leur utilisation sont schématisées dans la figure 16 :

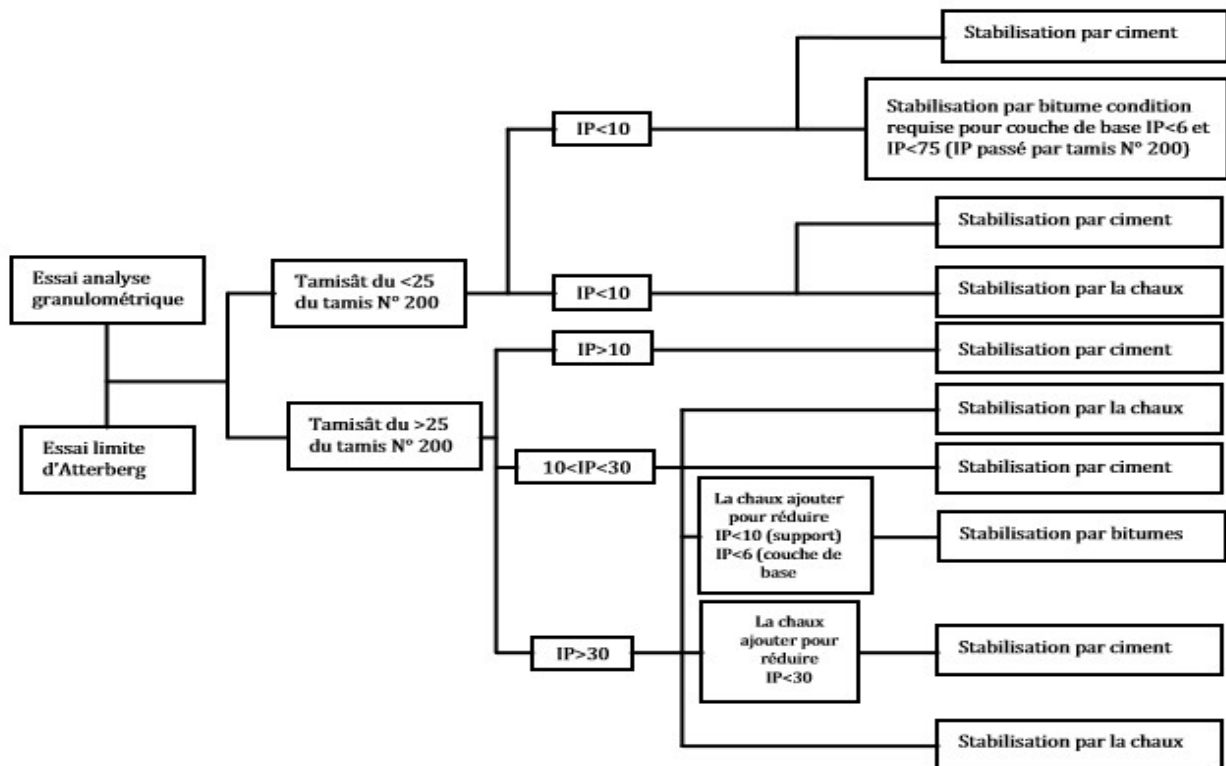


Figure I-16 : Critères d'utilisation du traitement chimique (Dept. of the US Army, 1983).

On notera simplement que le guide technique en vigueur en France pour le traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques (LCPC-SETRA, 2000a) décrit de manière suffisante les produits de traitement en question, l'action de ces produits sur les sols traités et les caractéristiques requises à leur utilisation ; ces dernières étant fixées dans les normes françaises (NF P 15-301) pour les ciments et (NF P 98-101) pour la chaux. Il en va de même pour les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004) qui fixent un code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment, ainsi que pour les règles du Département des armées de l'US Air Force. Aussi, n'exposera-t-on ci-après que les propriétés significatives que procurent le traitement à la chaux ou au ciment (traitement simple) ou à leur combinaison (traitement mixte). Le tableau 2.1 recommande le choix du liant (chaux, ciment ou leur combinaison) et le dosage convenable en fonction des caractéristiques de plasticité du sol à traiter selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004).

Chapitre I : synthèse bibliographique

Tableau 12 : Synthèse sur les dosages en stabilisants pratiqués pour le traitement des sols selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004)

Stabilisation	Indice de plasticité							Dosage
	0	5	10	15	20	25	30 et +	
	Valeur de bleu du sol (g de bleu/kg de matériau)							
	0	10	15	22	30	40	60 et +	
Chaux								4 à 8%
Ciment								4 à 8%
Mixte (chaux puis ciment)								1 à 2% chaux 4 à 6% ciment
Composé (chaux-ciment)								5 à 8%

a/ Traitement à la chaux :

La chaux aérienne se présente sous trois formes : chaux vive, chaux éteinte et lait de chaux. Pour le traitement des sols à la chaux, on préconise d'utiliser :

- la chaux vive lorsque le sol est trop humide ($W_{nat} > W_{OPN}$) ;
- la chaux éteinte lorsque le sol est à la teneur en eau optimale ($W_{nat} \simeq W_{OPN}$) ;
- le lait de chaux lorsque le sol est trop sec ($W_{nat} < W_{OPN}$). où W_{nat} et W_{OPN} désignent les teneurs en eau naturelle et optimale du sol à traiter.

L'action de la chaux sur les sols fins se manifeste par (Routes 89, 2004) :

- une diminution de la teneur en eau du mélange sol-chaux de l'ordre de 1 à 2% pour 1% de chaux ;
- des modifications immédiates des propriétés géotechniques du sol traité (diminution de l'indice de plasticité, augmentation de l'indice portant immédiat : indice CBR immédiat, aplatissement de la courbe Proctor avec diminution de la densité sèche maximale et augmentation de la teneur en eau optimale) ;
- des modifications à long terme (formation d'aluminates et de silicates de calcium hydratés par réaction pouzzolanique).

Chapitre I : synthèse bibliographique

Ce mode convient au traitement des sols trop humides destinés à une utilisation en remblais ou en couches de forme routières. On notera simplement que les modalités de traitement des sols à la chaux sont régies par les normes européennes (EN 459-1) et française (NF P98-101) en vigueur.

b/ traitement au ciment :

On distingue cinq types de ciment (CEM I : ciment Portland, CEM II : ciment Portland composé, CEM III : ciment de haut fourneau, CEM IV : ciment pouzzolanique et CEM V : ciment composé), dont le choix pour le traitement des sols se fera sur différents critères (CRR, 2004) :

- Temps de prise assez long pour la mise en œuvre,
- Bonne résistance à moyen et long terme,
- Compatibilité avec le sol à traiter,
- Bon rapport qualité/prix.

Parmi les ciments cités ci-dessus, le ciment Portland composé est de loin le plus utilisé en Algérie sous forme de cinq classes distinctes : CHAMIL (CEM II/B 32,5 R NA 442), MOHTARIF (CEM II/B 32,5R NA 442), MALAKI (CEM II/A-L 52,5N NA 442), MATINE (CEM II/B 42,5 R NA 442) et MOKAOUEM (CEM III/B 42,5 – ES NA 442) de fabrication locale dans les cimenteries Lafarge Algérie. Les fiches techniques de ces cinq classes de ciment sont à chercher sur le site (<http://lafarge-dz.com/ciment.html>).

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

L'action du ciment sur les sols traités se manifeste par (Routes 89, 2004) :

- L'amélioration des caractéristiques initiales des sols, notamment des sols fins prétraités à la chaux ou des sols peu ou pas plastiques dont les teneurs en eau ne permettent pas de réaliser des remblais ou des couches de forme dans de bonnes conditions et avec des garanties suffisantes de qualité ;
- L'obtention d'un développement rapide et durable des résistances mécaniques et des stabilités à l'eau et au gel ;
- Des modifications immédiates et à long terme des propriétés géotechniques et mécaniques du sol traité (hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres avec passage par la phase soluté suivie de la cristallisation des produits hydratés : prise hydraulique). · une diminution de la teneur en eau du mélange sol-ciment.

Chapitre I : synthèse bibliographique

Ce mode convient au traitement des sols destinés à une utilisation en remblais ou en couches de forme routières. On notera simplement que les modalités de traitement des sols au ciment sont régies par les normes européenne (EN 197-1) et française (NF P 15 -108) en vigueur.[13] (MAHAMDI,2014)

c/ Stabilisation mixte chaux-ciment :

Le traitement mixte consiste à améliorer la qualité d'un sol par combinaison de deux ou plusieurs stabilisants en vue d'atteindre les performances mécaniques souhaitées. Il existe plusieurs combinaisons mais la plus utilisée est celle de la chaux-ciment : Dans le cas où le sol est humide (on préconise la chaux), et peu argileux (on préconise le ciment), on utilise d'abord la chaux à faible dose (0.5 à 2%) et ensuite le ciment, ces liants ayant une action complémentaire. Le traitement préalable à la chaux par son action d'assèchement immédiate du sol amène celui-ci à un état optimal pour la stabilisation au ciment. (Génie Hippique, 2004)

Ont permis de mettre en évidence les différents caractères de la stabilisation mixte (proches tantôt de ceux de la stabilisation au ciment, tantôt de ceux de la stabilisation à la chaux) en rapport avec la teneur en chaux des mélanges. Cela a été contrôlé aussi bien dans des conditions climatiques correctes que sur des éprouvettes soumises à l'immersion dans l'eau et à l'action simulée de gel. Pour les différents types de traitement on a pu étudier l'évolution de la résistance en immersion et, en outre, l'influence d'une période de gel sur l'évolution successive de la résistance. Le pouvoir discriminant de la richesse en chaux des mélanges mixtes a été également observé pour ce qui est du retard entre l'addition de la chaux et le compactage des mélanges qui suit immédiatement l'addition du ciment [14]

Chapitre I : synthèse bibliographique

Tableaux 13 : Les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation

technique	procédés	avantage	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. élevée).
	substitution	-	-L'épaisseur de la couche -La disponibilité du matériau.
	Préhumidification	-	-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de W.
	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 .

Chapitre I : synthèse bibliographique

	La chaux	-diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement -Augmenter la résistance et W_{opm} -utilisation d'un faible dosage	- Carbonation de la chaux
--	-----------------	--	---------------------------

I.6 CONCLUSION :

Ce chapitre a permis de mettre en évidence la complexité du phénomène de gonflement, qui fait intervenir plusieurs mécanismes physiques, chimiques et mécaniques d'interaction du matériau et de l'eau, à différentes échelles. Il est également vraisemblable que la structure du matériau (arrangement des particules, fissuration, etc.) conditionne le processus de gonflement, d'une part, et que le processus de gonflement soit lui-même accompagné, dans certains cas, de modifications de structure (réarrangement des particules, compensation de vides, etc.), d'autre part.

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 en laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, que sont la pression de gonflement ou la déformation de gonflement.

Chapitre II :

Programme expérimental et procédures d'essais

II Chapitre II : Programme expérimental et procédures d'essais

II.1 Introduction :

L'objectif de cette étude est de déterminer les propriétés du sol dans la région de Sidi Hijras – M'sila et de déterminer nature et les paramètres mécaniques et physiques qui jouent un rôle important dans la variation de leur taille à travers des tests d'identification classiques et des tests mécaniques (Proctor modifié , CBR immédiat et imbibé , essais de compressibilité œdométriques) .

II.2 Localisation de la commune SIDI-Hadjres :

La commune de Sidi Hadjres est située à l'ouest de la capitale de la wilaya de m'sila (ville de m'sila) , à 50 km sur la route nationale 40. Comme le montre les figures suivante :

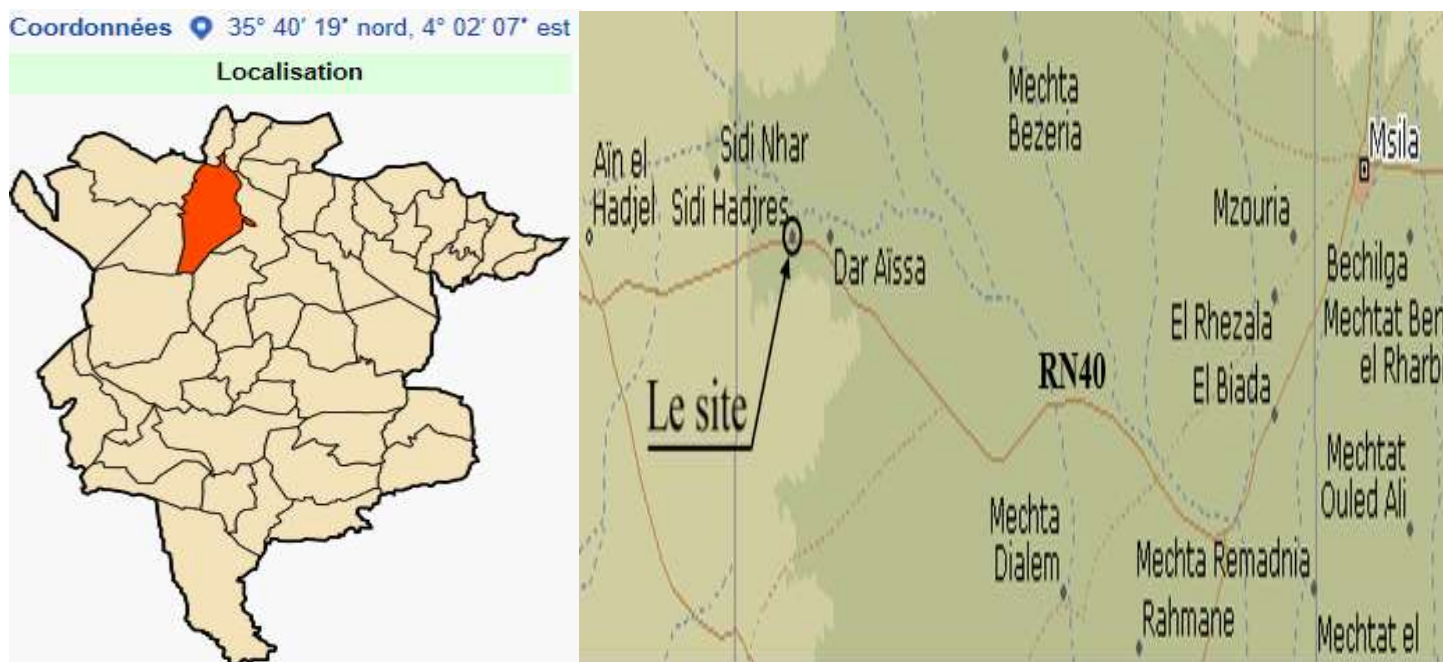


Figure IXI-1 : Localisation de la commune de Sidi Hadjres wilaya de M'sila



Figure X-2 : image satellite prise en 2020 , (Source Google Earth)

La coupe géotechnique du massif révèle l'existence de trois couches de sol successives : une couche de terre végétale de 40 cm d'épaisseur, suivie d'une couche de limon sableux et d'une couche de marnes rougeâtre avec présence de cristaux de gypse en profondeur. Le prélèvement des échantillons d'essais a été effectué à l'aide d'une pelle mécanique entre 1.5 et 2 m de profondeur.

II.3 Le programme expérimentale et procédures d'essais :

II.3.1 les essais d'identification :

II.3.1.1 Analyse granulométrique par tamisage : [15]

II.3.1.1.1 Principe de l'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes.

II.3.1.1.2 Objectif :

Déterminer la quantité (masse) de grains :

- Par diamètre
- jusqu'à 80 μ m

Deux méthodes :

- Tamisage par voie humide (NFP P 94-041)
- Tamisage à sec après lavage (NFNP P 94-056)

II.3.1.1.3 Matériel utilisée :

- La série de tamis suivante en (mm) :
0.08, 0.16 ,0.315, 0.63, 1.25, 2.5, 5
- Vibro-tamis
- Une balance et un récipient
- Le sol (2 kg à chaque essai)



Photo II-1 : série de tamis



Photo II-3 : un récipient



photo II-2 : vibro-tamis

II.3.1.1.4 Mode opératoire :

1. nous avons commencé par dresser la colonne des tamis. Les ouvertures des tamis doivent être croissantes de bas en haut. Les tamis à prendre en compte sont en mm :
0.08, 0.16 ,0.315, 0.63, 1.25, 2.5, 5
2. Tamisage par voie humide (OBLIGATOIRE) ● Tamis de 80 μ m
3. Séchage des refus à 80 μ m
4. Verser le sol (après lavage) sur le tamis supérieur.
5. Procéder à l'agitation mécanique pendant environ 5 min.
6. Procéder à la pesée cumulée des refus des tamis en commençant par le tamis supérieur



photo II-4 : Tamis de 80 μ m



Photo II- 5 : verse le sol dans les tamis

II.3.1.2 Analyse granulométrique par sédimentation : [16]

II.3.1.2.1 But :

La sédimentométrie complète l'analyse granulométrique par tamisage, elle donne la répartition des grains de diamètre inférieur à 80 μm .

II.3.1.2.2 Méthode :

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.

II.3.1.2.3 Appareillage :

1. Préparation de l'échantillon de sol :

- . Une balance dont les portées maximale et minimale sont compatibles avec les masses à peser et telle que les pesées sont effectuées avec une incertitude de 11 000 de la valeur mesurée.
- . Un tamis à maile carrée de 80 μm
- . Un bac
- . Une enceinte thermique ou une étuve de dessiccation, à température réglable à 105 °C et à 50 °C, de classe d'exactitude C comme défini dans l'annexe A de la norme NF X 15-016
- . Mortier
- . Agitateur mécanique
- . eau distillée ou déminéralisée et défloculant

2. Exécution de l'essai :

- . Deux éprouvettes cylindriques en verre transparent, graduées et d'une contenance minimale de 2 500 cm^3 . Elles doivent avoir un diamètre intérieur de 85 mm 5 mm, des graduations à 500, 1000, 1500 et 2 000 cm^3 au moins et une variation de la section de l'éprouvette inférieure ou égale à 1% de la section moyenne.
- . Eau distillée ou déminéralisée.
- . Un agitateur manuel pour homogénéiser la suspension avant essai .

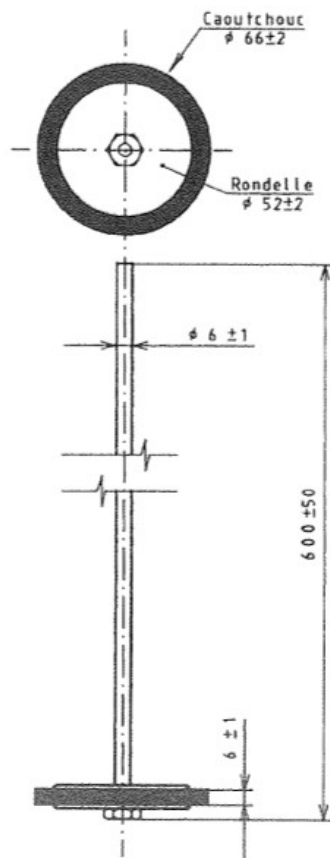


Figure II-3 : Agitateur manuel

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

- . Densimètre
- . Thermomètre
- . Chronomètre
- . Thermomètre de la salie d'essai

II.3.1.2.4 Mode opératoire :

- . Essai sur échantillon passant à $80\mu\text{m}$
- . 2 éprouvettes de 2L :
 - a) Avec eau + défloculant (témoin)
 - b) Avec le matériau et le défloculant (trempage 15h)
- Agitation du matériau
- Lecture du densimètre à 0.5, 2, 5, 10, 20, 40, 80 minutes, 4 et 23 heures



photo II-6 : Essai analyse granulométrique par sédimentométrie .[17]

II.3.1.3 Essai de bleu de méthylène : [18]

II.3.1.3.1 Domaine d'application :

Cette norme, relative à la détermination de la valeur de bleu de méthylène qu'absorbe un sol par la méthode dite à la tâche, permet de mesurer la capacité d'absorption d'un sol et constitue un paramètre d'identification de la classification des sols selon la norme **NF P11-300** .

II.3.1.3.2 Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'absorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'absorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparait à la périphérie de la tache.

II.3.1.3.3 Le matériel :

Agitateur (400 et 700 tr/min)

Récipient

Baguette de verre

Seringue gradué (5ml)

Papier filtre

Bleu de méthylène + Echantillon de sol



photo II-7: essai bleu de méthylène

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

II.3.1.3.4 Mode opératoire :

On met un échantillon de sol avec de l'eau distillée (500ml) dans un récipient, ensuite on laisse l'agitateur mélanger (à 700 tr/min) durant 5 minutes

Ensuite on ajoute 5ml de bleu de méthylène et on mélange de manière constante (400 tr/min jusqu'à la fin de l'essai) durant 1 minute (photo II-7)

Ensuite toutes les minutes on prélève une goutte de mélange qu'on dépose sur le papier filtre

A l'aide d'une baguette de verre, on prélève une goutte que l'on dépose sur le papier filtre.

On observe la tâche, une auréole se forme autour de la goutte, si le périmètre de cette auréole vire au bleu clair, le sol est saturé. (Photo II-8)

Si le sol est saturé on effectue 5 prélèvements à la même teneur en bleu, si le bleu clair persiste l'essai est terminé.

Si le sol n'est pas saturé on continue à augmenter la concentration en bleu de méthylène jusqu'à ce que le sol soit saturé.

Une fois le sol saturé on passe à l'analyse des résultats.



Photo II-8 : Prenez une goutte du mélange et mettez-la sur le papier filtre.

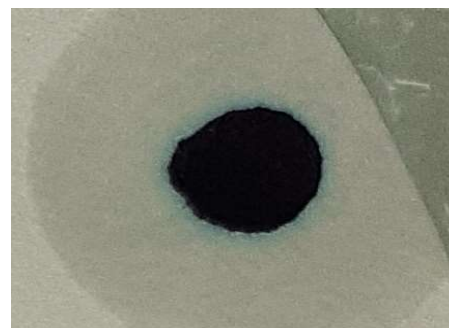


Photo II-9 : une auréole autour de la goutte

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

II.3.1.4 Limites d'Atterberg :[19]

II.3.1.4.1 Objet :

Caractériser " l'argilosité " d'un sol.

II.3.1.4.2 Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur la fraction 0/400 μm en 2 phases :

-Détermination de la teneur en eau WL pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme , suite à des chocs répétés pour un nombre de coups donnés (cette limite de liquidité correspond à une résistance à un cisaillement conventionnel) ;(photo II-9)



photo II-10 : limite de liquidité à la coupelle

-Détermination de la teneur en eau WP pour laquelle un rouleau de sol se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle) .(photo II-10)



photo II-11 : limite de plasticité au rouleau

II.3.1.4.3 Equipements :

- Pour la préparation du sol :

Tamis à mailles carrées de 400 μm d'ouverture.

Bac de manutention.

Dessiccateurs.

- Pour la détermination de WL :

Appareil de Casagrande avec ses accessoires.

- Pour la détermination de WP :

Une plaque lisse pour le malaxage du sol et la confection des rouleaux de sol.

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

Une règle pour l'évaluation du diamètre du rouleau de sol.

- Pour la mesure des teneurs en eau W :

Une étuve de dessiccation pouvant être réglée à 105 °C et à 50°C.

Une balance

Des spatules, pissette, récipients.



photo II-12 : Appareil de Casagrande avec ses accessoires.

II.3.2 Essais mécanique :

II.3.2.1 Essai Proctor modifié : [20]

II.3.2.1.1 But de l'essai :

Il existe une teneur en eau particulière W_{optimum} pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche ρ_d (ou un poids volumique) maximum.

II.3.2.1.2 Principe de l'essai :

L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule standard, à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer le teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (4%,6% ,8% ,10%,12% ,14%,16%) On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

expérimentaux. Elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor », et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

II.3.2.1.3 Matériel nécessaire :

- Moule Proctor
- L'appareil de Proctor est configuré pour Proctor modifié
- Règle à araser, Balance de portée supérieure à 6 kg.
- Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.
- étuve, balance de précision et petit récipients.



photo II-13 : la machine de Proctor

II.3.2.1.4 Mode opératoire :

- On prend 2 kg de sol préalablement préparé qu'on verse dans un bac.
- On ajoute une certaine quantité d'eau (*) proportionnelle au poids du sol utilisé.
- malaxe bien le sol.
- On remplit le moule Proctor normalisé en Cinq couches puis après avoir versé chaque couche on compacte l'aide de la machine de Proctor (réglée à Proctor modifié) . On procède de la même manière après la mise en place de la deuxième couche jusqu'à la cinquième couche.
- Une fois le moule rempli, on arase le sable avec une règle à araser, on comble les vides laissés à la surface.
- On prélève ensuite un échantillon à la surface du moule, puis on retire la base de ce dernier afin de prendre un 2eme échantillon d'à peu près du même poids.
- A la balance, on évalue les masses des deux prélèvements puis on les fait passer à l'étuve au moins pendant 24h. aux termes desquelles on va repeser les échantillons.

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

(*) : L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (4% ,6% ,8% ,10%,12% ,14% , 16%)

Note : il n'est pas autorisé de réutiliser le même matériau pour la détermination de plusieurs points de la courbe Proctor.

II.3.2.2 ESSAI C.B.R. (California Bearing Ratio test) :[21]

II.3.2.2.1 But de l'essai :

L'essai CBR est un essai qui permet de déterminer la portance d'un sol (aptitude des matériaux à supporter les charges) ce qui permettra de bien dimensionner les fondations des ouvrages et les chaussées des routes.

Il s'agit dans cette norme de déterminer expérimentalement pour un sol ou un matériau granulaire (dont la proportion des éléments de D_{\max} 20 mm ne dépasse pas 30%) utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées:

- L'indice portant immédiat (IPI)
- L'indice CBR immédiat
- L'indice CBR après immersion

II.3.2.2.2 Principe de l'essai :

Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des 2 forces ayant provoqué 2 enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur exprimée en %, des 2 rapports calculés. Les valeurs des paramètres (section du poinçon, vitesse d'enfoncement, enfoncement conventionnel, forces observées sur le matériau) sont normalisées.

II.3.2.2.3 Déroulement de l'essai:

II.3.2.2.3.1 Confection des éprouvettes:

Il convient d'abord de choisir les conditions d'état du sol pour lesquels l'essai sera réalisé (masse volumique sèche, teneur en eau et état de saturation). On procède ensuite à la préparation du sol et au compactage dans les moules suivant la norme de Proctor (NF P94-093).

II.3.2.2.3.2 Exécution du poinçonnement:

La procédure se diffère selon ce qu'on cherche à travers l'essai:

(Si on cherche IPI):

CHAPITRE II : Programme expérimental et procédures d'essais

On place l'ensemble (plaque de base, moule et éprouvette compactée) sur la presse, en position centrée puis on procède au poinçonnement:

- Mettre en contact la surface supérieure de l'éprouvette avec le piston
- Initialiser les dispositifs de mesure des forces et des enfoncements
- Exécuter le poinçonnement avec vitesse constante (1,27mm/min)
- Tracer la courbe effort-déformation
- Déterminer la teneur en eau de l'éprouvette

(Si on cherche CBR immédiat):

On interpose 2 surcharges dans le volume libéré par le disque d'espacement. L'ensemble (moule, plaque de base et surcharges) sont posé sur la presse. Le poinçonnement s'exécute comme déjà indiqué.

(Si on cherche CBR immersion):

- Positionne le disque de gonflement sur l'éprouvette avant de mettre en place les surcharges.
- Mettre en place et initialiser le dispositif de mesure de gonflement.
- Immerger l'ensemble de sorte que l'éprouvette soit recouverte par une hauteur d'eau d'au moins 20mm et qu'une lame d'eau d'au moins 10mm de hauteur soit présente sous le moule.
- Après 4 jours d'immersion; relever la valeur de gonflement total atteint
- Retirer le moule et l'éprouvette, après égouttage, procéder au poinçonnement

II.3.2.3 Essais de gonflement à l'Œdomètre :

Les essais de gonflement visent à déterminer les paramètres de gonflement (la pression de gonflement σ_g , l'amplitude du gonflement libre ϵ_g et le taux de gonflement secondaire $C_{\alpha s}$) de l'argile intacte et compactée et, par conséquent, à vérifier l'effet de compactage sur le potentiel de gonflement correspondant. Ces essais ont été réalisés selon la méthode française CEBTP et la norme française AFNOR (XP P94-091) au moyen d'œdomètres conventionnels à chargement par poids.

Le mode d'exécution des essais de gonflement et leur interprétation sont expliqués dans la littérature spécialisée (Didier et al. 1987, Serratrice et Soyez 1996, Reiffsteck 1999, Bigot et Zerhouni 2000, Zerhouni et al. 2002).

II.3.2.3.1 Essais de gonflement par la méthode du CEBTP :

Un essai de gonflement selon la méthode CEBTP, appelé « essai de gonflement libre », est un résultat direct de la procédure d'essai œdométrique traditionnelle. Il est effectué en chargeant un seul échantillon d'essai avec plusieurs paliers de chargement. L'éprouvette est d'abord soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, le chargement est effectué dans des paliers à un taux de chargement approprié jusqu'à ce que la déformation soit stabilisée à chaque étape. La pression de gonflement correspond à la charge à laquelle il est nécessaire de ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale.

Par analogie avec la construction d'un diagramme œdométrique, l'interprétation des résultats de l'essai de gonflement libre est basée sur l'exploitation de la courbe représentant les variations de l'indice de vide en fonction du logarithme de la contrainte effective appliquée, dont la pression de gonflement σ_g est définie par la contrainte normale appliquée à l'éprouvette qui lui permet de retrouver ses dimensions initiales (**figure II-4**), c'est-à-dire la contrainte correspondant à l'indice des vides initial e_i déterminé au début de l'essai.

Elle repose également sur l'exploitation des courbes de gonflement représentant les variations de la hauteur de l'éprouvette en fonction du logarithme du temps, à partir de laquelle le taux de gonflement secondaire $C_{\alpha s}$ et l'instant t_{100} correspondant à 100% du gonflement primaire. Ces courbes caractérisent la cinétique du gonflement (**figure II-5**). Elles montrent des formes similaires aux courbes de consolidation, mais en sens inverse. Elles comprennent une phase de gonflement primaire suivie d'une phase de gonflement secondaire. Notons simplement que l'amplitude de gonflement, dite gonflement libre, est la déformation maximale subie par l'éprouvette sans chargement (une charge initiale de 5 à 10 kPa selon la consistance du sol est appliquée à l'éprouvette pour rétablir son état initial in-situ). Dans le cas des sols à gonflement moyen à élevé, l'essai de gonflement libre peut provoquer un changement structurel

pendant le gonflement avant de revenir à une déformation nulle. C'est pourquoi il a tendance à surestimer la pression de gonflement.

$$\sigma_g = \sigma (e = e_i)$$

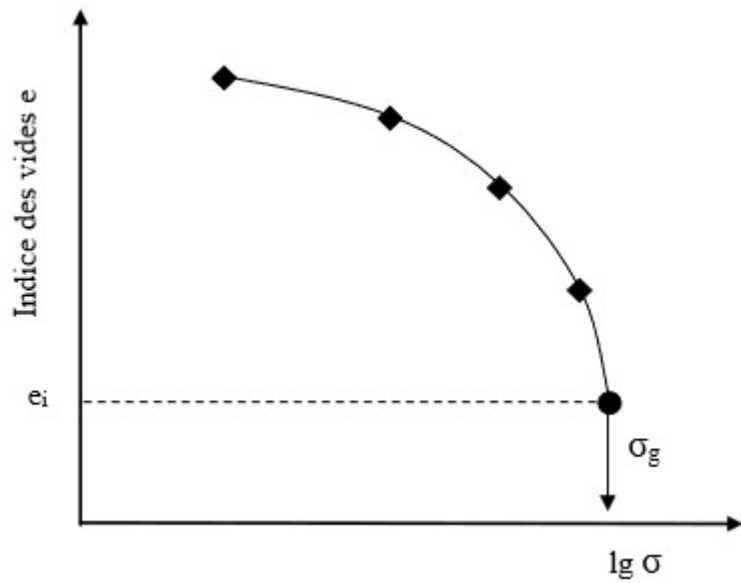


Figure II-4 : Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP.

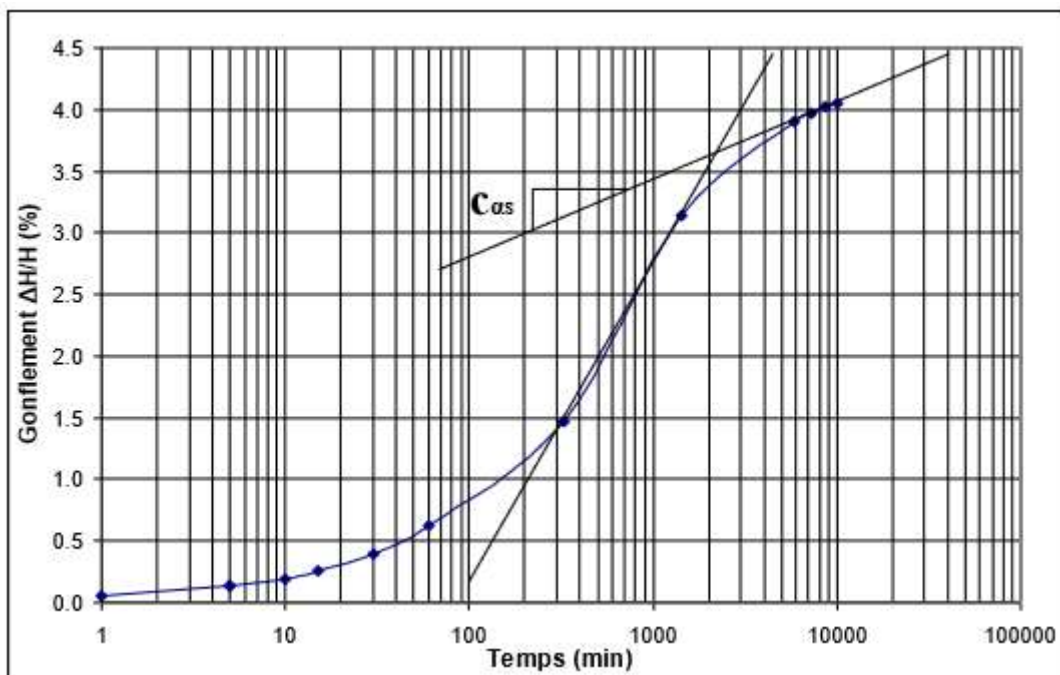


Figure II-5 : Courbes de gonflement.

Chapitre III :

Présentation et analyse des résultats d'essais

III Chapitre III : Présentation et analyse des résultats des essais

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous présentons les résultats expérimentaux du sol étudié tels que le travail a été divisé en deux parties :

Dans ce chapitre nous présentons les résultats expérimentaux du sol étudié tels que le travail a été divisé en deux parties:

Le premier partie : nous avons présenté les résultats des essais d'identification[Teneur en eau naturel, L'analyse granulométrique (par tamisage + par sédimentométrie), Les limites d'Atterberg, L'essai au bleu de méthylène]. Avec l'essai mécanique(Proctor modifié, CBR).Où le sol n'est pas traitée.

Le deuxième partie : cette partie comprend le sol traité par trois (3) types de ciment {rapide, complet, solide}. Nous présenté l'essais physique [limite d'Atterberg] et de essai mécaniques (Proctor modifier, essai œdométrique)].

III.2 Présentation et analyse des résultats d'essais :

sol n'est pas traitée :

a) Teneur en eau naturel :

Nous avons fait 03 essais et les résultats des essais obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IIII-1 : Tableau présente teneur en eau naturel

N° des essais	1	2	3
Masse humide	86.8	64.4	45.2
Masse sec	84	62.2	43.6
Teneur en eau %	2.48	2.56	2.82
Moyenne de teneur en eau %	2.62		

b) Analyse granulométrique :

a) Par tamisage :

Nous avons fait 6 essais et les résultats des essais obtenus sont donnés dans les tableaux et les courbes suivants :

Essai (01) :

Tableau IIII-2 : Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°01

Ouverture des tamis (mm)	Refus partielle (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	8	8	1.6	492	98.4
2.5	2	10	2	490	98
1.25	1	11	2.2	489	97.8
0.63	0	11	2.2	488	97.8
0.315	1	12	2.4	488	97.6
0.16	1	13	2.6	487	97.4
0.08	0.6	13.6	2.72	486.4	97.28
Fond	486.4	500	100	-	-

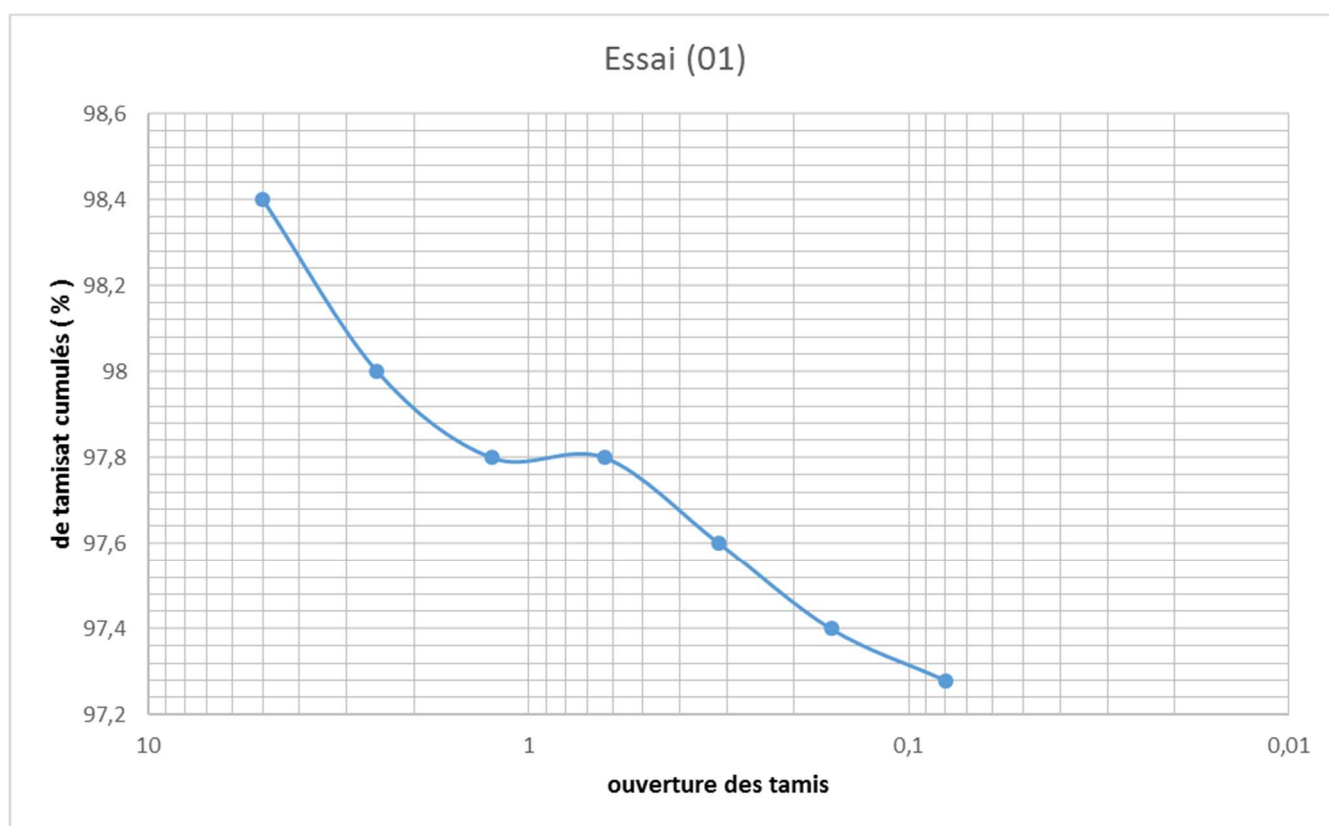


Figure IIII-1 : La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 01

essai (02)

Tableau III-3 : Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°02

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamiset cumulés (g)	% de tamiset cumulés
5	13	13	1.3	987	98.7
2.5	7	20	2	980	98
1.25	9	29	2.9	971	97.1
0.63	6	35	3.5	965	96.5
0.315	4	39	3.9	961	96.1
0.16	2	41	4.1	959	95.9
0.08	1.6	42.6	4.26	957.4	95.74
Fond	957.4	1000	100	-	-

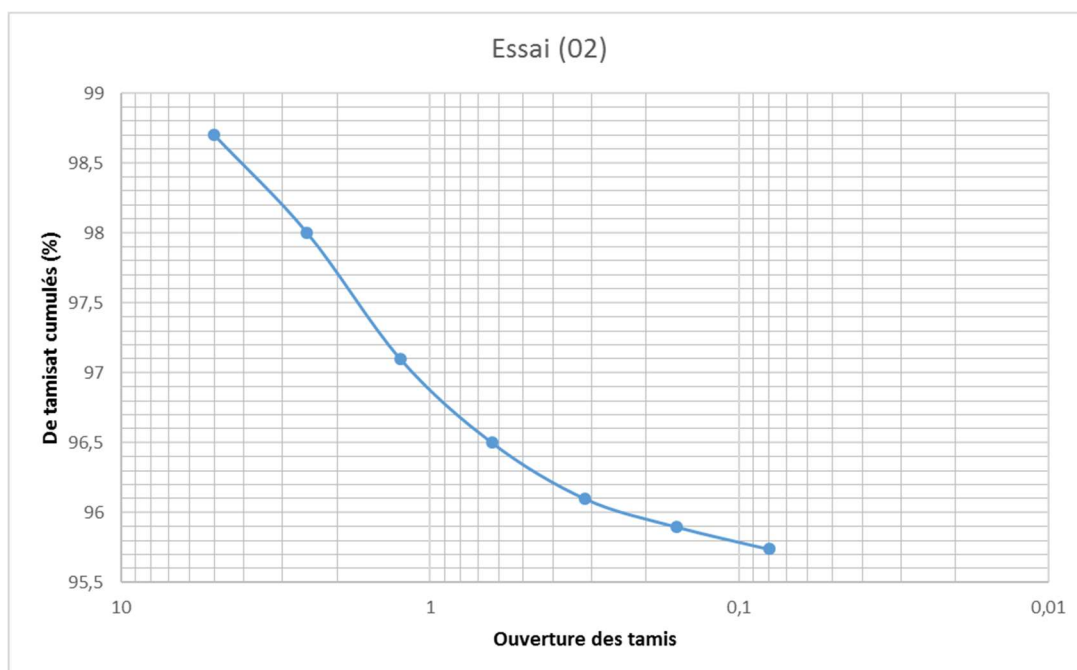


Figure III-2 : La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 02

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Essai (03)

Tableau IIII-4 : Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°03

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	8	8	1.6	492	98.4
2.5	2	10	2	490	98
1.25	1	11	2.2	489	97.8
0.63	0	11	2.2	489	97.8
0.315	1	12	2.4	488	97.6
0.16	1	13	2.6	487	97.4
0.08	0.6	13.6	2.72	486.4	97.28
Fond	486.4	500	100	-	-

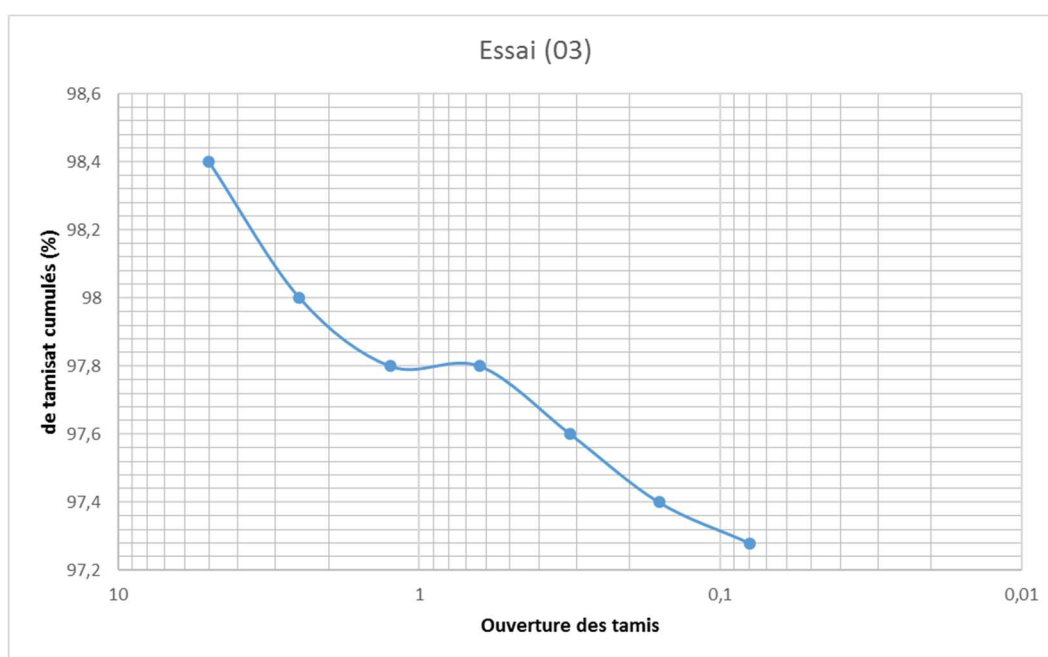


Figure IIII-3 : La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 03

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Essai (04)

Tableau IIII-5 : Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°04

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	40.7	40.7	4.07	959.3	95.93
2.5	9.8	50.5	5.05	949.5	94.95
1.25	8.1	58.6	5.86	941.4	94.14
0.63	6.6	65.2	6.52	934.8	93.48
0.315	8.4	73.6	7.36	926.4	92.64
0.16	4.6	78.2	7.82	921.8	92.18
0.08	1.2	79.4	7.94	920.6	92.06
Fond	920.6	1000	100	-	-

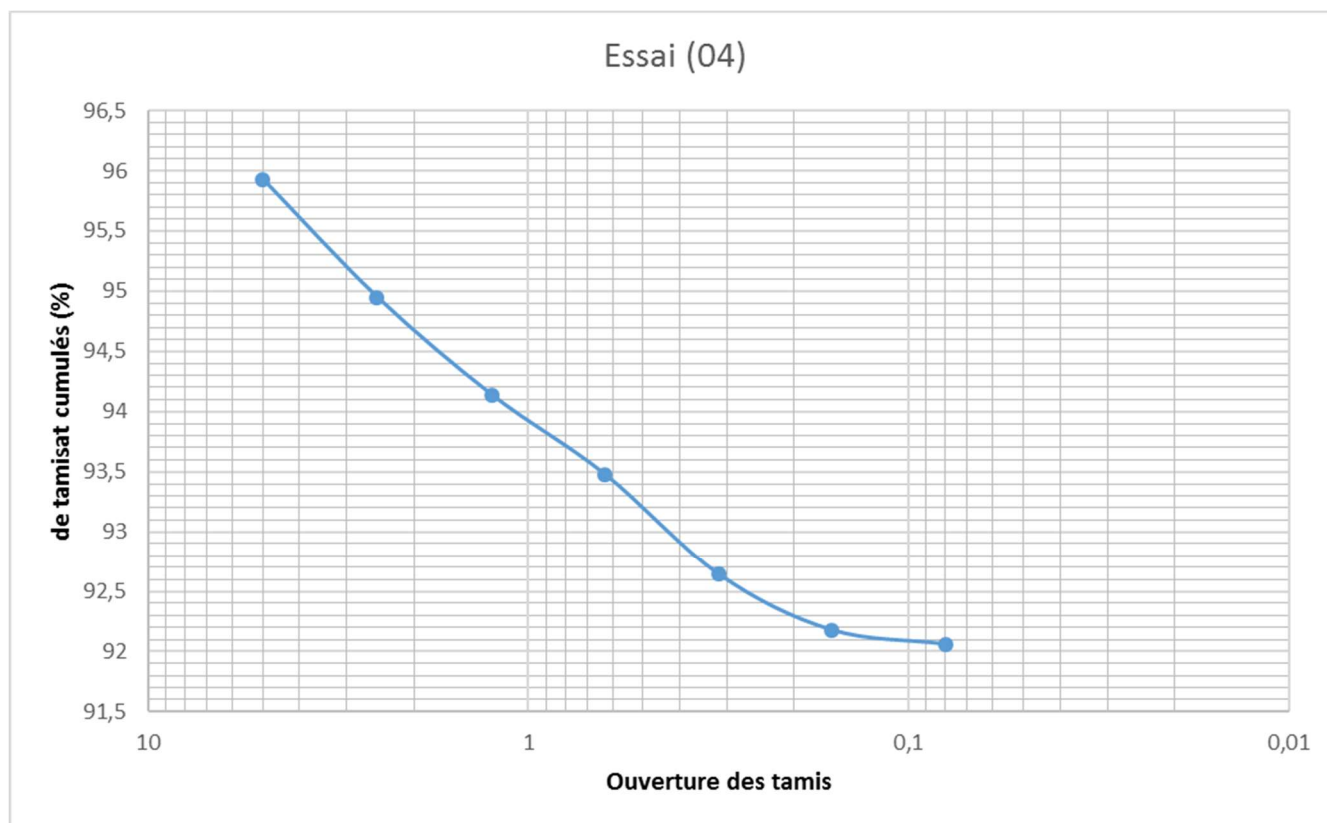


Figure IIII-4 : La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 04

Essai (05)

Tableau III-6 : Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°05

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	83.37	83.37	5.55	1416.63	94.44
2.5	19.92	103.29	6.87	1396.71	93.11
1.25	22.76	126.05	8.38	1373.95	91.59
0.63	19.24	145.29	9.66	1354.71	90.31
0.315	45.99	191.28	12.72	1308.72	87.24
0.16	15.07	206.35	13.72	1293.65	86.24
0.08	27.46	233.81	15.55	1266.19	84.41
Fond	1266.19	1500	100	-	-

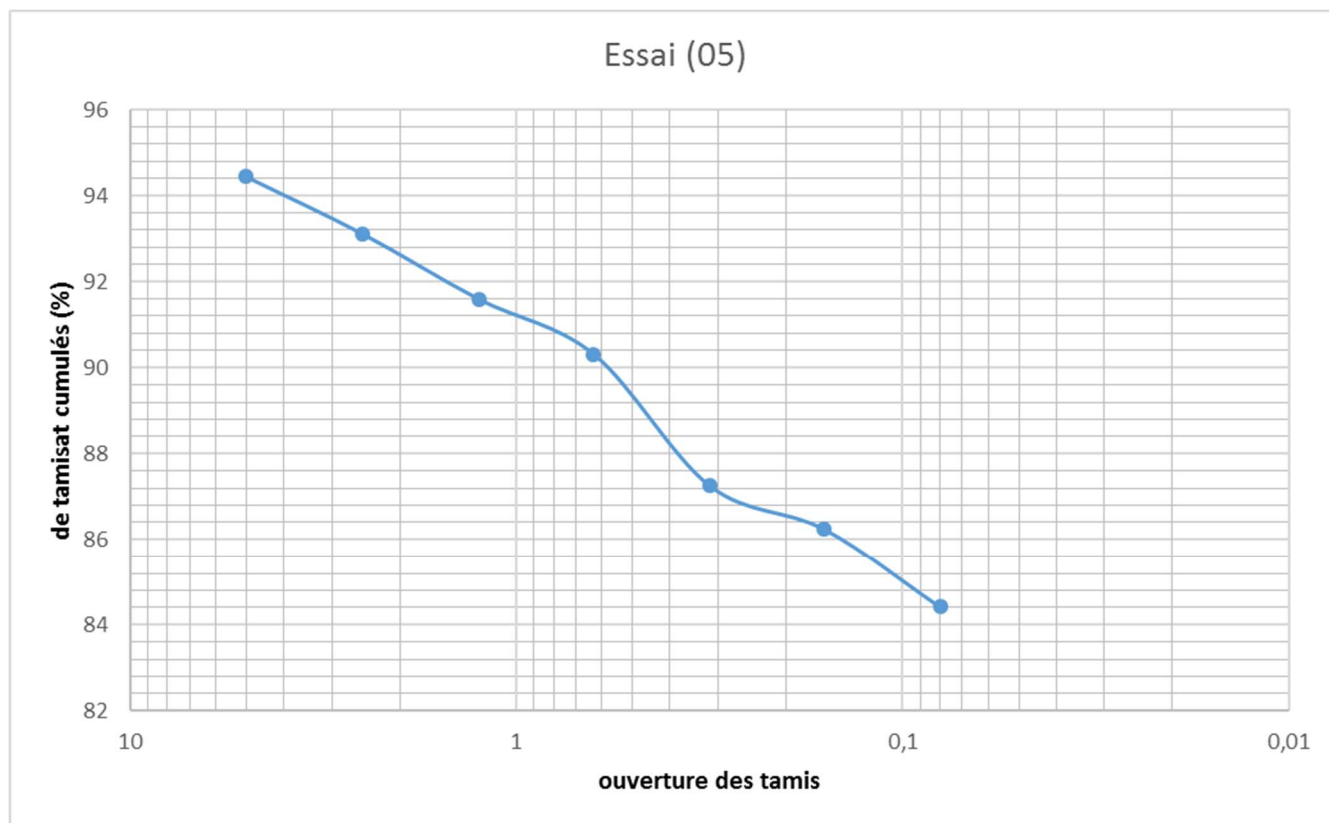


Figure III-5 : La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 05

Essai (06)

Tableau IIII-7 : Tableau d'analyse granulométrique par tamisage d'essai N°06

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	35.16	35.16	2.34	1464.84	97.65
2.5	9.38	44.54	2.96	1455.46	97.03
1.25	10.9	55.44	3.68	1444.56	96.30
0.63	6.41	61.85	4.1	1438.15	95.87
0.315	35.09	96.94	6.43	1403.06	93.53
0.16	2.78	99.72	6.61	1400.28	93.35
0.08	17.34	117.06	7.76	1382.94	92.19
Fond	1382.94	1500	100	-	-

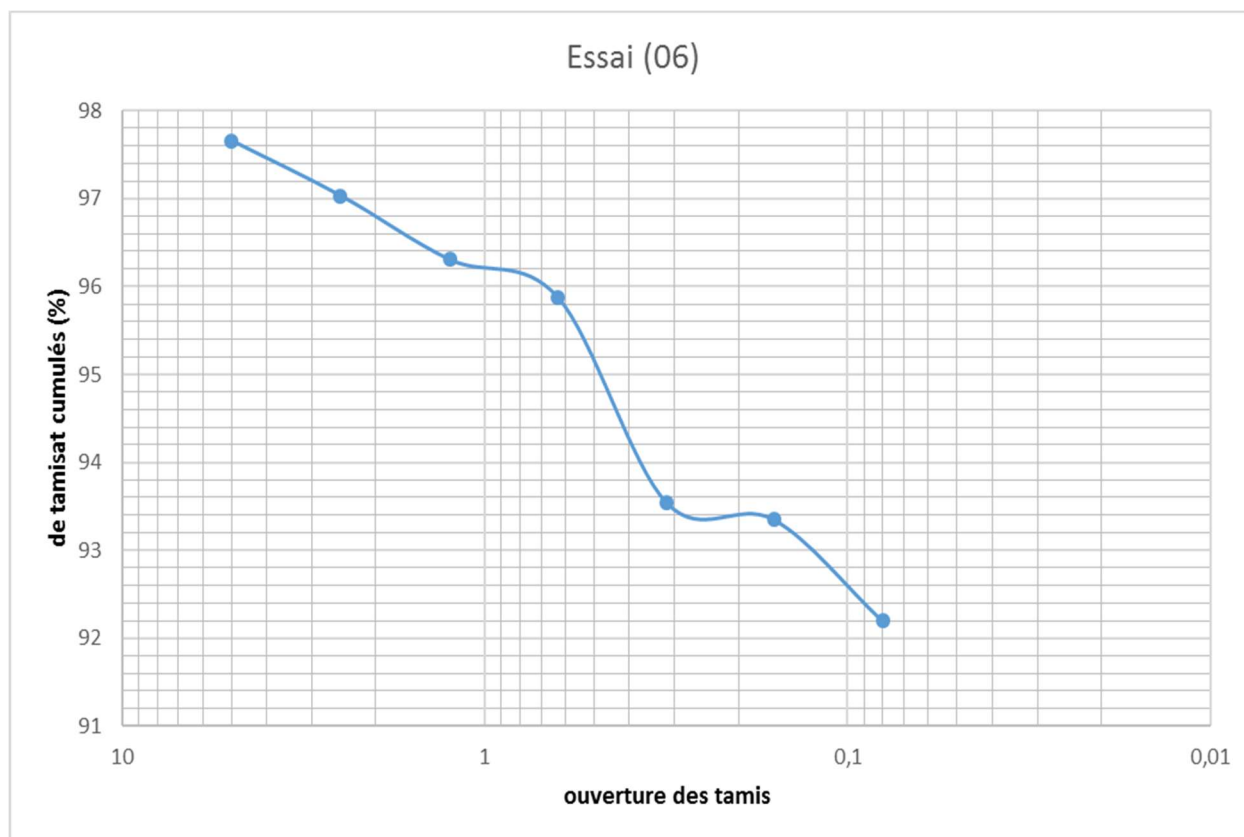


Figure IIII-6 : La courbe d'analyse granulométrique par tamisage essai N° 06

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Tableau III- 8 : Récapitulatif des résultats des essais (1,2,3,4,5,6) de l'analyse granulométrique par tamisage

(%) de tamisât cumulée							
Tamis(mm)	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3	Essai N°4	Essai N°5	Essai N°6	Moyenne
5	98.4	98.7	98.4	95.93	94.44	97.65	97.25
2,5	98	98	98	94.95	93.11	97.03	96.51
1,25	97.8	97.1	97.8	94.14	91.59	96.30	95.78
0,63	97.8	96.5	97.8	93.48	90.31	95.87	95.29
0,315	97.6	96.1	97.6	92.64	87.24	93.53	94.11
0,16	97.4	95.9	97.4	92.18	86.28	93.35	93.75
0,08	97.28	95.74	97.28	92.06	84.41	92.19	93.16

Interprétation des résultats :

Le moyenne de passant à 0.08 mm : 93,16 (%) qui est argile pratiquement pure

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

c) Les limites d'atterberg :

Nous avons fait 04 essais et les résultats des essais obtenus sont donnés dans les tableaux et les courbes suivants :

Essai (01)

Limite de liquidité :

Tableau IIII-9 : Tableau limite de liquidité d'essai N°01

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coups	30	24	19
Masse humide (g)	51.04	46.31	35.75
la masse sèche (g)	31.12	26.03	19.67
Teneur en eau %	64.01	77.91	81.748

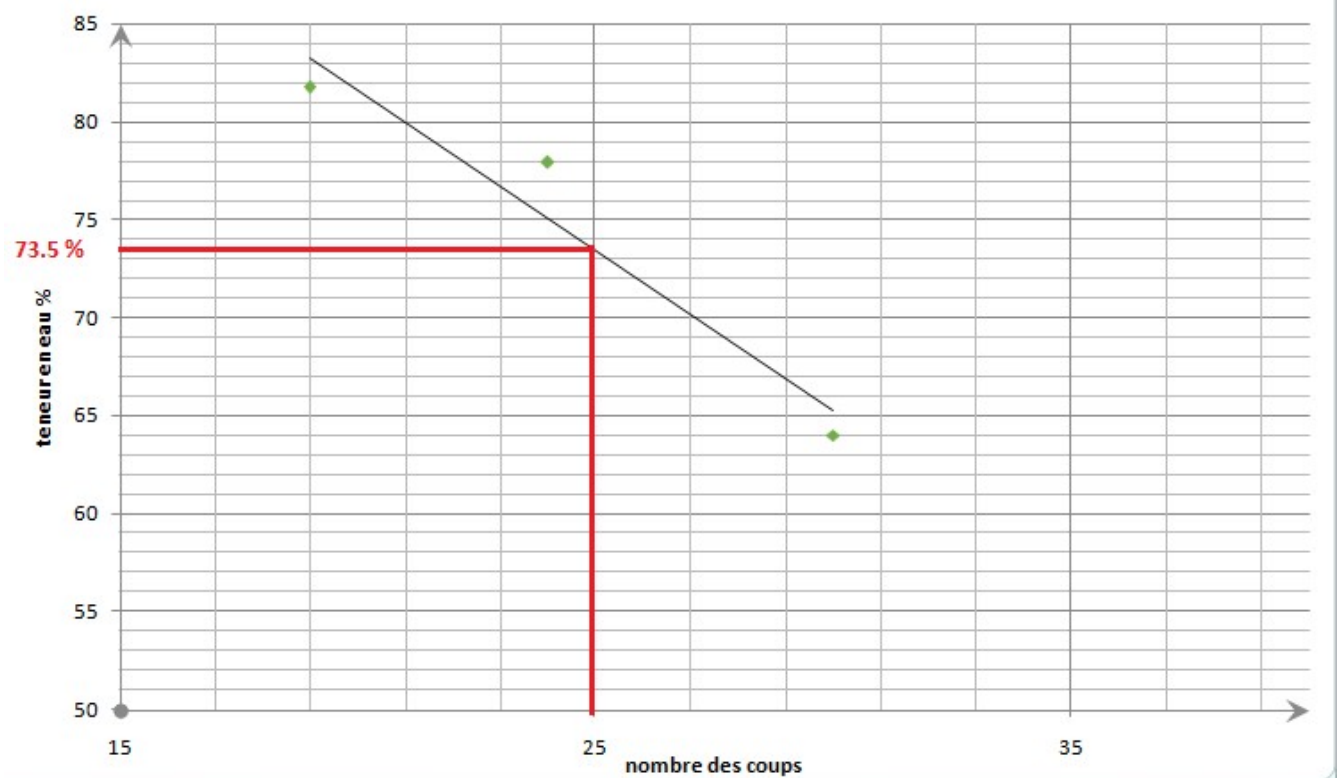


Figure XII-7 : la courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N° 01

Nombre des coups 25 ➡ WL = 73.5 % gonflement très élevé

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Limite de plasticité :

Tableau IIIII-10 : Tableau limite de plasticité d'essai N°01

N° :	1	2
Masse humide (g)	1.83	2.07
Masse sèche (g)	1.44	1.57
Teneur en eau %	27.083	31.84
W _p %	29.46	

L'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_p = 73.5 - 29.46$$

$$I_p = 44.04 \text{ très plastique}$$

Indice de consistance

$$I_c = 1.61 \%$$

Essai (02)

Limite de liquidité :

Tableau IIIII-8 : Tableau limite de liquidité d'essai N°02

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coupes	17	22	36
Masse humide (g)	39.29	30.14	43.02
la masse sèche (g)	12.82	17.12	25.92
Teneur en eau %	77.279	76.051	65.972

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

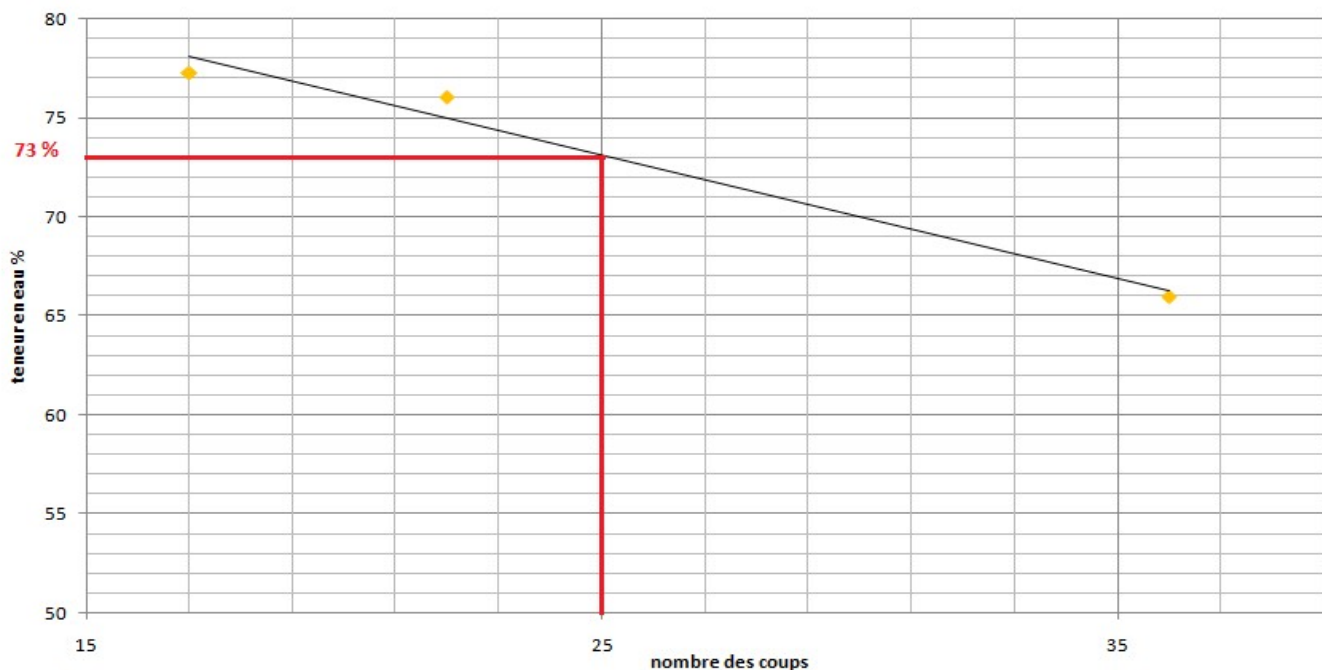


Figure XII-8 : la courbe de limite de liquidité du sol naturel de essai N° 02

Nombre des coups 25 \Rightarrow $W_L = 73 \%$

Limite de plasticité :

Tableau IIII-12 : Tableau limite de plasticité d'essai N°02

N° :	1	2
Masse humide (g)	1.22	0.9
Masse sèche (g)	1.02	0.7
Teneur en eau %	19.60	28.57
W_P %	24.08	

L'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_P = 73 - 24.08$$

$$I_p = 48.91 \%$$

Indice de consistance

$$I_c = 1.43 \%$$

Limite de liquidité :

Tableau IIIII-9 : Tableau limite de liquidité d'essai N°03

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coupes	21	26	28
Masse humide (g)	62.92	43.94	51.96
la masse sèche (g)	35.06	24.83	29.56
Teneur en eau %	79.46	76.96	75.778

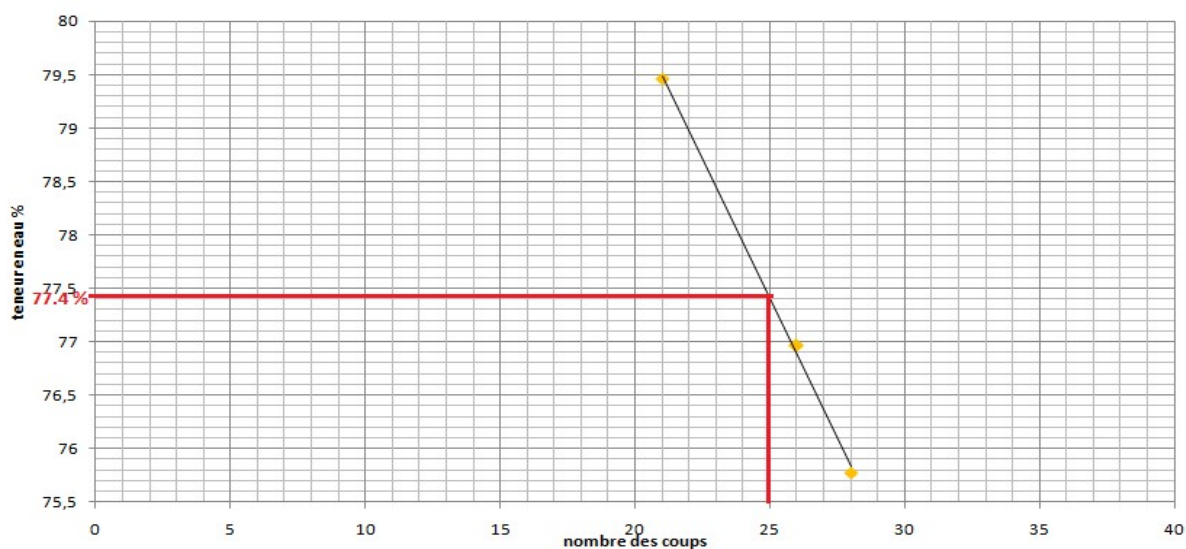


Figure III-9 : La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N° 03

Nombre des coupes 25 ➡ $W_L = 77.4 \%$ gonflement très élevé

Limite de plasticité :

Tableau IIIII-14: Tableau limite de plasticité d'essai N°03

N° :	1	2	3
Masse humide (g)	1.73	1.39	1.57
Masse sèche (g)	1.35	0.95	1.19
Teneur en eau %	28.148	46.31	26.834
$W_P \%$	33.764		

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

L'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_P = 77.4 - 33.764$$

$$I_p = 43.636 \text{ très plastique}$$

Indice de consistance

$$I_c = 1.71 \%$$

Essai (04)

Limite de liquidité :

Tableau III-10 : Tableau de limite de liquidité d'essai N°04

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coups	16	23	28
Masse humide (g)	35.78	40.29	50.9
la masse sèche (g)	19.82	21.82	30.22
Teneur en eau %	80.52	84.64	68.43

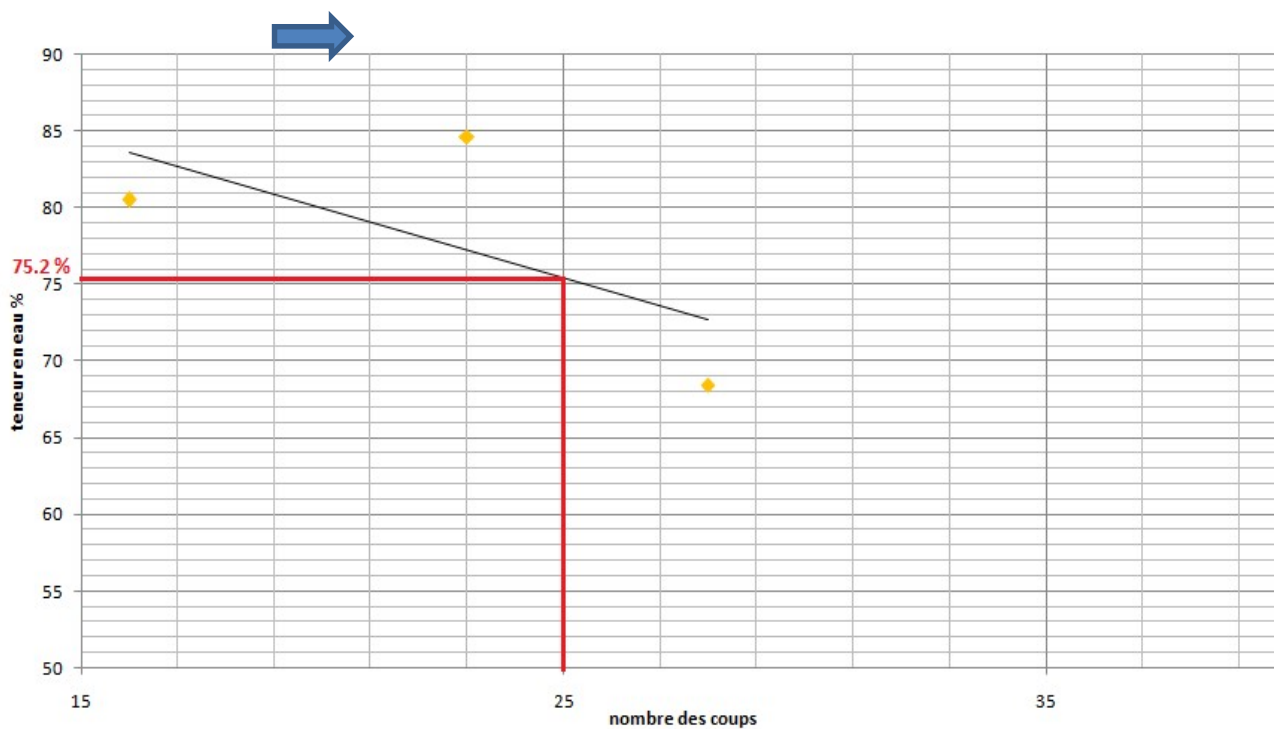


Figure III-10 : La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N° 04

Nombre des coups 25

$W_L = 75.2 \%$ gonflement très élevé

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Limite de plasticité :

Tableau IIII-11 : Tableau de limite de plasticité d'essai N°04

N° :	1	2
Masse humide (g)	1.1	1
Masse sèche (g)	0.9	0.8
Teneur en eau %	22.22	25
W_p %	23.61	

L'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_p = 75.5 - 23.61$$

$$I_p = 51.88 \text{ très plastique}$$

Indice de consistance

$$I_c = 1.39 \%$$

Tableau IIII-17 : Les résultats de 04 essais de limite d'Atterberg

Essai N°	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c (%)
1	73.5	29.46	44.04	1.61
2	73	24.08	48.91	1.43
3	77.4	33.764	43.636	1.71
4	75.2	23.61	51.88	1.39
La moyenne	74.775	27.728	47.116	1.535

Interprétation des résultats :

D'après les résultats qui présentés dans le tableau (III-I-16), la limite de liquidité (W_L) varie entre **73** et **77.4** avec une moyenne **74.775** et la limite de plasticité (W_p) varie entre **23.61** et **33.764** avec une moyenne **27.728** et aussi l'indice de consistance (I_c) varie entre **1.71** et **1.39** avec une moyenne **1.535**, et l'indice de plasticité (I_p) varie entre **51.88** et **43.636** avec une moyenne **47.116**.

Selon la classification L.C.P.C. d'après (Casa grande 1948). Il s'agit d'une argile marneuse très

plastique (At)

$$I_p = 47.116 > 40$$



argile très plastique

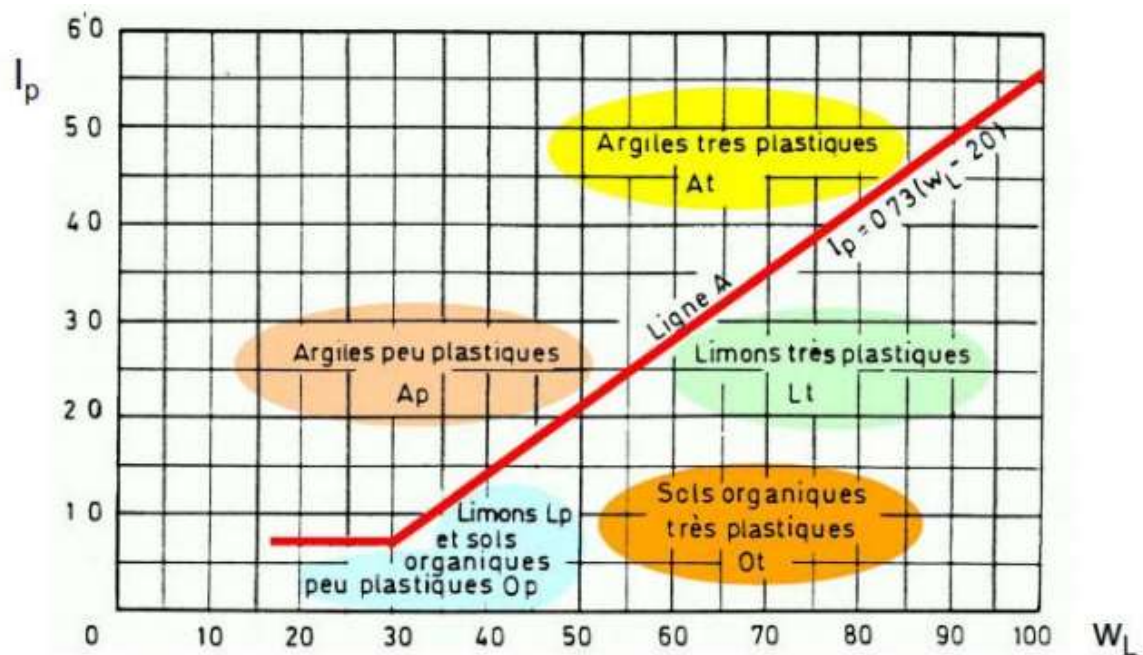


Figure III-11 : Diagramme de plasticité selon (L.C.P.C). D'après (casagrande 1948).

d) L'essai au bleu de méthylène :

Nous avons fait 04 essais et les résultats des essais obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IIII-18 : Tableau de les 3 essai de VBS

N° des essais	Masse de sol (g)	Volume de bleu	VBS (g/cm ³)	
1	30	475	16.95	> 8 très argileux
2	30	395	14.99	> 8 très argileux
3	30	425	15.77	> 8 très argileux
Moyenne		431.66	15.90	> 8 très argileux

Interprétation des résultats :

→ D'après les résultats obtenus la valeur de bleu de méthylène est égale **15.90**. Elle est supérieure à 8, donc d'après la norme française NF P 11-300 il s'agit d'un sol **très argileux**.

Paramètres géotechnique d'argile de Sidi Hadjres_M'sila dans ce tableau :

Tableau IIII-19: Tableau des paramètres géotechniques de Sidi Hadjres – M'sila

Paramètres	Nombre des essais	Moyenne
Teneur en eau naturel (%)	3	2.62
Passant à 0.08 mm (%)	6	93.16
Limite de liquidité (W_L %)	4	74.775
Limite de plasticité (W_P %)	4	27.728
Indice de plasticité (I_P %)	4	47.116
Indice de consistance (I_C %)	4	1.53
Valeur de bleu de méthylène	3	15.9

e) Proctor modifié :

Tableau IIII-20: Tableau des résultats d'essai de compactage de sol naturel

Sol naturel										
eau	12%		14%		16%		18%		20%	
N: tare	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
masse de tare(g)	21.02	20.34	8.68	8.43	27.31	20.87	12.28	11.42	26.46	26.50
masse (sol humide +tare)	46.10	44.90	3.14	27.32	48.7	41.77	36.93	38.13	51.73	45.17
masse (sol sec +tare)	43.01	41.98	9.70	24.83	45.78	38.82	32.88	33.69	47.19	41.92
masse de d'eau(g)	3.09	2.92	3.44	2.49	2.93	2.95	4.05	4.44	4.54	3.25

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats d'essais

masse de sol sec(%)	21.99	21.64	1.02	16.40	18.47	17.95	20.60	22.27	20.73	15.4
w(%)	14.0	13.494	6.365	15.183	5.864	16.435	19.660	19.937	21.901	21.07
W moyen(%)	13.773		15.774		16.149		19.799		21.489	
volume de moule (g)	935.890									
poids de moule(g)	2140.700									
poids total	3872.09		3959.760		3950.190		4001.190		3975.040	
poids sol	1731.39		1819.060		1809.490		1860.490		1834.340	
γ_h	1.850		1.944		1.933		1.988		1.960	
γ_d	1.626		1.679		1.665		1.659		1.613	

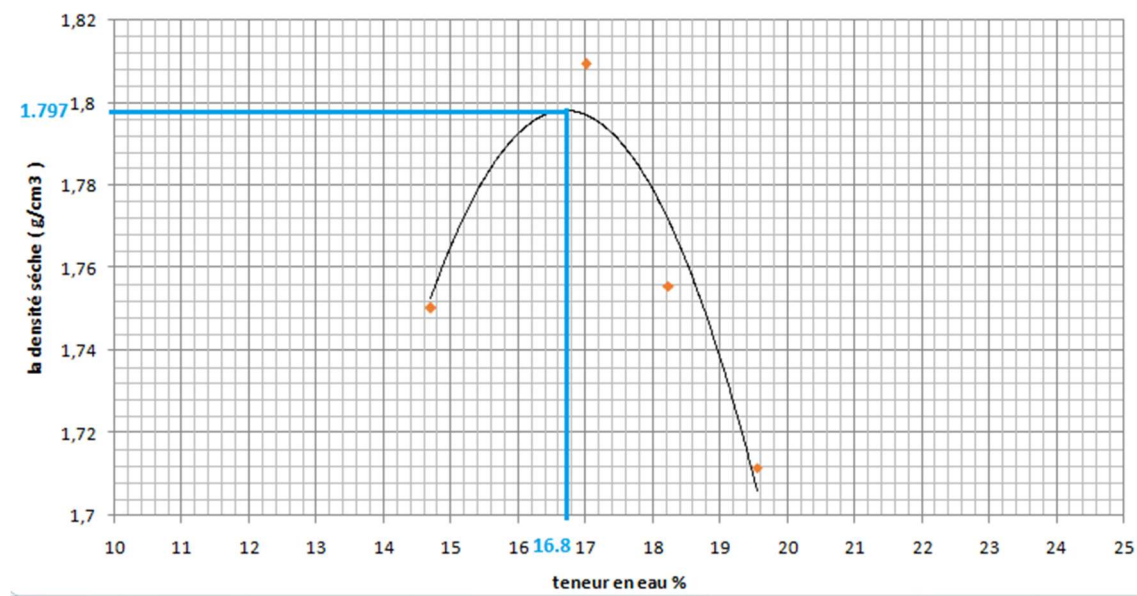


Figure III-12 : Courbe de Proctor modifié (sol naturel) : la densité sèche en fonction de teneur en eau

Interprétation des résultats :

D'après la courbe (Figure III.11) La teneur en eau optimale : **16.8 %** la densité maximale : **1.797 g/cm³**

III.3 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait sur une argile expansive que nous l'avons apporté sur le site urbain de sidi-Hadjres dans la wilaya de M'Sila, OÙ cette étude a été réalisée pour connaître et étudier le comportement de cette argile expansive.

De cela, il a été conclu les résultats suivants À partir des essais d'identifications et les essais mécaniques :

- les caractéristiques d'identification, Elle nous a montré que Les échantillons prélevés sur le site de sidi- Hadjres ont été identifiés comme une argile marneuse très plastique et les différentes classifications est caractérisée par un potentiel de gonflement très élevé.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le but de l'étude présentée dans ce mémoire était d'établir un état des connaissances sur le gonflement des sols argileux, puis de caractériser le comportement de l'argile expansive dans la ville de Sidi-Hadjres (Wilaya de M'sila) en laboratoire, où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes).

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène retrait-gonflement au niveau microscopique et a permis d'identifier plusieurs origines possibles de ce phénomène intervenant séparément ou simultanément. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduisent à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent occasionner des dommages dans les constructions

L'étude effectuée vise à déterminer les paramètres physiques et mécaniques de cette argile traitée par trois classes de ciment (classes 32.5, 42.5 et 52.5), puis à analyser l'influence du traitement sur ses propriétés mécaniques.

Les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.

Références bibliographiques :

[1] **Marie CHRETIEN (2010)** : compréhension des mécanismes de retrait-gonflement des sols argileux : approche sur site expérimental et analyse de sinistres sur constructions individuelles ;thèse de doctorat ; université bordeaux 1 .

[2] **F. Valencia (2008)** : Caractérisations des particules fines d'un matériau granulaire de fondation par l'essai au bleu de méthylène. Rapport GCT-2008-0 ;Département de génie civil faculté des sciences et de génie ;Université LAVAL (Canada) .

[3] **Grim,(1968). Caillère et al, (1982)** : Le Sol: Constitution, structure. Phénomènes aux interfaces. 457 pages

[4] **Lakhdar MEKKI (2018)** : comportement d'une argile expansive fortement sur consolidée .thèse de doctorat . Université de m'sila .

[5] **Tatiana MAISON (2011)** : Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles . thèse de doctorat . ÉCOLE CENTRALE DES ARTS ET MANUFACTURES « ÉCOLE CENTRALE PARIS ».

[6]**Timothée Windal (2001)** : Etude en laboratoire du gonflement des sols : Mise au point d'un œdomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. Thèse de doctorat. Laboratoire de mécanique de Lille (U.R.A. CNRS 1441) «Ecole universitaire d'ingénieur de Lille ».

[7] **Harrat. M** :Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique Etude sur site: unité Maghreb céramique de Touggourt , mémoire de magistère, département de génie procédé, université d'Ouargla, 2007.

[8] **Frédéric Bultel (2001)** : Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de doctorat. L'école nationale des ponts et chaussées.

[9] **M. Vincent, J. Bouchut, J.-M. Fleureau, F. Masrouri, E. Oppenheim, J.-V. Heck, N. Ruaux, S. Le Roy, I. Dubus, N. Surdyk octobre 2006** : Étude des mécanismes de

déclenchement du phénomène de retrait-gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti. BRGM/RP-54862-FR

[10] Sidi Mohammed Aissa Mamoune (2001) : Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). Université abou-Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie).

[11] Nardjes DRAOU & Fadela NEBATI 2016 : STABILISATION DES SOLS FINS ; Mémoire de Master en Génie civil ; université ABOUBEKR belkaid telmcen .

[12] Zeyneb BELABBACI 2014 : STABILISATION DES SOLS GONFLANTS ; thèse de doctorat ; université ABOUBEKER Belkaid telemcen .

[13] MAHAMEDI Abdelkrim 2014 : Caractérisation et traitement des sols gonflants compactés en vue de leur utilisation en construction routière ; thèse de doctorat ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila.

[14] Nicolas CABANE 2005 : Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation

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

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

[17] MOTASEM AHMED TOS et HADJADJ TAYEB 2019 : Caractérisation d'une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage ; Mémoire de fin d'étude ; UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

[18] 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.

[19] 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.

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

[21] AFNOR (1997) Norme Française : NF P 94-078 : Sols : ESSAI C.B.R. (California Bearing Ratio test)

[22] Mohamed Khemissa, Lakhdar Mekki, Abdelkrim Mahamedi (2018) : Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states. Transportation Geotechnics

