



**Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**ETUDE DES CARACTERISTIQUES
MECANIQUES D'UNE ARGILE
NATURELLE EXPANSIVE**

Dirigé par :

Mr.KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr .MEKKI Lakhdar, M.A.A, Co-Encadreur

Présenté par :

CHENITI Anouar

Promotion : 2015/2016.

Remerciements

Toute ma gratitude et remerciements vont à mon Dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour effectuer ce travail.

Il ne m'aurait été possible, à moi seul, d'achever le présent travail sans l'assistance, l'appui et le suivi minutieux de mes enseignants et encadreurs Messieurs **KHEMISSA Mohamed** et **MEKKI Lakhdar**, à tous les deux j'exprime mon plus profond respect.

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

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

DEDICACES

Au nom de Dieu le Clément et le Miséricordieux et en termes d'amour et de fidélité, je dédie ce présent mémoire :

*Aux les plus précieux au monde
ma **Mère**, Mon **frère** et ma **sœur**
QUE DIEU LES PROTEGE*

*Ainsi qu' à la famille : **CHENITI** surtout mon très cher frère **C.Bouzid***

Ainsi ma fiancée et toute sa famille

*Toutes mes amies surtout (L .Ibrahim, B. Ilies, C.Ameur, B.Aissa, H.Daoud,)
Et à tous ceux que j'aime.*

Notation

Al^{+3} : Ion d'aluminium

Al_2O_3 : Oxyde d'aluminium

C_2 : Pourcentage des éléments inférieur à deux microns (%)

Ca^{++} : Ion de calcium

H_2O : Eau H

I_p : Indice de plasticité

K^+ : Ion de potassium

Mg^{+2} : Ion de magnésium

Na^+ : Ion de sodium

O^{-2} : Ion d'oxygène

Si^{+4} : Ion de silicium

SiO_2 : Oxyde de silicone

t : Temps (s)

T-O : Tétraédrique- octaédrique

T-O-T : Tétraédrique- octaédrique- Tétraédrique

T-O-T-O : Tétraédrique- octaédrique- Tétraédrique- octaédrique

w_L : Limite de liquidité (%)

w_P : Limite de plasticité (%)

OH : Hydroxydes

Fe^{+2} : Ion de fer

τ : Contrainte tangentielle

σ : Contrainte normale

ϕ : Angle de frottement

V_B : Valeur de bleu (cm^3).

S.S.T : surface (m^2/g).

Ac : activité d'une argile

V_{cc} : Volume de solution utilisé (cm^3).

W_{opt} : La teneur en eau à l'optimum Proctor (%).

γ_{dopt} : La masse volumique sèche à l'optimum Proctor (Kg/m^3).

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des sols fins situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Elle expose une synthèse bibliographique sur les phénomènes de des sols argileux. Elle présente et analyse ensuite les résultats des essais d'identification et de cisaillement et de mesure ultrasonique, ainsi les essais d'usure une argile expansive prélevée dans la commune de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila) . Cette étude montre que les valeurs des paramètres déduits de ces essais sont concordantes et conclut au caractère très gonflant des sols étudiés.

Mots clés: argile expansive, cisaillement , mesure ultrasonique,

Abstract

The study presented in this memory is fitted into a research program on the behavior of fine soils located in the wilaya of M'sila, with objectives to determine their physical and mechanical parameters in relation with variation of their volume. Bibliographical synthesis on shrinking-swelling of clayey soils is exposed. Results test of identification, shear and ultrasonic measurement and shrinking of some samples of soils taken on the site of Sidi Hadjres (wilaya of M'sila). This study shows that values of parameters deducted from these tests are in agreement and concludes to character very swelling of studied soils.

Key words: clay (expansive, natural); shear, ultrasonic measurement,

ملخص

تندرج هذه الدراسة التي قدمت في هذه المذكرة في إطار برنامج بحث على سلوك التربة الناعمة التي تقع في ولاية المسيلة، بهدف تحديد العوامل الفيزيائية والميكانيكية التي تلعب دورا في تغيير حجم هذه التربة الغضارية . تعرض هذه الدراسة حوصلة بيولوجرافية لظاهرة انتفاخ التربة الغضارية ثم تعرض بعدها تجارب التعريف بالتربة، اختبارات تحديد والقص و قياس بالموجات فوق الصوتية على التربة المستخرجة من موقع سيدي هجرس ولاية المسيلة). وتبين هذه الدراسة ان الخصائص المتحصل عليها من التجارب منسجمة وتخلص إلى خاصية الانتفاخ العالي لهذه التربة ،كلمات مفتاحية: تربة انتفاخية، القص، وقياس بالموجات فوق الصوتية

SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Synthèse bibliographique

I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition des argiles	2
I.3. STRUCTURE ET MINERALOGIE DES ARGILES	3
I.4. Nomenclature et classification des argiles.....	5
I.5. Eléments structuraux.....	6
I.6. Critères de classification.....	7
I.6.1. Classification des minéraux argileux simples.....	8
I.6.1.2. Minéraux 2/1.....	9
I.7. Propriétés des argiles.....	10
I.7.1. Forme et surface spécifique:.....	10
I.8. Origine des argiles.....	12
I.8.1. Héritage et altération.....	12
I.8.2. Néoformation en milieux confinés.....	12
I.9. Les principaux types des argiles	13
I.9.1. La kaolinite	13
I.9.2. Les illites.....	14
I.9.3. Les Smectites (La montmorillonite).....	15
I.9.4. Les chlorites.....	15
I.9.5. La vermiculite.....	16
I.10. Domaines d'utilisation des argiles.....	19
I.11. 1. Les relations entre les minéraux argileux et l'eau	19

I.11.2. Les forces d'attraction et de répulsion entre les minéraux argileux.....	20
I-12. Gonflement des argiles.....	21
I.12.1 Gonflement inter foliaire et inter particulaire.....	21
I.12.2. Mécanismes de gonflement.....	22
I.12.3. Evolution de la texture des argiles.....	22
I.12.4. Identification des sols gonflants.....	23
I.12.4.1. Définition des paramètres de gonflement.....	24
I.12.4.2. Méthodes indirectes d'identification.....	25
I.12.4.2.1. Identification qualitative	25
I.12.4.2.2. Identification quantitative (estimation des paramètres de gonflement).....	29
I.12.4.3. Méthodes directes d'identification.....	30
I.12.4.4. Comparaison des différentes méthodes.....	32
I.12.5. Principales causes du gonflement.....	32
I.12.5.1 HYDRATATION PAR ADSORPTION.....	33
I.12.5.1.1 Forces d'attractions.....	33
I.12.5.1.2 Forces de répulsion.....	33
I.12.5.2 HYDRATATION PAR OSMOSE.....	34
I.12.5.3 HYDRATATION PAR CAPILLARITE.....	35
I.12.5.4 TRANSFORMATIONS CHIMIQUES.....	36
I.12.5.4 .1 L'oxydation de la pyrite (FeS ₂).....	36
I.12.5.4.2 La dissolution des carbonates dans l'eau.....	36
I.12.6. Facteurs affectant le gonflement	36
I.12.6.1. Facteurs intrinsèques	36
I.12.6.2. Facteurs externes.....	36
I.13. RESISTANCE AU CISAILLEMENT	37
I.13.1 Généralités et définitions.....	37
I.13.2. Cisaillement des sols cohérents.....	37
I.13.3. Modes de rupture des sols.....	37
I.13.4. Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	39
I.13.5. Résistance au cisaillement drainée et non drainée.....	41

I.13.6. Paramètres de résistance au cisaillement pour les sols saturés	42
I.13.7. Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées.....	43
I.13.8. Appareil de cisaillement direct.....	43
I.13.9. Appareil triaxial	45
I.13.9.1. Description.....	45

Chapitre II Programme expérimental et procédures d'essais

II-1- localisation du site de sidi hadjres.....	48
I-1-1 Introduction	48
II-2- Programme Expérimental.....	50
II-2-2- Les essais d'identification	51
Paramètres d'état.....	51
Analyse minéralogique.....	51
Analyse chimique.....	51
La granulométrie (par tamisage et par sédimentométrie).....	51
Limites d'Atterberg.....	52
Essai au bleu de méthylène.....	54
II-2-3- Les essais mécaniques.....	56
II-2-2-1- Essai proctor.....	56
II-2-2-2- Essai de cisaillement direct	57
II-2-2-3- Essai ultrasoniques	59
II-2-2-2-1 Introduction	59
II-2-2-2-2 Objet et champ d'application des ultrasons	59
II-2-2-2-3 Dispositif expérimental	59
II-2-2-2-4- Les avantages principaux de mesure par ultrasons	60
II-2-2-2-5 Vitesse de propagation des ultrasons	60
II-2-2-2-6 Méthodes de mesure de la vitesse de propagation des ultrasons.....	60
II-2-2-2-6-1 Mesures en transparence directe.....	60
II-2-2-2-6-2 Mesure en surface	61
II-2-2-2-6-3 Mesures en transparence par Rayonnement	61
II-2-2-2-7- Protocole expérimentale	62
II-2-2-2-7-1- Introduction	62
[II.2.2.3.7.2 Mesure du temps de propagation par ultrason	62
II-2-2-2-7-3 -Applications	63
II-2-2-2-7-4- Principe de mesure	63
II-2-2-2-7-5- Contrôles du calibrage	63
II-2-2-2-7-6- Type de mesure (mesure en transparence direct)	63
II-2-2-2-7-7- Réparations de la surface des points d'essai	63
II-2-2-2-7-8- Mesures des temps de propagation d'ondes longitudinales	64

Chapitre III Présentation et analyse des résultats d'essais

III -1-Introduction	65
III-2-les essais d'identification	65
III-2-1-Paramètres d'état.....	66
III -2-2-Analyse minéralogique	67
III-2-3 Analyse chimique	67
III-2-4-Analyse granulométrique	68
III -2-5- Limites d'Atterberg	72
III -2-6 Essai au bleu de méthylène.....	75
-Interprétation des résultats des essais d'identification.....	76
Evaluation de potentiel de gonflement.....	77
III.3. Essais de caractérisation	80
III.3.1: Essai de Proctor.....	80
III.3.1.1: Essai de Proctor normale.....	80
III.3.1.2: Essai de Proctor modifié	80
III.3.2: Essais ultrasoniques.....	81
III.3.3: Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1).....	83
Discussion Des Résultats D'essais	87
CONCLUSIONS GENERALE.....	88
Références bibliographiques	
Annexe	

Liste des tableaux

Tableau I-2- Caractéristiques minéralogique des argiles	4
Tableau I. 2: Critères de classification des phyllosilicates.....	8
Tableau I.3 : La classification des principaux groupes de minéraux argileux et de leurs espèces..	9
Tableau I.4: Classification des minéraux argileux 2/1 dioctaédriques.....	10
Tableau I.5: Surface spécifique des particules argileuses.....	11
Tableau I.6 : Comparaison entre différentes argiles.....	18
Tableau I-7 : Potentiel de gonflement d'après Almeyer	25
Tableau I-8 Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen.....	25
Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana.....	25
Tableau I-10 : Potentiel de gonflement d'après Snethen.....	26
Tableau I-11 : Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment.....	26
Tableau I-12 : Potentiel de gonflement d'après Ghen.....	26
Tableau I-13 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs.....	28
Tableau I-14 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman	28
Tableau I-15 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume.....	29
Tableau I-16 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (P_g).....	30
Tableau I-17 : choix des caractéristiques de cisaillement des sols.....	47
Tableau III-1: Détermination de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide essai nr 01	66
Tableau III-2: résumé de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide.....	66
Tableau III-3: Analyse chimique de l'argile étudiée	68
Tableau III - 4 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01.....	68
Tableau III - 5 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.....	69
Tableau III - 6 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03.....	69
Tableau III - 7: Granulométrie par sédimentométrie de l'essai 01.....	70
Tableau III -8: résultats des séries d'essais sédimentométrie.....	70
Tableau III - 9: résultats d'essai analyse granulométrique	71
Tableau III - 10: La moyenne des tamisats à 2 μ m des trois essais de sédimentométrie.....	71
Tableau III-11: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 01	72

Tableau III-12: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 01.....	72
Tableau III-13: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 02.....	73
Tableau III-14: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 02.....	73
Tableau III-15: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 03.....	74
Tableau III-16: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 03.....	74
Tableau III-17: Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.....	75
Tableau III-18 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache.....	75
Le tableau III-19: Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes.....	77
Tableau III. 20 : Récapitulation de l'essai Proctor normal.....	80
Tableau III.21 : Récapitulation de l'essai Proctor modifié.....	80
Tableau III-22 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique.....	81
Tableau III-23 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique.	82
Tableau III-24 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique.....	82
Tableau III-25- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.....	83
Tableau III-26: Résultats de l'essai de cisaillement(profondeur 6-6,4m).....	84
Tableau III-27- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.....	85
Tableau III-28- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.....	85
Tableau III-29- paramètres mécaniques (carottes d'argile).....	86
Tableau III-30- paramètres mécaniques (Proctor normale).....	86
Tableau III-31- paramètres mécaniques (Proctor modifié).....	87

Liste des figures

Figure I.1 : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

Figure I.2: Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

Figure. I.3. Structure de la bentonite à différentes échelles

Figure. I.4. Structure générale des phyllosilicates

Figure. I.5. abc – Eléments structuraux: les tétraèdres

Figure. I.6. de: Eléments structuraux : les octaèdres

Figure. I.7. Agencements des tétraèdres et des octaèdres

Figure. I.8. Exemple de minéral à structure 2/1 : muscovite

Figure. I.9. Forme des particules argileuses

Figure. I.10. Evolution du rapport surface/volume en fonction du diamètre pour différentes formes de particules (sphère, cube ou feuillet)

Figure. I.11. surface interne et externe des particules argileuses

Figure I.12. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.

Figure. I.13. Schéma de la particule de kaolinite.

Figure. I.14. Cristaux des particules d'illite vus au microscope électronique à balayage.

Figure. I.15. Schéma de la particule d'illite.

Figure. I.16. *Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets.*

Figure. I.17. Schéma de la particule de montmorillonite

Figure. I.18. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage

Figure. I.19. Les principaux minéraux argileux

Figure. I.20. Classification des argiles selon leurs propriétés de gonflement

Figure. I.21. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.

Figure. I.22. Observation au MEB d'une texture argileuse .

Figure. I.23. Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

Figure. I.24. La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

Figure. I.25. Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

Figure. I.26. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)

Figure. I.27. Essais de gonflement libre

Figure. I.28. Essais de gonflement en parallèle

Figure. I.29. Essai de gonflement à volume constant

Figure. I.30. Forces électrostatiques dans la double couche

Figure. I.30. Répartition des ions autour d'une particule chargée

Figure. I.32: Phénomène osmotique idéal

Figure. I.33: *Courbes de Contractance et dilatance: type A et B.*

Figure. I.34: *Courbes d'augmentation de la contrainte normale effective : type A, B et B'.*

Figure. I.35. Critère de rupture de Mohr

Figure. I.36. Représentation graphique de l'équation de résistance au cisaillement de Coulomb

Figure. I.37: - Appareil de cisaillement rectiligne ou appareil de Casagrande

Figure. I.38.Courbes contrainte – déplacement

Figure. I.39.Détermination de ϕ et C

Figure. I.40.Appareil de compression triaxiale

Figure II.1: Localisation du triangle Boussaâda-Sidi-Aïssa et M'sila

Figure II.2: Localisation de site d'étude Topographie

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

Figure II.4: Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité

Figure II. 5: Les étapes de la limite de liquidité.

Figure II.6: Les étapes de la limite de plasticité.

Figure II.7 : Schéma synoptique du processus opératoire de l'essai du bleu à la tâche

Figure II.8: Dispositif d'essai de bleu de méthylène

Figure II.9: Valeurs de bleu de quelques sols.

Figure II.10: Moule Proctor normal .

Figure II.11: Appareil de cisaillement numérique

Figure II.12: Schéma de la boîte de cisaillement

Figure II.13:Mesures en transparence directe

Figure II.14:Mesure en surface

Figure II.15:Mesure en transparence par rayonnement

Figure II.16:L'appareil de l'ultrason utilisé

Figure II.17: Mesures en transparence direct

Figure III-1 : Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.

Figure III.2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

Figure III -3 : Classification du sol étudié (Sidi-Hadjress) en fonction des paramètres d'identification.

Introduction générale

La Géotechniques est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la Mécanique des Roches .La Mécanique des Sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité. Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en autres, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages ; par exemple, les murs de soutènement, les pentes et/ou talus naturels ou artificiels, etc.

En Algérie, on recense plusieurs désordres d'ouvrages fondés sur des sols gonflants, et la wilaya de M'sila connaît de nos jours une urbanisation croissante dictée par une démographie sans cesse galopante d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. La géologie de cette région classée comme semi-aride est caractérisée par des formations argileuses expansives qui posent des problèmes géotechniques majeurs à son développement (à sec, elles sont difficiles à compacter puisque leur consistance varie de dure à très dure et, humides, elles sont collantes). Les phénomènes climatiques naturels (sécheresse prolongée), mais aussi l'activité humaine (modification du niveau de la nappe phréatique du fait de pompages ou de la configuration des constructions dans leur environnement) engendrent fréquemment des sinistres dans les massifs de sols fins caractérisés par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées. Pour limiter ce type de sinistre, il est nécessaire de mieux décrire le comportement des sols fins vis-à-vis des phénomènes de sécheresse et de ré humidification, c'est-à-dire les paramètres caractéristiques des phénomènes de retrait et de gonflement.

Les nombreux désordres qui apparaissent fréquemment dans constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes, voiries et réseaux divers et autres), édifiées notamment dans la bande formé par les villes de Sidi Hadjres, Ain Elhdjel et Sidi Aissa, nous ont incité à inscrire la présente étude afin de préciser comment peuvent être caractérisés les sols argileux situés dans cette zone semi-aride et être déterminés les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume.

Le mémoire comporte trois chapitres :

- ❖ Un premier chapitre a été consacré à l'étude bibliographique présentant l'état d'avancement des recherches dans le domaine de la caractérisation des sols gonflants et les mesures de leurs potentiels de gonflement, elle rappelle aussi l'essai de cisaillement direct et sont paramètres .
- ❖ le deuxième chapitre présente localisation du site de sidi hadjres et le programme expérimental exécuté, puis décrit les procédures expérimentales suivies et les appareillages utilisés de la réalisation des essais ;
- ❖ le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique

Chapitre I

Synthèse bibliographique

I.1. Introduction

Le phénomène du gonflement des sols a été connu pour environ aussi longtemps que le domaine de la géotechnique a été pratiqué. Pendant que la construction croissait dans des régions arides, les problèmes associés au gonflement et aux sols craintifs ont commencé à susciter plus d'attention [1].

Pendant les dernières trois décennies, une qualité significative de recherche a commencé à se concentrer sur les sols expansifs [1]. L'Algérie est pleinement concernée par le problème des argiles gonflantes qui sont présentes dans de nombreuses régions du nord et du sud du pays. Le phénomène de gonflement affecte chaque année divers types de structures (Bâtiment légère chaussée, etc...) causant des désordres considérables qui imposent des reprises en sous œuvre très coûteuses et dont la réalisation n'est souvent pas maîtrisée [2].

Le caractère gonflant de certaines argiles est lié en premier lieu à leur composition minéralogique.

En génie civil, les phénomènes de gonflement et de retrait de certains sols argileux et des formations géologiques argileuses induisent des tassements différentiels (la différence de mouvement entre deux points rapprochés de la structure [3]) 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.

I.2. Définition des argiles

Les argiles, ou roches argileuses sont un mélange de minéraux et d'impuretés cristallines. Souvent hydratés, de forme lamellaire ou fibreuse. Telles que les argiles sableuses, les argiles calcaires ou marnes et les argiles bitumeuses [4].

Le terme "ARGILE" désigne non seulement une formation rocheuse, mais définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales dont le diamètre des grains est inférieur à deux micromètres ($< 2 \mu\text{m}$) [5].

L'intérêt accordé ces dernières années à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par :

- Leur abondance dans la nature,
- L'importance des surfaces qu'elles développent,
- La présence de charges électriques sur ces surfaces,
- L'échangeabilité des cations interfoliaires responsables de l'hydratation et du gonflement, ce qui confèrent à ces argiles des propriétés hydrophiles.

L'argile brute est constituée généralement d'un composant minéral de base (kaolinite, montmorillonite, etc...) et de certaines impuretés.

Les impuretés sont constituées de :

- Oxydes et hydroxydes de silicium : (le quartz et la cristobalite).
- Minéraux ferri-fères : l'hématite Fe_2O_3 , la magnétite Fe_3O_4 .
- Carbonates : la calcite CaCO_3 , la dolomite $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$.
- Oxydes et hydroxydes d'aluminium : La gibbsite $\text{Al}(\text{OH})_3$.
- Matières organiques [6].

Les minéraux les plus connus sont : La kaolinite, l'illite, Les smectites, la glauconie, les chlorites, les vermiculites et les argiles fibreuses.

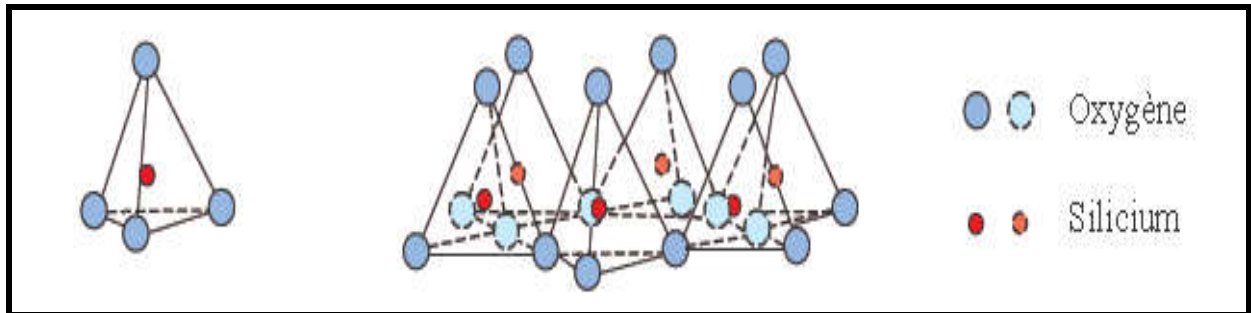


Figure I.1 : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

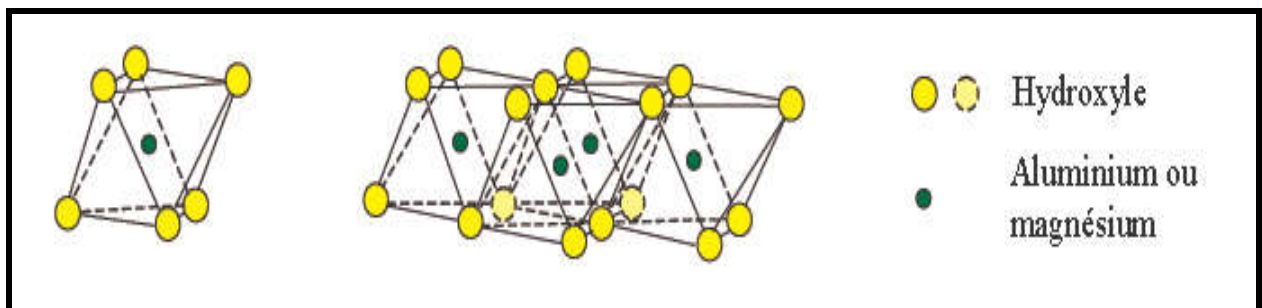


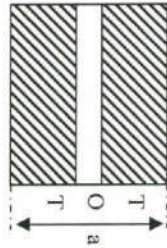
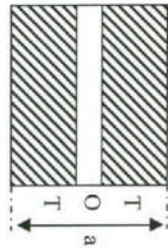
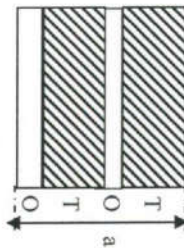
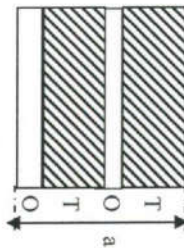
Figure I.2:Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

I.3. STRUCTURE ET MINERALOGIE DES ARGILES :

Les argiles sont des matériaux lamellaires constitués par l'empilement de feuillets, elles ont quatre niveaux d'organisation .

- Les plans sont constitués par les atomes ;
- Les feuillets, tétraédriques ou octaédriques, sont formés par une combinaison de plan ;
- Les couches correspondent à des combinaisons de feuillet ;
- Le cristal résulte de l'empilement de plusieurs couches.

Tableau I.1 : Principales caractéristiques minéralogiques des argiles (Pedro, 1965, [11])

ARGILES PHYLLEUSES					
Constitution des feuillets T : couche tétraédrique O : couche octaédrique	Equidistance « a » (Å)	Liaison entre feuillets	Nombre de Feuillets dans une particule primaire	origine des charges négatives	
1) Kaolinite dicite nacrite		7 (stable) Forte, par pont H	30 à 100	Liaisons rompues en bordures et substitution ionique	
2) Halloysite		7 (variable) 10 (stable) Faible forte, par ion K	30	Substitution ionique dans le réseau, liaison rompue en bordure.	
3) Illite Sericite Glaucosite		10 (variable) faible	1 à 15	Substitution ionique, faible contribution des bordures.	
4) Montmorillonite Beidellite Hectorite Nontronite		14 (stable) -	-	Substitution ionique, quelques liaisons rompues en bordure.	
5) Chlorites vrais					
ARGILES FIBREUSES					
6) Palygorskite Attapulgite Spiolite					

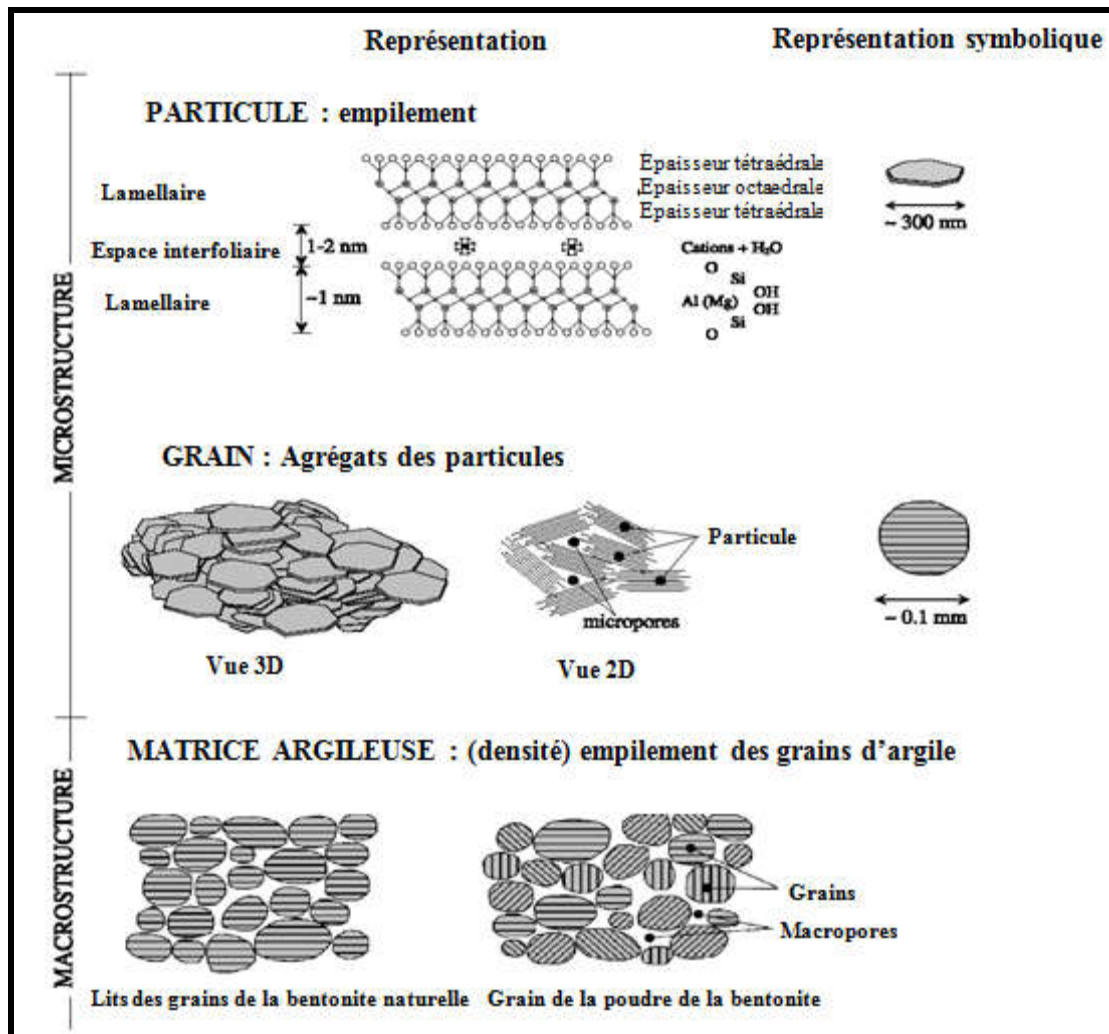


Figure. I.3. Structure de la bentonite à différentes échelles, (d'après Karnland, 1998, Pusch et Yong, 2003, cité par Kröhn, 2003).

I.4. Nomenclature et classification des argiles

Les minéraux argileux sont principalement des phyllosilicates, c'est à dire qu'ils sont constitués par un empilement de feuillets. La figure I.4 explique la terminologie utilisée pour définir la structure des argiles. On distingue 4 niveaux d'organisation:

- les plans (planes) sont constitués par les atomes;
- les feuillets (sheet), tétraédriques ou octaédriques, sont formés par une combinaison de plans;
- les couches (layer) correspondent à des combinaisons de feuillets;
- le cristal (crystal) résulte de l'empilement de plusieurs couches.

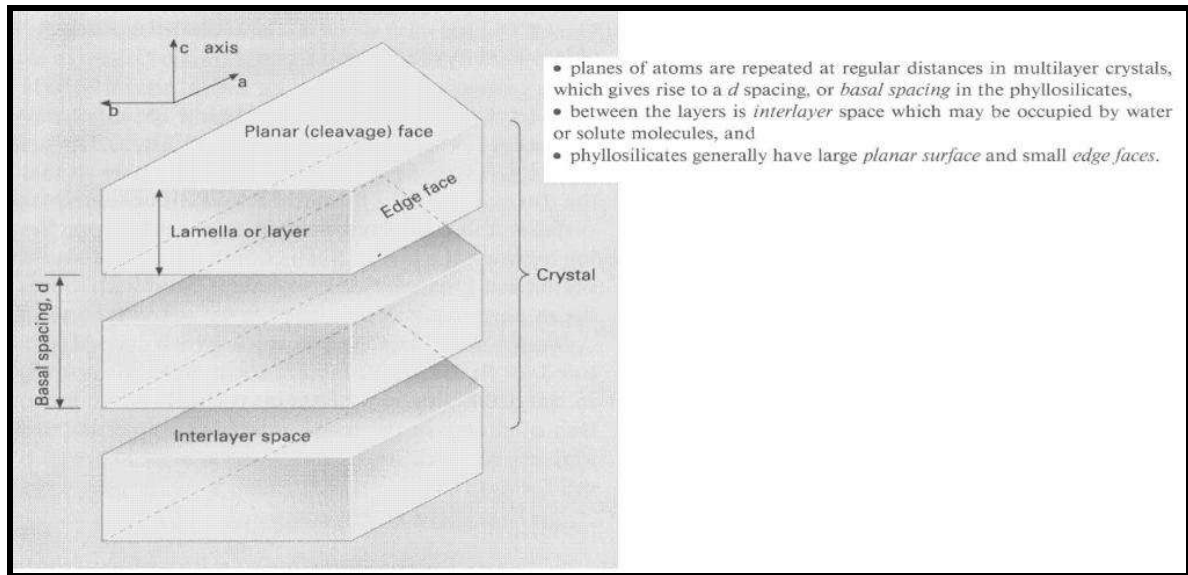


Figure. I.4. Structure générale des phyllosilicates [25] .

I.5. Eléments structuraux

Les silicates constituent le modèle de base. Ils sont formés par un agencement de tétraèdres de SiO_4 dans lesquels un atome de Si est entouré de 4 atomes d'O (Fig.05.a). Les tétraèdres s'agencent en se partageant les oxygènes en mailles hexagonales (Fig.05.b). Les hexagones s'agencent et forment une double chaîne. Dans les phyllosilicates, les tétraèdres forment des feuillets composés de 6 tétraèdres.

Les O non partagés pointent tous dans la même direction. La formule de base est $(\text{Si}_4\text{O}_{10})_4$. La charge négative est compensée par accommodation de cations de petite taille Si, Al et rarement Fe^{3+} (Fig.05.c).

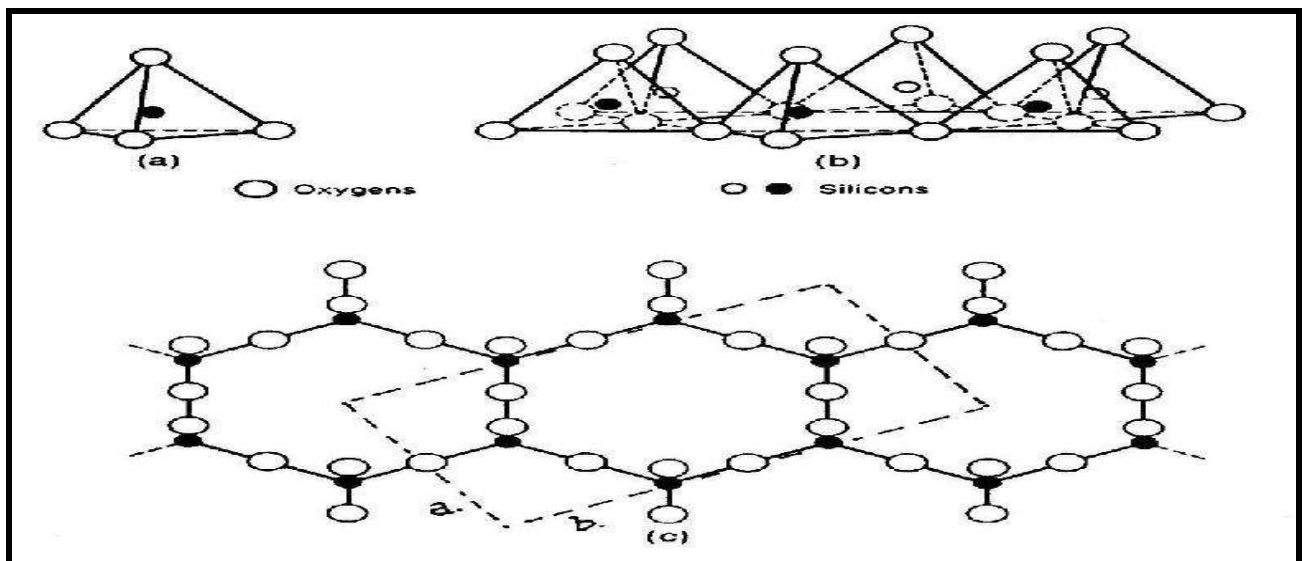


Figure. I.5. abc – Eléments structuraux: les tétraèdres [26] .

Les tétraèdres s'associent à des feuillets octaédriques composés d'un cation central et 6OH-(Fig.06.d). Cette configuration permet d'accueillir des cations plus larges Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{2+} mais pas Ca^{2+} , Na^+ , K^+ (trop larges). Le feuillet octaédrique est constitué de 2 plans

d'OH ou O, il est couché sur une de ses faces. Il peut exister seul. Dans la brucite (Fig.06.e), $\text{Mg}(\text{OH})_6$, toutes les positions cationiques sont occupées ($3/3 =$ minéral tri octaédrique). Dans la gibbsite, $\text{Al}_2(\text{OH})_6$.

Les tétraèdres s'agencent avec les octaèdres pour constituer des couches (Fig.06 et 07). Les couches peuvent être neutres ou chargées négativement, compensées par des cations qui se logent dans l'espace entre les couches (espace interfoliaire). La charge de la couche dépend des substitutions de cations dans les feuillets T ou O.

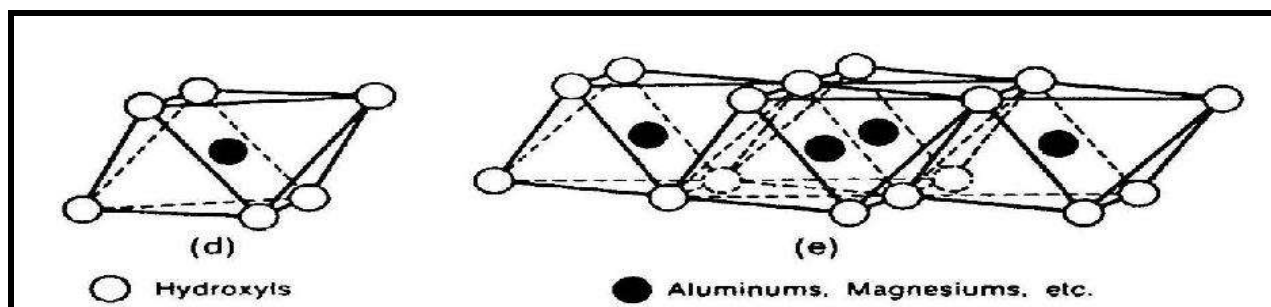


Figure. I.6. de: Eléments structuraux : les octaèdres [26] .

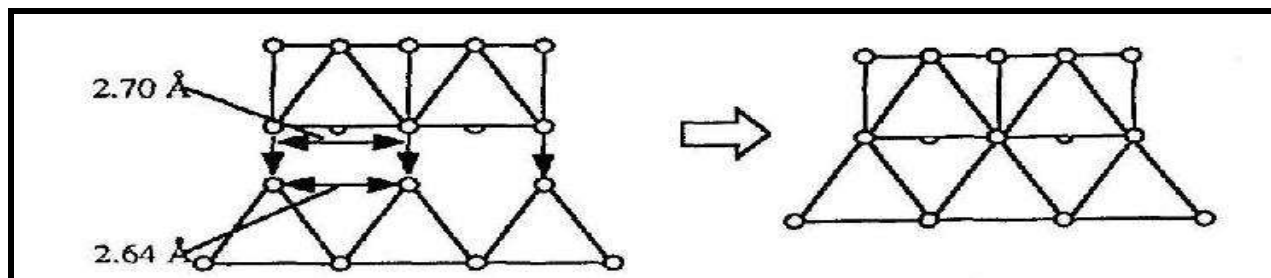


Figure. I.7. Agencements des tétraèdres et des octaèdres [27] .

I.6. Critères de classification

Les principaux critères de classification sont basés sur les paramètres suivants (Tableau 2):

- la combinaison de feuillets (T/O ou 1/1; T/O/T ou 2/1; T/O/T/O ou 2/1/1);
- le type de cations dans l'octaèdre;
- la charge de la couche;
- le type de matériel dans l'espace interfoliaire (cations, molécules d'eau,...).

Criteria for Classification

The fundamental criteria for classification are:

1. type of tetrahedral-octahedral sheet combination (type of layer, i.e. 1:1, 2:1),
2. cation content of octahedral sheet (dioctahedral, trioctahedral),
3. layer charge (X),
4. type of interlayer material.

Secondary criteria also used for categorizing clays are:

5. polytype (type of layer stacking),
6. chemical composition,
7. type of component layers and nature of stacking (ordered, random, etc.) for mixed-layered clays.

Tableau I. 2: Critères de classification des phyllosilicates [26] .

Quelques critères secondaires sont le polythéisme (ou mode d'empilement), la composition chimique, le type d'espèces argileuses et le mode d'empilement pour les inter stratifiés .

I.6.1. Classification des minéraux argileux simples

Les travaux de l'AIPEA (Association Internationale Pour l'Etude des Argiles) (1966-1972) [7] et plus tard, ceux de Pedro [8], ont permis d'aboutir à une classification des argiles (Tableau I.3) qui repose sur l'utilisation des critères suivants: la structure et l'épaisseur du feuillet. On distingue ainsi 4 groupes:

- Les minéraux de type 1.1 (feuillet à deux couches ou série Te.Oc) : appelés aussi série à 7 Å, correspondent au groupe de la kaolinite.
- Les minéraux de type 2.1 (feuillet à trois couches ou série Te.Oc.Te) : appelés aussi série à 10 Å. Les feuillets comportent une couche octaédrique (alumineuse) et deux couches tétraédriques (siliceuses) ; l'épaisseur du feuillet varie de 9.3 à 15 Å. Cette série se divise en deux groupes :

a) Groupe avec un espace interfoliaire constant, cas des micas $d = 10 \text{ Å}$ avec des cations K^+ dans l'espace interfoliaire.

b) Groupe avec un espace interfoliaire qui varie, cas des smectites et des vermiculites avec $d = 15 \text{ Å}$.

- Les minéraux de type 2.1.1 (feuillet à quatre couches ou série Te. Oc. Te. Oc) : appelés aussi série à 14 Å ; ce type comprend une couche d'octaèdre encadrée par deux couches tétraédriques avec un espace interfoliaire constitué par une couche octaédrique et correspondent au groupe de la chlorite $d = 14 \text{ Å}$.
- Minéraux inter stratifiés: un minéral inter stratifié régulier est formé de l'empilement régulier de différents types de feuillets de minéraux argileux simples, l'empilement se fait selon des séquences répétitives. Un minéral inter stratifié est considéré comme irrégulier si l'empilement des feuillets est aléatoire.

Groupe de Minéraux Argileux	Espèce Minérale	Structure T = couche de tétraèdre O = couche d'octaèdre
Kaolinites	Kaolinite Halloysite Dickite	Minéraux à 2 couches T-O T-O
Smectites Illites Vermiculites Micas	Montmorillonite Saponite Beidellite Nontronite Illite Vermiculite Muscovite Biotite	Minéraux à 3 couches T-O-T T-O-T H ₂ O , cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O

Tableau I.3 : La classification des principaux groupes de minéraux argileux et de leurs espèces [6].

I.6.1.2. Minéraux 2/1

La structure est composée de 2 couches tétraédriques et une couche octaédrique, avec la seconde couche T renversée par rapport à la première. L'espace basal caractéristique est de 10Å. Le minéral représentatif de ce groupe est la muscovite. Ce minéral s'apparente à la phlogopite mais présente des substitutions tétraédriques: Si est remplacé par Al et le déficit de charge est compensé par l'introduction de K⁺ dans l'interfoliaire.

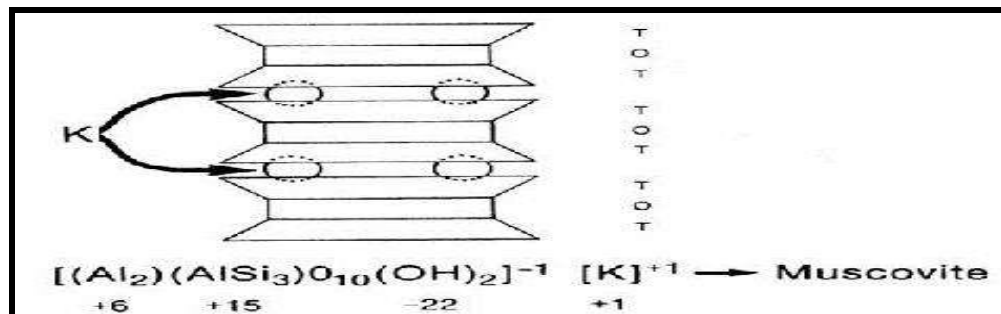


Figure. I.8. Exemple de minéral à structure 2/1 : muscovite [26] .

La classification est résumée dans le tableau 04

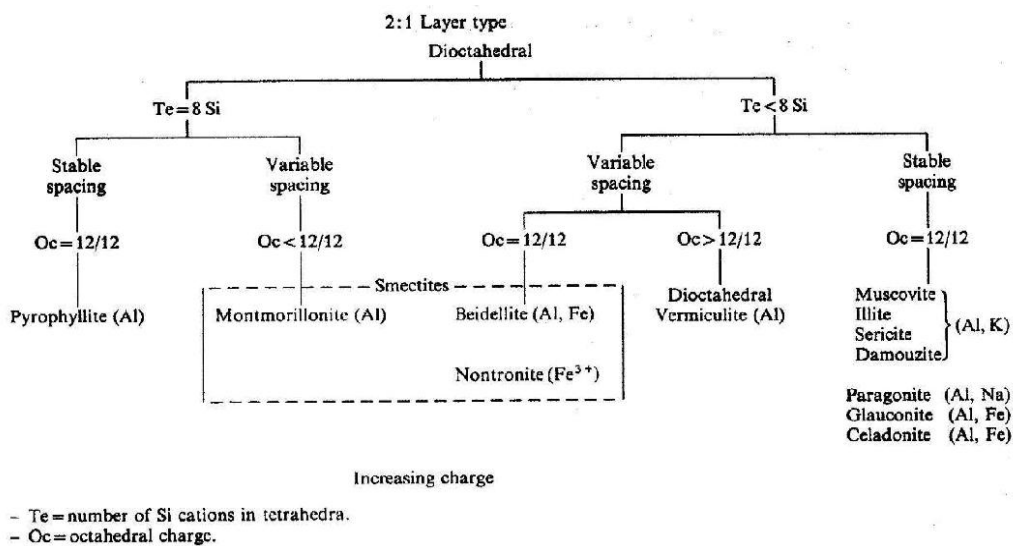


Tableau I.4: Classification des minéraux argileux 2/1 dioctaédriques.

I.7. Propriétés des argiles

Les propriétés des argiles sont [9, 10,18]:

- Les argiles avec leurs faibles tailles confèrent une forte réactivité chimiques et physiques ainsi une importante surface de contact.
- Les argiles sont des minéraux aluminosilicatés appartenant à la famille des phyllosilicates dont l'unité de base est le feuillet.
- La présence des sels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.
- Les argiles ont des propriétés chimiques du fluide hydratant

I.7.1. Forme et surface spécifique:

Les argiles se présentent sous trois formes (Fig. 07.a): en flocons, caractérisés par une même dimension dans les deux directions et une épaisseur équivalente à 1/20ième de la longueur; en lattes, avec une dimension plus longue et une épaisseur toujours équivalente à 1/20ième de la longueur; en aiguilles présentant deux dimensions identiques et la 3ème beaucoup plus grande (assez rare).

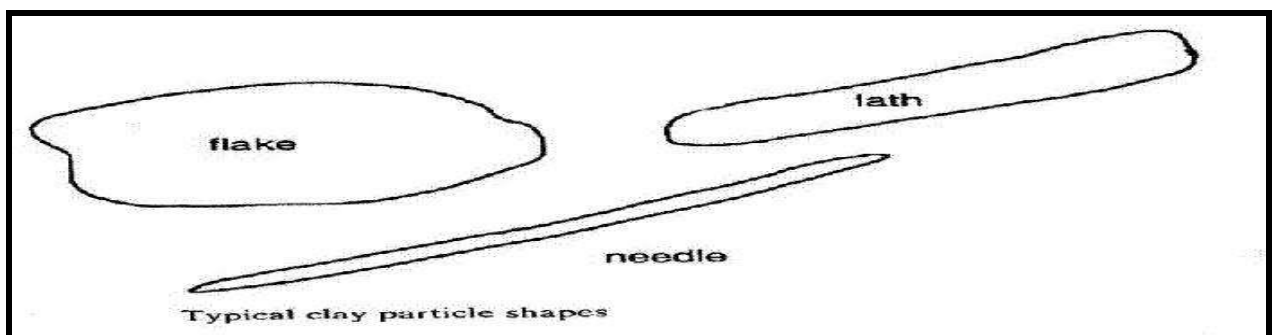


Figure. I.9. Forme des particules argileuses [28] .

Les argiles sont définies depuis le XIX siècle comme des minéraux de petite taille. Ces minéraux ne sont donc pas identifiables au microscope optique. En fait, la majorité des argiles ont des caractéristiques communes, ce qui justifie à posteriori la définition. La fine taille des argiles leur confère une surface importante par rapport au volume des particules (Fig. 07.b). La surface relative augmente avec la diminution du diamètre. La surface des argiles est supérieure par rapport à celles de minéraux de même taille mais de forme différente. Le rapport épaisseur/largeur est de l'ordre de 20 pour les argiles. Les propriétés des argiles sont principalement contrôlées par leur surface.

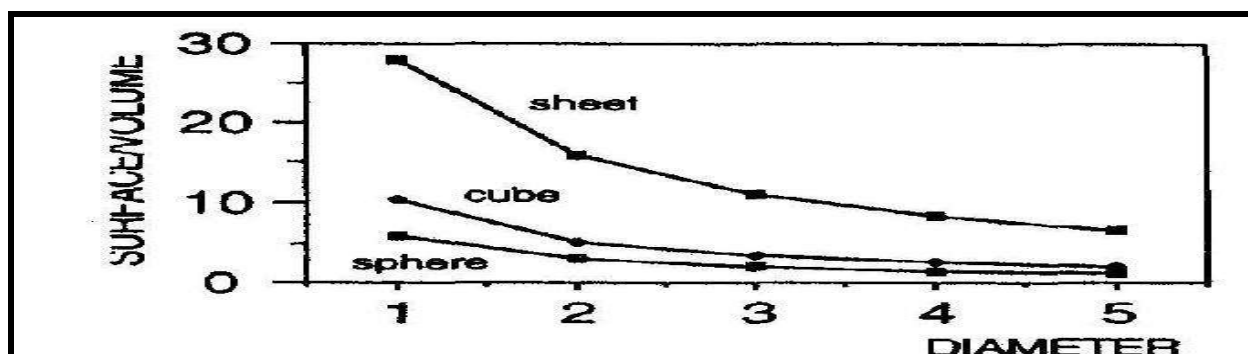


Figure. I.10. Evolution du rapport surface/volume en fonction du diamètre pour différentes formes de particules (sphère, cube ou feuillet) [28] .

Le (tableau 05) donne les valeurs caractéristiques des surfaces des grandes familles argileuses. La surface totale comprend la surface externe, comprise entre les particules argileuses, et la surface interne, correspondant à l'espace interfoliaire (Figure. I.11). Les smectites ont les surfaces totales maximales: surface smectites > vermiculites >>> illites > kaolinites = chlorites.

Clay	Surface Area (m ² /g)		
	Internal	External	Total
Smectite	750	50	800
Vermiculite	750	<1	750
Chlorite	0	15	15
Kaolinite	0	15	15
Illite	5	25	30
Calcium montmorillonite	800		
Illite	150		
Kaolinite	50		
Other silicate minerals	<5		

(from Moorlock and Highley, 1991)

Tableau I.5: Surface spécifique des particules argileuses [26] .

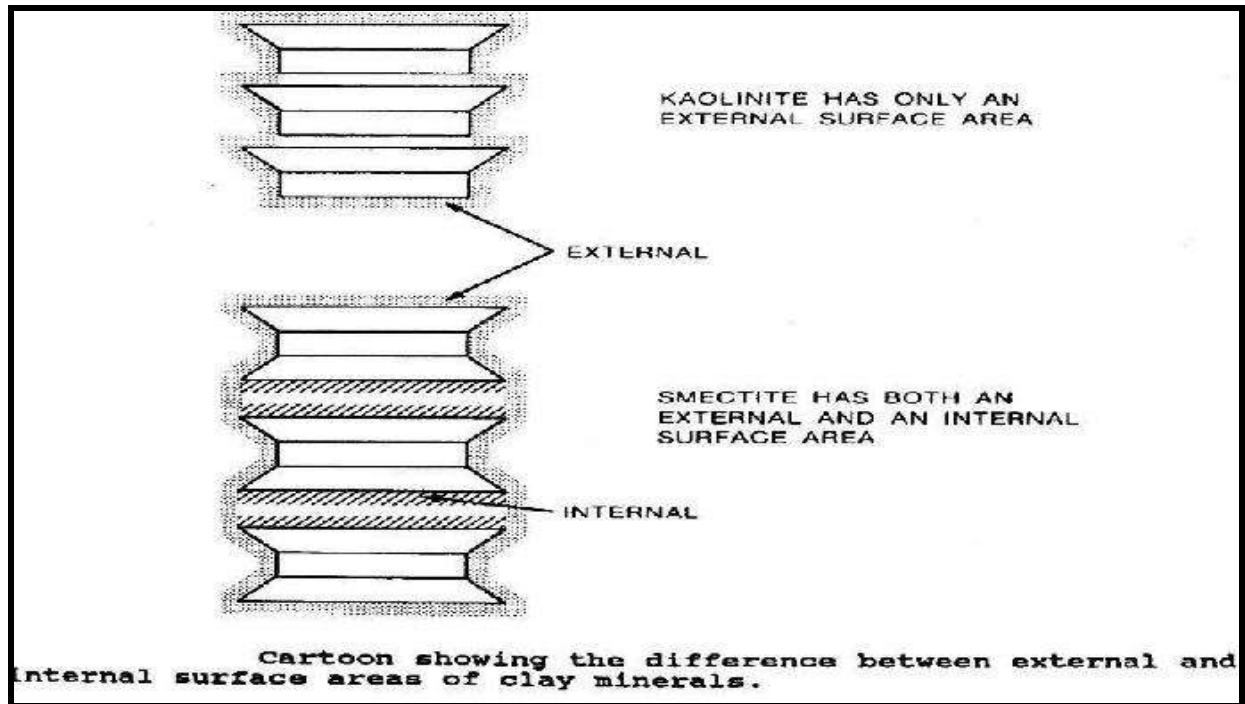


Figure. I.11. surface interne et externe des particules argileuses [26] .

I.8. Origine des argiles

La genèse des argiles peut s'expliquer par trois grands mécanismes principaux.

I.8.1. Héritage et altération

Les minéraux argileux résultant de la destruction des roches, peuvent soit rester sur place (argiles résiduelles, ex: argiles des fonds océaniques).

En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant sont différents. En climat froid : l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine en climat chaud et humide, l'hydrolyse est poussée, la kaolinite se forme en milieu drainé, les smectites en milieu confiné. En climat tempéré, humide, l'altération est modérée, il apparaît des interstratifiés, des illites et chlorites dégradés, de la vermiculite.

I.8.2. Néof ormation en milieux confinés

La néof ormation, ou authigénèse. Les minéraux argileux sont nés sur place, par combinaison des ions présents dans les solutions ils sont caractéristiques du milieu qui leur a donné naissance. Les argiles fibreuses se forment dans des croûtes calcaires, dans des zones à climat à saison sèche marquée, dans des milieux évaporitiques sursaturés:

- néof ormation de sépiolite par concentration des ions par évaporation (bassin lacustre actuel de Sommières, de Chassoul au Marco).

Certains minéraux argileux se forment en dehors des sols à partir des ions en solution

- néof ormation de glauconie (illite ferrifère) dans les vases littorales
- néof ormation des argiles rouges des grands fonds (smectites ferrifères provenant des vases calcaires et siliceuses et des cendres volcaniques).

I.8.3. Transformation des minéraux argileux

Les minéraux néoformés ou hérités peuvent évoluer pour prendre un nouveau statut en équilibre avec le nouveau milieu. On distingue les transformations par dégradation (soustraction d'ions) et par aggradation (par fixation d'ions supplémentaires).

Ces transformations ont lieu aussi bien au cours de l'altération que de la diagenèse. Il existe aussi des minéraux transformés par recristallisation.

On comprend que leur statut est intermédiaire, puisque leur substance est héritée et leur structure néoformée.

Ex. : Kaolinite $\longrightarrow$ Chlorite
 Smectites $\longrightarrow$ Illite

I.9. Les principaux types des argiles

I.9.1. La kaolinite :

Associe, dans son feuillet, une couche de tétraèdres à coeur de silicium et une couche d'octaèdres à coeur d'aluminium, la feuillet est neutre. La distance de la surface d'un feuillet à l'autre est de 0.7 nm.

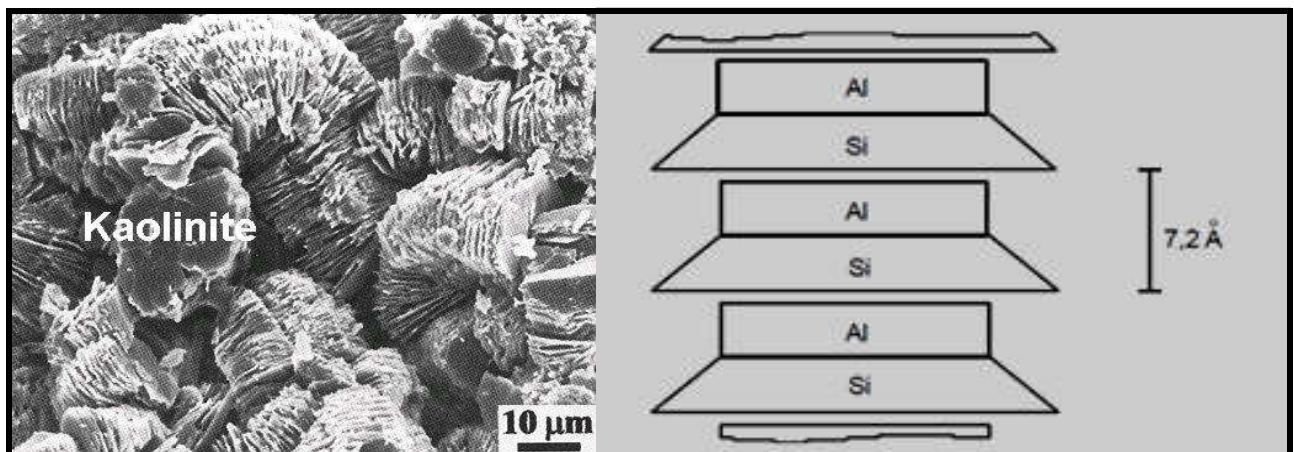


Figure I.12. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.

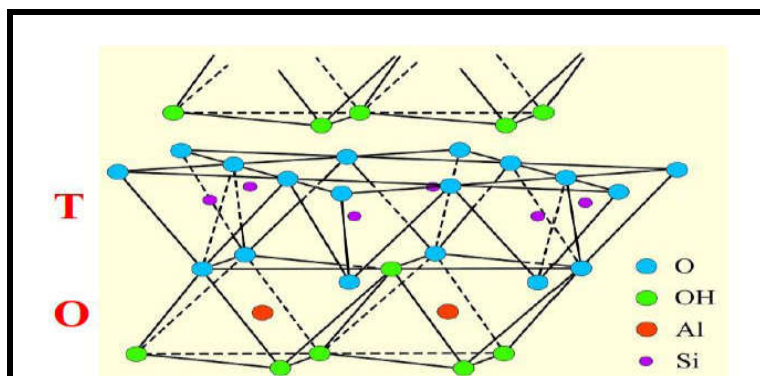


Figure. I.13. Schéma de la particule de kaolinite.

I.9.2. Les illites:

Associant, comme les micas, une couche octaédrique surtout alumineuse à deux couchestétraédriques surtout siliceuses. Mais les ions Al peuvent remplacer Si, et des ions Mg et Fe peuvent remplacer Al le feuillet n'est plus équilibré, et des ions K viennent le saturer en position inter foliaire. L'équidistance réticulaire est de 1 nm la formule générale des illites est donc $(\text{Si}_{4-x}\text{Al}_x)(\text{Al}, \text{M1}, \text{M2})_2 \text{O}_{10} (\text{OH})_2 \text{K}$. La glauconite est l'iso type ferrique de l'illite

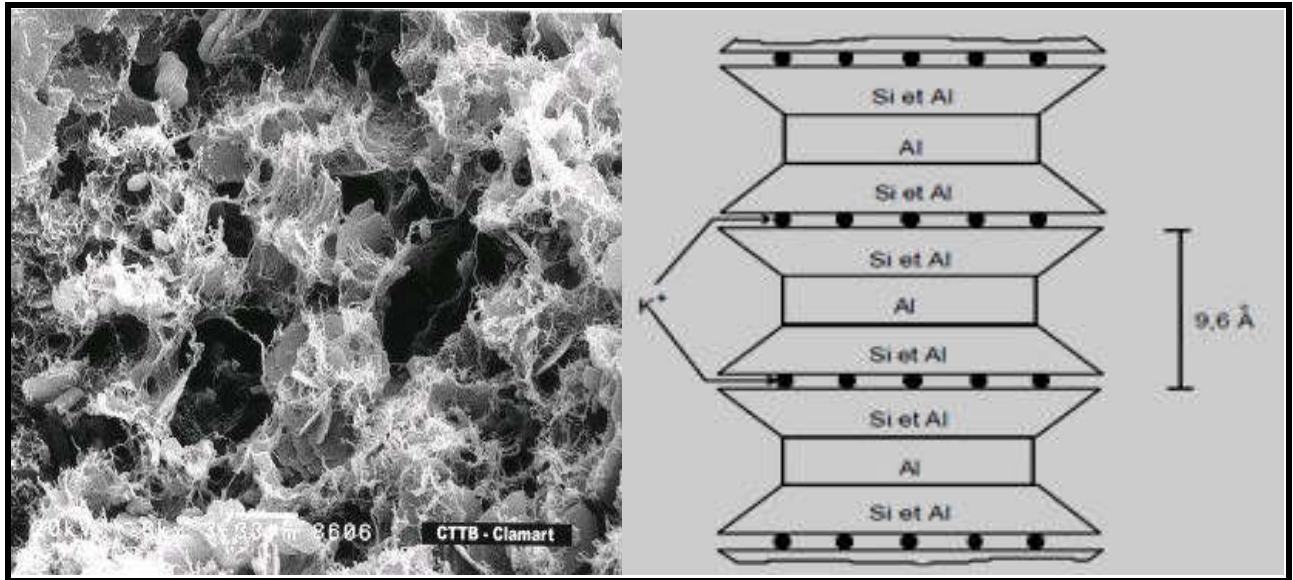


Figure. I.14. Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à balayage.

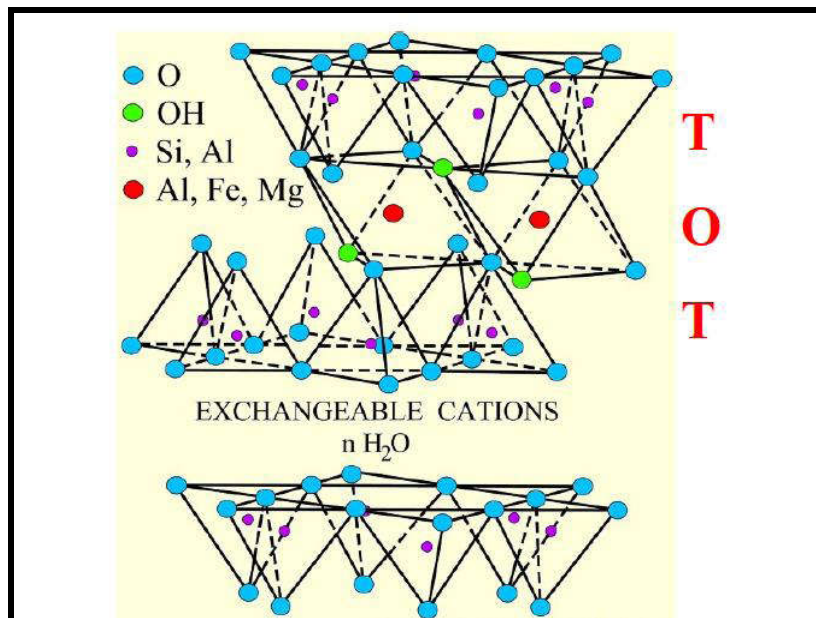


Figure. I.15. Schéma de la particule d'illite.

I.9.3. Les Smectites (La montmorillonite):

Ancienne famille des montmorillonites forment une famille nombreuse, bâtie sur le même modèle que les illites, mais l'empilement des feuillets élémentaires est désordonné : chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent. Ce désordre et la faible charge des feuillets facilitent leur écartement. Peuvent se loger dans cet espace inter foliaire des cations divers ; des molécules d'eau et des molécules organiques, d'encombrement variable. C'est pourquoi l'équidistance réticulaire peut varier de 1 à 1.8nm. Toute une systématique est construite pour décrire et nommer la variété des smectites.

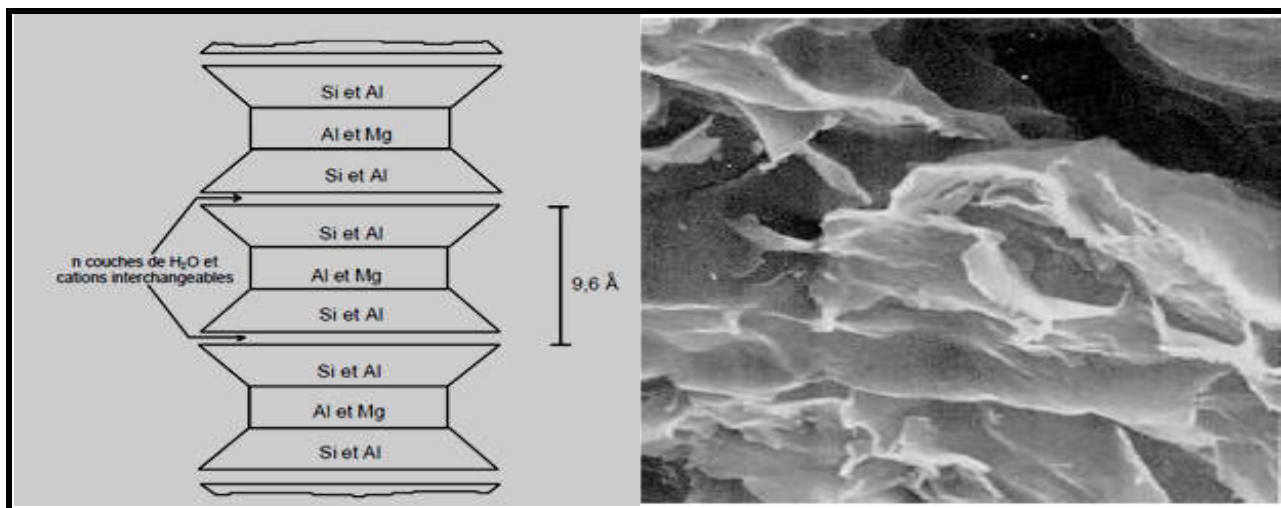


Figure. I.16. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets.

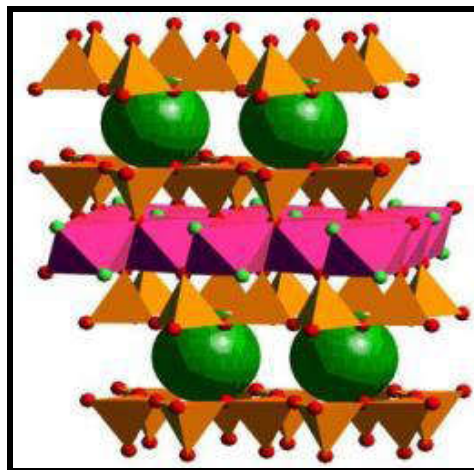


Figure. I.17. Schéma de la particule de montmorillonite.

I.9.4. Les chlorites:

Les chlorites (du grec « khlôros » vert) sont encore des composés à trois couches T-O-T. Ici, l'espace inter foliaire est garni par des composés de Mg et OH qui forment pratiquement une quatrième couche stable, proche de la brucite. On parle parfois d'une structure T-O-T.O. La capacité d'échange est limitée et l'écart réticulaire reste constant (14,1 Å). Les chlorites sont assez fréquents dans les argiles pour terre cuite. Il faut encore noter l'existence de nombreux composés, un peu moins courants, très voisins par leurs compositions chimiques et leurs structures et auxquels les composés précédents sont souvent mélangés. Ils sont connus pour leurs

formes en feuillet, leurs propriétés glissantes et absorbantes. On a parlé des pyrophyllites, du talc, ...Il y a aussi les vermiculites,

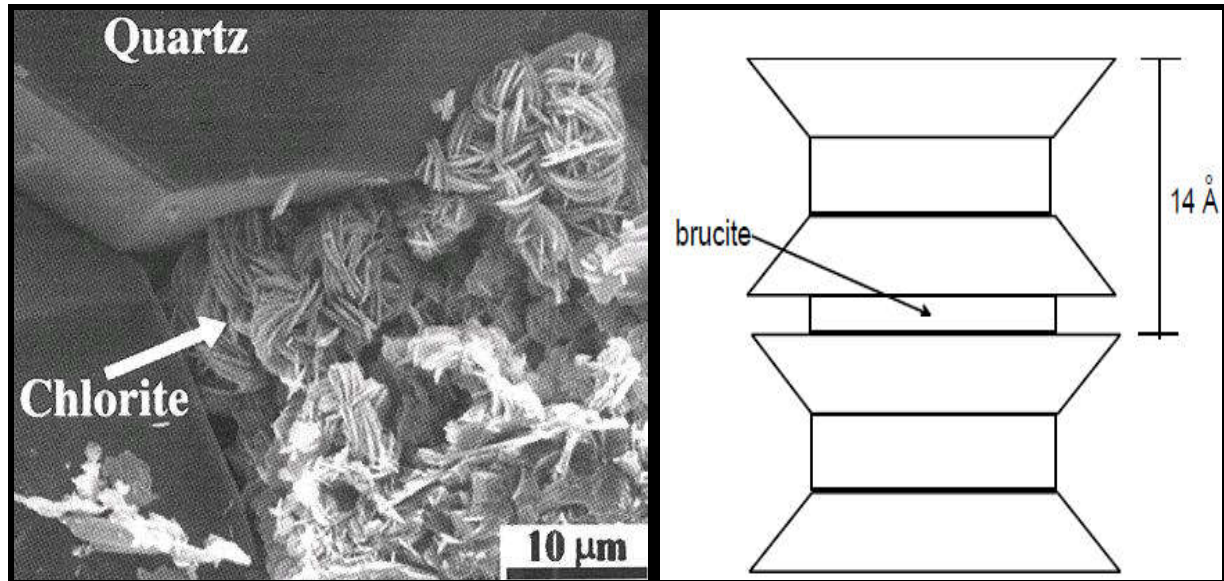


Figure. I.18. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage

I.9.5. La vermiculite:

Fréquente dans les sols de la zone tempérée. La couche octaédrique contient du Fe et du Mg. La vermiculite est proche des illites et chlorite mais montre des propriétés gonflantes.

Argile à trois couches, proches des smectites, qui, chauffées, augmentent de volume jusqu'à vingt fois et s'exfolient en filaments (ou vermicule). On compare les différentes argiles entre elles sur le tableau suivant selon différents critères

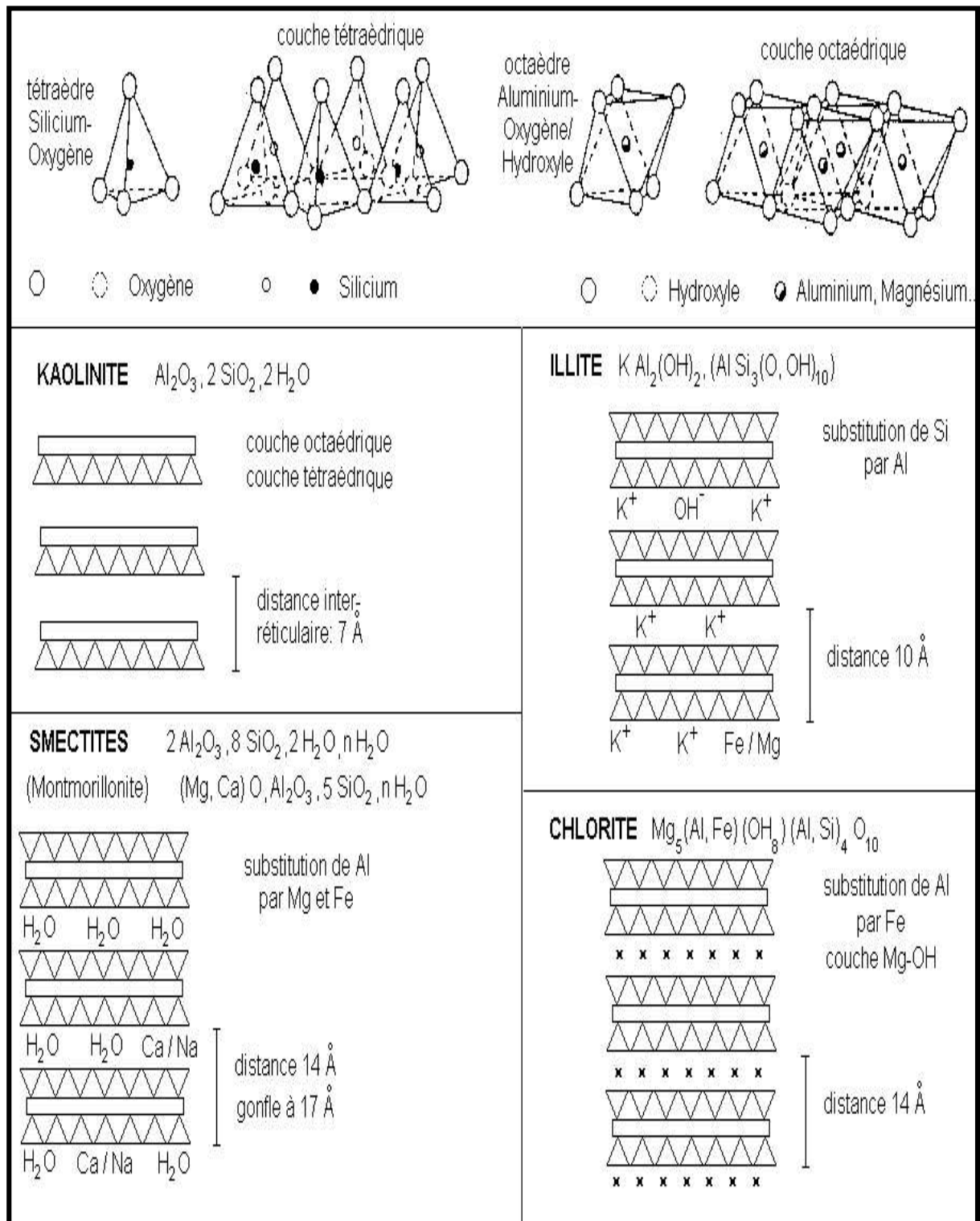


Figure. I.19. Les principaux minéraux argileux

Minéral	Couches	Epaisseur du feuillet Å	Nombre de feuillets par cristal primaire (ordre de grandeur)	Cations absorbés en compensa tion	Capacité d'échange Cationique (centimole (+)/kg)	Expansion a l'humidité	Surface spécifique (m ² /g)	Charge des couches / par formule
Kaolinite	TO	7	Quelques centaines	Sans	3-15	faible	5-20	Neutre
Smectite	TOT	10-21	Une dizaine	Ca ²⁺ , Na ⁺ hydratés entre feuillets et externes	80-150	élevée	700-800	Négative , Faible charge (0.2 à 0.6)
Illite	TOT	10	Quelques dizaines	K ⁺ secs entre feuillets et externes	10-40	faible	100-200	Négative , Forte charge (0.8 à 0.9)
Chlorite	TOT	14.1		Mg ²⁺ externe	10-40	faible	5-20	Positive

Tableau I.6 : Comparaison entre différentes argiles

I.10. Domaines d'utilisation des argiles

Leur importance économique est considérable puisqu'elles sont employées dans de nombreuses industries : céramique, porcelaine, briques et tuiles, ciments, réfractaires et produits émaillés, fonderie, chimie, affinage, boues de forage, colorants, adsorption de matières organiques, pigments.

Les argiles employées dans les différentes fabrications énumérées ci-dessus sont très variables en nature et en composition. Elles sont constituées par une fraction argileuse et une fraction non argileuse (quartz, feldspaths, minéraux lourds, oxydes de fer et d'alumine, matières organiques).

Les principaux gisements d'argiles sont soit autochtones, soit allochtones. Les différentes variétés peuvent avoir les utilisations suivantes:

- Les kaolins (kaolinite et halloysite), en céramique, charges notamment pour le papier, le caoutchouc... et couchage du papier, réfractaires;
- Les argiles à tuiles et briques, en poterie, produits réfractaires ;
- les argiles réfractaires et à poterie, en poterie et produits réfractaires, également en briqueterie, comme charges (peintures, insecticides), boues de forages, en chimie et comme abrasifs artificiels;
- les bentonites, en fonderie, bouletage des minerais pour les insecticides et les fongicides, en filtration, boues de forages, chimie, adsorbants;
- les terres à foulon, pour les insecticides et les fongicides, la filtration, la chimie, les boues de forage, l'adsorption.

I.11. 1. Les relations entre les minéraux argileux et l'eau :

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

a- Différents types d'eau :

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

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

* **Eau capillaire** : Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant

ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931) [22].

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

À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre. Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960) [16] ; (Yong et Warkentin, 1966) [15]. Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960) [15]. Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

I.11.2. Les forces d'attraction et de répulsion entre les minéraux argileux:

Les forces d'attraction et de répulsion entre les minéraux argileux sont en grande partie engendrées par la structure même de ces minéraux. Les films d'eau adsorbée jouent aussi un rôle très important, puisque ces forces s'exercent par leur intermédiaire.

a- Les forces d'attraction :

Les forces d'attraction ou forces de cohésion sont produites avant tout par les surfaces chargées des minéraux et par les cations des films d'eau adsorbée et de l'eau libre. Il peut aussi y avoir attraction directe entre les minéraux argileux.

Les forces d'attraction favorisent la floculation et le dépôt des minéraux argileux.

b- Les forces de répulsion:

Les forces de répulsion s'exercent d'abord entre les minéraux argileux eux mêmes : ceux dont les surfaces portent le même type de charges se repoussent tout simplement.

Ces forces peuvent aussi dépendre de la différence entre les concentrations de cations des films d'eau adsorbée et de l'eau libre.

La répulsion est plus ou moins grande selon les types d'argile. Par exemple, les forces à l'œuvre dans la montmorillonite sont généralement plus élevées que celles qu'on observe dans la kaolinite. Cela s'explique par le fait que les particules de montmorillonite, caractérisée par une activité électrochimique très forte, portent une plus grande quantité de charges à leurs surfaces et peuvent donc se repousser plus violemment. En outre, toujours en raison de cette plus grande activité, la concentration de cations entre les particules de montmorillonite a des chances d'être plus importante, et l'eau peut alors s'infiltrer plus facilement entre les particules et les séparer.

c- L'équilibre des forces

Les forces d'attraction et de répulsion s'opposent continuellement et finissent par atteindre un état d'équilibre. Lorsqu'un échantillon de sol est prélevé dans un dépôt d'argile, les contraintes de compression dues au poids du sol disparaissent, ce qui diminue les forces d'attraction. Le volume de l'échantillon augmente alors jusqu'à ce qu'un nouvel équilibre soit atteint entre les forces d'attraction et de répulsion.

I-12. Gonflement des argiles :

En effet, deux types de gonflement peuvent se produire au sein des matériaux argileux :

- Le gonflement intra particulaire ou inter foliaire,
- Le gonflement inter particulaire.
-

I.12.1 Gonflement inter foliaire et inter particulaire

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

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono moléculaires. Il s'agit alors d'un gonflement inter foliaire (Didier, 1972) cite par [17]. Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est inter particulier. C'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des feuillets d'argiles.

Elle agit sur les particules solides. C'est le gonflement inter particulaire. Celui-ci a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les types d'argiles. [17]

	Eléments dominants	Espaceur (Å) Glycol Sec	
TYPES CROISSANTS			
Smectites			
Beidellite	Al	17	10
Montmorillonite	Al (Mg, Fe ²⁺ minor)	17	10
Nontronite	Fe ³⁺	17	10
Saponite	Mg, Al	17	10
Vermiculite	Mg, Fe ²⁺ , Al (Fe ³⁺ minor)	15,5	10-12
Couche minérale composée		10-17	<10
TYPES NON CROISSANTS			
Illite	K, Al (Fe, Mg secondaire)	10	
Glauconite	K, Fe ²⁺ , Fe ³⁺	10	
Celadonite	K, Fe ²⁺ , Mg, Fe ³⁺ , Al ³⁺	10	
Chlorite	Mg, Fe, Al	14	
Berthiérine	Fe ²⁺ , Al ³⁺ (secondaire Mg)	7	
Kaolinite	Al	7	
Halloysite	Al	10,2	
Sepiolite	Mg, Al	12,4	
Palygorskite	Mg, Al	10,5	
Talc	Mg, Fe ²⁺	9,6	

Figure. I.20. Classification des argiles selon leurs propriétés des gonflement

I.12.2. Mécanismes de gonflement



Figure. I.21. Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.
D'après Popescu (1986) (cité par Bengraa 2004, [19] p 11)

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

Le mécanisme de gonflement peut se produire à deux niveaux : le niveau inter particulaire et/ou le niveau inter foliaire (intra particulaire) :

- Le gonflement inter foliaire ou inter particulaire résulte de l'introduction de molécules d'eau l'intérieur des particules d'argiles, entre les feuillets élémentaires. Les caractéristiques de ce gonflement dépendent essentiellement de la structure du minéral gonflant. Le gonflement devient notable lorsque l'eau peut pénétrer entre les feuillets d'argile et créer une juxtaposition de plusieurs couches mono moléculaires d'eau. Cela est le cas des smectites telles que la montmorillonite qui est constituées de feuillets dont la distance inter foliaire est très variable.
- Le gonflement est inter particulaire, c'est-à-dire l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argile mais lié à son état de saturation. Ce gonflement inter particulaire, contrairement au gonflement inter foliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

Le processus de gonflement interparticulaire met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau.

I.12.3. Evolution de la texture des argiles :

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.

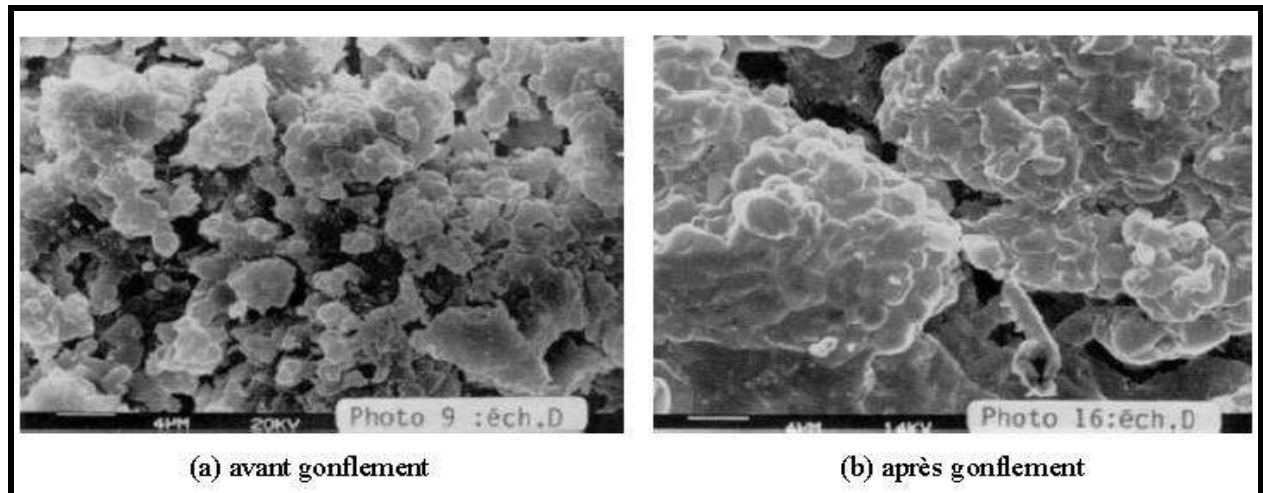


Figure. I.22. Observation au MEB d'une texture argileuse .

Les 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 I.9 illustre cette évolution.

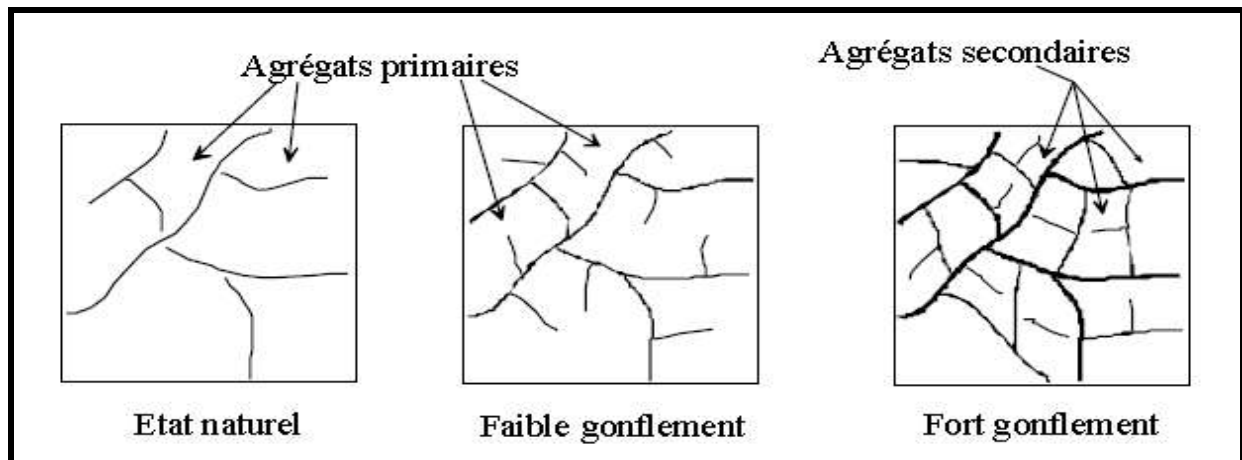


Figure. I.23. Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

I.12.4. Identification des sols gonflants :

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

I.12.4.1. Définition des paramètres de gonflement :

Les paramètres 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 difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflants.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

La pression de gonflement (σ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète.

A partir d'une étude statistique sur 200 échantillons, David et Komornik ont déduit une relation qui permet d'estimer la pression de gonflement:

Le potentiel de gonflement (ε_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

L'indice de gonflement (C_g) traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donne. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

I.12.4.2. Méthodes indirectes d'identification :**I.12.4.2.1. Identification qualitative :**

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

Une identification primaire, à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permet de gagner en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être expansif permet de recommander la réalisation d'une campagne de reconnaissance appropriée et conduit à concevoir une infrastructure adaptée (Bekkouche et al., 2001). Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement des sols à leurs paramètres géotechniques sont décrites ci-après.

a- Essais visuels :

Les minéraux argileux gonflants présentent des formes et s'assemblent de manière caractéristique. On peut les identifier à l'aide des essais suivants :

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

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

b- Classification des sols gonflants selon les paramètres géotechniques :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement P_g (ou le potentiel de gonflement ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_L), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait w_r , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles.

Le recensement à partir de la bibliographie (Djedid et al, Bultel .F,2001 et Khemissa M. et al.,2005) des classification permet de les ranger en trois classes en fonction du nombre de paramètres physico-chimiques utilisés.

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

Cette classification est donnée par les tableaux I-7 à I-10

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

Tableau I-7 : Potentiel de gonflement d'après Almeyer (1955).

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

Tableau I-8 Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962).

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

Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).

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

Tableau I-10 : Potentiel de gonflement d'après Snethen.

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

Cette classification est donnée par les tableaux I-11 à I-12 et les deux abaques (figures I-24, I-25 et I-26).

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

Tableau I-11 : Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment (1980).

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

Tableau I-12 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988).

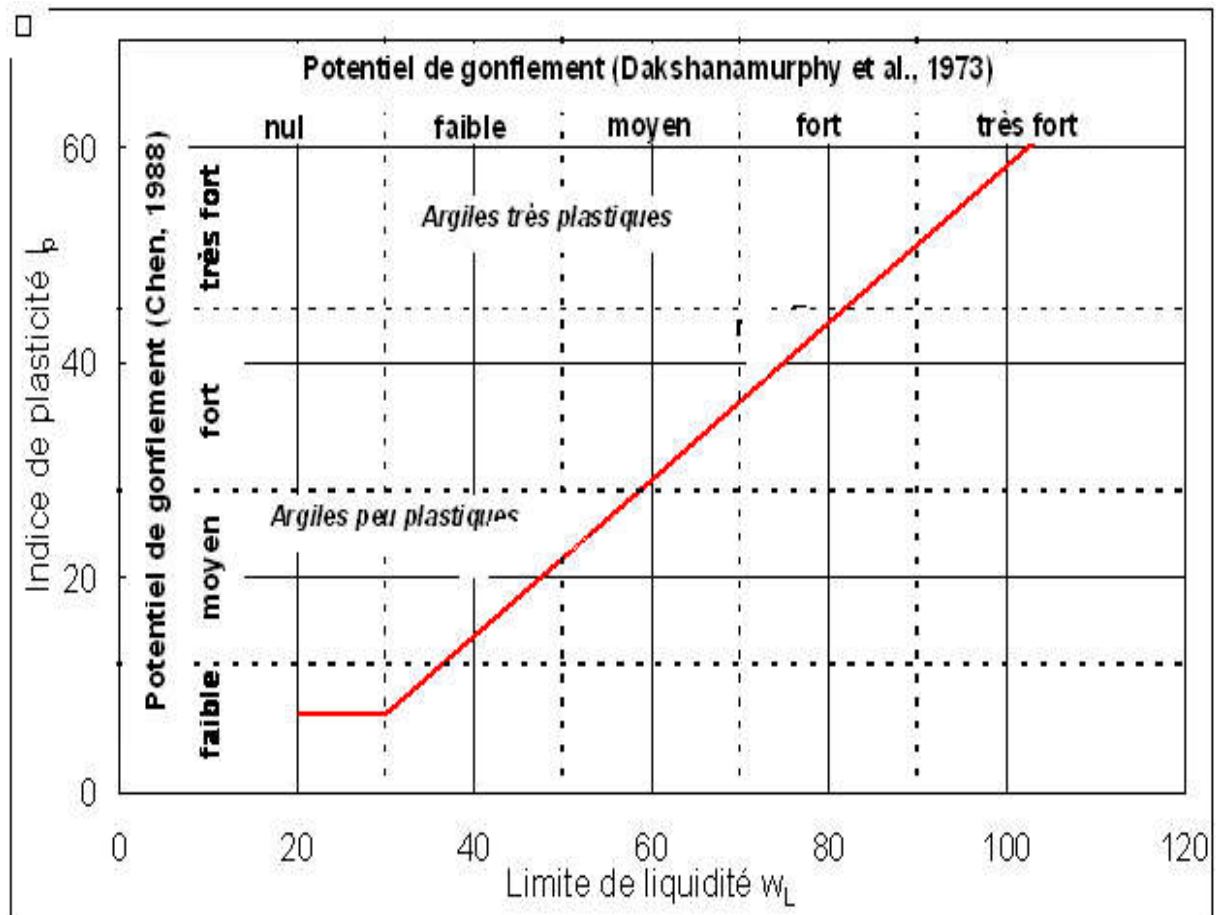


Figure. I.24. La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

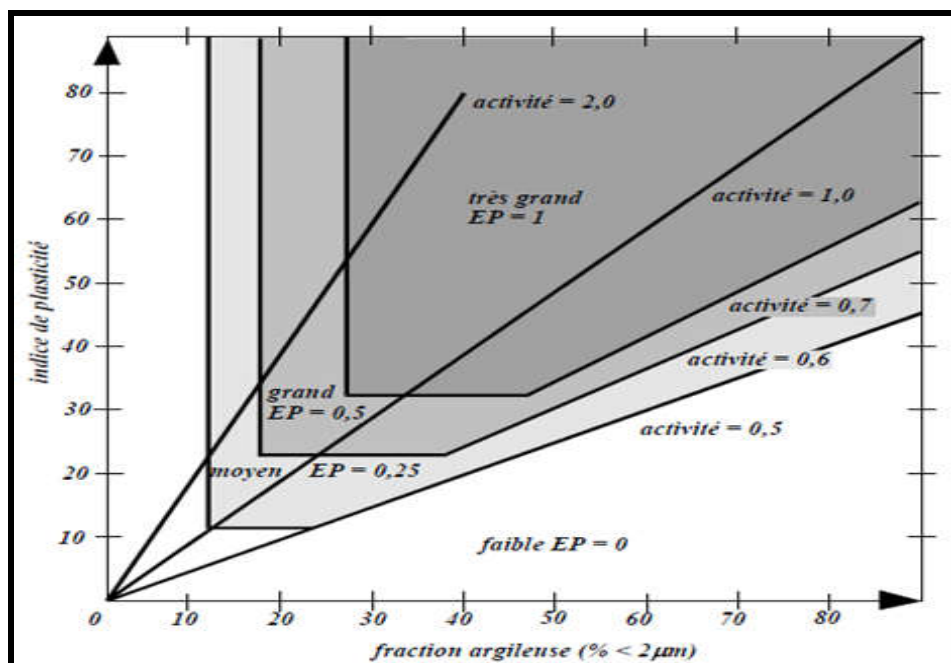


Figure. I.25. Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

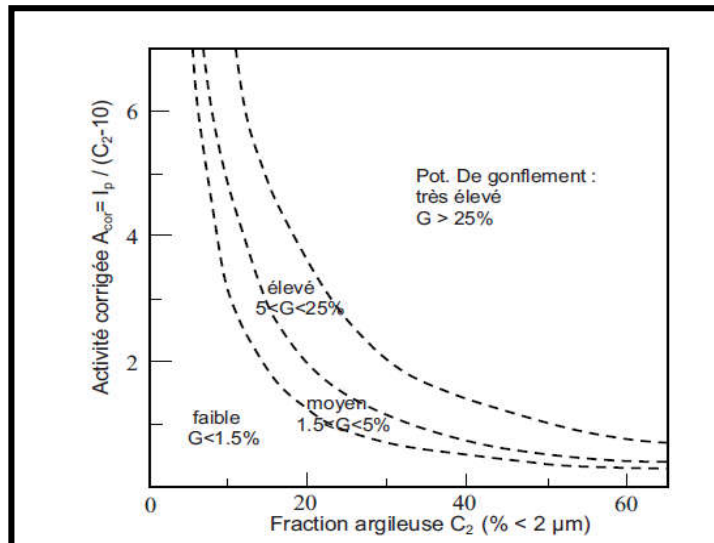


Figure. I.26. Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)

- La classification basée sur trois paramètres :

Ces classifications sont données par les tableaux I-13 à I-15

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

Tableau I-13 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956)

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

Tableau I-14 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)

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

Tableau I-15 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

I.12.4.2.2. Identification quantitative (estimation des paramètres de gonflement) :

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

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I-15 (Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (P_g)).

Auteur(s)	Equations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (1962)	$\varepsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (—)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13 \cdot 10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	ε_g , w_L et w_s sans unités (—)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow \text{marnes}$ $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow \text{argiles}$ $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_i (%) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = uw_L + v\gamma_{d0} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_u} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%) ; γ_{d0} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (—)
Nagaraj <i>et al.</i> (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_i}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_i : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K\gamma_{d0} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{d0} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

Tableau I-16 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (P_g), [20].

I.12.4.3. Méthodes directes d'identification :

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 qu'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide d'appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement au laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso *et al.*, 1987) :

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

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

a. Méthode de gonflement libre :

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 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 (figure I-27).

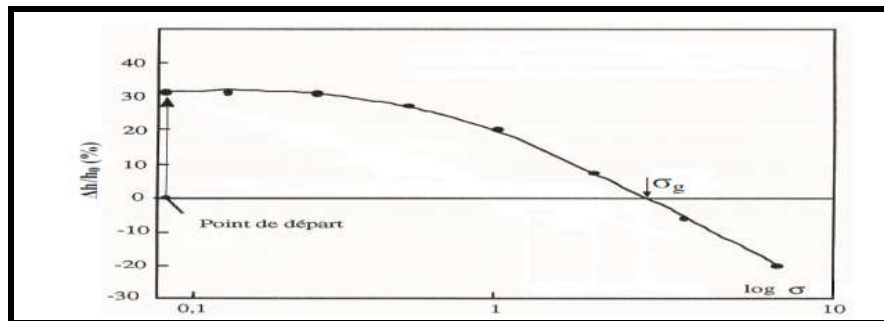


Figure. I.27. Essais de gonflement libre [21].

b. Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'oedomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I-28).

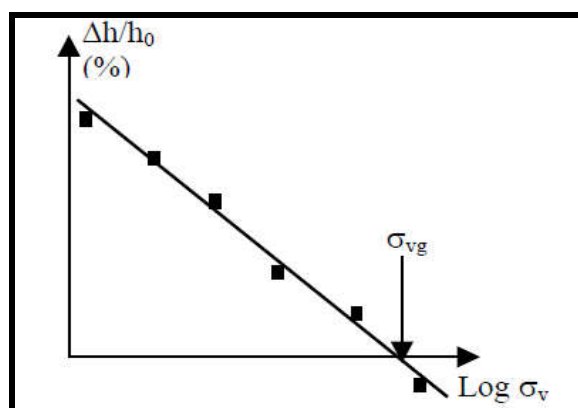


Figure. I.28. Essais de gonflement en parallèle [21].

c. Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement) (figure I-29).

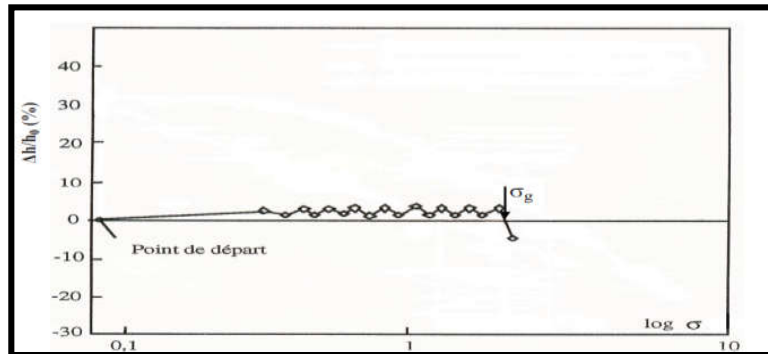


Figure. I.29. Essai de gonflement à volume constant [21].

I.12.4.4. Comparaison des différentes méthodes :

La méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode de gonflement empêché donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement empêché 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 charge 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-deux.

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement obtenues par la méthode à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des oedomètres lors d'essais à gonflement libre.

I.12.5. Principales causes du gonflement

Les argiles gonflantes se trouvent dans des régions arides ou semi-arides et dans des zones tempérées. Ces sols sont toujours dans un état sec ou très peu humide du fait de la position

de la nappe phréatique. Dans certaines régions on assiste à deux saisons bien distinctes, l'une pluvieuse et l'autre sèche. En période sèche le matériau se fissure et présente des polyèdres .

Pour que le gonflement d'un sol se produise, il faut que des «minéraux expansifs» puissent entrer en contact avec de l'eau. En effet toutes les observations ayant portées sur les conséquences présumées du gonflement d'un sol, qu'il s'agisse de la construction de tunnels, d'habitats ou de voiries, ont abouti à la formation de cette équation

« Minéraux expansifs + eau = gonflement »

La recherche bibliographique a permis de mettre en évidence quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- Hydratation par adsorption,
- Hydratation par osmose,
- Hydratation par capillarité,
- Transformations chimiques.

I.12.5.1 HYDRATATION PAR ADSORPTION

Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets. Il en résulte alors la formation de la double couche diffuse due à la fixation des cations échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes [13].

I.12.5.1.1 Forces d'attractions

Généralement causées par les forces de Van Der Waals entre les feuillets voisins,

I.12.5.1.2 Forces de répulsion

Ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux deux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs).

Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance interparticulaire. Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes (Figure. I.30).

Les variations de concentrations en cations et en anions dans la double couche diffuse sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-Boltzmann et sont présentées sur (la Figure. I.31). A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions

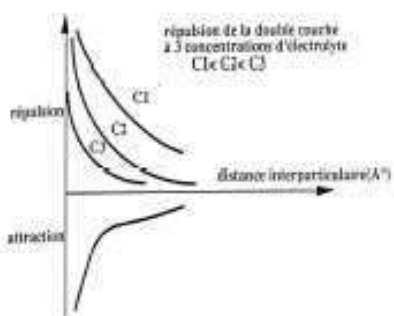


Figure. I.30 : Forces électrostatiques dans la double couche

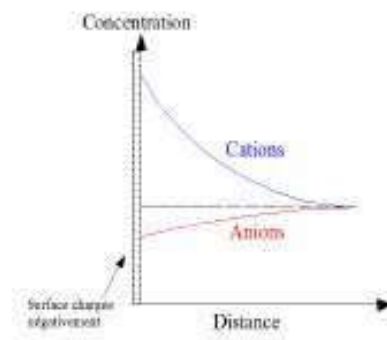


Figure. I.31 : Répartition des ions autour d'une particule chargée

Theng, cité par [13], affirme que le gonflement est d'autant plus élevé que les potentialités de développement des doubles couches sont importantes. Cette double couche dépend de la nature des minéraux argileux et des cations compensateurs.

Les cations sont liés aux feuillets par des forces de nature électrostatique et possèdent la propriété d'être échangeables. Cette facilité d'échange sera aussi un facteur influant sur le gonflement.

Le classement général admis est le suivant M. Ittis, cité par [13].

$\text{Li}^+ < \text{Na}^+ < \text{NH}_4^+ < \text{K}^+ < \text{Mg}^{2+} < \text{Ca}^{2+} < \text{Al}^{3+}$

D'après cette série, le lithium est le plus facile à remplacer alors que l'aluminium est le plus difficile.

I.12.5.2 HYDRATATION PAR OSMOSE

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semiperméable idéale (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution. Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique (Figure. I.32). [13].

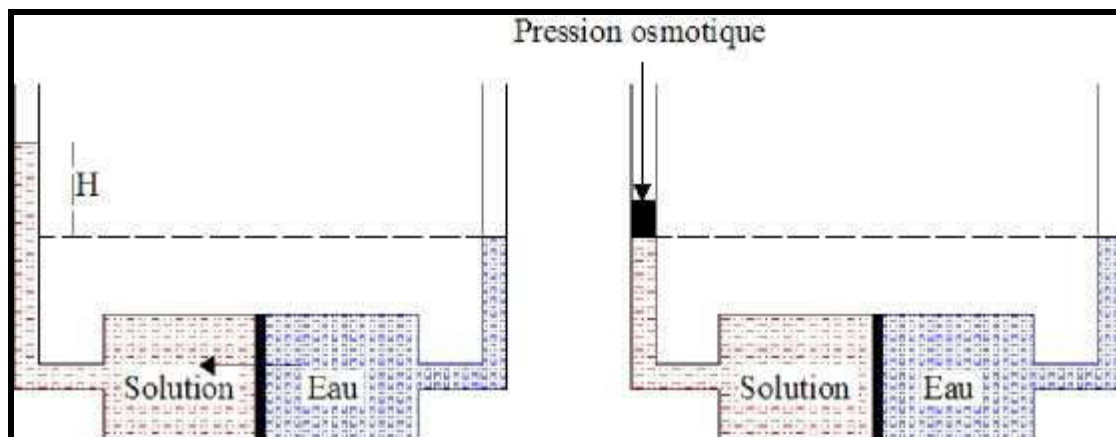


Figure. I.32: Phénomène osmotique idéal cité par [13].

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, il en résulte alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance interfeuillet.

A contrario, il en résulte une pression osmotique d'attraction entraînant la contraction du matériau argileux.

Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins X. Daupley, R.C.K. Wong et E.Z. WANG et R.P. Steiger) cité Par [13].

I.12.5.3 HYDRATATION PAR CAPILLARITE

La capillarité est une caractéristique des matériaux non saturés de faible porosité. Elle se traduit par une extension dans la phase liquide lors de la saturation ou par une contraction lors de la désaturation. La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux. Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux (T.R. Harper T.R., G.L. Schmitt, T. Forsans, et J. Santarelli, E.M. Van Eeckhout. M. Brignoli et F.J. Santarelli) cité Par [13]. La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité.

Dans l'hypothèse de pores cylindriques, la pression capillaire P_c est déterminée par la loi de Jurin

$$P_c = u_0 - u_w = 2\sigma \cos\theta / r_c \dots\dots\dots \text{I.1}$$

u_a et u_w sont respectivement les pressions d'air et d'eau, σ est la tension de surface eau air et θ est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, plus r est petit, plus la pression d'eau est inférieure à la pression d'air. Comme en mécanique des sols ou des roches, la pression atmosphérique étant nulle, il s'ensuit que la pression de l'eau à proximité du ménisque est négative.

Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux :

- La dimension et la distribution des pores,
- Les fluides et solides impliqués et l'histoire de saturation.

Couramment, les phénomènes capillaires et osmotiques sont réunis sous le nom de succion totale ψ_t

. Elle est égale à la somme de la succion matricielle due à l'hydratation par capillarité avec la succion osmotique ψ_o due à la différence de concentration en sel entre deux points de la matrice solide :

$$\psi_m + \psi_o = \psi_t \dots\dots\dots \text{I.2}$$

La succion totale peut également être définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique : la loi de Kelvin qui suppose que le matériau soit inerte vis à vis de l'eau.

La loi de Kelvin nous amène à supposer que le gonflement des billes de verre de petit diamètre est régi par le même phénomène que le gonflement d'un sol argileux.

En résumé, l'attraction de l'eau par un matériau argileux non saturé ne se réduit pas simplement à l'action de la succion totale où interviennent également les actions d'adsorption physico-chimiques. Santos et al, cité par [13], ont exposé deux échantillons d'argilite initialement séchés à l'eau et à l'huile. L'échantillon mis en contact avec de l'eau est altéré.

Malgré le fait que l'huile se soit infiltrée dans le deuxième échantillon, ce dernier n'a pas réagi. Les auteurs ont attribué ce phénomène aux interactions physicochimiques primordiales dans les milieux argileux et non à l'effet de la capillarité.

I.12.5.4 TRANSFORMATIONS CHIMIQUES

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement [12]:

- La transformation de l'anhydrite en gypse,
- L'oxydation de la pyrite,
- La dissolution des carbonates dans l'eau.

I.12.5.4 .1 L'oxydation de la pyrite (FeS₂)

Est le processus le plus important de décomposition chimique des roches sédimentaires à granulométrie fine [14]. Cette oxydation conduit à la formation de l'acide sulfurique. L'acide réagit à son tour avec les carbonates de calcium. Cette réaction produit du sulfate et peut former du gypse dont la cristallisation provoque l'éclatement du matériau argileux. [13].

L'oxydation de la pyrite peut créer un réseau de microfissures se traduisant par un risque de rupture et également des chemins préférentiels d'écoulement.

I.12.5.4.2 La dissolution des carbonates dans l'eau

La dissolution des carbonates dans l'eau rend l'argilite de plus en plus sensible à la variation de son état hydrique. A long terme, la dissolution des carbonates rend les matériaux argileux de plus en plus ductiles. [13].

I.12.6. Facteurs affectant le gonflement :

Les résultats de nombreuses études ont montré que l'amplitude du gonflement dépend de deux types de facteurs :

I.12.6.1.Facteurs intrinsèques :

Ce sont des facteurs propres à la microstructure du sol, Parmi ces facteurs, on peut citer :

- L'influence de la composition minéralogique
- L'influence du type de cations compensateur
- L'influence de la capacité d'échange en cations (CEC)
- L'influence de la surface spécifique
- L'influence de la structure du sol
- L'influence la quantité de minéraux non argileux

I.12.6.2.Facteurs externes :

Ce sont des facteurs qui dépendent de l'environnement extérieur au sol, on peut citer :

- Conditions de compactage (statique ou dynamique)
- Influence de l'énergie de compactage
- Influence de la teneur en eau initiale
- Influence de la densité sèche
- Influence de l'effet d'échelle
- Influence du régime de contraintes
- Influence du frottement latéral
- Influence de la température
- Influence des Cycles retrait-gonflement
- Influence de la durée des essais
- Influence de l'épaisseur

I.13. RESISTANCE AU CISAILLEMENT

I.13.1 Généralités et définitions

La résistance d'un matériau est définie comme étant sa capacité de supporter des charges sans céder à la rupture (Funk et Wagnalls, 1982 ; Gillot, 1987). Sous l'action des charges extérieures, le matériau développe une réaction interne, qui dépend de la nature de la charge appliquée.

Ce pendant pour le cas très particulier du sol, la résistance est généralement considéré en terme de résistance au cisaillement (Gillot, 1987), ceci parce que le phénomène de déformation et de rupture d'un sol dans le domaine plastique s'accompagne d'un réarrangement de sa texture (Vyalov, 1979). Les particules commencent à glisser l'une par rapport à l'autre, en formant ainsi des défauts de texture, qu'on peut assimiler à des fissures, ce qui conduit enfin à une rupture totale du sol suivant un plan de cisaillement bien apparent.

I.13.2. Cisaillement des sols cohérents

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement (*Shear Strength*). L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en autres, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages ; par exemple, les murs de soutènement, les pentes et/ou talus naturels ou artificiels, etc. On pourra définir deux types de calculs très important en mécanique des sols que sont les calculs à la rupture ou les calculs selon certaines valeurs de contraintes ou de déformations admissibles ou imposées dans le massif de sols.

I.13.3. Modes de rupture des sols

On peut distinguer deux types de comportements fondamentaux dans les sols. A ces deux types de comportements sont associées deux types de modes de rupture, il s'agit :

- Sols de type A : c'est le comportement du sable lâche normalement consolidé et celui de l'argile légèrement surconsolidée ($OCR \leq 2$).
- Sols de type B : c'est le comportement du sable dense et celui de l'argile ($OCR > 2$). A ce dernier type de comportement, on pourrait associer le comportement de quelques argiles surconsolidées pour lesquelles l'orientation des particules argileuses suit une certaine direction lors du cisaillement. Ce comportement est le type B'.

Hypothèses :

(Condition drainée, déformation plane et $E_x = 0$)

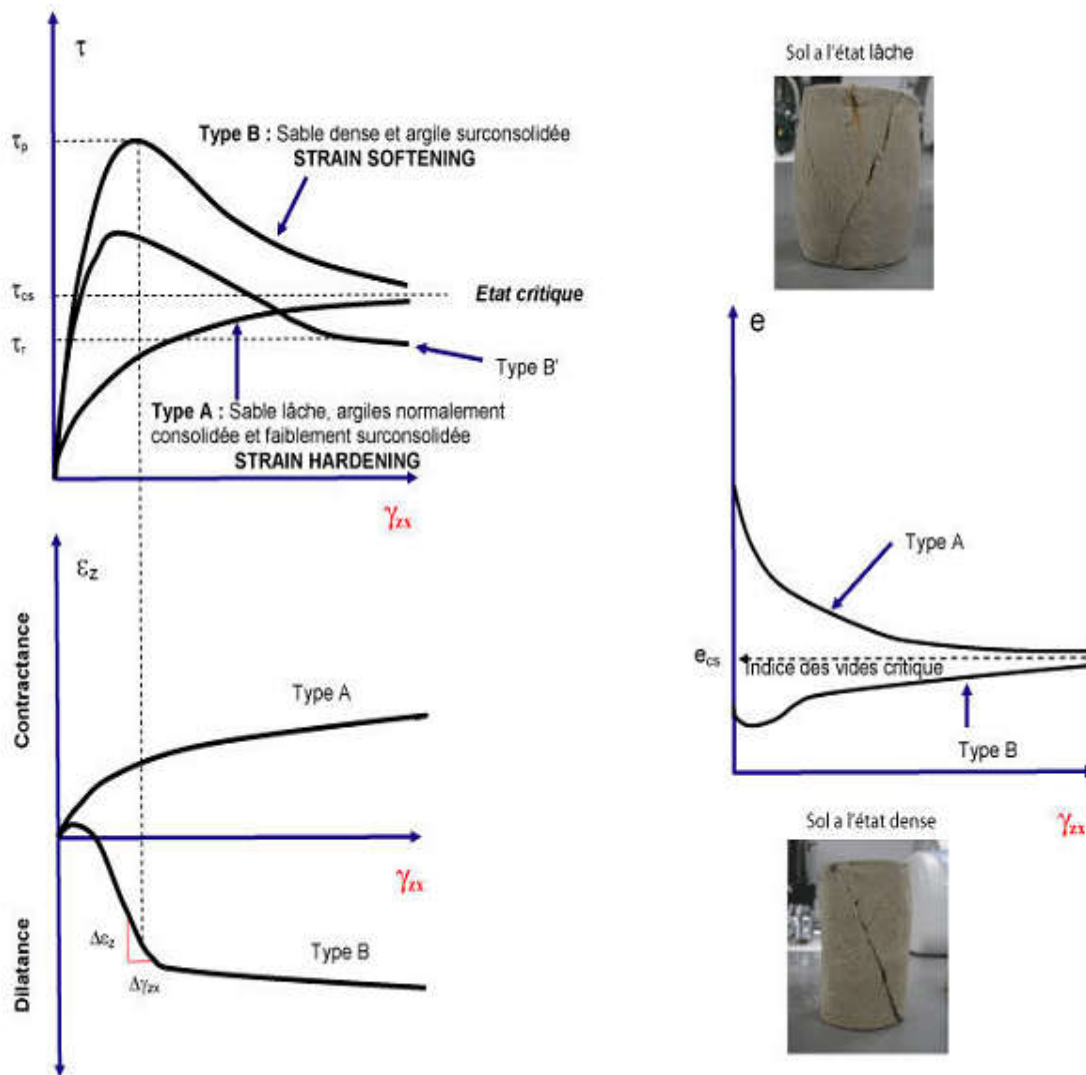


Figure. I.33: Courbes de Contractance et dilataance: type A et B.

État critique :

L'état critique est atteint par le massif de sol quand pendant le cisaillement, il n'y a plus aucune variation de volume du massif de sol mais aussi quand il n'y a plus de variation de la résistance au cisaillement. La résistance au cisaillement ce stade est appelée résistance au cisaillement critique τ_{cs} et l'indice des vides est appelée indice des vides critique e_{cs} .

- Sols de type A

Le comportement typique est un "strain-hardening" et le sol atteint l'état critique à la fin.

- Sols de type B

- La réponse du sol est telle que la contrainte tangentielle augmente très rapidement vers une valeur de pic D_p à très faible déformation, et par la suite le comportement est un «strain-softening». Ce comportement en strain-softening correspond généralement à des zones de plastification localisées appelées «*shear band*».

A l'état ultime, le sol atteint un état critique.

- Sols de type B'

Concernant ce type de sol, le comportement est essentiellement de type résiduel, en ce sens que de grandes déformations peuvent être engendrées et dues à la nature des particules, leurs formes plates, etc.

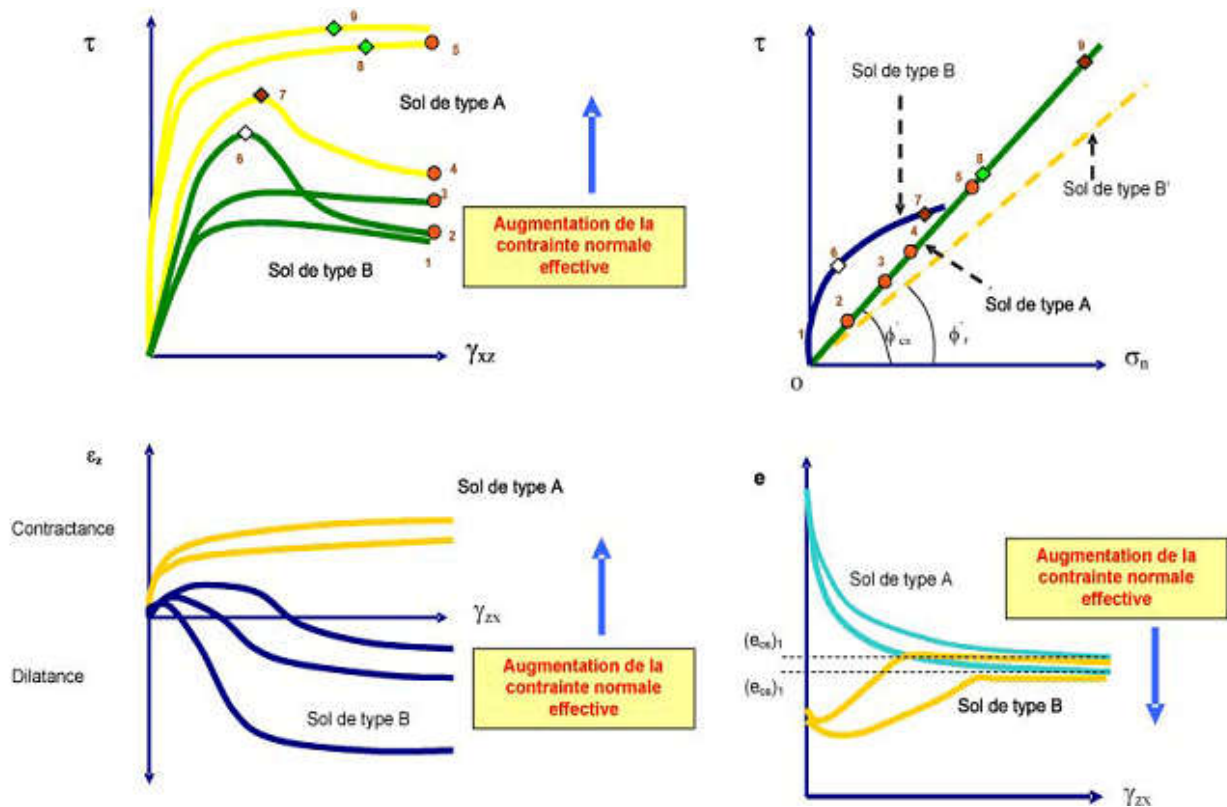


Figure. I.34: Courbes d'augmentation de la contrainte normale effective : type A, B et B'.

I.13.4. Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Il existe plusieurs critères de rupture dont la plupart ne s'appliquent pas aux sols, le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols s'appelle le critère de Mohr-Coulomb (figure I.30). Otto Mohr est le chercheur qui a développé le cercle des contraintes et Coulomb s'est fait connaître par ses études sur le phénomène de friction, d'attraction et de répulsion électrostatique. Mohr (1900), a énoncé pour les matériaux réels un critère de rupture, selon lequel, la contrainte de cisaillement à la rupture est fonction unique de la contrainte normale. Ce critère peut être formulé de la manière suivante : $\tau_{ff} = f(\sigma_{ff})$, où τ est la contrainte tangentielle de cisaillement, et σ la contrainte normale, le premier indice f désigne le plan sur lequel agit la contrainte (le plan de rupture) et le deuxième indice signifie « à la rupture ».

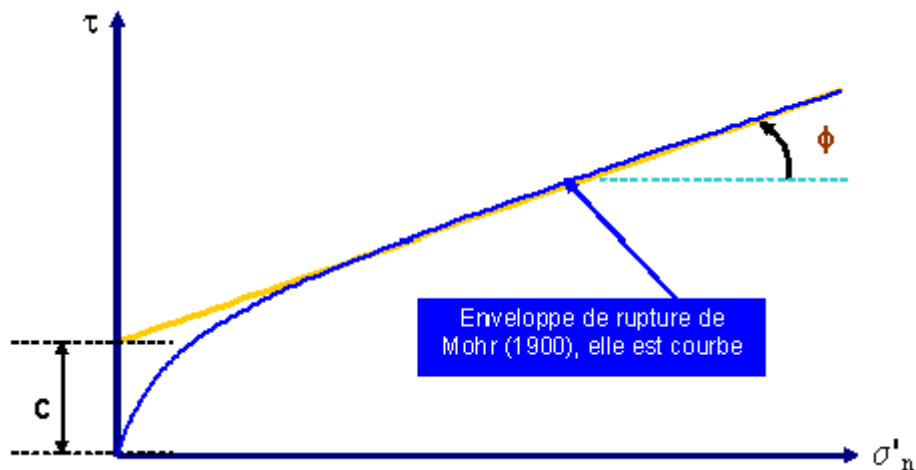


Figure. I.35. Critère de rupture de Mohr

Ce critère délimite deux domaines bien distincts, un domaine interne où le matériau reste stable et résistant, et un domaine externe où le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ».

D'après la littérature (Caquot, 1964 ; Sanglérat ,1981) les courbes intrinsèques de la plupart des matériaux suivent l'équation (cités par Costet et al, [6]) :

$$\tau = \pm (a + b \cdot \sigma)^{3/2} \dots\dots\dots \text{I.3}$$

Pour le cas très particulier de la mécanique des sols, c'est coulomb, qui, le premier a proposé une relation de la forme linéaire telle que :

$$\tau = \pm (a + b \cdot \sigma) \dots\dots\dots \text{I.4}$$

Cette relation s'écrit habituellement :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}(\varphi) \dots\dots\dots \text{I.5}$$

Où, C représente un paramètre de résistance appelé cohésion, φ est l'angle de frottement interne, σ est la contrainte normale appliquée au plan de rupture et τ est la résistance au cisaillement (figure I.31).

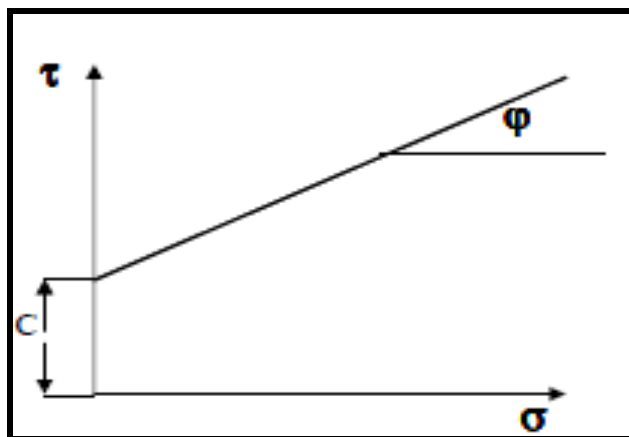


Figure. I.36. Représentation graphique de l'équation de résistance au cisaillement de Coulomb

Cette relation a été généralisée par Mohr, d'où l'appellation de la loi de Mohr –Coulomb.

Les deux facteurs, C et ϕ sont définis comme étant les paramètres intrinsèques de la résistance au cisaillement des sols. Ces deux paramètres dépendent de plusieurs facteurs et ont fait l'objet de nombreuses investigations qui ont permis d'apporter certaines modifications à l'équation de Mohr-Coulomb. Cependant la modification la plus importante résulte de l'introduction du concept de la contrainte effective de Terzaghi (1936) dans l'équation de la résistance au cisaillement :

$$\tau_{ff} = C' + (\sigma_f - u_w)_f \operatorname{tg}(\phi') \dots\dots\dots \text{I.6}$$

Dans laquelle, C' et ϕ' représentent respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement effectif interne et u_w la pression interstitielle à la rupture.

I.13.5. Résistance au cisaillement drainée et non drainée

a) Conditions non drainée et drainée :

La condition drainée ou non dépend de la nature du sol, de son origine, de sa formation géologique, de sa structure, de ses conditions de chargement, etc.

■ En pratique - Conditions non drainée et drainée :

1. Pendant la durée de vie d'un ouvrage géotechnique, appelée le "long terme", les surpressions interstitielles provoquées par l'application des charges ont eu le temps de se dissiper et le massif de sol est en condition drainée. Cependant, ces surpressions interstitielles peuvent prendre un temps très long pour se dissiper dans le cas des argiles ou la conductivité hydraulique est très faible.

2. Pendant la construction et juste après ("court terme"), pour les sols à faible perméabilité (sols fins), les surpressions interstitielles n'ont pas suffisamment de temps pour se dissiper et les conditions du sol sont non drainées. En ce qui concerne les sols grossiers, la perméabilité est très grande, de ce fait, sous chargement statique les surpressions interstitielles se dissipent très rapidement. En conséquence, la condition non drainée ne s'applique pas dans le cas des sols grossiers sous chargement statique mais seulement pour les sols finement grenus et les mélanges de sols grossiers et fins.

3. Les chargements dynamiques, comme à l'occasion d'un séisme, sont appliqués de façon très rapide et même les sols grossiers n'ont pas suffisamment de temps pour dissiper les surpressions interstitielles. Dans ces cas, la condition non drainée est applicable.

$$a' = a - u = 0 \text{ (Liquéfaction).}$$

■ Dimensionnement géotechnique - Conditions non drainée et drainée

1. Lors du dimensionnement géotechnique des ouvrages, l'ingénieur devrait considérer les deux conditions (drainée ou non) et pouvoir déterminer laquelle des deux cas est le plus critique. La décision de prendre telle ou telle caractéristique de résistance au cisaillement est seulement fonction de l'appréciation faite de ce qui est court terme (condition non drainée) ou de ce qui est long terme (condition drainée).

2. L'analyse en condition drainée est appelée l'analyse en contrainte effective ou (effective stress analyses-ESA), et les caractéristiques à prendre en compte sont ϕ_p' et ϕ_{cs}' . La valeur de

ϕ_{cs}' est constante pour un sol en tenant compte de sa condition initiale et de l'intensité de la contrainte normale effective. Mais la valeur de ϕ_p' est fonction de la contrainte normale effective (la contrainte normale peut supprimer les effets de la dilatance).

3. L'analyse en conditions est appelée analyse en contraintes totales ou (total stress analyses-TSA) et la caractéristique de résistance au cisaillement à prendre en compte est s_u (C_u) en ce qui concerne les sols finement grenus.

■ La résistance au cisaillement non drainée s_u (C_u) :

La résistance au cisaillement des sols finement grenus en condition non drainée est appelée la résistance au cisaillement non drainée ou la cohésion non drainée s_u . s_u est le rayon du cercle de Mohr en contraintes totales.

$$s_u = \frac{(\sigma_1)_f - (\sigma_3)_f}{2} = \frac{(\sigma_1')_f - (\sigma_3')_f}{2} ;$$

La résistance au cisaillement en condition non drainée est uniquement fonction de l'indice des vides initial ou de la teneur en eau initiale. Une augmentation de la contrainte normale initiale (pression de confinement), provoque une diminution de l'indice des vides et une grande variation de la surpression interstitielle quand le sol est cisailé sous condition non drainée. Le résultat est que le cercle de Mohr en contrainte totale s'agrandit et que la résistance au cisaillement augmente.

b) Points importants :

- Les variations de volume qui apparaissent en condition drainée sont supprimées sous condition non drainée. La conséquence de cette surpression est que le sol a tendance compressif en condition drainée développe des surpressions interstitielles positives en condition non drainée, et qu'un sol a tendance dilatante en condition drainée développera des surpressions interstitielles négative en condition non drainée.

-Pour une analyse en contraintes effectives, les caractéristiques de résistance au cisaillement sont ϕ_{cs}' et ϕ_p' .

-Pour une analyse en contraintes totales, qui concerne les sols finement grenus, la caractéristique de résistance au cisaillement est s_u .

I.13.6. Paramètres de résistance au cisaillement pour les sols saturés :

Comme il a été montré dans la loi de Mohr-Coulomb, la résistance au cisaillement est liée principalement à la contrainte normale appliquée au plan de rupture par deux paramètres. Ces derniers sont généralement considérés comme étant des paramètres intrinsèques au sol, la cohésion C et le frottement ϕ .

En mécanique des sols, le comportement des sols saturés est régi par la théorie de Terzaghi (1926,1948), qui divise la contrainte totale appliquée au sol, en une contrainte effective, relative au squelette solide et une pression interstitielle du fluide présent entre les particules solides du sol.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \tau = \tau' \dots\dots\dots I.7$$

On peut aussi définir la résistance de cisaillement, en terme de contrainte totale (C , φ) et en terme de contrainte effective (C' , φ'). Ces deux formes de résistances représentent respectivement la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} (\varphi) \quad \tau' = C' + \sigma' \operatorname{tg} (\varphi') \dots\dots\dots I.8$$

Le comportement mécanique du sol, tant en ce qui concerne les déformations que la résistance au cisaillement, est liée d'après Terzaghi aux variations des contraintes effectives et non pas à celle des contraintes totales.

Au cours du cisaillement, pour le cas des sols pulvérulents (sable), à forte perméabilité l'écoulement plus ou moins rapide de l'eau favorise la dissipation totale des pressions interstitielles, et tous les efforts sont repris par le squelette solide, qui est caractérisé par ses paramètres de résistances effectives C' et φ' . Par contre pour le cas des sols cohérents (argileux) qui possèdent une faible perméabilité, les pressions interstitielles apparaissent en cours du cisaillement. Cette apparition dépend des contraintes dans lesquelles le cisaillement se produit, c'est à dire de la manière dont le drainage du sol est assuré et du temps pendant lequel la consolidation peut se produire. La détermination expérimentale de C' et φ' nécessite alors la connaissance de la valeur de la pression interstitielle

I.13.7. Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol.

L'échantillon est donc décomprimé puisqu'il est soumis à une contrainte totale nulle. L'eau interstitielle est alors mise en tension.

On effectue une remise sous contrainte qui a pour but, en revenant aux conditions in-situ de pression interstitielle et de contrainte effective, de modifier le moins possible les valeurs des paramètres qui pourraient influencer sur la résistance au cisaillement. Cette remise sous contraintes est effectuée avant tout essai de résistance au cisaillement et particulièrement dans le cas des essais lents, c'est à dire drainés.

Pour déterminer la résistance au cisaillement, deux types d'appareils sont couramment utilisés :

- l'appareil de cisaillement direct ou appareil de Casagrande ;
- l'appareil triaxial.

I.13.8. Appareil de cisaillement direct

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant un plan imposé.

L'échantillon de sols, de forme carrée, est placé entre 2 demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre : on applique à l'échantillon un effort de compression normale N à l'aide de poids et un effort horizontal de traction T en déplaçant les 2 demi-boîtes l'une par rapport à l'autre. Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes.

Boîte de cisaillement ou essai de cisaillement direct :

- Δx : Déplacement horizontal.

- Δz : Déplacement vertical.
- P_z : Chargement vertical.
- P_x : Chargement horizontal.

L'objet de cet essai est d'obtenir les caractéristiques de résistance au cisaillement (cohésion, angle de frottement interne).

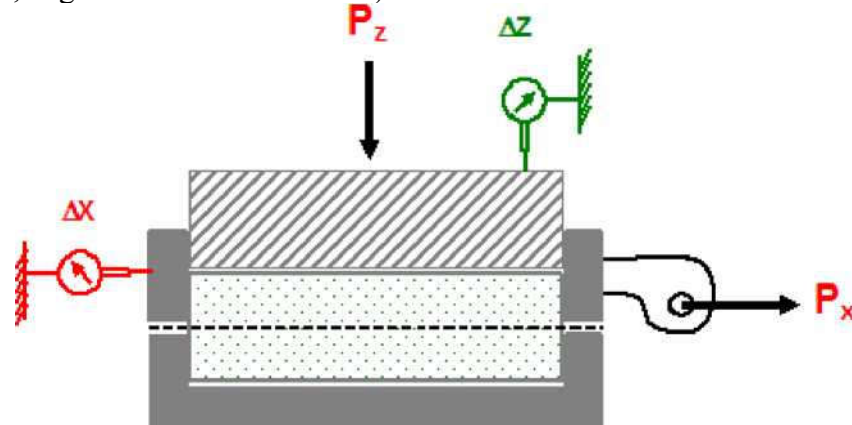


Figure. I.37: - Appareil de cisaillement rectiligne ou appareil de Casagrande

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{S_c} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{S_c} \quad S_c : \text{section corrigée de l'éprouvette}$$

L'essai consiste à faire croître T jusqu'à la rupture, N étant maintenu constant au cours de l'essai.

Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et σ_4 (fig I.38), **la courbe intrinsèque** du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb (τ, σ) les points correspondant aux contraintes maximales mesurées $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ (fig I.39).

A la rupture, on a $\tau = \tau_r$

C'est la loi de MORH-COULOMB. Cette loi traduit clairement l'importance de l'état de contrainte dans le phénomène de rupture. Pour chaque contrainte σ , il y a une résistance au cisaillement.

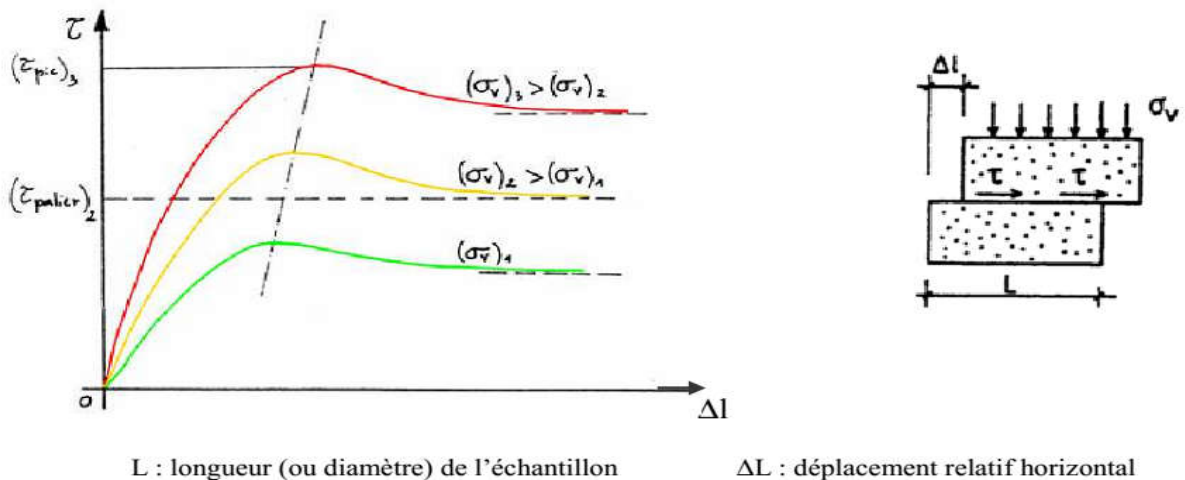
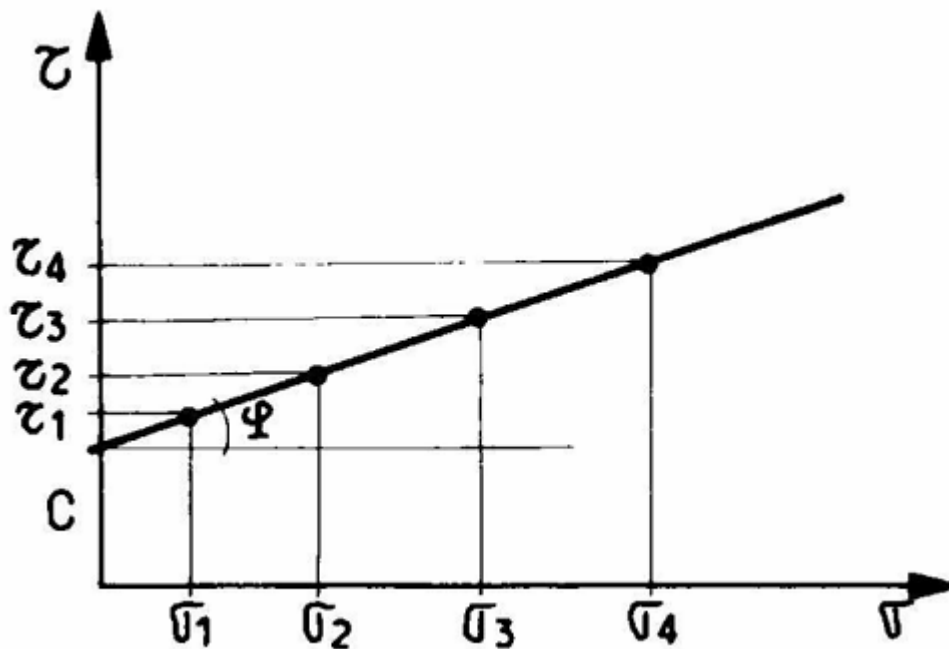


Figure. I.38. Courbes contrainte – déplacement

Figure. I.39. Détermination de ϕ et C

Dans l'essai de cisaillement direct les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées, elles dépendent de la perméabilité du sol et de la vitesse d'essai.

- Cas des sols grenus :

La perméabilité étant élevée, les contraintes appliquées sont des *contraintes effectives* et les caractéristiques déterminées cet ϕ sont des caractéristiques du comportement *à long terme*.

- Cas des sols fins saturés :

Le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normale. La vitesse de cisaillement très lente (de l'ordre du $\mu\text{m}/\text{mn}$). Dans ces conditions les contraintes produites sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques c et ϕ du comportement *à long terme*.

I.13.9. Appareil triaxial

I.13.9.1. Description

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau (fig I.40). La surface latérale de l'éprouvette est protégée par une gaine élastique étanche. Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mises en communication avec l'extérieur de la cellule afin d'assurer le drainage en cours d'essai. Elles peuvent également être reliées à un appareil de mesure de la pression interstitielle.

La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression et ainsi d'appliquer à l'éprouvette une contrainte isotrope σ_3 ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

Par ailleurs, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit F la force ainsi appliquée. La déformation verticale correspondante δl est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement. Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des disques drainants :

l'essai est dit **drainé**. S'il est fermé, le sol ne peut pas se drainer : l'essai est **non drainé**. Si R est fermé et le sol saturé, il est possible de mesurer la *pression interstitielle* régnant à l'intérieur de l'éprouvette à l'aide d'un capteur.

Si R est ouvert, un dispositif représenté sur la figure par une burette permet de mesurer la quantité d'eau expulsée ou absorbée par l'échantillon.

La mesure de la pression interstitielle impose une saturation parfaite. La saturation du dispositif est réalisée par la *méthode de la contre-pression* : application simultanée d'une pression interstitielle et d'une contrainte totale isotrope qui restent constantes pendant tout l'essai. L'essai proprement dit consiste à faire croître F en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression σ_3 constante. Par symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticale et horizontale.

Comme σ_3 s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, il s'ensuit que :

$$\frac{F}{S} = q = \sigma_1 - \sigma_3, \text{ appelée déviateur}$$

S étant la section droite de l'éprouvette à l'instant considéré.

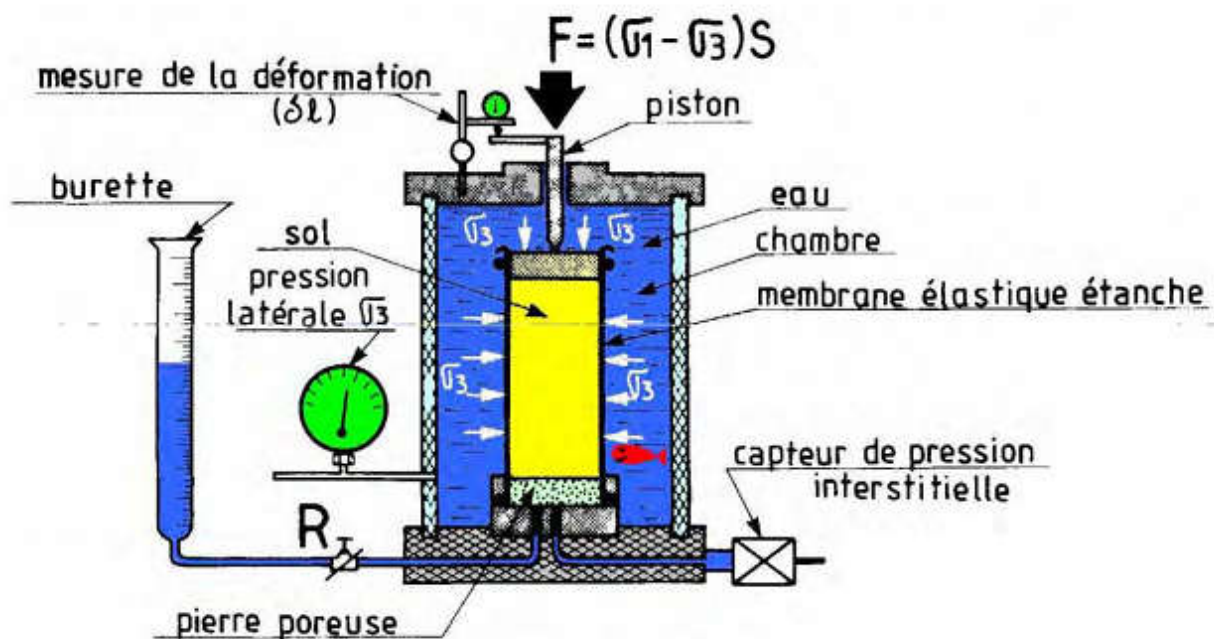


Figure. I.40. Appareil de compression triaxiale

1. Le plan de cisaillement est imposé comme étant un plan prédéfini, on n'est pas sûr que ce plan est réellement horizontal.
2. L'appareil ne peut empêcher le drainage du sol, ainsi l'essai n'est pas indiqué dans le cas d'essais non drainés.

3. Il est important aussi de constater qu'il y a nécessairement de fortes concentrations de contraintes aux extrémités de l'échantillon de sol. Ceci contribue à croire à l'existence de conditions d'applications de contraintes non uniformes à l'intérieur de l'échantillon. Alors, la détermination des contraintes et des déformations n'est pas du tout aisée.
4. Une rotation des contraintes principales peut survenir au cours de l'essai.

Des ordres de grandeur des valeurs des paramètres de résistance au cisaillement de différents types de sols pulvérulents et cohésifs sont donnés dans le tableau I-15.

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Types d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohésif saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	c_u λ_{cu}	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_p$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement
Cohésif saturé	Long terme	drainé	drainées	CD CU avec mesure de u	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	- Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD - Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de u
pulvérulent	Long terme ou court terme	drainé	drainées	CD	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

Tableau I-17 : choix des caractéristiques de cisaillement des sols

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

II-1- localisation du site de sidi hadjres :

I-1-1 Introduction :

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi Hadjres et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques

Localisation du site de prélèvement :

La commune de Sidi Hadjres fait partie du triangle cité ci-dessus, est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 3). L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale (APC) et la Garde Communale (GC) et un centre culturel (CC). Le choix de ce site a été motivé notamment en raison de la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.



Figure II.1: Localisation du triangle Boussaâda-Sidi-Aissa et M'sila

Figure : Image satellite prise le 30 juillet 2009,(Source Google Earth)

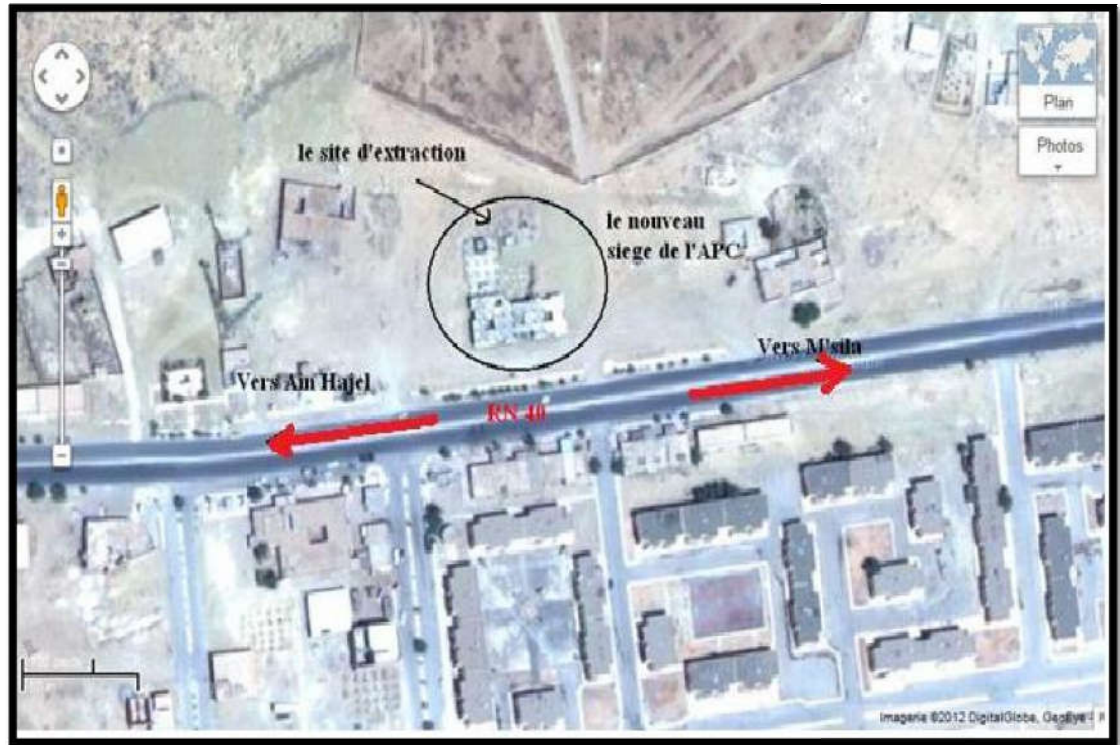


Figure II.2: Localisation de site d'étude (source GeoEye 2012)

Topographie :

Du point de vue topographique, le projet est situé sur un terrain légèrement en pente régulière.

Climatologie :

La région de Sidi-Hadjres est caractérisée par un climat semi-aride caractérisé par de faibles précipitations (300 mm en moyenne par an), et des écarts de température importants entre l'hiver et l'été (la température moyenne du mois le plus chaud est 32° et la température moyenne du mois le plus froid est 10°). Avec ces températures contractées des régions semi-arides, les hivers sont froids et humides et les étés chauds et sec.

Hydrologie et hydrogéologie :

Aucune autre source résurgence ou venue d'eau n'ont été observées sur le site.

II-2- Programme Expérimental

II-2-1-Introduction :

Le programme expérimental est reparti en deux parties, la première partie concerne les essais d'identification ,et la deuxième partie concerne les essais mécaniques du sol témoin (naturel).

II-2-2-Les essais d'identification :

-  Paramètres d'état
-  Analyse minéralogique.
-  Analyse chimique.
-  La granulométrie (par tamisage et par sédimentométrie).
-  Limites d'Atterberg.
-  Essai au bleu de méthylène.

II-2-3-Les essais mécaniques:

-  Essai proctor.
-  Essai de cisaillement direct .
-  Essai ultrasoniques .

II-2-2-Essais d'identification :**❖ paramètres d'états :**

Ils comportent :

- la teneur en eau qui permet d'apprécier la consistance des sols (NF P 94-050).
- les masses volumiques humide et sèche (NF P 94-053).

La teneur en eau c'est le rapport de la masse de l'eau contenue dans le sol (m_w) sur la masse des grains solides (m_d) qui le constituent exprimé en pourcentage : $\omega\% = \frac{m_w}{m_d} \times 100$. L'échantillon de sol est pesé, puis placé dans une étuve. Une fois la dessiccation obtenue, l'échantillon est pesé à nouveau. Les deux pesées donnent par différence la masse de l'eau contenue dans le sol.

La masse volumique humide d'un sol (γ_h) est le quotient de la masse humide (m_h) du sol par le volume (V) qu'il occupe (y compris les fluides interstitiels :

air + eau).

La masse volumique sèche d'un sol (γ_d) est le quotient de la masse des grains solides (m_s) du sol par le volume (v) qu'il occupe.

La masse volumique sèche peut être obtenue comme le rapport du poids volumique humide par l'unité plus la teneur en eau ($\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$).

❖ Analyse minéralogique :

Il s'agit d'une analyse diffractométrique aux rayons X qui est utilisée dans le but de déterminer la proportion des différents minéraux présents dans une matrice d'argile. Elle consiste essentiellement en la comparaison des rapports des intensités des diffractions des différents minéraux sur celles d'une substance standard (d'étalonnage).

❖ Analyse chimique :

Elle a pour but de déceler d'éventuels éléments chimique qui sont les composants de l'argile.

❖ Analyse granulométrique :**a) Par tamisage (NF P 94-056) :**

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification. L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série des tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse (figure II.3).

b) Par sédimentométrie (NF P 94-057) :

Les particules inférieures à 80 μm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et de la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données (figure II.3).



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

❖ Limites d'Atterberg :

L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme NFP 94-051.

Quelque soit la nature de l'argile, celle-ci malaxée avec des quantités d'eau de plus en plus importantes finit par se transformer en boue « l'argile a un comportement liquide ».

Au contraire, si l'argile est suffisamment desséchée, les grains sont très resserrés et les liaisons deviennent intenses « l'argile a un comportement solide ».

Entre ces deux états, l'argile est malléable « elle a un comportement plastique ».

Ces trois états de consistance sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer :

- limite de liquidité W_L .
- limite de plasticité W_P .
- indice de plasticité I_p ($I_p = W_L - W_P$).

- indice de consistance $I_c = (W_L - W_{nat}) / I_p$

On peut tirer aussi l'activité d'une argile « A_c » qui se définit comme suit :

$$A_c = \frac{\text{Indice de plasticité}}{C_2 = (\% \text{éléments} < 2\mu m)}$$



Figure II.4: Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.



Figure II.5: Les étapes de la limite de liquidité.



Figure II.6: Les étapes de la limite de plasticité.

❖ **Essai au bleu de méthylène :**

L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme NF P94 – 068.

Le principe de l'essai consiste à maintenir en permanence sous agitation un mélange [échantillon tamisé à $80\mu m$ + eau] puis à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives, jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées, il apparaît alors un excès qui marque la fin de l'essai et qui est détecté par le test de la tache. Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre normalisé, une tache qui est un dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Le test est alors positif.

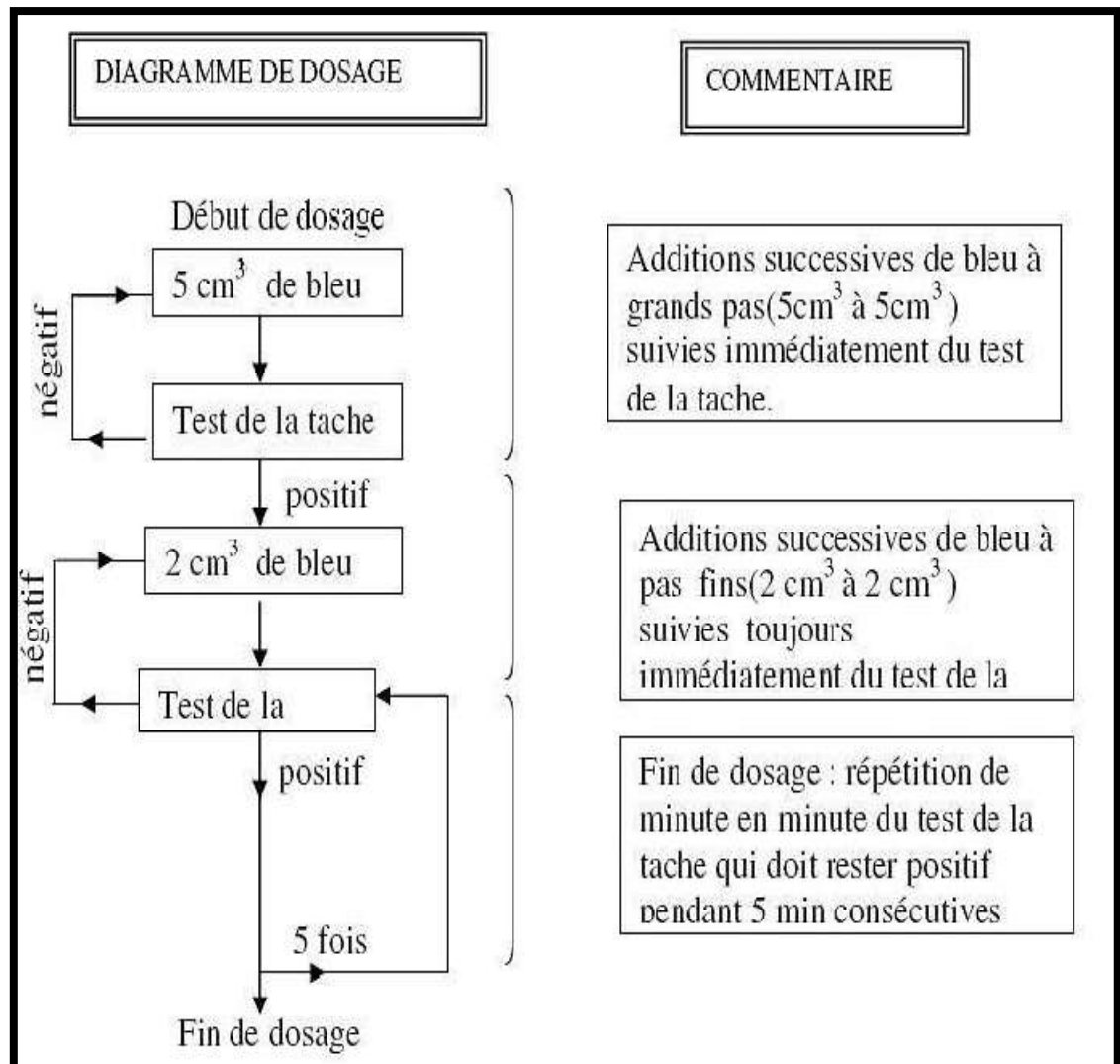


Figure II.7 : Schéma synoptique du processus opératoire de l'essai du bleu à la tache (Shaeffner.1989).

De cet essai, on peut tirer les paramètres :

1. La valeur du bleu : $VBS = \frac{\text{volume en cm}^3 \text{ de solution}}{\text{poids sec de la prise}}$
2. La surface spécifique totale : $SST = 20.93 \times Vcc \times \frac{1}{Ps}$

Avec :

- SST : surface spécifique (m²/g)
- Vcc : volume de la solution utilisée (cm³)
- Ps : poids du matériau sec (g)
- 20,93 : surface correspondant à 1 cm³ de bleu de méthylène.

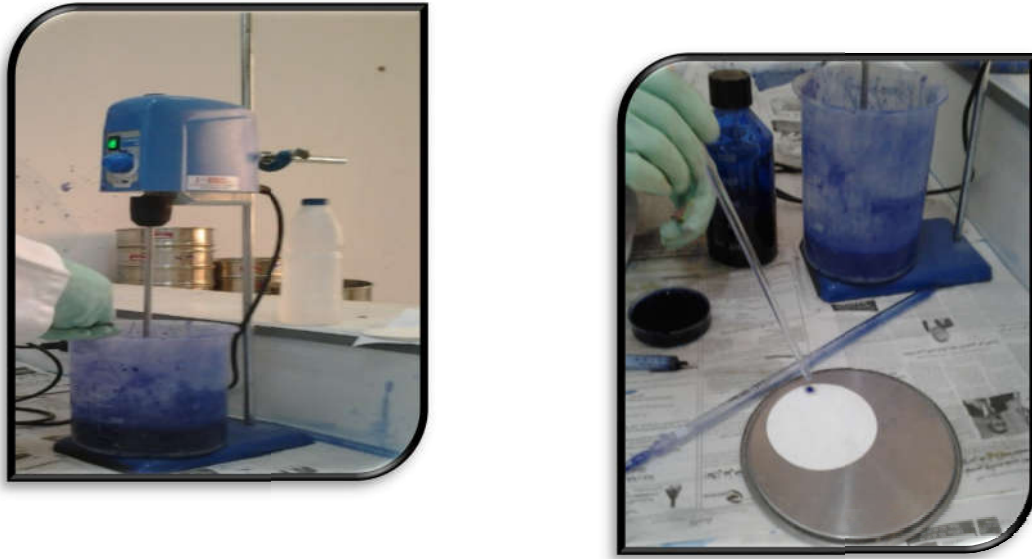


Figure II.8: Dispositif d'essai de bleu de méthylène

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

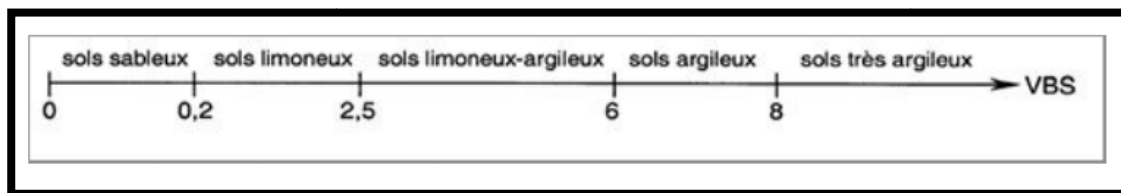


Figure II.9: Valeurs de bleu de quelques sols.

II-2-2-Essais mécaniques

II-2-2-1-Essai Proctor :

L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme NF P94 – 093.

L'essai est standardisé, ainsi et en fonction de l'énergie de compactage, on différencie "Proctor normal" du "Proctor modifié".

En pratique, on prépare 3 échantillons de sol à de teneur en eau optimale de Proctor normale (les résultats de Mr: **SLAMANI B** et leur enseignants et encadreurs Mr: **KHEMISSA Mohamed** et **MAHAMEDI Abdelkrim**)et on les compacte par un certain nombre de coup de dame (25 coups pour le Proctor normal) ,puis on prépare 3 échantillons de sol à de teneur en eau optimale (les résultats de Mme: **Zeghade Habiba** et leur enseignants et encadreurs Mr: **KHEMISSA Mohamed** et

MEKKI Lakhdar) et on les compacte par un certain nombre de coup de dame (56 coups pour le Proctor modifié)



Figure II.10: Moule Proctor normal .

II-2-2-1-Essai de cisaillement direct :

L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme NF P 94-071-1.

Cet essai est probablement le plus ancien puisque Coulomb a utilisé une boîte de cisaillement, il y'a plus de 200 ans (Holtz et Gibbs, 1991, [25]), pour déterminer expérimentalement les paramètres utilisés dans son équation.

L'essai est relativement simple. On confine l'échantillon dans une boîte formée de deux parties divisées par un plan horizontal. Une partie est fixe tandis que l'autre peut se mouvoir horizontalement. On applique une charge normale constante sur l'échantillon à l'aide d'un capuchon de chargement et on mesure, en cours d'essai, la force de cisaillement de même que les déformations horizontales et verticales . On peut ensuite calculer la contrainte de cisaillement et la contrainte normale. On ne doit pas oublier qu'avec cet appareil le plan de rupture est prédéfini.

La résistance mobilisée par l'échantillon augmente jusqu'à atteindre une valeur limite où l'échantillon commence à se rompre. Cette valeur représente la résistance au cisaillement maximale ou de pic

L'essai de cisaillement direct comporte des avantages et des inconvénients. Essentiellement, l'essai est économique, rapide et simple, en particulier avec les matériaux granulaires.

Cependant il est difficile de contrôler les conditions de drainages, en particulier dans le cas des sols à grains fins. Un autre inconvénient de cet essai réside dans la concentration des contraintes aux extrémités de la boîte, soit à l'endroit même où sont transmises des contraintes externes très peu homogènes à l'intérieur de l'échantillon (répartition non uniforme). En dernier lieu, il se produit une rotation des plans principaux et des contraintes entre le début de l'essai et la rupture et que la surface de rupture est imposée.

Comme remarque, il est impossible de séparer les frottements des demi boîtes l'une de l'autre du frottement de l'échantillon.

L'échantillon de sol est préparé selon :

- Des carottes d'argile prélevée a site de sidi-hadjras

- les caractéristiques optimums et sous l'énergie de Proctor normal .
- les caractéristiques optimums et sous l'énergie de Proctor modifié .

l'essai adopté pour le cisaillement est non consolidé non drainé (UU), sous des contraintes normales moyennes de (50,100, 200 et 400 kPa), avec une vitesse de 1 mm/min et une course de 8 mm de déplacement horizontal.

En utilisant la boîte de cisaillement carrée (36 cm^2).

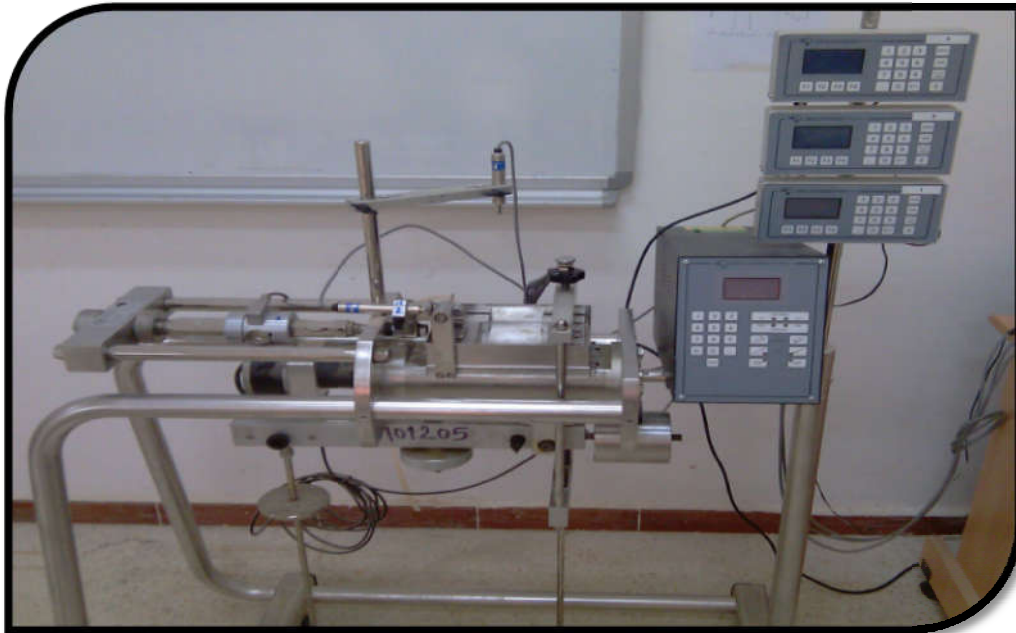


Figure II.11: Appareil de cisaillement numérique

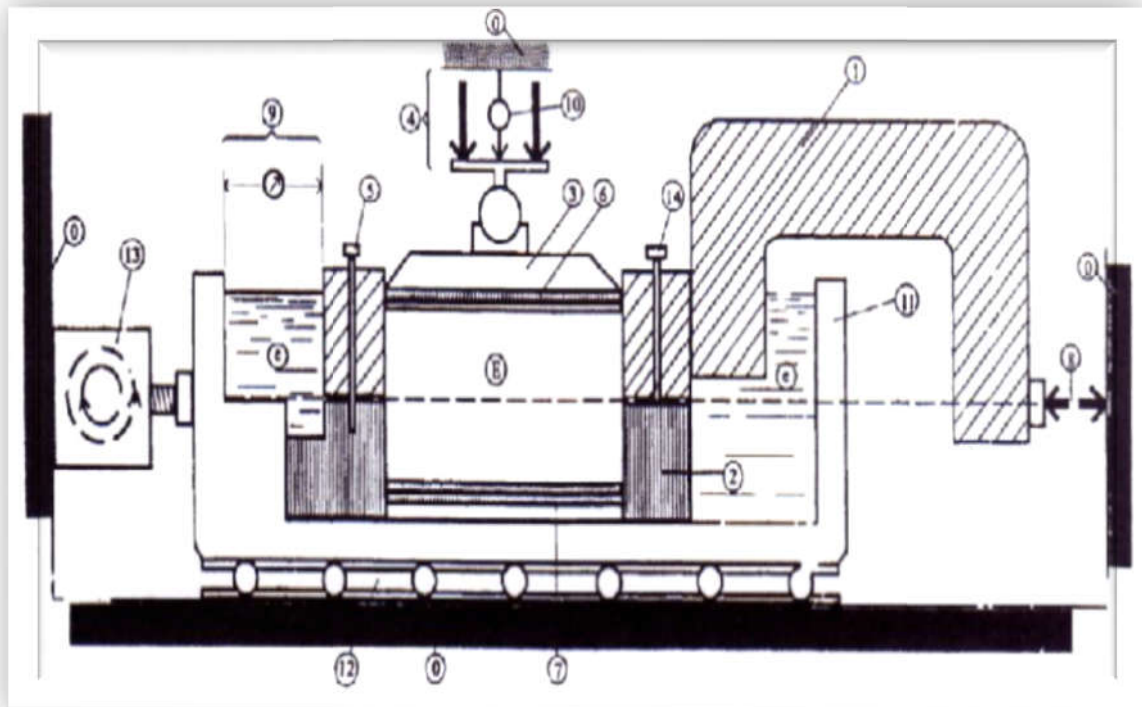


Figure II.12: Schéma de la boîte de cisaillement

0 – Bâti
1 - Demi-boîte supérieure
2- Demi-boîte inférieure
3 -Piston rigide
4 -Dispositif d'application de l'effort vertical centré sur le piston
5- Solidarisation des demi-boîtes
6 -Plaque drainante supérieure
7 -Plaque drainante inférieure amovible.
8 -Dispositif de mesure de l'effort horizontal.

9 -Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal
10- Dispositif de mesure du déplacement vertical h
11- Châssis étanche
12- Glissière sans frottement
13- Système de déplacement à vitesse constante
14 - Vis de soulèvement de la demi-boîte Epreuve de sol Eau déminéralisé

II-2-2-2- Essais ultrasoniques :

II-2-2-2-1 Introduction :

Le son se déplace dans les solides, les liquides et les gaz à différentes vitesses. Cette vitesse est appelée vitesse de propagation (v) ou célérité (c). Elle est constante dans un milieu donné. Les ultrasons sont des ondes élastiques dont la fréquence est comprise entre 15KHz environ et quelques centaines de Mégahertz. En deçà de cette bande, il s'agit de sons ou d'infrasons et au-delà de cette il s'agit d'hypersons.

II-2-2-2-2 Objet et champ d'application des ultrasons :

Le domaine de l'auscultation ultrasonique constitue un secteur spécifique d'activité. Il renferme ses propres structures professionnelles qui regroupent: industriels, fabricants, distributeurs spécialisés, sociétés de services et organismes d'étude et de formation. Le champ d'application de cette technique ne cesse de s'étendre au-delà de son domaine d'emploi traditionnel. Actuellement cette technique est utilisée dans divers domaines tels que; le nucléaire, l'aéronautique, l'aéronautique, l'instrumentation industrielle, le contrôle de qualité, le forage, les mines, le génie côtier, et maritime, la mécanique des roches et des sols et même dans les domaines scientifique et médical. Il ne suffit plus aujourd'hui de détecter un défaut, mais le caractériser et mettre en évidence des hétérogénéités ou des irrégularités de propriétés telles que, variation locale de propriété physique ou chimique, variations de microstructure, de texture ou de rugosité.

II-2-2-2-3 Dispositif expérimental :

L'auscultation ultrasonique permet de localiser le volume des vides, les pores, les fissures ou toutes autres malfaçons dans l'éprouvette de sols. Cette méthode est basée sur la très faible transmission de l'énergie des ultrasons au travers d'une lame d'air emprisonnée dans le matériau. Le test a pour but de mesurer le temps de propagation de la première impulsion d'un train d'onde deux points. L'onde est émise à partir d'un premier transducteur. Après une distance de parcours (L) et un temps de propagation (t) dans l'éprouvette de sol, l'onde atteint un second transducteur électro-acoustique qui va convertir l'onde en un signal électrique. La fréquence d'un son est le

nombre de vibration effectué par seconde (1Hertz=1vibration par seconde) La norme EN12504- préconise d'utiliser une fréquence propre des transducteurs compris entre 20KHz et 150KHz La vitesse de propagation de l'onde sonore dans l'éprouvette du sol est : $v = L/t$. L'analyseur utilisé a une précision de l'ordre de la micro- seconde. A titre de comparaison, le tableau : II-1 donne la vitesse phase de ces ondes dans quelques milieux.

II-2-2-2-4- Les avantages principaux de mesure par ultrasons :

Les méthodes de contrôle non destructif sont nombreuses.

Le contrôle par ultrasons est fréquemment utilisé car il présente de nombreux avantages :

- ☞ facilité de mise en oeuvre;
- ☞ mesure directe sans passer par des algorithmes de calcul;
- ☞ réponse rapide usuellement en fraction de seconde;
- ☞ très bonne résolution;
- ☞ possibilité de travailler sur une seule face de la pièce à contrôler (pas besoin d'un accès à la deuxième face);
- ☞ capacité à traverser d'importantes épaisseurs de matière en fonction de la fréquence de travail;
- ☞ existence de relations entre la propagation des ultrasons et les caractéristiques du matériau;
- ☞ possibilité de caractériser des matériaux afin d'en connaître les propriétés élastiques
- ☞ contrôler les pièces pour vérifier leur intégrité.

d'élaboration (inclusions, soufflures, défauts de collage...) ou d'endommagement dû aux sollicitations (fissures...) [23]

II-2-2-2 -5 Vitesse de propagation des ultrasons :

On produit un train d'impulsion de vibration au moyen d'un émetteur appliqué sur l'une des faces de l'élément à contrôler. Après avoir franchi une longueur de parcours (L) dans le matériau, l'impulsion de vibration est convertie en un signal électrique à l'aide d'un récepteur et la base de temps électronique permet de mesurer le temps de propagation des ondes ultrasonores (t). La vitesse de propagation des ultrasons est donnée par la formule : $v=L/t$

Avec : L = longueur de parcours

t = le temps de propagation des ondes ultrasonores.

II-2-2-2-6 Méthodes de mesure de la vitesse de propagation des ultrasons :

II-2-2-2-6-1 Mesures en transparence directe:

Utilisées dans le cas des éprouvettes, les transducteurs (émetteur et récepteur) sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester.

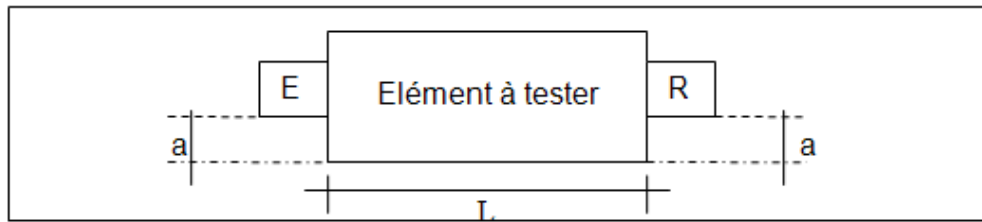


Figure II.13: Mesures en transparence directe

II-2-2-2-6-2 Mesure en surface :

L'émetteur est maintenu en un point fixe ; le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance. Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant. Après avoir porté graphiquement les temps et les distances, on trace la droite moyenne de ces différents points dont la pente correspond à la valeur de la vitesse du son dans le milieu considéré.

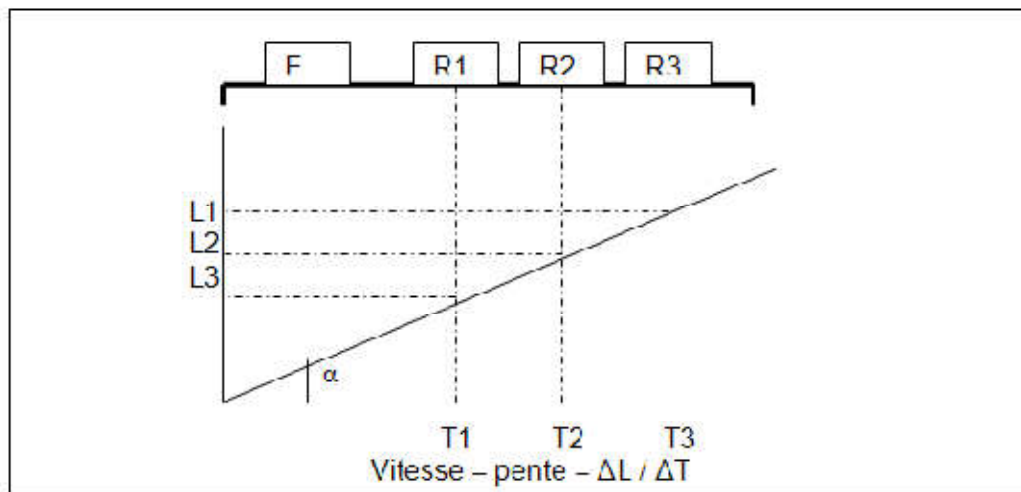


Figure II.14: Mesure en surface

II-2-2-2-6-3 Mesures en transparence par Rayonnement :

Cette méthode consiste à placer l'émetteur en un point fixe, et sur la face opposée ou perpendiculaire, on déplace à intervalle constant le récepteur sur une ligne.

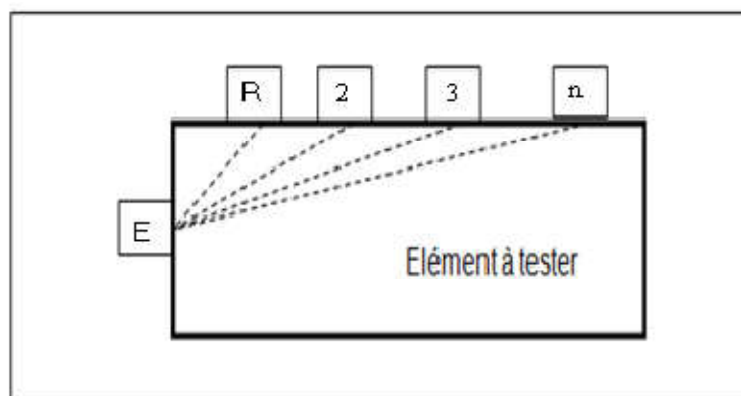


Figure II.15: Mesure en transparence par rayonnement

II-2-2-2-7- Protocole expérimentale :**II-2-2-2-7-1- Introduction :**

Les méthodes ultrasonores consistent, en général, en la mesure du temps de vol d'une impulsion se propageant sur une distance connue dans un milieu donné. Si le milieu support de la propagation est non dispersif, ce temps est relié simplement et directement à la vitesse de phase. Mais dès que l'on considère un milieu dispersif, le sens physique de la vitesse mesurée devient incertain. L'objet de cette étude est d'essayer de mesurer le temps de propagation des ondes ultrasoniques traversant des éprouvettes de sol non traité et traité à différents dosages en ciment. [24]

II.2.2.3.7.2 Mesure du temps de propagation par ultrason :

Figure II.16: L'appareil de l'ultrason utilisé

**Spécifications**

L'appareil d'auscultation sonique 58-E4900 comporte un boîtier robuste, un écran tactile rétro éclairé 5.7" rendant aisée l'utilisation de l'appareil. Ses caractéristiques : - Ecran tactile multifonction 5.7"

- Echantillonnage 2MHz, résolution 12bit
- 7 amplifications de gain
- 8 filtres low-pass de fréquence
- Traitement évolué du signal (temps de propagation, forme d'onde, FFT, SonReb)
- Taux d'impulsion au choix 1, 2, 5, 10 par seconde
- Puissance d'émission 2500V
- Temps de propagation jusqu'à 16ms, résolution 0.1µs
- carte Mémoire - Sortie RS232 et USB pour connexion PC et impression ultérieure

- Fonctionnement sur batteries internes rechargeables (7.2 Ah) autonomie jusqu'à 9 heures.



Présentation

L'appareil est livré avec transducteur d'émission et de réception (l'une des sondes comporte un bouton d'échantillonnage), câbles, barreau de calibrage, produit couplant et boîtier de transport.

II-2-2-2-7-3 -Applications :

- ☞ Mesure de la vitesse du son des matériaux de construction tel que béton, maçonnerie, pierre, et de bois
- ☞ Détermination de la qualité des matériaux avec recherche d'hétérogénéité, de vides, et de fissures.
- ☞ Localisation de zones ayant subies des agressions externes

II-2-2-2-7-4-Principe de mesure :

Le principe utilisé est celui de la mesure du temps de propagation (t) des ondes longitudinales dans le matériau. Les deux sondes sont appliquées l'une en face de l'autre contre la surface de l'éprouvette, et le temps de propagation est lu sur l'affichage digital en microsecondes. Connaissant la distance (L) parcourue par les ondes, on en déduit une vitesse (v) : Avec $v=L/t$ v : exprimée le plus souvent en mètres par seconde (m/s)

II-2-2-2-7-5-Contrôles du calibrage :

L'appareil d'auscultation utilisé est un modèle numérique. Avant chaque emploi, il est recommandé de contrôler la calibration. Le temps de passage des ultrasons à travers l'éprouvette étalon (éprouvette de calibration) est de 56.3 μ s.

II-2-2-2-7-6-Type de mesure (mesure en transparence direct) :

Le capteur est placé face à l'émetteur, ce qui fait que la distance entre les centres des sondes (ou bien la distance parcourue par les sondes) est égale à l'épaisseur de l'élément ausculté (fig. II.17). C'est le type de mesure le plus utilisé et qui fournit plus de précision du temps de propagation des ondes.

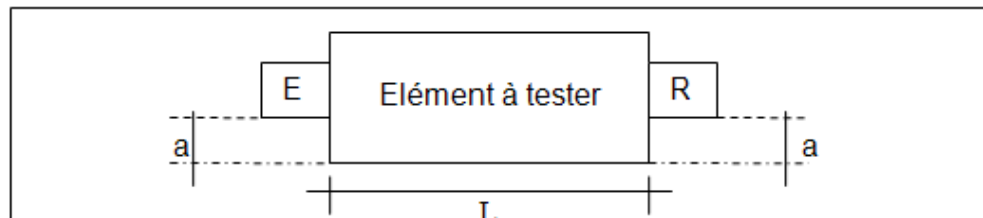


Figure II.17: Mesures en transparence direct

II-2-2-2-7-7- Réparations de la surface des points d'essai :

Avant de faire l'essai de n'importe quel point, on doit : -Marquer les points de mesure sur la surface de l'élément (particulièrement si on emploie la mesure par transparence pour avoir les deux sondes sur le même axe). -Enduire la surface de

l'élément avec de la vaseline (ou une autre matière qui donne un bon couplage acoustique) sur les points de mesure.

II-2-2-7-8-Mesures des temps de propagation d'ondes longitudinales :

- ☞ On applique une couche épaisse de gel de branchement pour ultrasons sur les faces frontales des sondes à ultrasons, puis on appuie fermement les sondes sur la partie frontale de l'éprouvette.
- ☞ On mesure le temps de propagation (t) du début de l'impulsion d'émission au début de l'impulsion de réception et on consigne les résultats dans un tableau.

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

III-1-Introduction :

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

Une première partie concernant le sol non traité, qui comporte les essais d'identification (paramètres d'état, l'analyse minéralogique et chimique et limites d'Atterberg).

Une deuxième partie portant sur le même sol, qui regroupe des essais de caractérisation mécanique (cisaillement direct et les mesures ultrasoniques).

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

III-2-les essais d'identification :

Cette partie présente en premier lieu les résultats des essais d'identification puis une mesure du potentiel de gonflement selon des approches disponibles dans la littérature de l'identification des sols gonflants.

Les tableaux III-1 à III-18 présentent les résultats des essais d'identification (paramètres d'état, analyse minéralogique, analyse chimique, limite d'Atterberg et le bleu du méthylène) obtenus à partir d'un prélèvement effectué à des carottes des différents profondeurs

III-2-1-Paramètres d'état :

Le tableau III-1 présente les résultats des essais obtenus à partir d'un prélèvement effectué à une profondeur comprise entre 1.60 à 2.00 pour une moyenne de 1.80m.

Profondeur 1.60 à 2.00	tare 1	tare 2
Masse du tare (g) : m_1	50.731	50.135
Masse humide totale (g) : m_2	107.417	114.514
Masse sèche totale (g) : m_3	96.421	102.301
Volume du moule (cm ³) : V	28.041	28.041
masse de l'eau (g) : $m_w = m_2 - m_3$	10.996	12.213
Masse du sol humide (g) : $m_h = m_2 - m_1$	56.686	64.379
Masse du sol sec (g) : $m_d = m_3 - m_1$	45.690	52.166
Teneur en eau (%) : $W_n = (m_w/m_d) \times 100$	24.067	23.412
La moyenne (%) : W_{nt}	23.739	
Masse volumique humide (g/cm ³) : $\gamma_h = m_h/V$	2.022	2.296
La moyenne : γ_h	2.159	
Masse volumique sèche (g/cm ³) : $\gamma_d = m_d/V$	1.629	1.860
La moyenne : γ_d	1.745	

Tableau III-1: Détermination de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide essai nr 01 .

Essai N°	1	2	3	4	
Prof (m)	1.6 – 2m	3-3.6m	4-4.6m	6-6.4m	moyenne
w (%)	23.739	25.091	21.061	28.561	24.613
γ_h (g/cm ³)	2.159	2.037	1.990	2.405	2.14775
γ_d (g/cm ³)	1.745	1.629	1.644	1.871	1.72225

Tableau III-2: résumé de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide.

III -2-2-Analyse minéralogique :

Il s'agit d'une analyse diffractométrique aux rayons X sur le sol témoin.

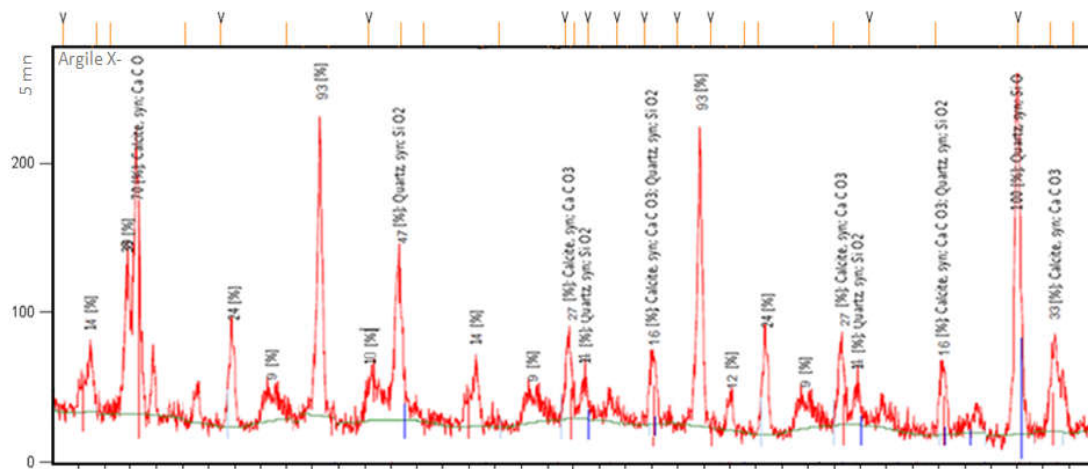


Figure III-1 : Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.

III-2-3 Analyse chimique :

Les résultats de cette analyse sont représentés sur la figure III.2

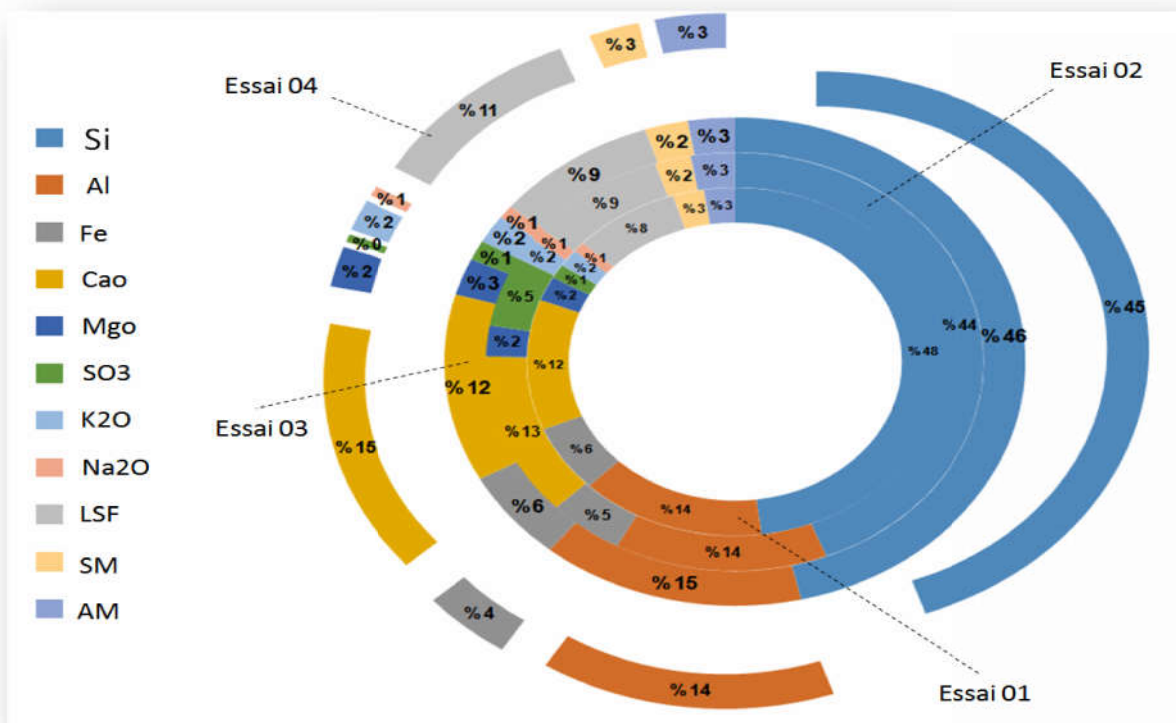


Figure III.2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

Ech	Si	Al	Fe	Cao	Mgo	So3	K2o	Na2o	LSF	SM	AM
1	45,51	13,66	5,96	11,47	2,14	1,26	1,56	0,9	7,8	2,32	2,29
2	44,16	13,85	4,9	12,75	2,39	5,48	1,72	1	8,9	2,36	2,83
3	43,44	13,72	5,63	11,65	2,3	1,23	1,77	0,81	8,45	2,25	2,44
4	42,86	13,8	4,17	14,21	2,23	0,44	1,75	0,57	10,2	2,38	3,31
Moyen	43,9925	13,7575	5,165	12,52	2,265	2,1025	1,7	0,82	8,8375	2,3275	2,7175

Tableau III-3: Analyse chimique de l'argile étudiée .

III-2-4-Analyse granulométrique :

a-Analyse granulométrique par tamisage :

Les tableaux III-4 à III-6 sont issues de trois essais de granulométrie par tamisage.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumuli		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	8.54	8.54	2.85	97.15
2	6.60	15.14	5.05	94.95
1	7.45	22.59	7.53	92.47
0.4	16.18	38.77	12.92	87.08
0.2	11.14	49.91	16.64	83.36
0.1	8.80	58.71	19.57	80.43
0.08	2.26	60.97	20.32	79.68

Tableau III - 4 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	4.21	4.21	1.40	98.60
2	7.04	11.25	3.75	96.25
1	5.66	16.91	5.64	94.36
0.4	13.01	29.92	9.97	90.03
0.2	9.04	38.96	12.99	87.01
0.1	7.17	46.13	15.38	84.62
0.08	1.65	47.78	15.93	84.07

Tableau III - 5 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	6.79	6.79	2.26	97.74
2	8.17	14.96	4.99	95.01
1	7.69	22.65	7.55	92.45
0.4	15.04	37.69	12.56	87.44
0.1	19.35	57.04	19.01	80.99
0.08	1.78	58.82	19.61	80.39

Tableau III - 6 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03.

b-Analyse granulométrique par sédimentométrie

Les tableaux III-7, III-8 et III-9 sont issues de trois essais d'analyse granulométrique par sédimentométrie et le tableau III-10 donne la moyenne des tamisats à 2 μm de ces essais.

Temps (min)	Lecture	Température	Correction de température	Correction de lecture	Diamètre (mm)	Passants (%)
0,5	24,5	22,5	+0,480	24,98	0,08	84,07
1	24	22,5	+0,480	24,48	0,075	82,26
2	23,5	22,5	+0,480	23,98	0,055	78,64
5	23	22,5	+0,480	23,48	0,038	78,27
10	22,9	22,5	+0,480	23,38	0,025	76,83
20	22,4	22,5	+0,480	22,88	0,017	75,01
40	22,2	22,5	+0,480	22,68	0,012	72,48
80	21,5	22,5	+0,480	21,98	0,008	69,58
240	19,5	22,5	+0,480	19,98	0,005	62,34
1440	17	22	+0,380	17,38	0,002	53,16

Tableau III - 7: Granulométrie par sédimentométrie de l'essai 01

	ESSAI (01)	ESSAI (02)	ESSAI (03)
D (mm)	Passants (%)	Passants (%)	Passants (%)
0,08	84,07	79,67	80,35
0,075	82,26	77,86	78,54
0,055	78,64	74,24	74,92
0,038	78,27	73,87	74,55
0,025	76,83	72,43	73,11
0,017	75,01	70,61	71,29
0,012	72,48	68,08	68,76
0,008	69,58	65,18	65,86
0,005	62,34	57,94	58,62
0,002	53,16	51,38	52,39

Tableau III -8: résultats des séries d'essais sédimentométrie.

Les résultats obtenus par l'essai de l'analyse granulométrique (par sédimentométrie et par tamisage) sont donnés dans le tableau suivant :

Tamisât(%)				
Tamis (mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
5	98,59	97,15	97,80	97,84
2	96,25	94,95	95,59	95,59
1	94,36	92,47	92,98	93,27
0,4	90,02	87,07	87,58	88,22
0,2	87,01	83,36	84,00	84,79
0,1	84,62	80,43	81,7	82,25
0,08	84,07	79,67	80,35	81,36
0,075	82,26	77,86	78,54	79,55
0,055	78,64	74,24	74,92	75,93
0,038	78,27	73,87	74,55	75,56
0,025	76,83	72,43	73,11	74,12
0,017	75,01	70,61	71,29	72,30
0,012	72,48	68,08	68,76	69,77
0,008	69,58	65,18	65,86	66,87
0,005	62,34	57,94	58,62	59,63
0,002	53,16	51,38	52,65	52,39

Tableau III - 9: résultats d'essai analyse granulométrique .

	Tamisât à 2 μ m
Essai 01	53,16%
Essai 02	51,38%
Essai 03	52,65%
La moyenne	52,39%

Tableau III - 10: La moyenne des tamisâts à 2 μ m des trois essais de sédimentométrie.

Les courbes de l'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie sont présentées sur les figures jointes en annexe (A-1 à A-3).

III -2-5- Limites d'Atterberg :

Trois essais ont été réalisés pour la détermination des limites d'Atterberg :

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	34		30		18		25	
Numéro de la tare	H	A	5	HP3	HP2	7	F5	E7
Masse de la tare m _t (g)	20.231	20.76	20.796	20.638	21.442	17.23	16.446	15.599
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t) (g)	29.535	30.733	28.294	32.41	31.56	24.54	26.357	21.749
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	25.426	26.35	25.105	26.896	27.245	21.05	21.95	18.95
Masse d'eau m _w (g) = (m _h +m _t) - (m _d +m _t)	4.109	4.383	3.189	5.514	4.315	3.485	4.407	2.799
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	5.195	5.59	4.309	6.258	5.803	3.824	5.504	3.351
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	79.10	78.41	74.01	88.11	74.36	91.13	80.07	83.53
W _{moy} (%)	78.75		81.06		82.75		81.80	
W _L (%)	81.09							

Tableau III-11: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 01.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Numéro de la tare	6	L2	1	H2	E1	9
Masse de la tare m _t (g)	21.037	20.953	21.083	15.616	20.47	20.97
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t) (g)	22.962	22.881	22.243	16.646	21.867	22.18
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	22.498	22.416	21.98	16.382	21.528	21.92
Masse d'eau m _w (g) = (m _h +m _t) - (m _d +m _t)	0.464	0.465	0.263	0.264	0.339	0.262
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	1.461	1.463	0.897	0.766	1.058	0.953
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	31.76	31.78	29.32	34.46	32.04	27.49
W _{moy} (%)	31.77		31.89		29.77	
Wp (%)	31.14					

Tableau III-12: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 01.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	33		18		30		24	
Numéro de la tare	H	A	5	HP3	HP2	7	F5	E7
Masse de la tare m _t (g)	20.231	20.76	20.796	20.638	21.442	17.23	16.446	15.599
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t) (g)	26.864	27.035	28.19	29.55	30.54	26.25	24.16	27.22
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	23.98	24.21	24.77	25.48	26.465	22.13	20.598	21.995
Masse d'eau m _w (g) = (m _h +m _t) - (m _d +m _t)	2.884	2.825	3.42	4.07	4.075	4.118	3.562	5.225
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	3.749	3.45	3.974	4.842	5.023	4.906	4.152	6.396
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	76.93	81.88	86.06	84.06	81.13	83.94	85.79	81.69
W _{moy} (%)	79.41		85.06		82.53		83.74	
W _L (%)	82.68							

Tableau III-13: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 02.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Numéro de la tare	6	L2	1	H2	E1	9
Masse de la tare m _t (g)	21.037	20.935	21.083	15.616	20.47	20.97
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t) (g)	25.18	24.46	24.55	20.54	24.56	23.56
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	24.198	23.65	23.66	19.39	23.67	22.87
Masse d'eau m _w (g) = (m _h +m _t) - (m _d +m _t)	0.982	0.81	0.89	1.15	0.89	0.69
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	3.161	2.715	2.577	3.774	3.2	1.903
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	31.07	29.83	34.54	30.47	27.81	36.26
W _{moy} (%)	30.45		32.50		32.04	
W _p (%)	31.66					

Tableau III-14: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 02.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	16		28		31		24	
Numéro de la tare	H	A	5	HP3	HP2	7	F5	E7
Masse de la tare m _t (g)	20.231	20.76	20.796	20.638	21.442	17.23	16.446	15.599
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t) (g)	26.45	28.25	29.15	30.12	31.56	24.87	24.65	25.23
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	23.54	24.82	25.41	25.87	27.087	21.44	20.813	20.94
Masse d'eau m _w (g) = (m _h +m _t) - (m _d +m _t)	2.91	3.43	3.74	4.25	4.473	3.434	3.837	4.29
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	3.309	4.06	4.614	5.232	5.645	4.21	4.367	5.341
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	87.94	84.48	81.06	81.23	79.24	81.57	87.86	80.32
W _{moy} (%)	86.21		81.14		80.40		84.09	
W _L (%)	82.96							

Tableau III-15: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 03.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Numéro de la tare	6	L2	1	H2	E1	9
Masse de la tare m _t (g)	21.037	20.935	21.083	15.616	20.47	20.97
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t) (g)	26.12	24.68	25.165	19.46	23.49	24.28
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	24.91	23.81	24.23	18.52	22.77	23.5
Masse d'eau m _w (g) = (m _h +m _t) - (m _d +m _t)	1.21	0.87	0.935	0.94	0.72	0.78
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	3.873	2.875	3.147	2.904	2.3	2.533
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	31.24	30.26	29.71	32.37	31.30	30.79
W _{moy} (%)	30.75		31.04		31.05	
Wp (%)	30.95					

Tableau III-16: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 03.

Les courbes des limites d'Atterberg et les abaques de Casagrande propre à chaque essai sont successivement présentées sur les figures jointes en annexe (A-4 à A-6), et le tableau ci-dessous représente la récapitulation des résultats de ces essais.

Essai N°	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	$I_c = (W_L - W_{nat}) / I_p$	$A_c = I_p / C_2$	$A_{cor} = I_p / (C_2 - 10)$
1	81.09	31.14	49.95	1.13	0,93	1,57
2	82.68	31.66	51.02	1.57	0,99	1,23
3	80.33	32.92	47.41	1.65	0,90	1,11
La Moyenne	81.37	31.90	49.46	1.45	0,94	1,16

Tableau III-17: Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

III -2-6 Essai au bleu de méthylène

On a réalisé six (6) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau III-20 :

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	SST (m ² /g)
Essai 1	30	236	7,87	164,57
Essai 2	30	255	8,50	177,82
Essai 3	30	242	8,07	168,75
Essai 4	30	280	9,33	195,25
Essai 5	30	245	8,17	170,91
Essai 6	30	293	9,77	204,38
Moyenne	30	258,5	8,62	180,28

Tableau III-18 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache.

-Interprétation des résultats des essais d'identification

L'analyse minéralogique aux rayons X montre que la silice est cristallisée sous forme de quartz et les carbonates sont sous forme de calcites CaCO_3 (carbonate de calcium).

D'après les résultats de l'analyse chimique, nous remarquons que les éléments prépondérants sont la silice et l'alumine, et ces deux éléments constituent la structure des argiles, donc il s'agit d'argiles avec la présence d'impuretés comme l'oxyde de fer, les Sulfates et la chaux.

La teneur en Silice (<50 %), reflète la faible présence du sable dans cette argile. Cela a un rapport avec l'analyse granulométrique qui sera traitée par la suite. Cette teneur en Silice reste inférieure à 80 %, qui est la frontière entre les sols gonflants et non gonflants.

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage des passants à 80 μm compris entre 79,68 % et 84,07% avec une moyenne de 81,38 %. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 μm varie entre 51,38 % et 53,16 % avec une moyenne de 53,39 %. La limite de liquidité varie entre 81,09 % et 82,96 avec une moyenne de 81,97 % et l'indice de plasticité I_p varie entre 47,41 % et 51,02 % avec une moyenne de 49,46 % .

Ces valeurs sont très peu dispersées pour le prélèvement exploré. Elles semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée.

Selon la classification LPC en vigueur (Magnan, 1980), il s'agit d'une argile très plastique (Atp) très consistante avec une activité importante de sa fraction argileuse qui indique la présence de montmorillonite calcique. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées de retrait ou gonflement considérable.

La valeur de bleu VBS est égale à 8,62. D'après la norme française NF P 11-300, il s'agit d'un sol très argileux et la valeur de la surface spécifique totale (SST)correspondante est égale à 180,28 m^2/g . Cette valeur dépasse largement 100 m^2/g , ce qui implique que notre argile est constituée essentiellement de minéraux de type vermiculite, qui sont des argiles gonflantes.

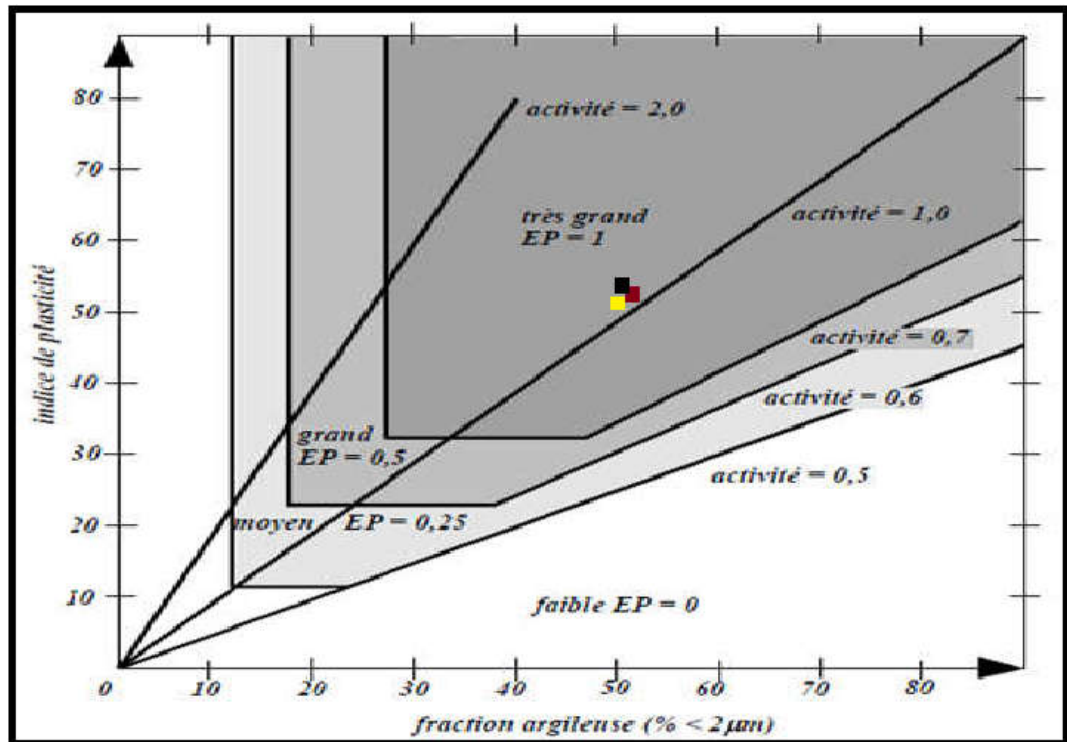
Evaluation de potentiel de gonflement :

Le tableau III-21 expose la comparaison des résultats d'estimation de potentiel de gonflement du sol de Sidi-Hadjres obtenus par différentes méthodes connues dans la littérature scientifique.

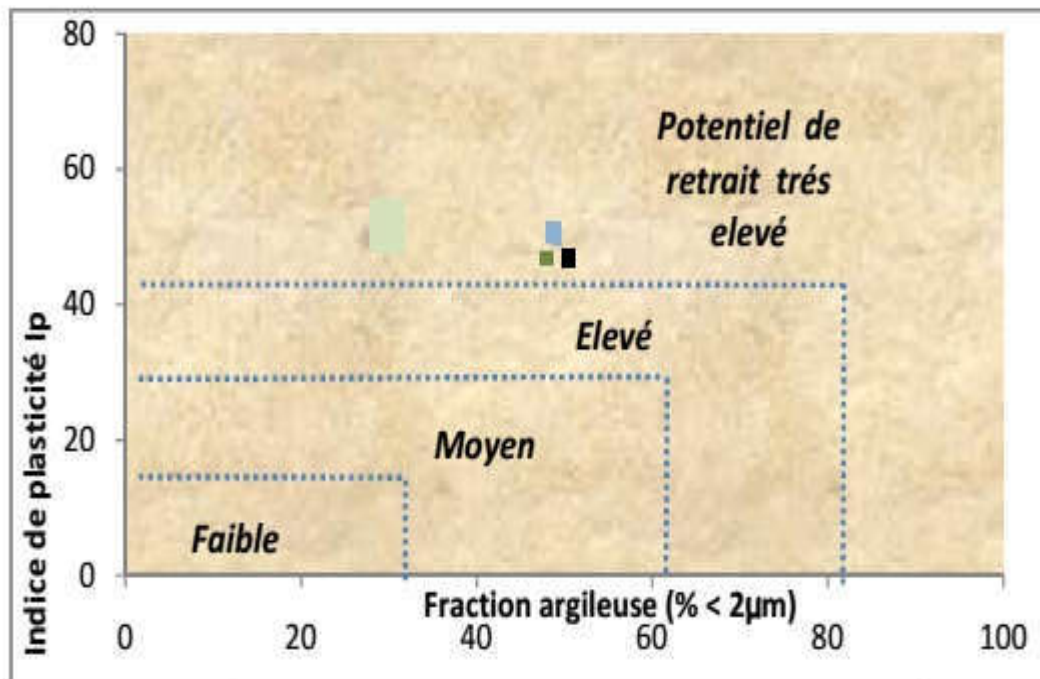
Classification	Potentiel de gonflement	Potentiel de retrait
Seed et al (1962)	Elevé à très élevé	
Snerthen	Très élevé	
BRE (1980)		Très élevé
Chen(1988)	Elevé à très élevé	
Bigot et Zerhouni (2000)	Fort	
Williams et Donaldson (1980)	Fort	
Dakshanamurphy et al (1973)	Fort	

Le tableau III-19: Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes.

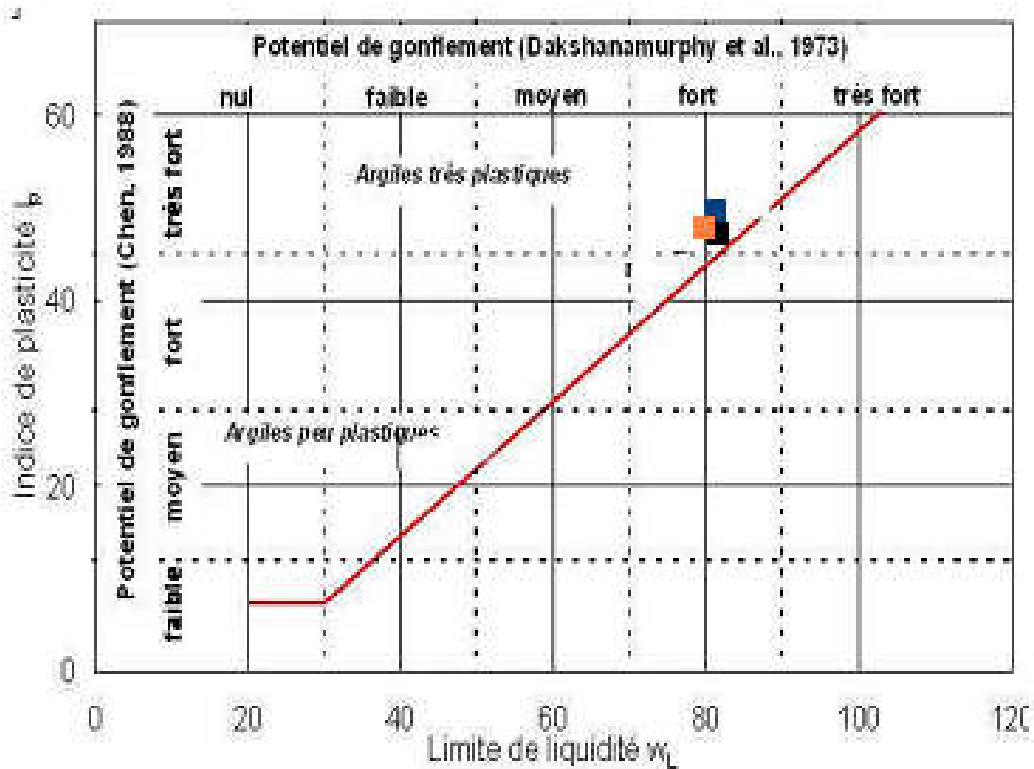
On constate un bon accord entre ces classifications. Le caractère expansif du sol examiné apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications adaptées, elles concluent que l'argile de Sidi-hadjres est caractérisée par un potentiel de gonflement d'élevé à très élevé. Notons que dans le cas de la méthode de B.R.E, il s'agit d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement.



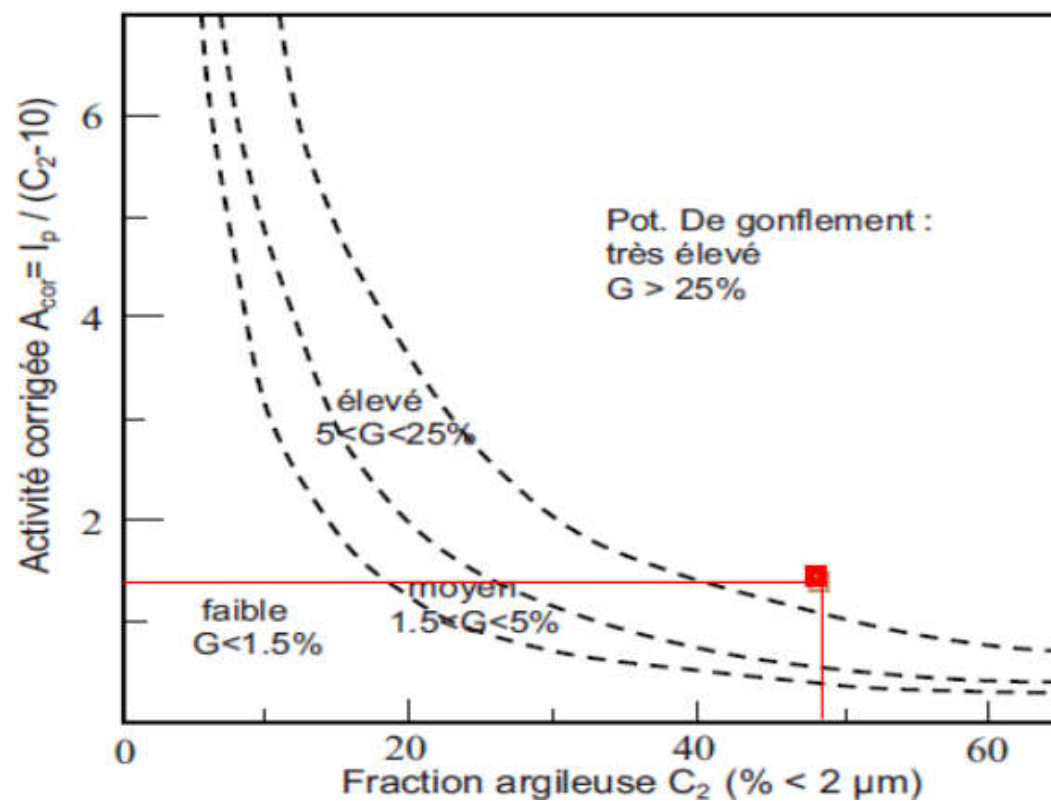
Williams et Donaldson (1980) (1).



Building Research Establishment (1980) (2).



Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988) (3).



Seed et al. (1962) (4).

Figure III -3 : Classification du sol étudié (Sidi-Hadjress) en fonction des paramètres d'identification.

III.3. Essais de caractérisation :**III.3.1: Essai de Proctor:****III.3.1.1: Essai de Proctor normale:**

Le tableau III.20 présente une récapitulation des trois essais de Proctor normal.

	Essai 1	Essai2	Essai3	Moyenne
Masse volumique sèche Maximale $\gamma_{d \text{ Max}}$ (g/cm ³)	1.55	1.56	1.54	1.55
Teneur en eau optimale w_{optm} (%)	21.44	20.76	22.18	21.46

Tableau III. 20 : Récapitulation de l'essai Proctor normal.

La valeur de la teneur en eau optimale est de $w_{\text{optm}} = 21.46\%$ et la masse volumique sèche correspondant à l'optimum Proctor normal est de $\gamma_{d \text{ max}} = 1,55 \text{ g/cm}^3$

III.3.1.2: Essai de Proctor modifié :

Le tableau III.21 présente une récapitulation aux trois essais de Proctor modifié

	Essai 1	Essai2	Essai3	Moyenne
Masse volumique sèche Maximale $\gamma_{d \text{ Max}}$ (g/cm ³)	1.78	1.81	1.79	1.79
Teneur en eau optimale w_{optm} (%)	15.15	13.51	14.76	14.55

Tableau III.21 : Récapitulation de l'essai Proctor modifié.

La valeur de la teneur en eau optimale est de $w_{\text{optm}} = 14.55\%$ et la masse volumique sèche correspondant à l'optimum Proctor modifié est de $\gamma_{d \text{ max}} = 1,79 \text{ g/cm}^3$

III.3.2: Essais ultrasoniques:

A. Introduction :

Divers domaines de génie civil utilisent les essais ultrasoniques surtout dans les bétons et en mécanique des roches (étude de la formation des roches sédimentaires). Cependant, l'utilisation de ce procédé pour déterminer les vitesses d'impulsions des sols et dans la géotechnique est moins habituelle. La cause est que le signal transmis à travers le sol est faible et fortement affecté par le bruit. Dans l'objectif de déterminer les caractéristiques ultrasoniques des sols gonflants, nous adoptons dans le présent travail un système d'essai ultrasonique comprenant des capteurs d'ondes (émetteur et récepteur), un système d'acquisition de données, du couplant et des instruments de calibrage. La méthode consiste en la mesure de la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans l'éprouvette de sol, on mesure le temps de propagation (t) entre émetteur et récepteur séparés par une distance (L) connue ($L=v \cdot t$). Concernant les matériaux homogènes, on note l'existence de vitesse de propagation des ondes longitudinales (de compression) et transversales (de cisaillement).

La détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques a été effectuée sur des échantillons confectionnées à l'optimum Proctor normale ,l'optimum Proctor modifié et échantillons d'argile prélevées a des carottes.

Echantillon confectionnées à des carottes d'argile naturelle					
Profondeur	Echantillon	Longueur(L): cm	Temps t_i (μ s)	$t_{moy}(\mu$ s)	$v_{moy}(m/s)$
1,60 -2,00	1	2,00	12,5	12,63	1583,11
	2	2,00	12,8		
	3	2,00	12,6		
3,00 -3,60	1	2,00	13,6	14,5	1379,31
	2	2,00	14,9		
	3	2,00	15		
4,00 -4,60	1	2,00	15,8	15,43	1295,89
	2	2,00	15,6		
	3	2,00	14,9		
6,00 -6,40	1	2,00	16,1	16,1	1242,23
	1	2,00	16,3		
	3	2,00	15,9		

Tableau III-22 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique.

éprouvettes confectionnées à l'optimum Proctor normale					
Eprouvette	Couche	Longueur(L): cm	Temps t_i (μ s)	$t_{moy}(\mu$ s)	$v_{moy}(m/s)$
1	1	2,00	24,2	23,1	865,8
	2	2,00	22		
	3	2,00	23,1		
2	1	2,00	22,3	22,56	886,26
	2	2,00	22,1		
	3	2,00	23,3		
3	1	2,00	20,8	21,7	921,65
	2	2,00	22,8		
	3	2,00	21,5		
4	1	2,00	23,6	22,5	888,88
	1	2,00	23,3		
	3	2,00	20,6		

Tableau III.23: Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique.

éprouvettes confectionnées à l'optimum Proctor modifié					
Eprouvette	Couche	Longueur(L): cm	Temps t_i (μ s)	$t_{moy}(\mu$ s)	$v_{moy}(m/s)$
1	1	2,00	18,7	18,2	1098,901
	2	2,00	18		
	3	2,00	17,9		
2	1	2,00	19,2	19,06	1048,951
	2	2,00	19,1		
	3	2,00	18,9		
3	1	2,00	20,1	19,53	1023,891
	2	2,00	19,7		
	3	2,00	18,8		
4	1	2,00	19,6	19,23	1039,861
	1	2,00	19,3		
	3	2,00	18,8		

Tableau III.24: Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique.

III.3.3: Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1).

Le tableau (III-25) est récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct effectués sur le sol témoin étudié.

Echantillon confectionnées à des carottes d'argile naturelle						
Prof(m)	C(kpa)	$\phi[^\circ]$	OBS	100	200	400
				τ [kpa]		
1,6 – 2,00	92,8	34,36		147,8	245	355
	92,22	38,65		163,33	173,61	376,66
3,00 - 3,60	119,4	21,80	Ramenée	180,55	154,72	190
	86,5	31,08		264,72	304,44	445,55
4,00 - 4,60	98,80	36,86		147,22	279,16	376
	75,41	40,36	Ramenée	116,11	273,88	355,27
	103,61	41,7	Ramenée	235,83	311,38	198,05
6,00 - 6,40	116,03	30,96	Ramenée	147,42	226,11	288,88
	98,37	27,98		140,55	216,38	282,22

Tableau III-25- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Les tableau (III-26) est des résultats de essais cisaillement direct effectués sur l'argile prélevée de site de sidi-hadjres de profondeur (6-6,4m).

50 kpa		100 kpa		200 kpa		400 kpa	
Déplacem	Effort de	Déplacem	Effort de	Déplacem	Effort de	Déplacem	Effort de
(mm)	(N)	(mm)	(N)	(mm)	(N)	(mm)	(N)
0	0	0	0	0	0	0	0
0.211	0,556	0.083	24,166	0.168	58,89	0.043	36,388
0.299	18,055	0.041	61,38	0.294	91,944	0.115	88,888
0.341	30,833	0.044	84,16	0.405	113,056	0.211	135
0.457	44,722	0.185	105,27	0.567	134,722	0.301	169,166
0.637	58,056	0.360	120,5	0.738	153,056	0.398	193,333
0.837	68,33	0.558	131,94	0.931	170,833	0.520	227,222
1.047	76,389	0.778	138,33	1.149	185,833	0.690	251,666
1.257	84,167	1.016	140,55	1.376	198,333	0.885	267,777
1.478	91,389	1.260	140,55	1.608	207,5	1.091	277,777
1.698	96,667	1.532	138,33	1.850	213,333	1.316	281,666
1.927	99,722	1.818	135,556	2.091	216,389	1.555	282,222
2.154	103,889	2.091	134,44	2.340	214,444	1.804	280,833
2.388	106,389	2.359	133,611	2.590	207,5	2.050	278,0556
2.623	109,444	2.632	132,222	2.850	196,667	2.301	274,166
2.861	112,5	2.896	130	3.121	183,333	2.547	270,833
3.100	114,167	3.168	126,444	3.389	170,833	2.797	266,388
3.346	115	3.428	123,889	3.657	159,167	3.053	261,388
3.595	115	3.679	121,389	3.926	149,722	3.316	255,83
3.854	113,611	3.939	120,278	4.185	141,111	3.577	250,55
4.110	111,389	4.192	119,722	4.442	133,333	3.832	244,16
4.363	109,722	4.445	118,611	4.709	125,556	4.090	238,611
4.627	108,056	4.701	117,5	4.978	120,278	4.342	232,77
4.883	105,833	4.963	115	5.254	116,111	4.595	226,66
5.140	104,167	5.226	113,611	5.523	111,667	4.849	220,277
5.403	101,667	5.486	111,666	5.779	108,333	5.119	213,61
5.670	99,167	5.740	110,277	6.032	105,556	5.383	208,611
5.930	96,667	5.998	108,611	6.286	103,611	5.649	203,88
6.199	95,556	6.251	107,222	6.549	102,222	5.912	199,16
6.466	95	6.486	105	6.791	100,833	6.148	194,722
6.692	93,889	6.702	101,111	7.013	98,889	6.374	190,83
6.880	93,611	6.910	98,888	7.222	97,5	6.573	187,222
7.054	93,56	7.131	94,44	7.438	96,389	6.783	183,611

Tableau III-26: Résultats de l'essai de cisaillement(profondeur 6-6,4m).

Les tableaux (III-27 et III-28) sont des résultats des essais cisaillement direct effectués sur l'argile confectionnées à l'optimum Proctor (normale et modifiée).

Echantillon confectionnées à l'optimum Proctor normale					
Essai	C(kpa)	ϕ [°]	50	100	200
			τ [kpa]		
1	113,78	14,03	107,22	153,33	193,05
2	123,57	11,40	135	147,42	170,27
3	107,64	16,69	94,72	171,66	230,55
4	129,43	11,30	118,61	148,61	170,55

Tableau III-27- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Echantillon confectionnées à l'optimum Proctor modifié						
Echantillon	C(kpa)	ϕ [°]	50	100	200	400
			τ [kpa]			
1	216,61	32,9	222,22	309,72	311,11	441,66
2	245,31	28,02	221,11	333,33	344,16	405,83
3	227,11	30,11	147,42	344,72	440,55	405

Tableau III-28- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Les tableaux (III-29 a III-31) résume les paramètres mécaniques des essais effectués sur le sol étudié .

Profondeur		1,60 - 2,00	3,00 - 3,60	4,00 - 4,60	6,00 -6,40
Caractéristiques initiales	W (%)	23,739	25,091	21,061	28,561
	$\gamma_h(g/cm^3)$	2,159	2,037	1,990	2,405
	$\gamma_d(g/cm^3)$	1,745	1,629	1,644	1,871
$\Phi [^\circ]$		36,45	31,080	38,51	29,60
C(kpa)		92,51	86,5	98,8	98,37
V(m /s)		1583,113	1379,31	1295,896	1242,236

Tableau III-29- paramètres mécaniques (carottes d'argile)

Essais		01	02	03	Moyenne
Caractéristiques initiales	Wopt(%)	15,15	13,51	14,76	14,55
	$\gamma_d(g/cm^3)$	1,78	1,81	1,79	1,79
$\Phi [^\circ]$		14,03	11,40	16,69	14,04
C(kpa)		113,78	123,57	107,64	115,03
V(m /s)		865,8009	886,2629	921,659	889,220

Tableau III-30- paramètres mécaniques (Proctor normale)

Essais		01	02	03	Moyenne
Caractéristiques initiales	Wopt(%)	19,2	19,5	19,6	19,43
	$\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	1,61	1,61	1,59	1,60
$\Phi [^\circ]$		32,9	28,02	30,11	30,34
C(kpa)		216,61	245,31	227,11	229,64
V(m /s)		1098,901	1048,951	1023,891	1057,023

Tableau III-31- paramètres mécaniques (Proctor modifié).

Discussion Des Résultats D'essais :

Caractéristiques mécanique

- La tenure en eau pour les carottes d'argile prélevée de site de sidi-hadjras est de $W_{\text{moy}}=24,613\%$ et la masse volumique sec $\gamma_d=1.72 \text{ g/cm}^3$ et la masse volumique humide $\gamma_h(\text{g/cm}^3)=2,1 \text{ g/cm}^3$
- la teneur en eau optimale est de $w_{\text{optn}}=21.46\%$ et la masse volumique sèche correspondant à l'optimum Proctor normal est de $\gamma_{d\text{max}}=1,55 \text{ g/cm}^3$
- La tenure en eau optimal pour l'essai Proctor modifié est $W_{\text{opt}}=14.55\%$ et la masse volumique sec $\gamma_d=1.786 \text{ g/cm}^3$
- On comparant les valeurs des vitesses de propagation trouvées dans les trois cas, c'est-à-dire les échantillons de sol confectionnés à l'optimum Proctor normal et ceux préparés à l'optimum Proctor modifié et de l'argile naturelle on remarque que: Le temps de transmission de l'onde ultrasonique ainsi que la vitesse correspondante varient selon la variation de l'énergie de compactage.

Les résultats obtenus de la vitesse ultrasonique avec une énergie de compactage effectué à l'optimum Proctor modifié sont plus marquées que celles obtenues avec une énergie de compactage à l'optimum Proctor normal.

Les valeurs de la vitesse de propagation de l'échantillon confectionné à l'optimum Proctor normal (888,88 m/s) est faible par rapport à celle de l'échantillon confectionné à l'optimum Proctor modifié (1098 m/s) et la dernière est faible par rapport à celle de l'échantillon d'argile naturelle (1242 à 1538 m/s).

On a constaté que cette énergie de compactage influe directement sur les caractéristiques élastiques de notre échantillon de sol

- Les contraintes normales et de cisaillement à la rupture ont permis de tracer l'enveloppe de Mohr-Coulomb et déduire les paramètres de résistance de l'argile. Celle-ci est donnée sur les résultats précédents où la cohésion obtenue est de l'ordre de (86,5 à 98,8 kPa) et l'angle de frottement interne obtenue à (29° à 39°) pour l'argile étudiée.

Les essais de cisaillement direct sur l'argile témoin ont bien montré une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture et de la cohésion relativement à l'argile non compactée. Mieux encore l'enveloppe de Mohr Coulomb augmente de pente lorsque le compactage est plus important c'est-à-dire une amélioration de l'angle de frottement interne.

D'après les résultats obtenus, on peut constater que l'argile confectionnée à l'optimum Proctor modifiée est plus résistante que les autres argiles (l'argile confectionnée à l'optimum Proctor normale, argile naturelle).

Cette argile est de consistance tendre et possède une résistance à la cisaillement moyenne après compactage.

Ces résultats restent toutefois globalement très peu dispersés. Ils sont caractéristiques d'un sol homogène en profondeur dans la zone étudiée.

CONCLUSION GENERALE

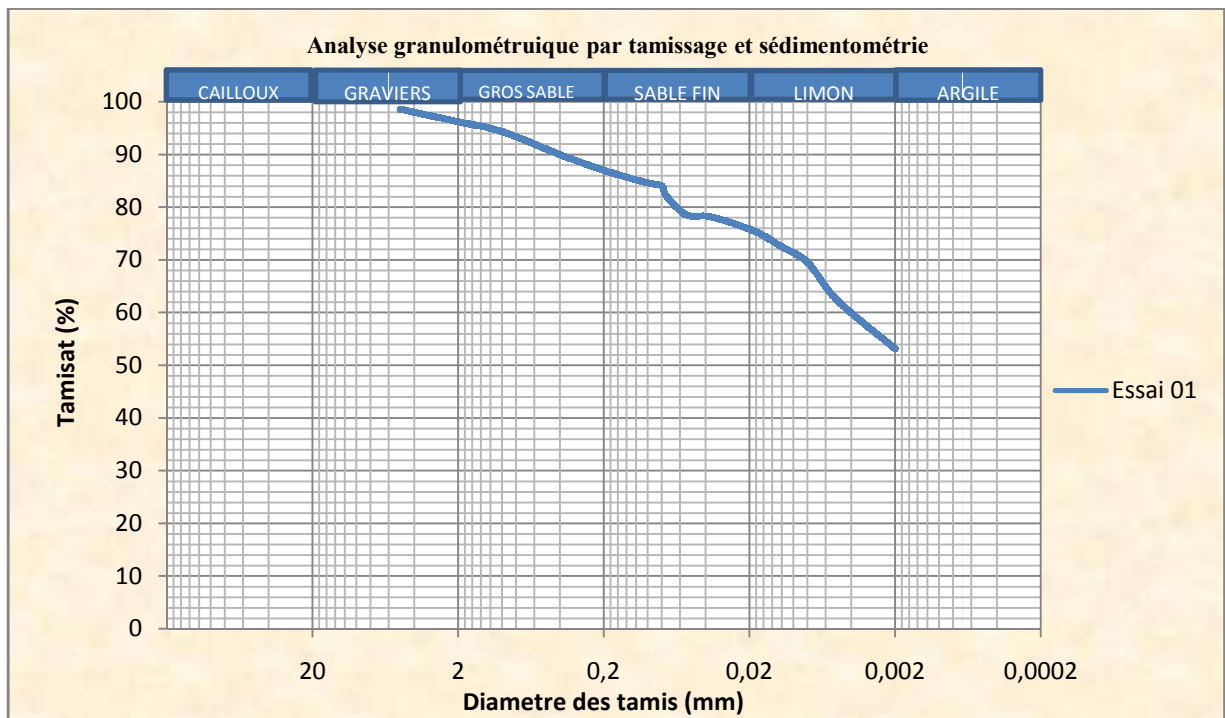
L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité de faire caractériser en laboratoire le comportement des argiles expansives de la commune de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes) et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Le choix de ce site a été motivé en raison de son extension vers des zones à risque et de la disponibilité de carottes prélevées dans ces zones.

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 (osmotique, déchargement mécanique, succion) 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. Comprendre ce phénomène est important, obtenir les outils expérimentaux qui permettent de le soupçonner, de l'identifier et de le quantifier serait encore plus important. Les méthodes d'identification directes et indirectes permettent de caractériser les sols susceptibles de gonfler afin de prévenir, ou du moins réduire, le risque d'apparition des désordres.

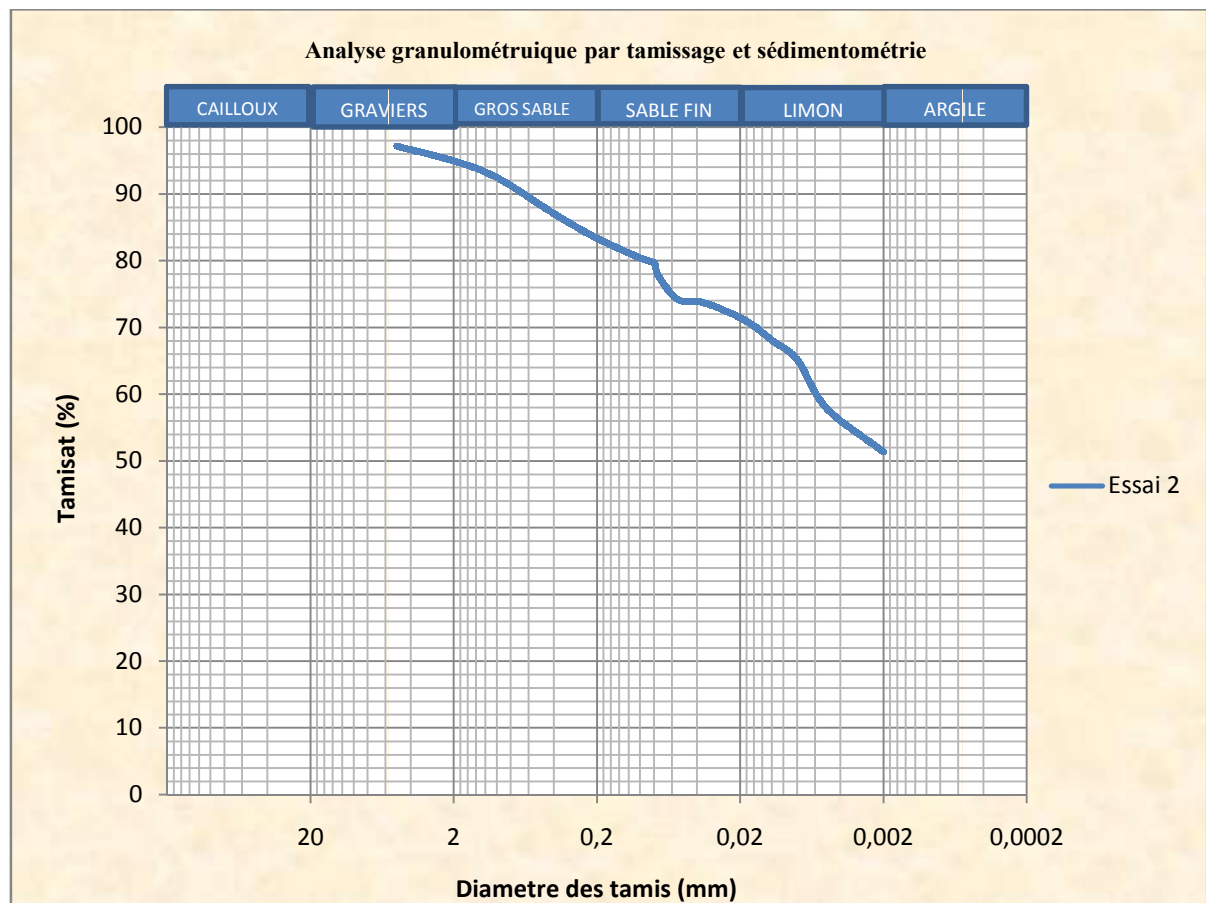
L'étude expérimentale effectuée sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) a permis de dégager les conclusions suivantes :

- les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes en profondeur et indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort ; le gonflement étant pour partie dû à la teneur élevée en montmorillonite ;
- Le temps de transmission de l'onde ultrasonique ainsi que la vitesse correspondante varient selon la variation de l'énergie de compactage.
- les caractéristiques de cisaillement sont globalement très peu dispersées. Elles sont caractéristiques d'un sol homogène en profondeur dans la zone étudiée et indiquent que cette argile est consistante.

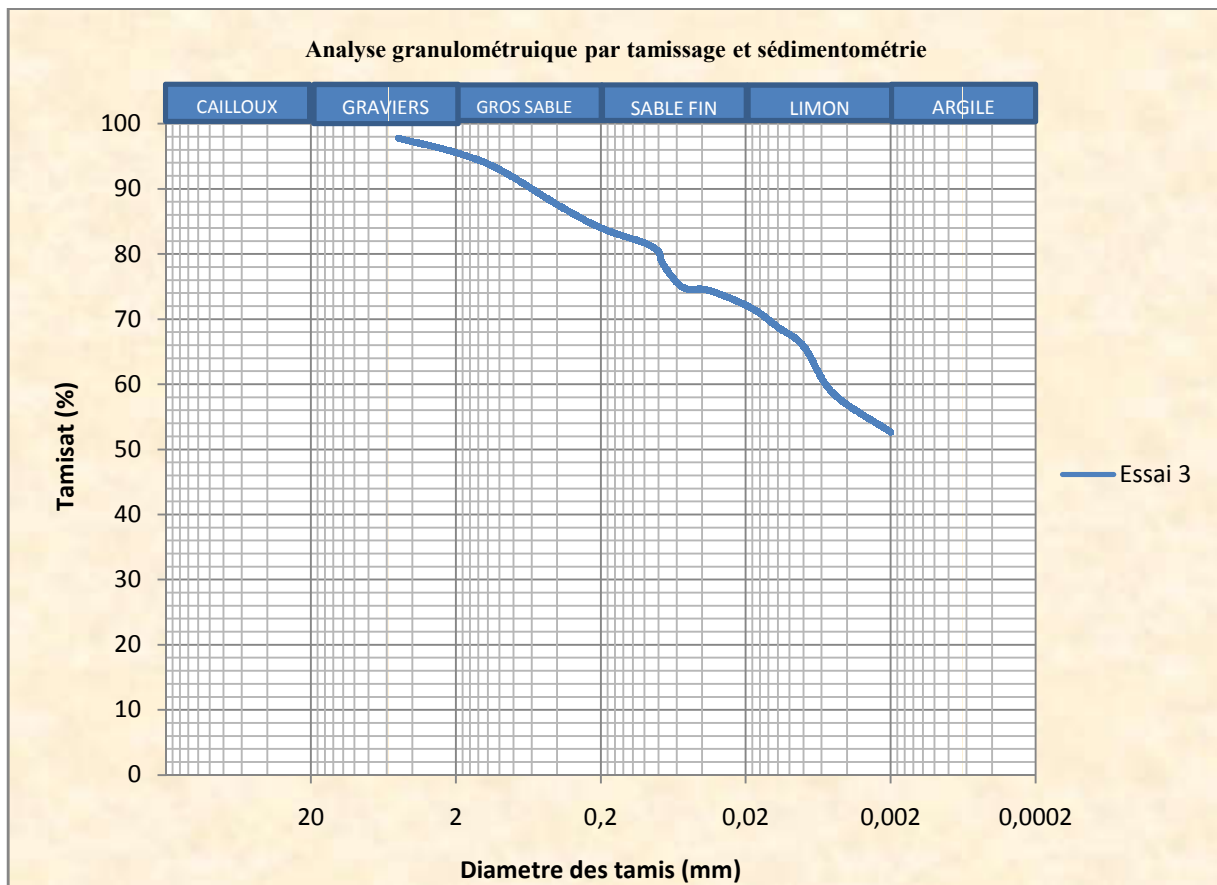
ANNEXE



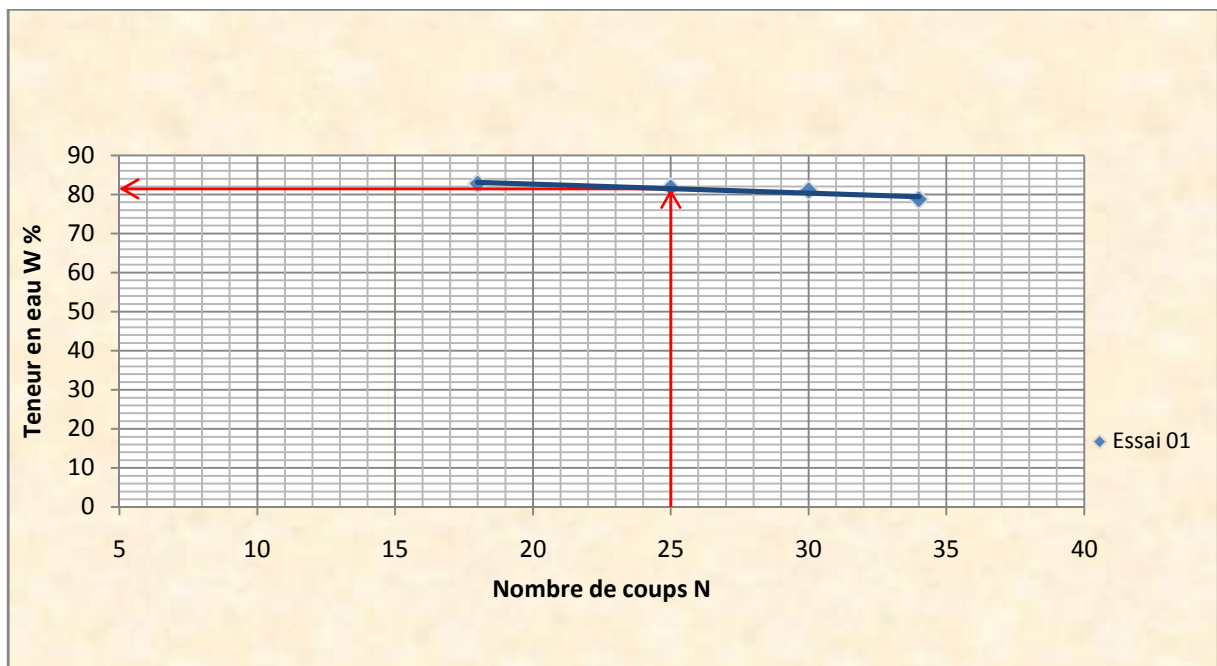
Annexe A-1: Courbe d'analyse granulométrique et sédimentométrique de l'essai 01



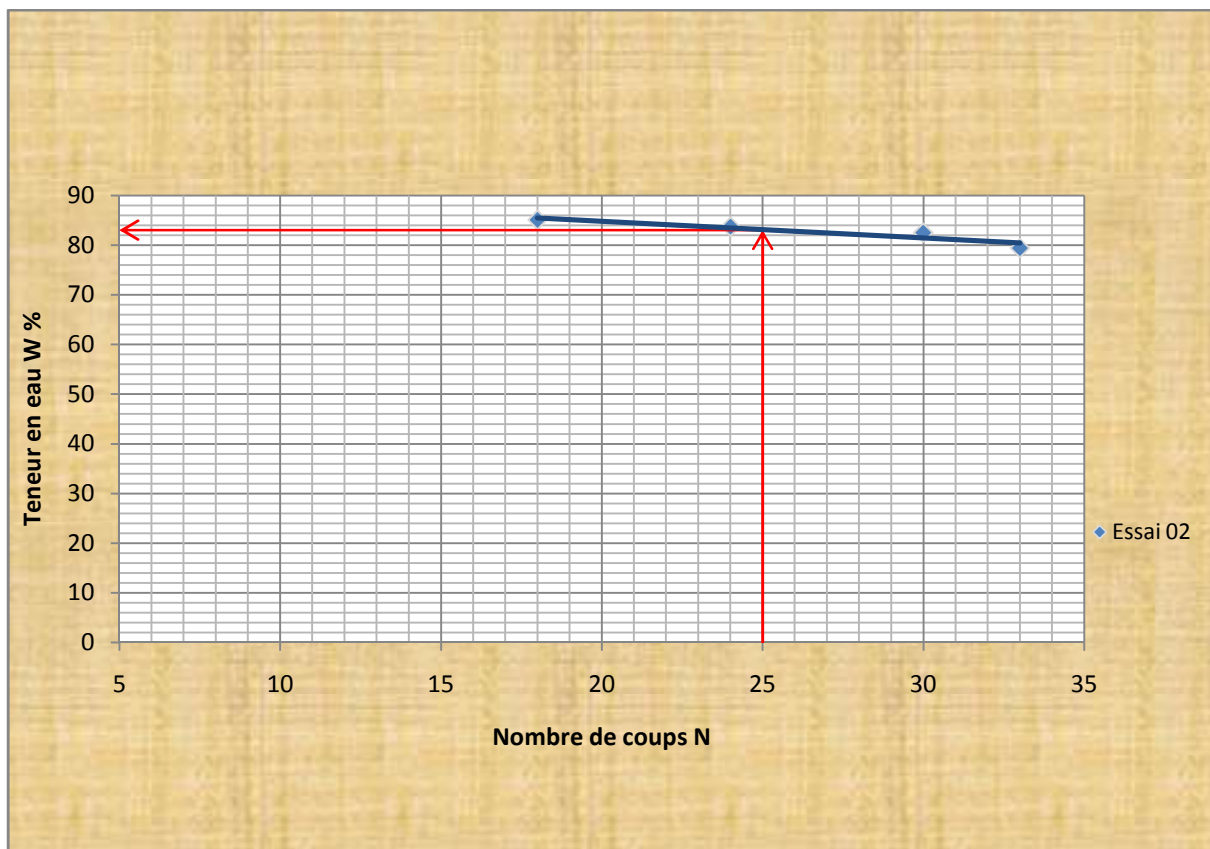
Annexe A-2: Courbe d'analyse granulométrique et sédimentométrique de l'essai 02



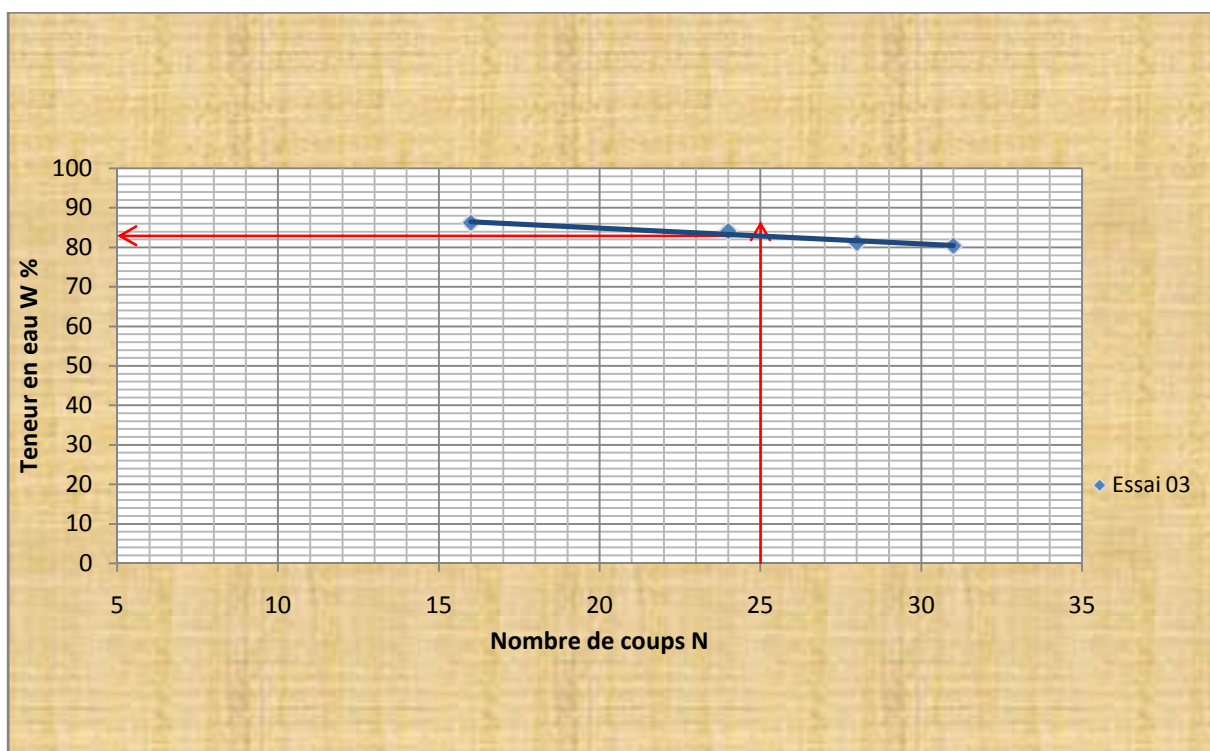
Annexe A-3: Courbe d'analyse granulométrique et sédimentométrique de l'essai 03



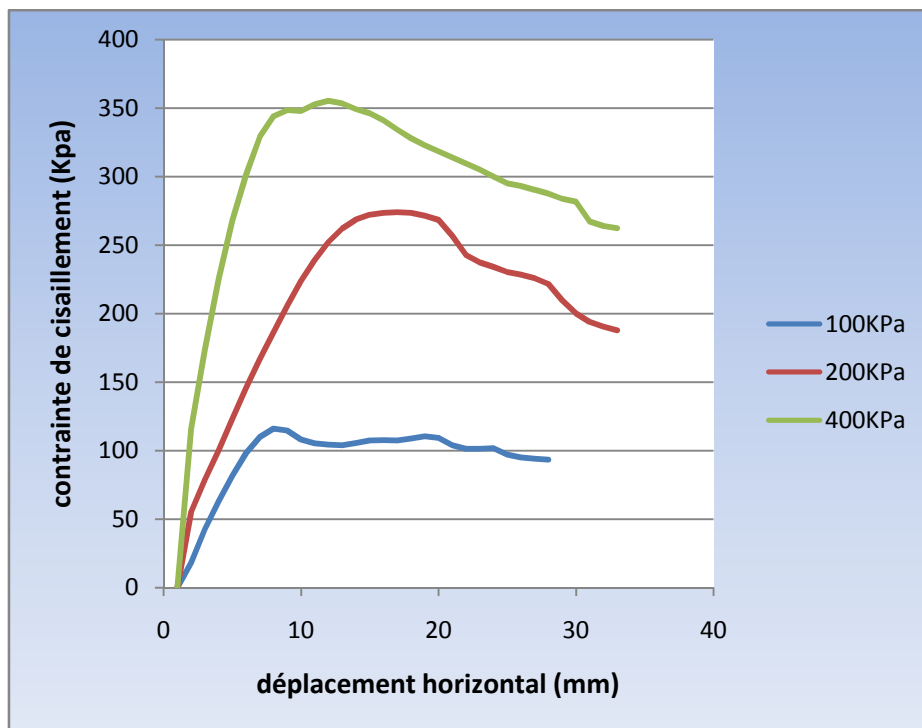
Annexe A-4: Résultats des limites d'Atterberg (essai N° 01).



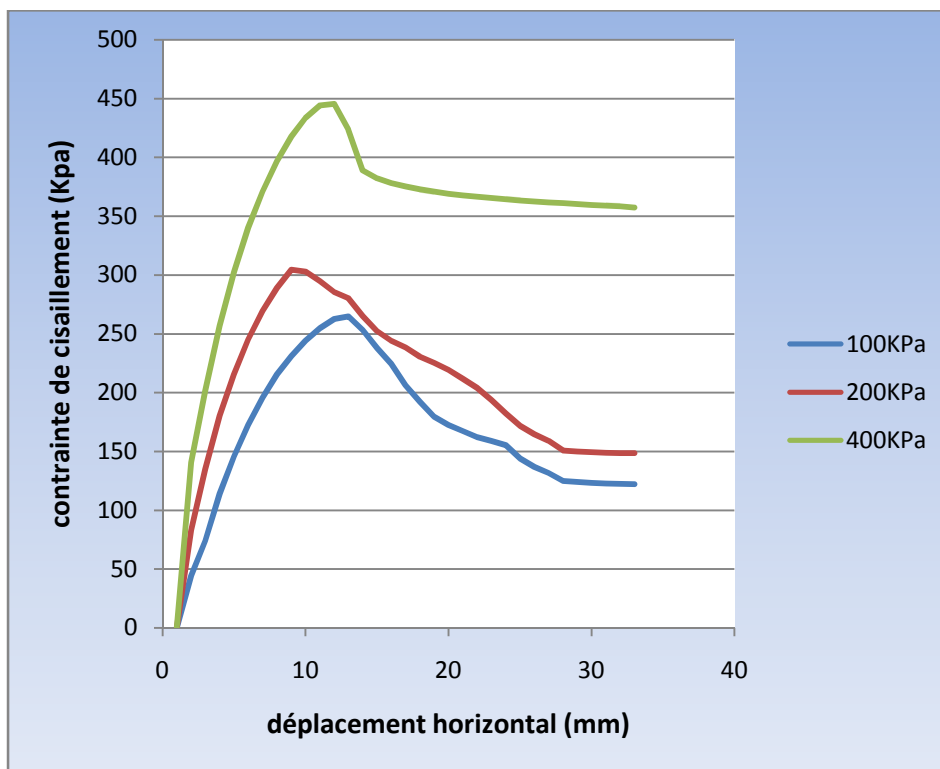
Annexe A-5: Résultats des limites d'Atterberg (essai N° 02).



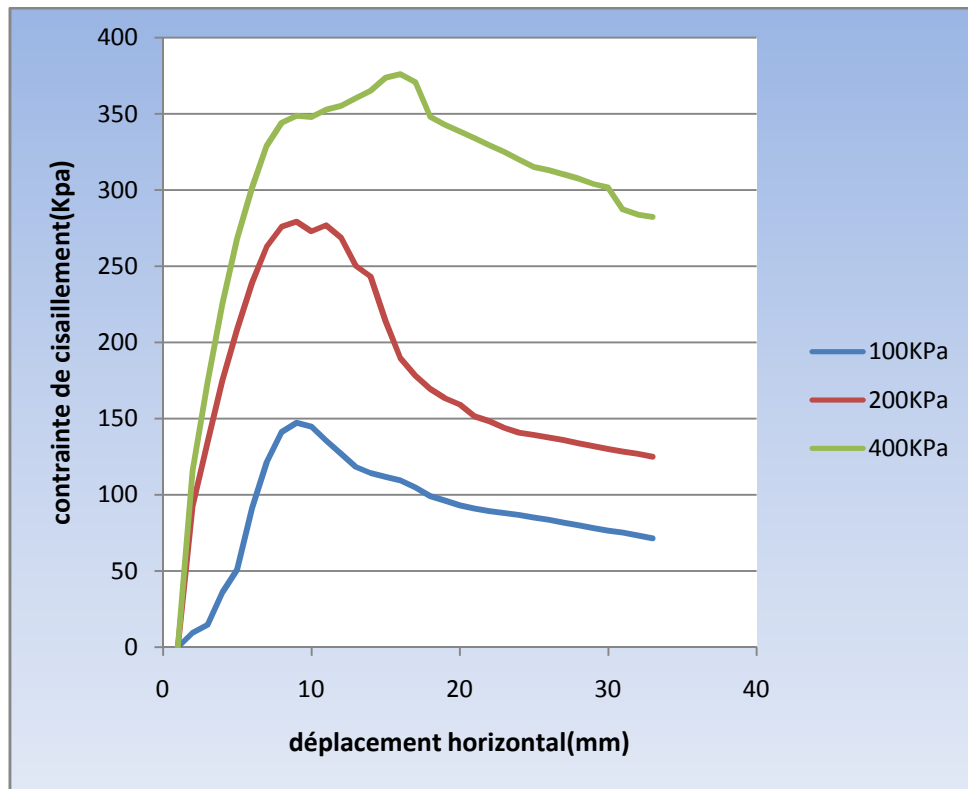
Annexe A-6: Résultats des limites d'Atterberg (essai N° 03).



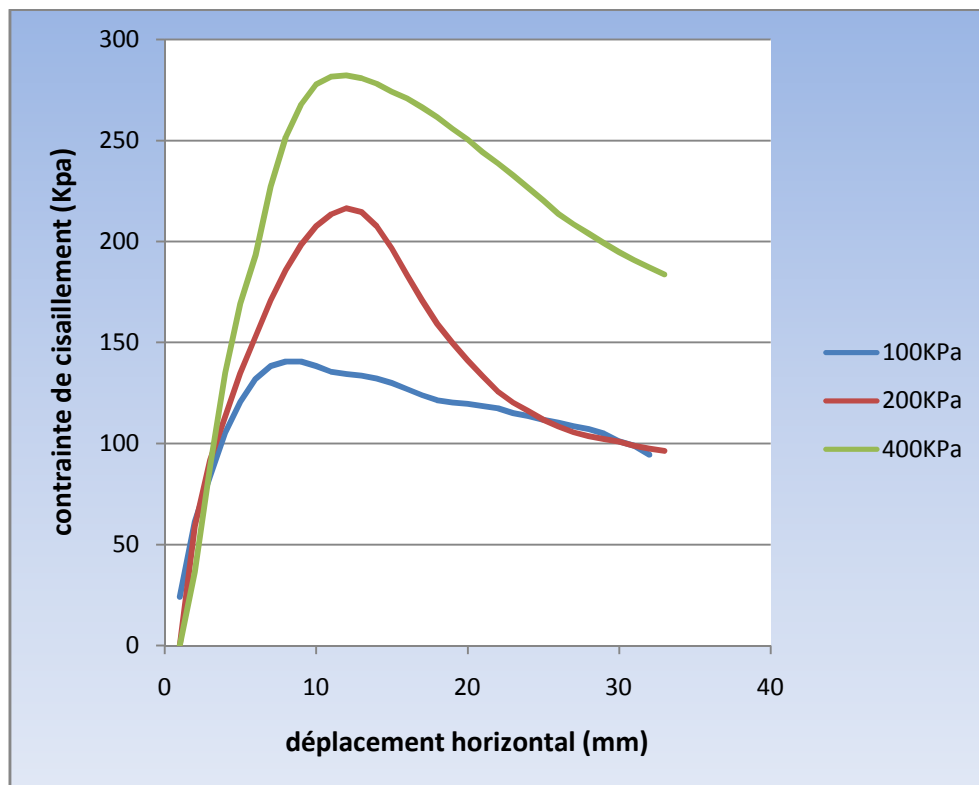
Annexe A-7 : Courbe des forces de cisaillement en fonction des déplacement horizontaux de argile (profondeur 1,6 – 2,00m)



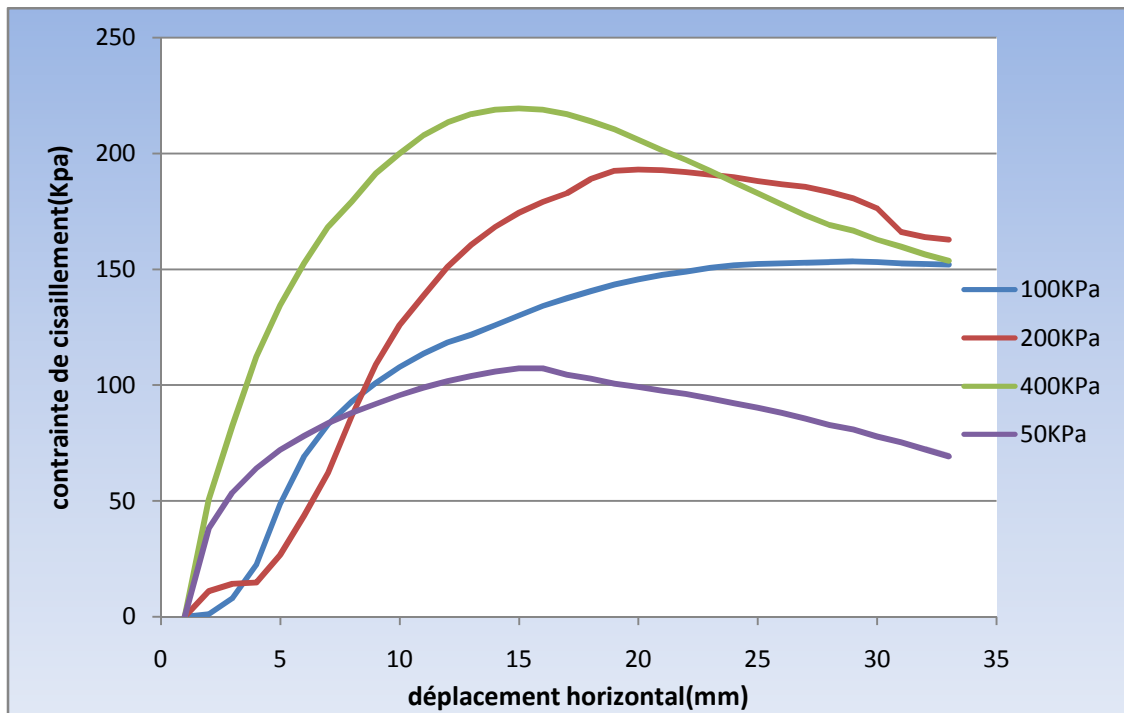
Annexe A-8 : Courbe des forces de cisaillement en fonction des déplacement horizontaux de argile (profondeur 3,00 – 3,60m)



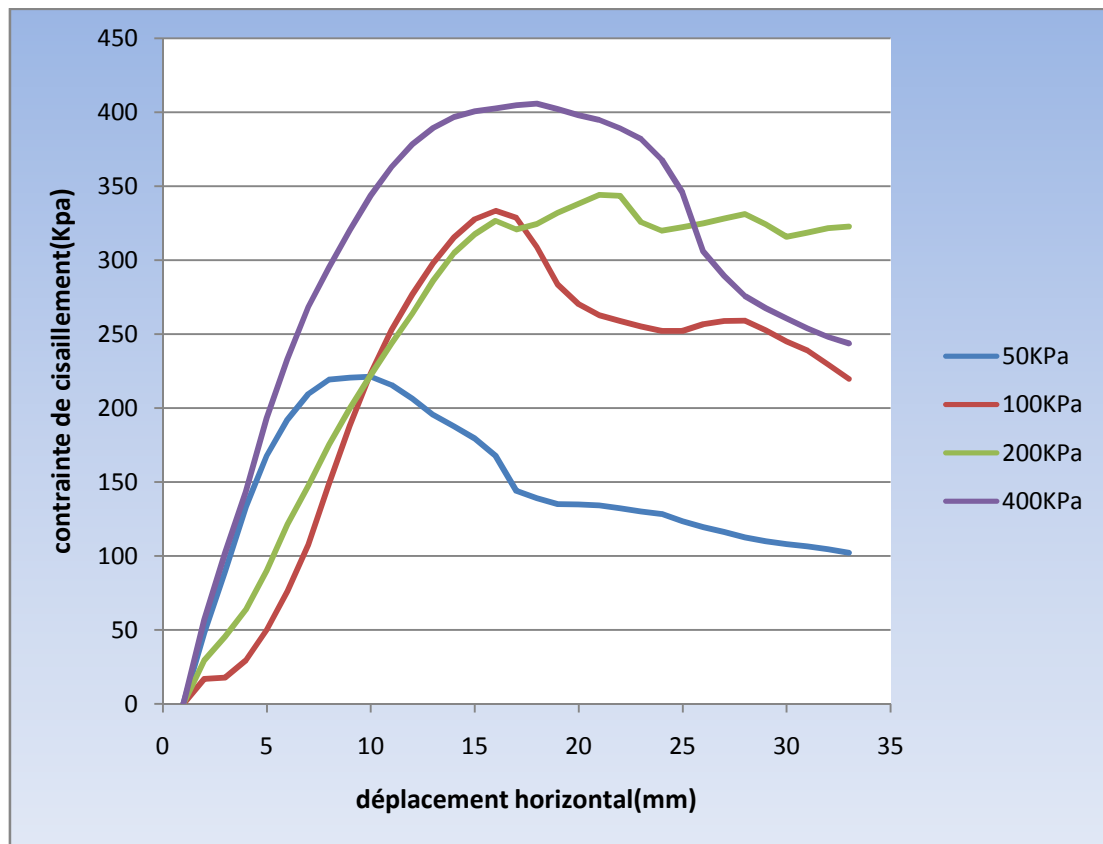
Annexe A-9: Courbe des forces de cisaillement en fonction des déplacement horizontaux de argile (profondeur 4,00- 4,60 m)



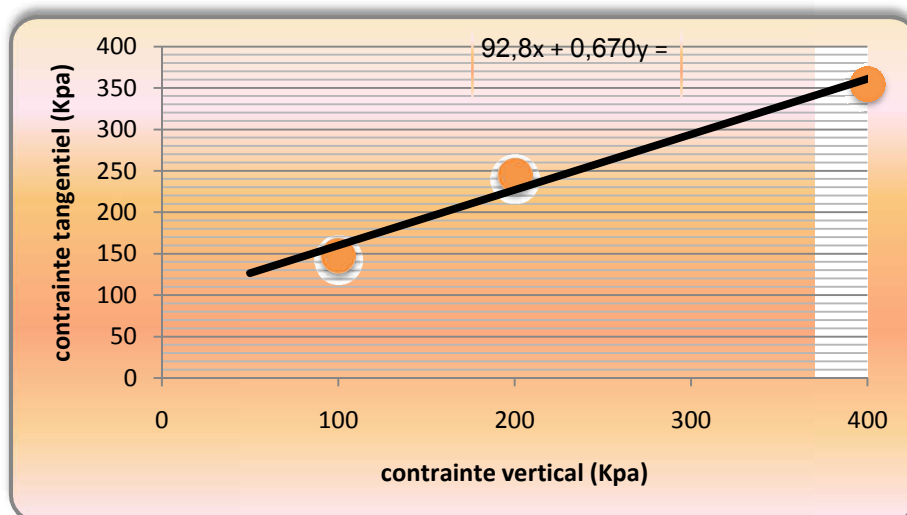
Annexe A-10 : Courbe des forces de cisaillement en fonction des déplacement horizontaux de argile (profondeur 6,00- 6,40 m)



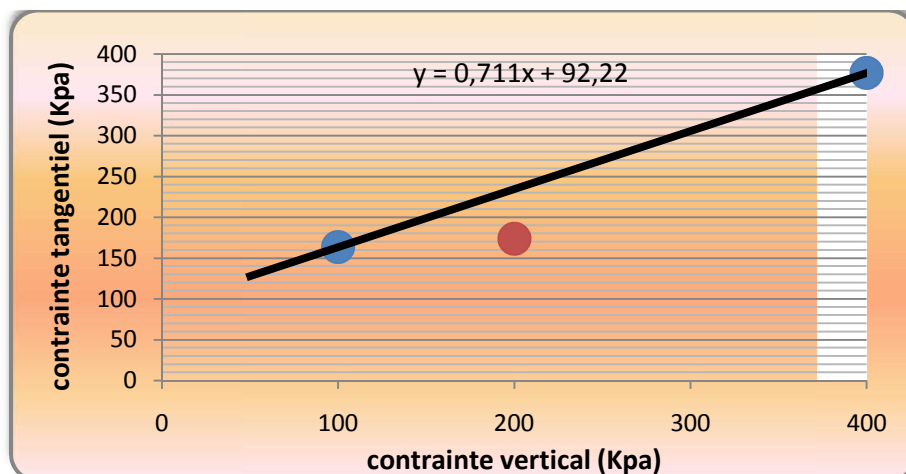
Annexe A-10 : Courbe des forces de cisaillement en fonction des déplacement horizontaux de argile confectionnées à l'optimum Proctor normale(essai nr 01).



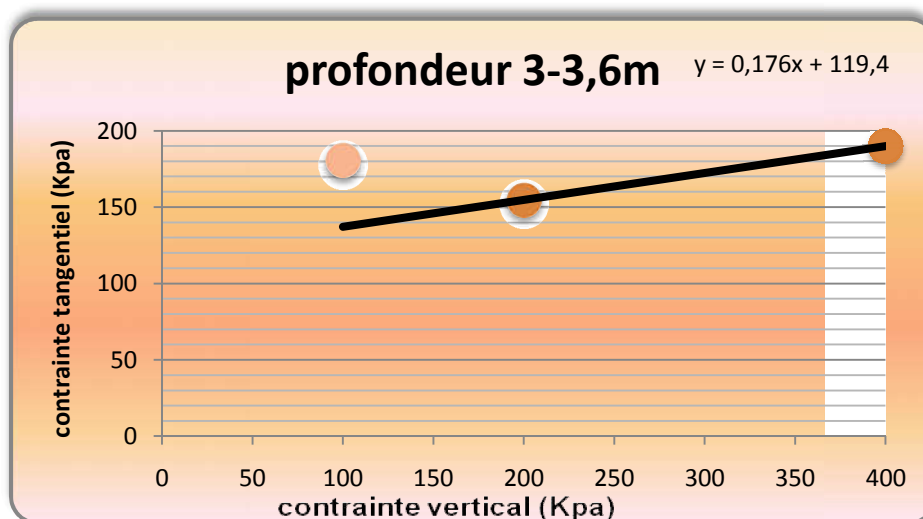
Annexe A-10 : Courbe des forces de cisaillement en fonction des déplacement horizontaux de argile confectionnées à l'optimum Proctor modifie (essai nr 01).



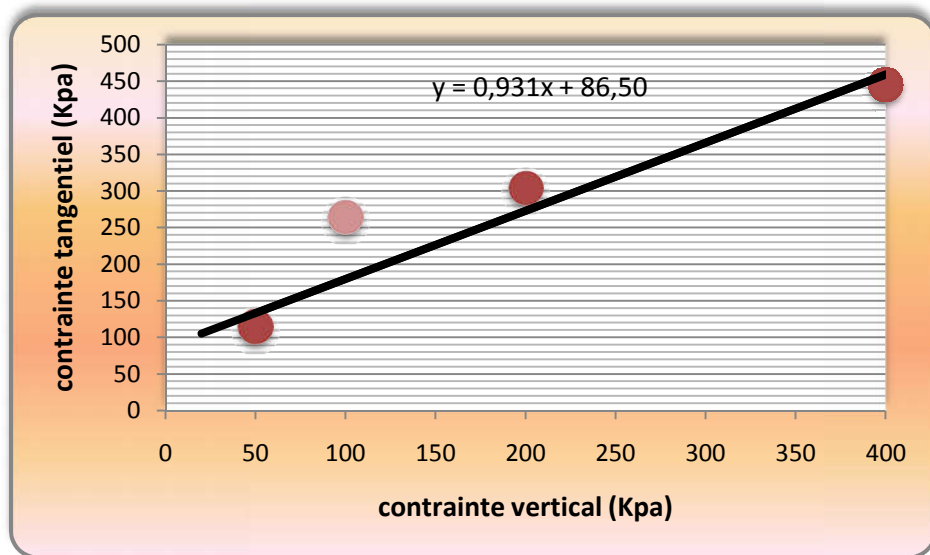
Annexe A-14 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 1,6-2m essai nr 01.



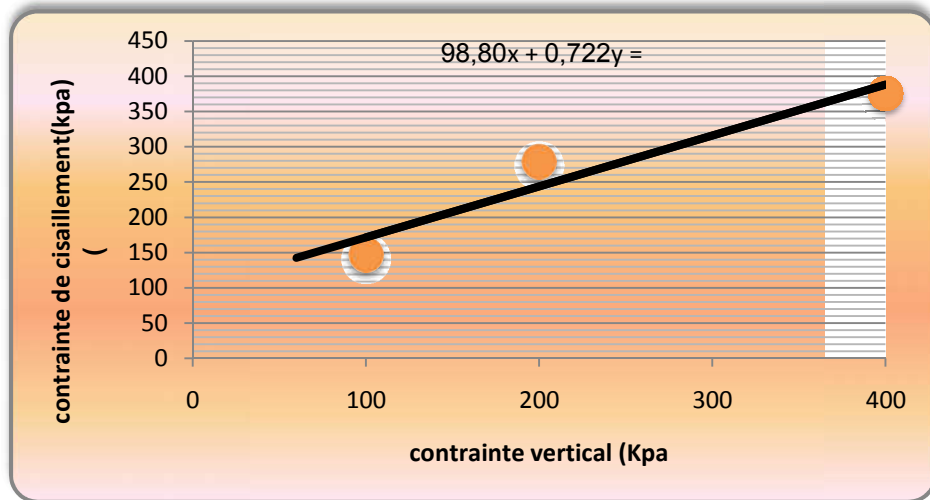
Annexe A-15 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 1,6-2m essai nr 02.



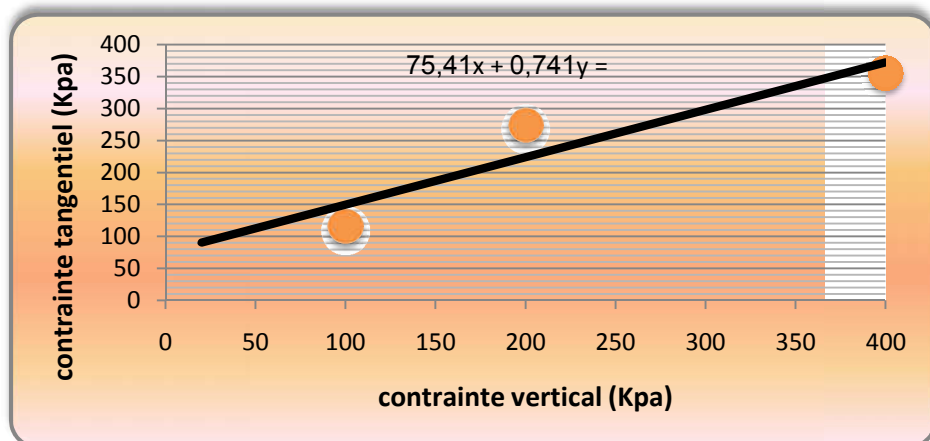
Annexe A-16 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 3-3,6 essai nr 01.



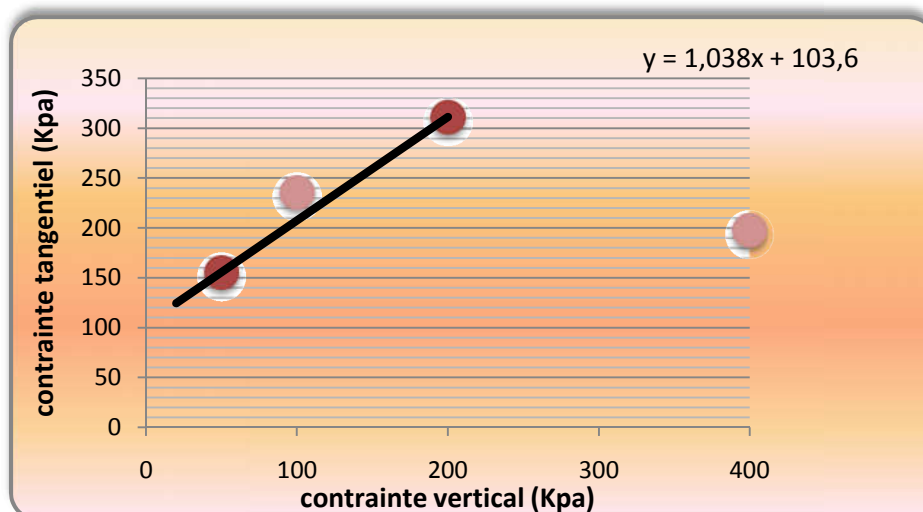
Annexe A-17 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 3-3,6 essai nr 02.



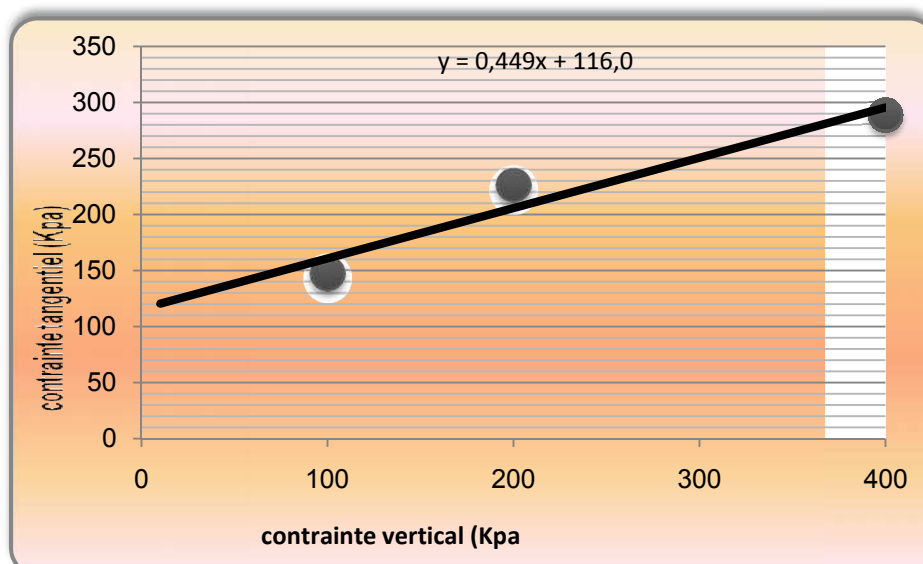
Annexe A-18 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 4-4,6m essai nr 01.



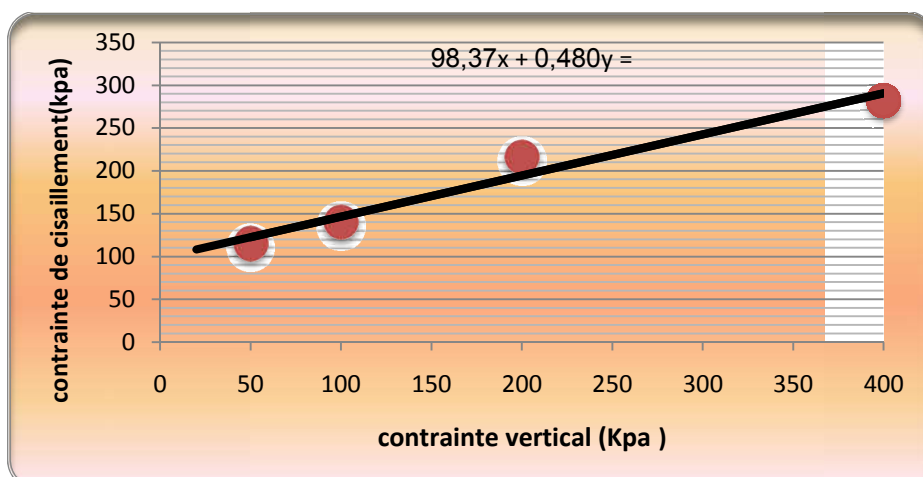
Annexe A-19 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 4-4,6m essai nr 02.



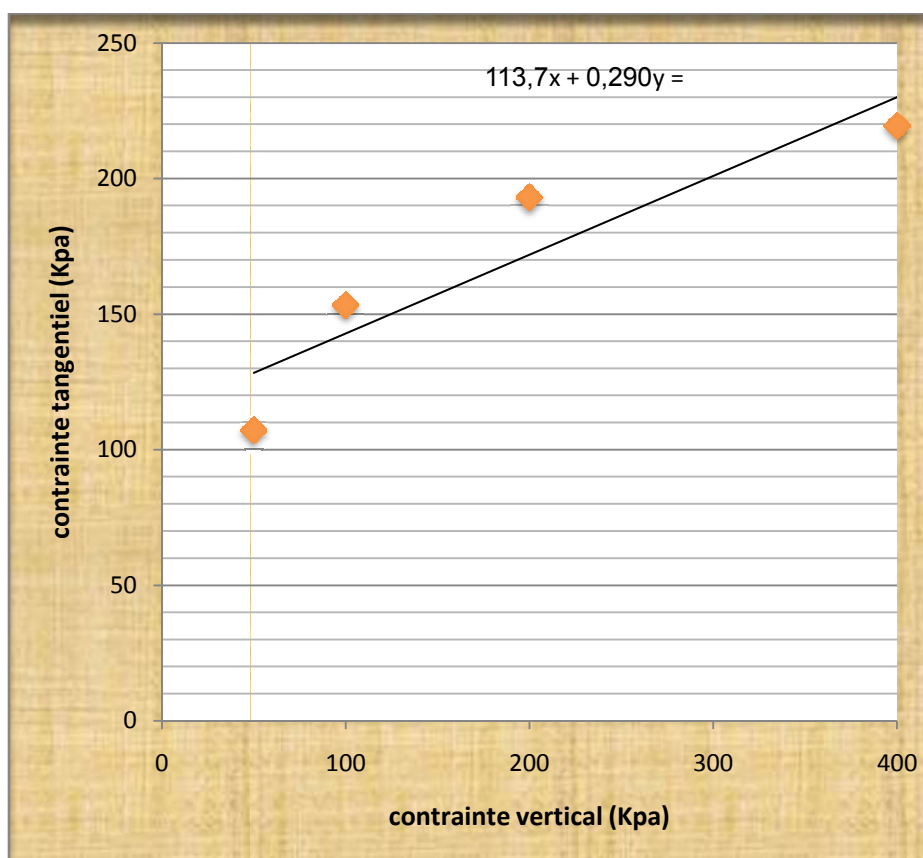
Annexe A-20 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 4-4,6m essai nr 03.



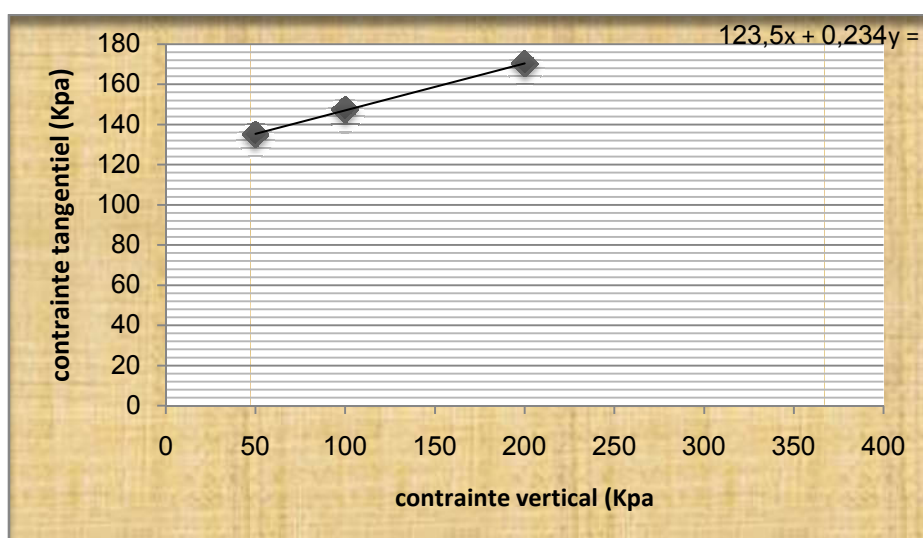
Annexe A-21 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 6-6,4 essai nr 01.



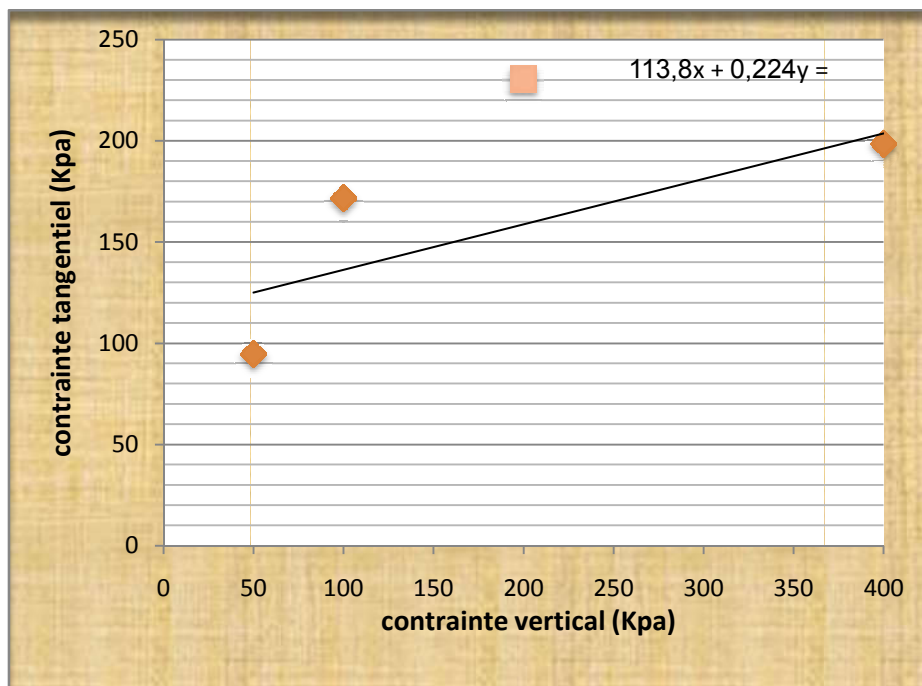
Annexe A-22 : Courbe intrinsèques pour carottes de profondeur 6-6,4 essai nr 02.



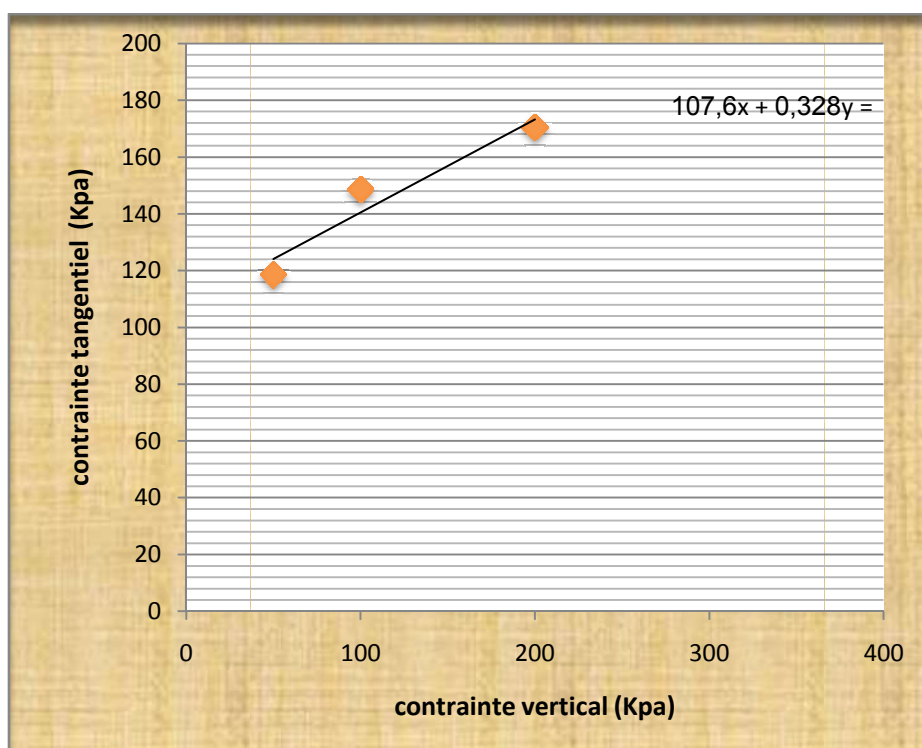
Annexe A-23 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor normale



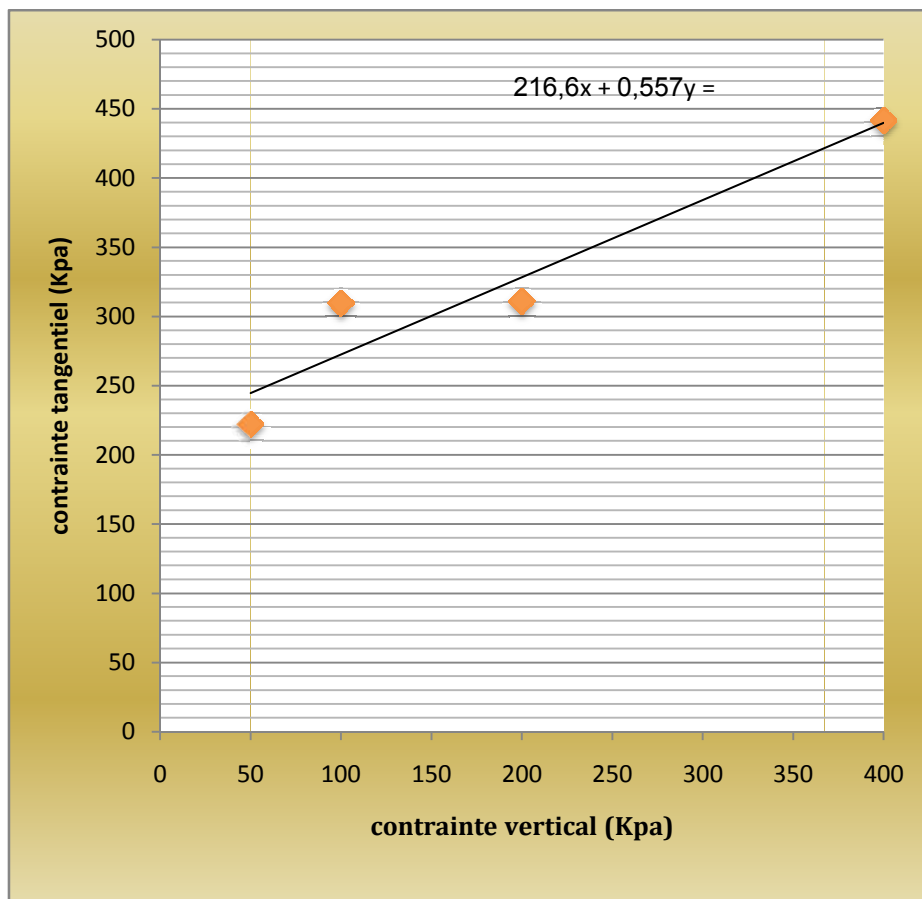
Annexe A-24 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor normale



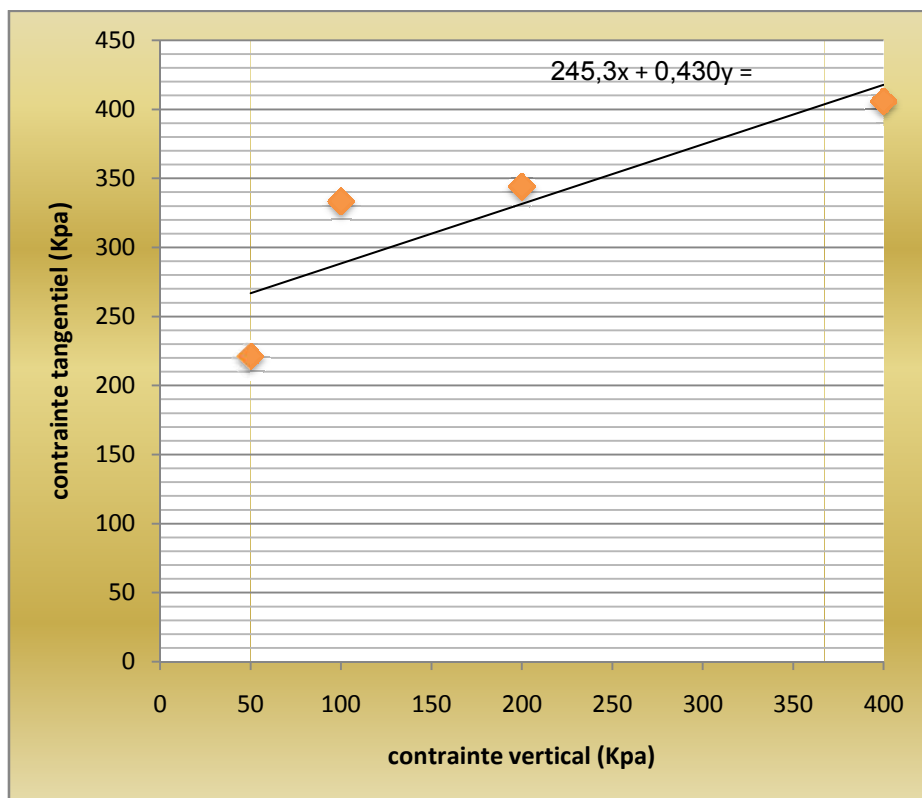
Annexe A-25 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor normale



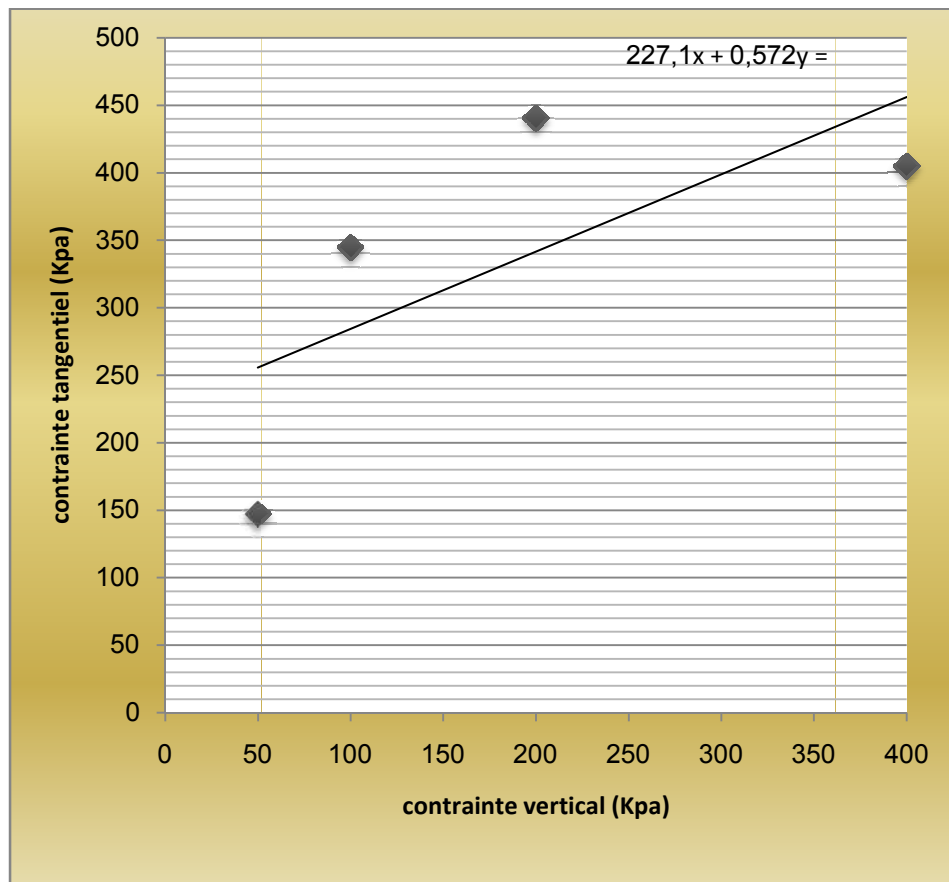
Annexe A-26 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor normale



Annexe A-27 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor modifie



Annexe A-28 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor modifie



Annexe A-29 : Courbe intrinsèques pour un argile confectionnées à l'optimum Proctor modifie

Références bibliographiques

- [1] John Nelson et Debora J. Miller, *Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. John Wiley & Sons, Inc. Edition, 1992.
- [2] Journées d'études sur sols gonflants. JESG. Tlemcen-27 et 28 Octobre 2002.
- [3] MOUROUX P. MARGRON P. & PINTE J.C., *LA construction Economique sur Sols Gonflants. Manuels et Méthodes n° 14*, EdBRGM., 1988.
- [4] Bouktah H.(2008). «Etude comparative d'adsorption du plomb sur différents adsorbant » mémoire de magister en chimie de l'université de Skikda-Algérie.
- [5] Belaib F.(2006).« Etude expérimentale de l'effet de la l'enrobage de supports solides par des polymères conducteurs sur leur capacité de rétention des cations métalliques en solution aqueuse par adsorption » Thèse de doctorat de l'université de Constantine- Algérie.
- [6] Benguella B.(2009).« Valorisation des argiles Algériennes application a l'adsorption des colorants textiles en solution » Thèse de doctorat de l'université de Tlemcen-Algérie.
- [7] Caillère S., Hénin S and Rautureau M. (1982). *Minéralogie des argiles : Structure et propriétés physico chimiques Tome II*. Edition Masson.
- [8] Pédro G. (1994). *Les minéraux argileux, Constituants et propriétés du sol*. Edition Masson.
- [9] Abdellaoui C.(2007). « Études des phénomènes d'adsorption et de diffusion des métaux lourds dans les sols argileux- application aux sites de charges » mémoire de magister en génie civil de l'université de Tlemcen-Algérie.
- [10] Kribi S.(2005).« Décomposition des matières organiques et stabilisation des métaux lourds dans les sédiments de dragage » Thèse de doctorat de l'institut national des sciences appliquées de Lyon-France.
- [11]. Gras, R. (1988). " *Physique des sols pour l'aménagement* ". Edition Masson. Paris. 1988.
- [13] Wakim J, (2005); «Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses» Thèse de doctorat de l'école nationale supérieure des mines de Paris.France
- [12] Bultel Frédéric, (2001); «Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels». Thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées.
- [14] Gaombale. J, (2004); «Le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage».Thèse de doctorat, Université de l'Ecole Polytechnique.
- [15] YONG R.N. & WARKENTIN B.P. (1966) "interaction to soil behavior". macmillan, newyork.
- [16] MARTIN R.T. (1960) - "a review of adsorbed water on clay". Proceeding of the 9th national Conference on clay and clay minerals, pergamon, New York, pp. 28-70.
- [17] Bultel Frédéric, (2001); «Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels ».Thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées
- [18] Aissa Mamoune S.M. (2009).« Caractérisation et modélisation des argiles de la région deTlemcen en utilisant les réseaux de neurones » Thèse de doctorat de l'université de Tlemcen-Algérie.
- [19] Derriche, Z. Kebaili, M. (1998). " *Prévision du gonflement des argiles d'In-Aménas* ".
- [20] BEN RHAÏEM H., TESSIER D. & PONS CH.C. (1986) "comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation

[21] BRAB (1968). criteria for selection and design of residential slabs-on-ground. building research advisory board, national research council, us national academy of sciences publication

[22] RICHARD L.A. (1931) "capillary conduction of liquids through porous medium". physics 1, pp.169-173

[23] ultrasonores application au CND des soudures en acier inoxydable austénitique).

[24] A. MOUCHTACHI, R. EL GUERJOUMA, J.C. BABOUX ET Y. JAYET (Modélisation de la propagation ultrasonore en milieu dispersif ; mesure de vitesse et application à la caractérisation des graphites).

[25] WHITE, (1999) - Principles and practice of soil science. The soil as a natural resource.

[26] ESLINGER and PEAVER, (1988) - Clay minerals for petroleum geologists and engineers, SEPM Short course 22. Soc. Economic paleontologists and mineralogists, Tulsa, USA.

[27] MOORE and REYNOLDS, (1989) - X-Ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. Oxford University Press.

[28] VELDE, (1995) - Origine and mineralogy of clays. Clays and the environment. Springer.

-AFNOR (1991) Norme Française : **NF P 94-050** : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.

-AFNOR (1993) Norme Française : **NF P 94-051** : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.

-AFNOR (1991) Norme Française : **NF P 94-053** : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthode du moule.

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

-AFNOR (1992) Norme Française : **NF P 94-057** : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie

-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 tache.

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

-AFNOR (1989) Norme Française : **NF P 18-418** béton : auscultation sonique— mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton.

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