



الجمهورية الجزائرية

قراطية الشعبية

Republique Algerienne Democratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث

العالي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي

تبيسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'arts

Par : DJAALALI Cherifa

HAOUAM Chihab Eddine

Sujet

**Étude expérimentale de stabilisation des sols argileux avec
la poudre de coquille d'œuf**

Présenté et soutenu publiquement, le 15 / 06 / 2021, devant le jury composé de :

Mr FARES ABD ELHAFID

MAA

Président

Melle MALAOUI Rachida

MAA

Rapporteur

Mr FERNANE Ali

MAA

Examineur 1

Promotion : 2020/2021

Dédicace

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de
Nous avoir donné la Santé et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

Mon père qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, je reste
Figé et je ne peux Pas trouver les mots pour exprimer ce Qu'il ait fait
Pour moi durant toute ma vie Je t'aime papa. Que dieu le garde, et le
Protège.

A ma chère maman, pour tout le sacrifice, leur amour, leur

Tendresse, leur soutien et leur prière tout au long de

Mes études, A tous mes frères

A toute ma famille

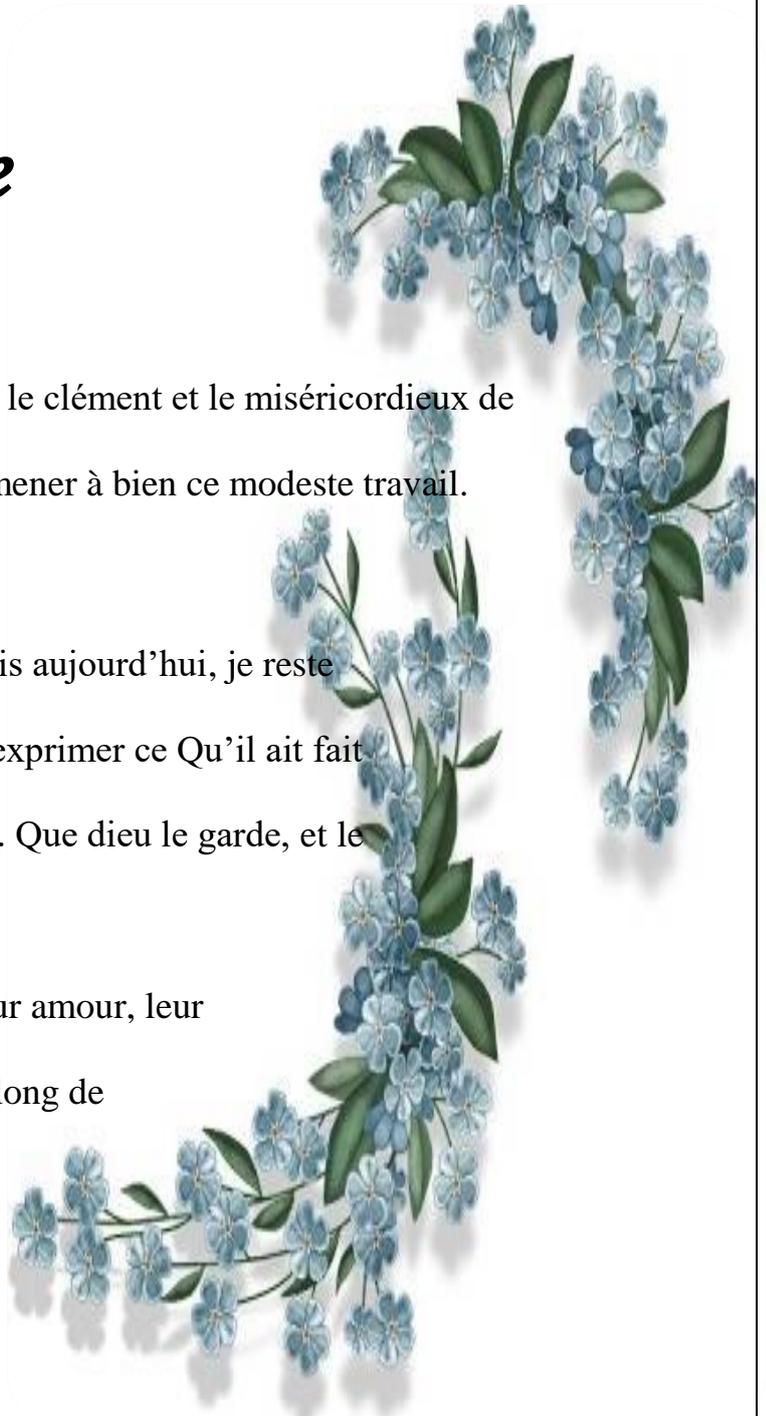
A mon encadreur Mr. Malaoui R

Ma très chère amie et sœur (BAHI SELMA)

À toutes mes amies et amis qui me connaissent, qui m'aiment soit à la fac, à la cité ou hors
études et toute la promo de VOA . Et n'oublie pas mon binôme HAOUAM Chihab Eddine.

Merci d'être toujours là pour moi...

Djaalali Cherifa



Dédicace

Tous d'abord je remercie le dieu qui m'a donné le courage et la volonté
Pour arriver à ce stade de fin d'étude.

Je le dédie à :

A mon père, que dieu pitié de lui, et je vivrai dans son paradis

A Ma mère qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait

Tout pour ma réussite, que dieu la garde.

A tous mes frères, qui ont toujours à mes côtés aux moments où je

Les besoins, et surtout mon petit frère Haouam Mohamed Dhia

A toute ma famille et tous mes proches.

A mes amis qui ont contribué massivement à la réussite de

Ma vie estudiantine et qui ont été ma deuxième famille

A mon binôme qui m'ont aidé pendant mon ma carrière

Universitaire DJAALALI Cherifa.

Haouam Chihab Eddine



REMERCIEMENT

Le plus grand remerciement à ALLAH, créateur de l'univers de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur.

Je tiens d'abord à exprimer toute ma gratitude à mon promoteur le professeur **Malaoui R** à l'université de Tébessa pour m'avoir proposé ce sujet et suivi fidèlement mon parcours, pour ses remarques judicieuses et constructives qui ont contribué à l'amélioration de ce mémoire, ainsi que pour ses qualités pédagogiques et l'enthousiasme communicatif dont il a su faire preuve. C'est à la fois un privilège et une expérience exceptionnelle d'avoir pu bénéficier de ses conseils qui m'ont guidé et me guideront encore les années à venir, que Dieu le protège.

Un grand merci qui s'adresse également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Nous remercions tous nos enseignants durant toute notre formation et tout le personnel administratif de l'université.

Mon remerciement le responsable de laboratoire de l'université de Larbi **TEBESSI**

ACHI Souad, et **CHAABAN HALIEM**, Ingénieurs au laboratoire de l'université de Tébessa.

Ensuite, nous tenons particulièrement à remercier le monsieur : **BOUZRED FATEH** professeur à l'université de Tébessa.

Mes sentiments de reconnaissance vont également à l'encontre de toute personne qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail. Je remercie mes amis pour les sympathiques moments qu'on a passés ensemble.

TABLE DES MATIERES

<i>Introduction</i>	1
<hr/>	
<i>Chapitre I : Présentation de la région d'étude</i>	
1- Introduction	3
2- Morphologie du site	5
3- Caractéristiques géologique du site d'étude	7
4- Aspect géotechnique du site d'étude	7
5- Les zones favorables à l'urbanisation avec conditions	7
5.1 Les zones moyennement favorables à l'urbanisation	8
5.2 Les zones faiblement favorables à l'urbanisation	8
5.3 Les zones défavorables à l'urbanisation	8
6-Relief et topographie du site	8
6.1 Pentes inférieure à 8%	8
6.2 Pentes de 8 à 16%	9
6.3 Pentes de 16 à 25%	9
6.4 Pentes supérieure 25%	9
7-Réseau Hydrographique	9
<i>Chapitre II : Généralités sur les argiles</i>	
1- Introduction	10
2- Définition des argiles	10
3- Histoire de l'argile	11
3 -1 Sa place dans l'histoire	11
3-2 Sa place dans le quotidien	12
3-3 Sa place en thérapeutique	12
3-4 Sa place aujourd'hui	12
4- Formation des argiles	12
5- Structure des minéraux argileux	15
5-1- Structure cristalline des argiles	15
6- Les différentes familles de minéraux argileux :	17

6-1 Famille de la kaolinite	18
6-2 Famille des smectites	19
6-3 Famille de l'illite	20
6-4 Famille des chlorites	21
6-5 Famille des interstratifiés	21
7- Les différentes couleurs d'argile	22
8- Classification des argiles	23
8-1-Minéraux de type 1:1 ou minéraux T-0 Les minéraux de type 1: 1 (T-O)	23
8-2 Minéraux de type 2:1 ou minéraux T-0-T	24
8-3- Structure cristalline des chlorites	25
8-4- Minéraux inters stratifiés	26
9- Propriétés des argiles	27
9-1 La plasticité	27
9-2 La surface spécifique	27
9-3 Capacité d'échange cationique (CEC)	28
9-4 Propriétés Colloïdale	29
9-5 Propriétés de gonflement	29
9-5-1 Gonflement inter foliaire	29
9-5-2 Gonflement inter particulaire	29
9-6 Absorption et adsorption	30
9-7 Rétention des métaux par les argiles	30
9-8 Théorie des échanges d'ions	30
9-9-Echanges d'eau	31
10- Caractéristiques physiques des argiles	31
10-1 Paramètres d'état	32
10-2 Paramètres de nature	32
11- Caractéristiques hydrauliques des argiles	33
12- Caractéristiques mécaniques des argiles	33
Chapitre III : Phénomène de gonflement des sols	

1- Introduction	35
2- Revue du phénomène de gonflement	35
3- Les paramètres du gonflement	36
3-1 La pression de gonflement	36
3-2 Le potentiel de gonflement	36
3-3 L'indice de gonflement Cs	36
4- Mécanismes de retrait - gonflement des argiles	37
4-1 Le Gonflement au sens physico-chimique	37
4.2 Le Gonflement au sens mécanique	38
4.2.1 Cinétique du gonflement	38
4.2.2 Influence de l'état initial du sol	39
4.2.3 Influence de la composition minéralogique	41
4.2.4 Le mécanisme du retrait, une sollicitation hydrique	41
4.3. Evolution de la structure des argiles en fonction des différentes sollicitations	43
4.3.1 Evolution de la texture au cours du gonflement/humidification	43
4.3.2 Influence d'une sollicitation mécanique	47
4.3.3 Influence de la valence des cations compensateurs	47
4.4 Comportement hydromécanique des sols gonflants	47
4.4.1 Etat saturé (succion nulle)	47
4.4.2 Etat non saturé (a Courbe de rétention hydrique)	48
5- Méthodes d'estimation du gonflement	50
5.1 Potentiel de gonflement	50
5.1.1 methode Indirecte	
5.1.2 Méthode directe	53
5.2 Présentation de la méthode de covar- Lytton	55
6- Les conséquences et les dégâts du gonflement des argiles	57
6.1- Causes du gonflement	57
6-2 Conséquences du gonflement sur les bâtiments	57

6-3 Conséquences du gonflement sur les chaussées	58
6-4 Conséquences du gonflement sur les voiries et réseaux divers	59
6-5 Conclusion	
<i>Chapitre IV : Stabilisation des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf</i>	
1- Introduction	60
2- Définition de la stabilisation	60
3- Principaux objectifs de la stabilisation	61
4- Les procède de stabilisation des sols	61
4-1 Stabilisation mécanique	62
4-2 La stabilisation physique	64
4-3 Stabilisation chimique (ou stabilisation physico-chimique)	65
4-4 stabilisations par ajout des matériaux (coquille d'œuf)	65
4-4-1 Définition	66
4-4-2 Dénomination	66
4-4-3 Structure et composition des différents compartiments de l'œuf	67
4-4-4 L'origine de la coquille	68
5- Conclusion	69
<i>Chapitre V : Etude Expérimentale</i>	
1- Introduction	70
2- Contraintes et risques du site	70
3- Protocole expérimental et essais de caractérisation	71
4- Analyse granulométrique	72
4-1-Analyse granulométrique par Tamisage (NF P 94 056)	72
4-2-Analyse granulométrique par Sédimentométrie (NF P94- 057)	74
5- Essais de consistance	76
6- Essai au bleu de méthylène (VBS)(NFP 94-068)	84
7- Densité spécifique des grains solides (NF P94-054)	86
8- Essais Proctor (NF- P 94-093)	88
9- Essai CBR (NF P 94-078)	95

10- Essai mesure ph	105
11-Essai de carbonate de calcium CaCO₃	106
11- Essais de compression simple (NF P 98323231)	107
12- Essai ultrasonique (NF P 18- 418)	115
13- Essais cisaillement (NF P94-071)	117
14- Essais œdomètre (XP P 94-090-1)	124
15- Essais Pression de Gonflement (XP 94-091)	138
<i>Conclusion générale</i>	141

LISTE DES FIGURES

<i>Chapitre 1 : Présentation de la région d'étude .</i>	
Figure 1.1 Localisation de la ville de tebessa.	4
Figure 1.2 Représentation en 3D de la plaine DJBALE DOKKEN.	5
Figure 1.3 (a) : la zone de prélèvement	6
Figure 1.3 (b) : Relief et aspect du site Doukane.	6
<i>Chapitre 2 : Généralités sur les argiles .</i>	
Schéma 2.1 Processus de formation de l'argile.	14
Figure 2.2 : Représentation a) d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique Et b) d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.	16
Figure 2.3 : Représentation schématique d'un feuillet de phyllosilicates	16
Figure 2.4 : Représentation polyédrique d'un feuillet trioctaédrique (a) et dioctaédrique (b).	17
Figure 2.5 : Structure de la particule de kaolinite (Si ₄ O ₁₀) Al ₄ (OH) ₈	19
Figure 2.6 : Structure des smectites (OH) ₄ Si ₈ (Al _{10/3} Mg _{2/3}) O ₂₀ , n H ₂ O	19
Figure 2.7 : Structure de la particule d'illite (K, H ₂ O) ₂ Si ₈ (Al, Fe, Mg) _{4,6} O ₂₀ (OH) ₄	21
Figure 2.8 : Structure d'un chlorite (OH) ₄ (Si Al) ₈ (Mg, Fe) ₆ O ₂₀ .	21
Figure 2.9: (a et b) : Minéraux interstratifiés (Velde, 1995).	22
Figure 2.10 : Projection d'une couche octaédrique idéale d'un minéral de type 1:1.	24
Figure 2.11 : Modèle structural d'un minéral de type 1 :1 : cas de la kaolinite.	24
Figure 2.12 : Structure d'un minéral de type 2:1: cas de l'illite.	25
Figure 2.13 : Structure cristalline des chlorites	26
Figure 2.14 : (a) : Double couche couy-chapmann.(b) :transport des éléments colloïdes .	29
<i>Chapitre 3 : Caractérisation et les Mécanismes des gonflements .</i>	
Figure 3.1 : Mécanismes des causes de gonflement (Gens et Alonso, 1992)	37
Figure 3.2 : Courbe du taux de gonflement en fonction du temps	38
Figure 3.3-a : Influence de la densité sèche sur le gonflement (Sridharan et al., 1986).	40

Figure 3.4-b : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement mesurée par la méthode de gonflement libre (d'après Guiras-Skandaji, 1996).	40
Figure 3.5 : Taux de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite d'après Tabani (1999) .	41
Figure 3.6 : Représentation schématique de l'évolution du volume apparent d'argiles au cours de la première dessiccation en fonction de la succion (de 0,001 bar à 1000 bar) (Tessier, 1984)	42
Figure 3.7 : Représentation schématique de la courbe de retrait d'une argile (d'après Tessier, 1984)	43
Figure 3.8 : Evolution de la texture des sols au cours du gonflement d'après Parceveaux (1980).	44
Figure 3.9 : Evolution des minéraux argileux durant la pédogénèse en relation avec les propriétés hydriques du sol d'après Bigorre et al. (2000).	45
Figure 3.10 a et b : Observations au M.E.B d'une texture argileuse (Troalen et al, 1984).	46
Figure 3.11 : Déstructuration d'un sol à cause du gonflement des argiles (La Nature, 1981 cité dans cours Géologie des Argiles) .	46
Figure 3.12 : Influence sur la courbe de rétention hydrique du poids volumique sec initial (Romero et al. 1999).	48
Figure 3.13 : Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de Boom sous contrainte verticale de 5,5 MPa (Robinet et al. 1997).	49
Figure 3.14 : Comportement d'une pâte d'argile plastique FoCa lors d'un cycle de drainage humidification (Fleur eau et al. 1983).	50
Figure 3.15 (a) Vijayvergiya et Ghazali (1973)	51
Figure 3.15 (b) Williams et Donaldson (1980)	52
Figure 3.15 (c) Seed et al. 1962	52

Figure 3.16 : Méthode de classification à partir des essais D'identification	52
Figure 3.17 : Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980) d'après les proportions statistiques simulées.	53
Figure 3.18 : Dispersion des points en aperçu de l'impact de l'eau dans le potentiel de Gonflement. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).	53
Figure 3.19 : Exemple des courbes de la norme ASTM (méthode A et C) réalisé sur E5 5,0/5,50 m.	54
Figure 3.20 : Les résultats d'essais de gonflement sur les argiles de Médéa	55
Figure 3.21 : carte de répartition du linéaire(COLE) minéralogique de Casagrande (1948) Situation des argiles	56
figure 3.22 : diagramme de la répartition coefficient d'extensibilité et Holtz et Kovac(1981).	56
Figure 3.23 : Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988)	58
Figure 3.24 : Conséquences du gonflement sur les chaussées	59
<i>Chapitre 4 : stabilisation des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf.</i>	
Figure 4.1 : Courbe de compactage.	62
Figure 4.2 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.	63
Figure 4.3 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.	63
Figure 4.4 : illustration de la coquille d'œuf	65
Figure 4.5 : La coquille d'œuf	66
Figure 4.6 : les composants de l'œuf	67
<i>Chapitre 5 : Etude Expérimentale</i>	
Figure 5.1 : obstacles constatés sur le site d'étude, réseau hydrographique et lignes électriques de haute tension	71
Figure 5.2 : manipulation d'essai granulométrie par tamisage	73
Figure 5.3 : manipulation d'essai granulométrie par sédimentométrie.	74
Figure 5.4 : courbe granulométrique de sol d'étude.	75
Figure 5.5 : Etats de sol et limites d'Atterberg.	76
Figure 5.6 : appareil de Casagrande	77
Figure 5.7 : diagramme de limites de liquidité en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf	79

Figure 5.8 : détermination de la limite de plasticité W_p	80
Figure 5.9 : diagramme de limites de plasticité en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.	82
Figure 5.10 : Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.	82
Figure 5.11 : Diagramme d'Indices de plasticité en fonction Limite de liquidité.	83
Figure 5.12 : Nature du sol selon I_p	83
Figure 5.13 : les étapes d'essai bleu méthylène.	85
Figure 5.14 : Nature du sol selon VBS	86
Figure 5.15 : l'essai de poids spécifique par pycnomètre.	87
Figure 5.16 : essai Proctor normale	89
Figure 5.17 : essai Proctor modifié	89
Figure 5.18 : Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche	91
Figure 5.19 : Appareillage pour essais de Proctor	92
Figure 5.20 : courbe Proctor normal	94
Figure 5.21 : courbe Proctor modifié	95
Figure 5.22 : diagramme : Effort-Enfoncement	100
Figure 5.23 : diagramme : Effort-Enfoncement.	100
Figure 5.24 : diagramme d'indice CBR en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.	101
Figure 5.25 : CBR après immersion	102
Figure 5.26 : Courbe contrainte –déformation a base de l'essai CBR.	103
Figure 5.27 : Courbe contrainte –déformation à base de l'essai CBR et présenté la valeur de Module de Yong.	103
Figure 5.28 : diagramme de module de Yong en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.	104
Figure 5.29 : Valeur du ph	105
Figure 5.30 : manipulation de l'essai calcimétrie	106
Figure 5.31 : Type des ruptures des éprouvettes	108
Figure 5.32 : La préparation des éprouvettes et rupture des échantillons sous un test	109

de compression simple	
Figure 5.33 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps (sol vierge)	110
Figure 5.34 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille d'œuf (s.2%)	111
Figure 5.35 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille d'œuf (s.5%)	112
Figure 3.36 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille d'œuf (s.8%)	113
Figure 5.37 : Variation de la résistance maximum en fonction du jour et l'ajout La coquille d'œuf.	114
Figure 5.38 : Principe de l'appareil	116
Figure 5.39 : appareil de mesure en transparence (directe)	116
Figure 5.40 : Temps des ondes ultrasoniques sur des éprouvettes	116
Figure 5.41 : La machine de cisaillement	117
Figure 5.42 : Principe d'un essai de cisaillement Rectiligne à la boîte.	118
Figure 5.43 : Les caractéristiques mécaniques De résistance au cisaillement.	118
Figure 5.44 : les étapes de l'essai de cisaillement	119
Figure 5.45 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol vierge.	120
Figure 5.46 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol vierge	120
Figure 5.47 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol traité avec 2% de coquille d'œuf .	121
Figure 5.48 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec 2% de coquille d'œuf .	121
Figure 5.49 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol traité avec 5% de coquille d'œuf.	122
Figure 5.50 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec 5% de coquille d'œuf .	122
Figure 5.51 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol traité avec 8% de coquille d'œuf.	123
Figure 5.52 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol	123

traité avec 8% de coquille d'œuf.	
Figure 5.53 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec (2%,5% ,8%) de coquille d'œuf.	124
Figure 5.54 : représentation schématique d'une cellule œdométrique	125
Figure 5.55 : Détail d'un œdomètre	126
Figure 5.56 : Série d'œdomètres	126
Figure 5.57 : Emplacement d'argile muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre.	127
Figure 5.58 : courbes de consolidation	128
Figure 5.59 : Courbe de compressibilité œdométrique	129
Figure 5.60 : Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge	134
Figure 5.61 : Courbe des indices (cc, cg, mv, av) en fonction pourcentages de la coquille d'œuf	134
Figure 5.62 : Les Courbes de Module œdométrique en fonction de la charge par palier	135
Figure 5.63 : La Courbe de Module œdométrique en fonction pourcentages de la coquille d'œuf.	135
Figure 5.64 : Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge de différent pourcentage de coquille d'œuf	136
Figure 5.65 : les valeurs de (σ'_p)	138
Figure 5.66 : les valeurs de (σ'_p)	139
Figure 5.67 : La Courbe Pression de Gonflement en fonction de la charge de différent pourcentage de coquille d'œuf.	139

LISTE DES TABLEAUX

<i>Chapitre 2 : Généralités sur les argiles .</i>	
Tableau 2.1 : Classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1959, complété par Mitchell, 1993)	18
Tableau 2.2 : classification des principaux groupes des minéraux argileux et leurs espèces	27
Tableau 2.3 : Surface spécifique et C.E.C de quelques minéraux argileux	29
Tableau 2.4 : caractéristique physiques générales des argiles.	32
<i>Chapitre 3 : Caractérisation et les Mécanismes des gonflements .</i>	
Tableau 3.1. Potentiel de gonflement des sols examinés selon les différentes classifications.	51
Tableau 3.2 : La composition minéralogique des régions de la carte de répartition du COLE.	57
Tableau 3.3 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).	57
<i>Chapitre 4 : Stabilisation des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf</i>	
Tableau 4.1 : Composition chimique de la poudre de coquille d'œuf.	69
<i>Chapitre 5: Etude Expérimentale</i>	
Tableau 5.1 : programme des essais de caractérisation	72
Tableau 5.2 : Granulométries du sol par tamisage	74
Tableau 5.3: résultats d'essai Sédimentométrie.	75
Tableau 5.4 : résultats d'essai limites de liquidité	78
Tableau 5.5 : résultats d'essai limite de plasticité	81
Tableau 5.6 : Classification de l'indice de consistance	84
Tableau 5.7 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène.	86
Tableau 5.8 : résultat l'essai de Poids spécifique de sol	87
Tableau 5.9 : conditions des essais Proctor normal et modifié	90
Tableau 5.10 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié	91
Tableau 5.11 : calcule et Résultats des essais Proctor normal.	92

Tableau 5.12 : calcule et Résultats des essais Proctor Modifié.	93
Tableau 5.13 : Résultats de l'ajout de coquille d'œuf sur les caractéristiques de Proctor normal pour un sol argileux.	93
Tableau 5.14 : Résultats des caractéristiques obtenues de l'essai Proctor normal avec Pourcentages de coquille d'œuf différents pour un sol argileux.	93
Tableau 5.15 : Résultats de l'ajout de coquille d'œuf sur les caractéristiques de Proctor modifié pour un sol argileux.	94
Tableau 5.16 : Résultats des caractéristiques obtenues de l'essai Proctor modifié avec Pourcentages de coquille d'œuf différents pour un sol argileux	94
Tableau 5.17 : les résultats d'essai CBR immédiat	98
Tableau 5.18 : les résultats d'essai CBR immédiat	98
Tableau 5.19 : Les résultats d'essai CBR immersion.	99
Tableau 5.20 : Les résultats d'essai CBR immersion.	99
Tableau 5.21 : les résultats de l'indice CBR	100
Tableau 5.22 : Classification des sols en fonction du CBR. [18]	101
Tableau 5.23 : Valeur du gonflement libre pour chaque type du matériau	102
Tableau 5.24 : Représente calcule de la déformation	102
Tableau 5.25 : présenté la valeur de Module de Yong.	104
Tableau 5.26 : valeur du ph en fonction de pourcentage de la coquille d'œuf.	105
Tableau 5.27 : teneur en carbonate de calcium.	107
Tableau 5.28 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille	110
Tableau 5.29 : Vitesses des essais de cisaillement.	118
Tableau 5.30 : Choix des paramètres caractéristiques de cisaillement de sols cité par Smaida (2008).	119
Tableau 5.31 : charges appliquées sur les éprouvettes en Kg/cm ² .	129
Tableau 5.32 : relation charge-déplacement pour différente pourcentages de la coquille d'œuf.	130
Tableau 5.33 : Les résultats œdométrique d'état charge.	131
Tableau 5.34 : Les résultats œdométrique d'état charge.	132
Tableau 5.35 : Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement.	132

Tableau 5.36 : la classification de la compressibilité du sol.	132
Tableau 5.37 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge en fonction pourcentages de la coquille d'œuf.	133
Tableau 5.38 : La détermination du type de sol par rapport module oedométrique E_{eod}	134
Tableau 5.39 : les valeurs de $(\sigma'c)$ du la courbe de compressibilité.	136
Tableau 5.40 : Les valeurs max et min de pression de gonflement d'état charge.	138
Tableau 5.41 : Les résultats de pression de gonflement d'état charge.	138
Tableau 5.42 : les valeurs de $(\sigma'c)$.	139

Listes des notations et symboles

$W_{(%)}$: Teneur en eau.

C_c : Coefficient de courbure.

C_u : Coefficient d'uniformité.

ρ_s : poids spécifique.

ρ : Densité apparente.

W_n : Teneur en eau naturelle.

W_L : Limite de liquidité.

W_P : Limite de plasticité.

I_P : Indice de plasticité.

ES : équivalent de sable.

γ_a : poids volumique sec.

W_{opm} : Teneur en eau optimale.

S_r : degré de saturation

R : Constante des gaz parfaits.

T : Température absolue.

M : Masse molaire de l'eau

VBS : Valeur de bleue de méthylène.

$W_{(CaCO_3)}$: Teneur en carbonate.

Φ : Angle de frottement. C Cohésion.

F : La charge maximale appliquée au cours de l'essai(en KN)

E : Module d'élasticité [MPa].

V : La vitesse de propagation [m/s].

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

e : Indice des vides.

Pf : Point de flétrissement.

W_{sat} : Teneur en eau de saturation.

C° : Température.

D : Diamètre effectif.

I.CBR : indice CBR portant après immersion.

IPI : indice portant immédiat.

Δh : différence d'hauteur d'éprouvette avant et après immersion.

h : hauteur initiale de l'éprouvette avant immersion.

Oa = oxygène apical

Ob = oxygène basale

M = cation octaédrique (R³⁺ ou R²⁺)

Z = cation tétraédrique (Si⁴⁺...).

G : indice de gonflement

\varnothing : Diamètre des grains.

γ_s : Poids spécifique des grains du sol.

γ_d : Densité sèche.

P_h : Poids totale humide.

γ' : Poids volumique déjaugé

P_{ts} : Poids totale sec.

P_t : Poids de la tare.

P_s : Poids sec.

P_w : Poids de l'eau.

W_{moy} : Teneur en eau moyenne.

σ_c : La pression de consolidation

φ' : L'angle De Frottement .

c' : La Cohésion .

ε_g : Le potentiel (ou taux) de gonflement.

σ_g : La pression de gonflement.

E_{oed} : Le module oedométrique.

ΔV : La variation de volume.

C_g : Coefficient de gonflement.

- C_c : Coefficient de compression.
- t : Le temps de tassement.
- h_d : La hauteur de drainage de la couche.
- T_v : Le facteur temps.
- ΔH : La variation de la hauteur.
- a_v : Coefficient de compressibilité.
- mv : Coefficient de compressibilité volumétrique.

Résumé

Utilisation des adjuvants chimiques tels que chaux, ciment et le bitume, etc. pour la stabilisation des sols est très coûteux. Il est donc préférable de remplacer ces matériaux manufacturés par un autre type d'additifs de sol pour réduire le coût. Cette recherche étudie une méthode expérimentale étudie pour stabiliser un sol argileux avec de la poudre de coquille d'œuf en remplacement de la chaux commerciale afin de réduire la fragilité des sols stabilisés par la poudre de coquille d'œuf, et son effet sur les propriétés techniques du sol.

Trois proportions différentes de coquille d'œuf poudre (2 %, 5 % et 8 % en poids de sol sec) ont été utilisés pour faire neuf groupes d'échantillons de sol stabilisé pour obtenir le pourcentage optimal de chaque additif. L'analyse a été faite en effectuant un compactage, Essais de compression, de pression de gonflement, et de cisaillement. Il a été observé que la poudre de coquille d'œuf, avaient effet significatif sur les propriétés techniques du sol stabilisé.

Les résultats ont montré que la résistance à la compression diminue, valeurs du CBR (immersion) et paramètres de résistance au cisaillement avait augmenté avec l'augmentation de la teneur en poudre de coquille d'œuf jusqu'à une certaine limite, tandis qu'une augmentation de la poudre de coquille d'œuf a conduit à une l'augmentation du potentiel de gonflement. De plus, on constate que la durée le durcissement avait considérablement amélioré les propriétés de résistance mentionnées des échantillons du sol stabilisé

Mots-clés : argile gonflante, stabilisation des sols, compactage Proctor, traitement, teneur en eau.

Abstract

Using chemical additives such as lime, cement and bitumen, etc. for soil stabilization is very expensive. Therefore, it is better to replace these manufactured materials with another type of soil additives to reduce the cost. This research studies an experimental method to stabilize clay soil with eggshell powder as a replacement for commercial lime in order to reduce the brittleness of soils stabilized with eggshell powder, and its effect on the engineering properties of the soil.

Three different proportions of eggshell powder (2%, 5% and 8% by weight of dry soil) were used to make nine groups of stabilized soil samples to obtain the optimal percentage of each additive. The analysis was done by performing compaction, compression, swelling pressure, and shear tests. It was observed that the eggshell powder, had significant effect on the engineering properties of the stabilized soil.

The results showed that the compressive strength decreases, CBR values (immersion) and shear strength parameters had increased with the increase of eggshell powder content up to a certain limit, while an increase of eggshell powder led to an increase of swelling potential. Moreover, it is found that the duration of curing had significantly improved the mentioned strength properties of the stabilized soil samples

Keywords: swelling clay, soil stabilization, Proctor compaction, treatment, water content.

المخلص

استخدام المضافات الكيماوية مثل الجير والاسمنت والاسفلت، الخ. لتثبيت التربة مكلف للغاية لذلك يفضل استبدال هذه المواد المصنعة بنوع اخر من مضافات التربة لتقليل التكلفة .

يدرس هذا البحث طريقة تجريبية لتثبيت التربة الطينية بمسحوق قشر البيض كبديل للجير التجاري لتقليل هشاشة التربة المستقرة بمسحوق قشر البيض وتأثيرها على خواص التقنية للتربة.

تم استخدام ثلاث نسب مختلفة من مسحوق قشر البيض (2% .5% .8 من وزن التربة الجافة) لعمل اربع مجموعات من عينات التربة المستقرة للحصول على النسبة المثلى لكل مادة مضافة.

تم اجراء التحليل عن طريق اجراء اختبارات ضغط وانتفاخ والقص فلو حظ ان مسحوق البيض له تأثير معنوي على خواص التقنية للتربة المستقرة.

اظهرت النتائج انخفاض في مقاومة الانضغاط و زيادة قيم CBR (الغمر) و مقاومة القص مع زيادة محتوى قشر البيض الى حد معين بينما ادت الزيادة في قشر البيض الى زيادة امكانية الانتفاخ .

بالإضافة الى ذلك وجد ان مدة المعالجة قد حسنت بشكل كبير خصائص القوة المذكورة لعينات التربة المستقرة .

الكلمات المفتاحية: طين الانتفاخ، تثبيت التربة، ضغط بروكتور، المعالجة، المحتوى المائي.

INTRODUCTION

Parmi tous les matériaux naturels que nous trouvons sur la face de la Terre, les argiles sont parmi les plus fascinants. La fertilité du sol est déterminée en grande partie par la présence d'argile. Au-delà de son importance agricole, l'argile est utilisée depuis des millénaires en tant que matériau de construction (briques), pour la poterie, les soins du corps (masques et bains de boue) et même pour des utilisations médicales ; encore aujourd'hui il est possible d'acheter des produits d'argile à consommer.[1]

Les sols argileux possèdent la propriété de voir leur consistance se modifier en fonction de leur teneur en eau.

Des variations de volume plus ou moins conséquentes en fonction de la structure du sol et des minéraux en présence, accompagnent ces modifications de consistance.

lorsque la teneur en eau augmente dans un sol argileux, on assiste à une augmentation du volume de ce sol, on parle alors de « gonflement des argiles ».[2]

Les sols argileux peuvent se modifier en fonction des variations d'eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. Les sols argileux peuvent se modifier en fonction des variations d'eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.[3]

Problématique

Le gonflement des sols argileux est devenu un problème très courant qui est généralement causé par l'augmentation des prélèvements d'eau, des eaux souterraines, du drainage agricole et surtout du changement climatique. Ce phénomène se propage sur de vastes zones géographiques, prend forme dans de nombreux matériaux et affecte différents types de structures. Pour ces raisons il existe un besoin de réaliser des essais sur sols en laboratoire par des tests de gonflement destinés à caractériser ce mode de comportement et à déterminer les paramètres associés utiles pour la conception de nombreux ouvrages ou le comportement d'ouvrages existants, se fait donc sentir depuis longtemps .

Méthodologie

La méthodologie utilisée pour la réalisation de ce projet s'organise autour de cinq chapitres principaux, dont les quatre premiers ont un caractère bibliographique et le dernier décrit les recherches effectuées.

- Le premier chapitre, présente une introduction et une description de la zone d'étude et de la morphologie du site.

- Le deuxième chapitre décrit l'aspect Généralité sur les argiles, en présentant leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques.
- Le troisième chapitre présente Caractérisation et les Mécanismes de gonflement.
- Le chapitre quatre, présente stabilisation des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf.
- Quant au cinquième chapitre, est consacrée à l'étude expérimentale qui décrit la caractérisation des sols argileux de la région DOUKKANE dans le cadre de ce travail et décrit les résultats obtenus et leurs interprétations, à partir de nombreux essais expérimentaux, pour les sols argileux

Le mémoire s'achève par une conclusion générale et une liste des références.

Chapitre 1.

Présentation de la région d'étude

1- Introduction :

Les sols argileux sont les plus connus être susceptibles d'augmenter de volume en Absorbant l'eau. A l'échelle microscopique, l'analyse minéralogique a toujours apporté et sans aucun doute beaucoup dans la description des argiles.

Ce phénomène est au moins partiellement réversible, un sol gonflant subit un retrait, une diminution de volume, quand sa teneur en eau diminue.

Le nord-est de l'ALGERIE, en particulier la région de DOUKANE wilaya de TEBESSA, est considéré comme une région possédant des sols susceptibles au gonflement, à travers laquelle plusieurs problèmes se développent, tels que la fissuration des bâtiments, la dégradation des routes, etc. [1]

La Wilaya de TEBESSA est issue du découpage administratif de 1974, elle s'étend sur une superficie de 14.227 Km² et compte une population estimée à fin 2008 à 648.703 habitants, (ONS, 2008), soit une densité moyenne de 47 habitants par Km², située à une altitude variante entre 800m et 1000m, limitée au nord par la wilaya de SOUK AHRAS, au NORD-OUEST par les Wilayas d'OUM EL BOUAGHI et KHENCHELA, à l'Est par la TUNISIE (sur 300Km de frontières) et enfin au Sud par la Wilaya D'EL OUED. [2]

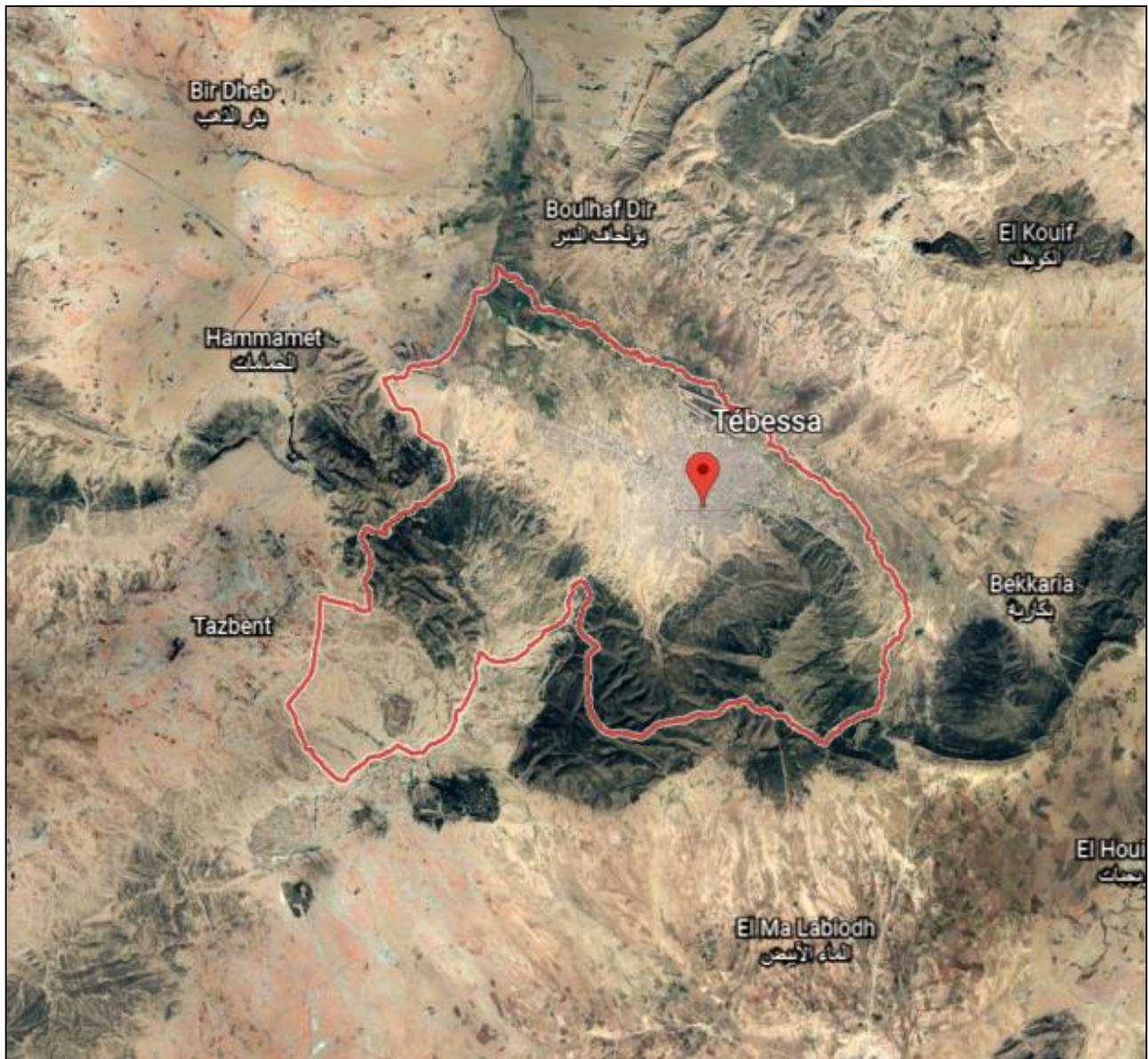


Figure 1.1 Localisation de la ville de tebessa

La région d'étude présente au fait l'allure d'une dépression dont la forme d'une cuvette. Son altitude au centre de la cuvette varie entre 1050m et 1300m vers le nord de la région étudiée, le sommet le plus haut de la région est le Djebel DOUKKANE situé au nord et qui présente une altitude de 1712m.

La partie centrale de la région est constituée d'une plaine à pente douce encadrée par des massifs calcaires au nord et au sud [3].

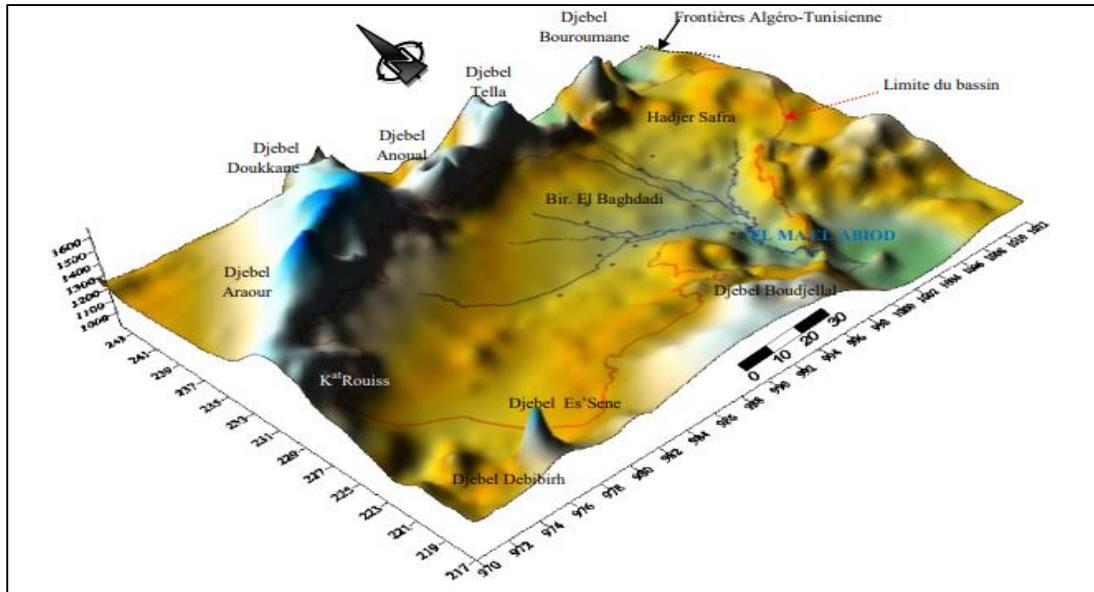


Figure 1.2 Représentation en 3D de la plaine DJBALE DOKKEN [C]

2-Morphologie du site :

Le patrimoine urbain de TEBESSA est donc à valoriser et ses aptitudes doivent être optimisés et mises en valeur pour renforcer cette position. Dans le cadre du développement de la ville de TEBESSA dans un contexte régional de par les extensions futures de son tissu trois pôles sont dégagés : à HAMMAMET, à BOULHAF DIR et à DOUKANE, site objet de la présente étude. Ce dernier site constitue l'assiette d'un grand programme de logements et d'équipements publics, **figure 1.2**.

Du point de vue morphologie, le site de DOUKANE est un terrain accidenté traversé par un réseau hydrographique important composé de grands oueds qui traversent la ville et causes des dégâts considérables dans les zones basses au nord. La présence de ces oueds a décomposé le site en plusieurs entités morphologiques sous formes de collines, ce qui rend difficile la liaison de ces entités.

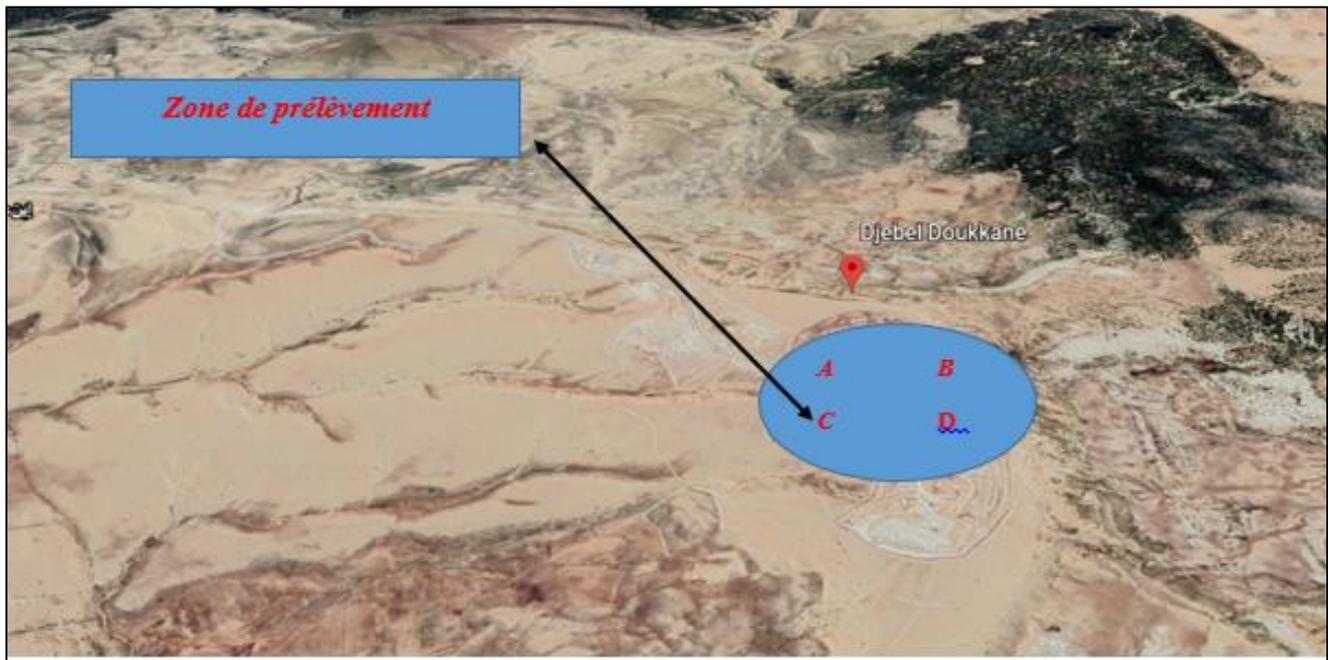


Figure 1.3 (a) : la zone de prélèvement



Figure 1.3 (b) Relief et aspect du site Doukkane

3- Caractéristiques géologique du site d'étude

Une reconnaissance du site d'étude réalisée dans le cadre de création de la nouvelle zone d'habitation urbaine à DOUKANE-Tébessa, montre les formations suivantes :

- MARNO-calcaire du crétacé inférieur et moyen : Epaisse série formant les reliefs entourant la plaine. Ces terrains, riches en fossiles, sont composés de calcaires en plaquettes alternant avec des marnes noires, vertes ou grises, et des calcaires beiges ou blancs plus ou moins massifs. L'ensemble de la série varie de 4 à 6 m d'épaisseur est recoupé de failles allongés E-W.

Calcaires massif du Crétacé supérieur : Calcaire constituant les massifs de KOUDIAT SOLTANE au sud-ouest de la ville, de Kef ELABIED, de REZACA à l'ouest, ils forment les massifs montagneux des djebels MESTIRI, DOUKANE, METAGJINARO. On rencontre cette même série au nord-est dans le ksar GOURAYA et au nord du djebel GUENIFIDA.

Les failles sont de direction est- ouest ou nord-est et sud-ouest : bordant les massifs.

Argilo-sableux du pliocène : largement au nord-est au pied du GUENIFIDA et de GOURAYA, cet ensemble très épais et très consolidé il n'affleure pas dans la partie Sud.

Matériel d'épandage ancien du Quaternaire : Il recouvre tout le plateau Sud au pied du Djebel OZMOR, c'est sur cet ensemble que repose la ville de Tébessa. Peu épais, matériel mixte, surtout argileux parfois impliquant des débris calcaires crétacés, et ensemble paraît assez stable et consolidé dans certains vallées, entaillés par les oueds, où on remarque un pendage Nord très faible.

Alluvions anciennes de bordures de la MERDJA : Argileuses ou caillouteuses, ces alluvions sont assez consolidées et présentent une assez importante épaisseur. On les retrouve au nord et sud de la faille, encadrant la vallée de la MERDJA.

Alluvions gypseuses et limoneuses de la Medjda : Récentes peu ou pas consolidées, elles occupent le centre de la plaine suivant un axe chemin wilaya. Localement on y rencontre des dépôts évaporitiques. [12]

4- Aspect géotechnique du site d'étude

L'étude du plan d'occupation du sol (P.O.S 28), montre des différences liées aux formations géologiques, à la qualité géotechnique des sols, au relief et aux conditions hydrogéologiques (présence d'eau souterraine) et hydrologiques (ravin, Oueds, zone inondables) et des dégradations du sol dues à l'érosion. Ces constatations donnent une idée sur le choix des terrains à aménager. [12]

5- Les zones favorables à l'urbanisation avec conditions

La zone de DOUKANE est caractérisée par une croûte calcaire en couches, des sols caillouteux et argileux sur des marnes crétacées et parfois des marnes ou MARNO-calcaires crétacé en surface avec des pentes allant à 16 %. Donc c'est une zone d'instabilité et de mouvement de terrain et avec la présence des zones inondables, elle devient sensible à l'eau et donc susceptible au gonflement, ce qui peut avoir une influence sur les constructions fondées sur ce site. De ce fait la construction sur ces terrains nécessite certaines précautions à savoir :

Après une campagne de reconnaissance et réalisation des sondages, une caractérisation physique et mécanique du sol de la région.

La présence des zone inondables et humide, nécessite la vérification du sol vis-à-vis au risque rentait-gonflement.

Certains endroits de zone d'étude nécessitent des renforcements et des ouvrages de soutènement.

Les constructions et ouvrages importants (équipements, habitats collectifs à plusieurs niveaux) nécessite une étude géotechnique spécifique. Des fondations profondes sont conseillées.

Imperméabilisation et suppression de toutes les zones de stagnation d'eau pour éviter toute infiltration d'eau dans le sol des fondations.

5.1 Les zones moyennement favorables à l'urbanisation

Terrain ayant les mêmes caractéristiques géotechniques, mais la morphologie est compliqué (pentes raides) de 16 à 25%.

5.2 Les zones faiblement favorables à l'urbanisation

Terrains très ravinés et chahutés par de nombreuses lignes d'écoulement. Les eaux de ruissellement difficiles à canaliser.

5.3 Les zones défavorables à l'urbanisation

Ce sont les zones où le processus d'érosion est très marqué, ainsi que les fonds d'oued et ravins et leurs servitudes.

6-Relief et topographie du site

La connaissance au préalable de la topographie d'un site avant son urbanisation et primordiale, car la déclivité du terrain exprimée en pourcentage permet d'avoir une idée sur les volumes des terrassements et la nature des constructions à implanter. Ces éléments constituent des indices importants sur les coûts de

réalisation et les aspects techniques de différentes constructions que peut recevoir le terrain (VRD et création des murs de soutènements, dressage, etc. ...). Dans un cadre général, la topographie du site en question est représentée par pentes allant de 0 % à supérieur à 25%.

6.1 Pentas inférieure à 8%

Cette topographie est apte à recevoir toute sorte de construction nécessitant des terrains ayant une faible pente (équipements, habitat collectif, ... etc.). Elle permet la bonne exécution des voiries et réseaux divers avec un minimum de dépenses et travaux de terrassement.

6.2 Pentas de 8 à 16%

Elle permet de réaliser n'importe quel type de projet, mais avec un coût de viabilisation plus important surtout pour les équipements qui nécessitent de grandes surfaces. Les différents projets doivent être conçus et implantés en tenant compte du relief du terrain pour avoir un tissu urbain homogène intègre et épousant la forme du terrain.

6.3 Pentas de 16 à 25%

La réalisation des équipements collectifs, des infrastructures diverses nécessite un grand soin et une étude approfondie, les travaux de terrassements seront beaucoup plus importants, surtout pour les constructions nécessitant de grandes superficies, les différents projets doivent être conçus et implantés en tenant compte de relief du terrain pour avoir un tissu urbain homogène intègre et épousant la forme du terrain et pour réduire le volume et le coût énorme des terrassements. Le tracés de la voirie doit être conçu en parallèle des courbes de niveau afin d'éviter les fortes pentes pour les voies carrossables et réduire les vitesses d'écoulements des différents réseaux.

6.4 Pentas supérieure 25%

Ce sont des terrains très accidentés, déconseillé pour les constructions (l'urbanisation sur ces sites demande des techniques un peu spéciales et coûteuses) à réserver de préférence aux espaces verts.

7-Réseau Hydrographique

La commune de Tébéssa fait partie du sous – bassin de l'Oued CHABBRO qui s'étale sur un territoire (1560 Km²) regroupant cinq vastes communes (El KOUIF, BEKKARIA, El Hammamet, BIR EL MOKADEM, El maa LABIOD). Concernant la commune de Tébéssa les apports d'eau de surface ; volume annuel utilisable 0.88 hm³.

Dans le bassin de l'Oued CHABBRO, chaque année, le volume des apports solides est estimé à 6.24 millions de tonnes de terre charriés par les principaux Oueds. Ceci est dû à la fragilité des sols, au régime torrentiel des précipitations et au faible couvert végétal. En effet le taux de couverture forestière est relativement faible car il ne couvre que les 17 % du territoire.

-La zone d'étude se caractérise par un réseau hydrographique dense composé essentiellement de ravins et ravineaux qui prennent leurs débuts dans les montagnes environnantes vers la grande dépression qui correspond à la plaine, plusieurs paramètres conditionnent la formation de ce réseau à savoir :

- La grande différence d'altitude (montagne-plaine).
- La nature des sols fragile et peu résistante au élément d'érosion.
- Couvert végétal très peu dense.

Les oueds importants dans le site se caractérise par des largeurs qui varie entre 10 et 40 m ainsi que des profondeurs qui arrive jusqu'à 10 m. Ces oueds nécessitent des servitudes dans un intervalle de 30-50 m qui doivent être respectés ; et cela avant leurs aménagements. Etude de sol. [27]

Chapitre 2.

Généralités sur les argiles

Introduction

Les sols fins tels que l'argile et le sable composent notre environnement, ils se présentent généralement sous forme de mélange (sol hétérogène).

Souvent les propriétés de ce sol en mélange varient selon le pourcentage d'argile et de sable qui le compose. Les sols contenant un taux d'argile élevé sont généralement instables, d'où vient l'intérêt de les stabiliser par ajout de plastique recyclé. [4]

L'argile se rapporte à la terre grasse et molle contenant un ensemble de particules fines dont la taille supérieure est fixée à **2 µm**.

Les particules d'argile résultent de la désintégration physique ou mécanique des roches, suivie d'une transformation chimique. L'argile matériau naturel renferme majoritairement des minéraux argileux qui sont principalement des phyllo silicates (alumine-silicates hydratés en feuillets.).

Elle contient également d'autres éléments en très faible quantité (le potassium, le sodium, le calcium, le fer le magnésium ...). Il existe une grande variété d'argiles qui diffèrent par la structure moléculaire cristalline et leur composition chimique, Les plus répandues sont l'argile blanche, de type kaolin, et surtout l'argile verte, de type illite ou smectite dont la montmorillonite. Il existe aussi des argiles rouge, jaune, bleue ou rose, les couleurs variant en fonction des oxydes de fer (limonite) mais également de la magnésie qu'elles

Renferment [5]

2- Définition des argiles

Le mot argile provient du latin Argilla. Ce même mot est dérivé du grec argillos, dont la racine, Argos signifie " d'une blancheur éclatante ". Du XIIe au XVIe siècle, argile se disait "Ardille", puis ce mot est devenu "arzille", puis "arsille" pour finir en "argile".

Le terme générique, « argile » est couramment utilisé pour désigner différentes roches sédimentaires, cristaux, présentant une forte teneur en minéraux. Il n'existe pas une mais des argiles.

Selon leur composition et concentration en minéraux, les différentes argiles ont des structures et des propriétés différentes. [6]

D'une manière générale, lorsque la proportion de particules argileuses dépasse 30% le sol est considéré comme une argile.

Les particules d'argile présentent la fraction minérale inférieure à 2µm.

L'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans les noyaux de barrage en terre ou de digues. Toutefois, sa compressibilité est élevée, et en générale, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent les graviers et les sables. Les particules d'argile, contrairement à celles des autres types de sol, sont attirées les unes vers les autres et se regroupent. Cette attraction qui porte le nom de cohésion, est à l'origine de la consistance.

Dans des conditions d'humidité favorables, la consistance est telle que l'argile devient plastique et qu'il est possible de façonner, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier ou le sable.

En général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllosilicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leur qualité d'absorption [4]

3-Histoire de l'argile

L'argile d'hier à demain

3 -1 Sa place dans l'histoire

Une équipe de scientifiques américains de la NASA soutient que la vie sur Terre aurait pris naissance dans l'argile et non dans « la soupe originelle ». La Montmorillonite (type d'argile décrite ultérieurement) serait le catalyseur au niveau des acides nucléiques. Sa charge anionique (ionique négative) ainsi que son pH spécifique permettent de catalyser une réaction d'activation des acides nucléiques entraînant la formation d'ARN. La NASA a également évoqué la présence d'argile sur Mars dont de la Montmorillonite.

Dès trente-cinq mille ans avant notre ère, l'argile était utilisée par la main de l'homme, en tant que matériau pour produire des dessins dans les grottes, des histoires, traces du passé.

L'argile a permis la sédentarisation.

Les premières traces d'habitation sont situées en Mésopotamie, sur les rives du Tigre et de l'Euphrate. Aujourd'hui plus d'un tiers des habitations sont à base d'argile.

Les premiers contenants à base de terre cuite découverts, datent du septième millénaire avant notre ère.

Les plus anciens écrits sont retrouvés sur des tablettes d'argiles.

Le papier est apparu bien plus tard.

3-2 Sa place dans le quotidien

Les romains blanchissaient les tissus, leurs vêtements à partir d'une eau argileuse.

Les Égyptiens, quant à eux, l'utilisaient entre autre à des fins de soins et durant le rite de la momification.

L'argile n'était pas uniquement employée pour les défunts, elle fait des apparitions dans la pharmacopée égyptienne de ce temps.

Les médecins grecs et romains dont Dioscoride, Pline l'ancien (Histoire naturelle) ou encore Galien, ont travaillé sur l'utilisation de ce matériau.

La porcelaine est fabriquée à partir d'une argile particulière, blanche, pure, le kaolin. C'est au septième siècle, que la Chine produisit à partir de terre cuite ces poteries. Ce n'est autre que Marco Polo qui permit à l'Europe de découvrir la porcelaine.

3-3 Sa place en thérapeutique

Au Moyen Âge, l'argile était couramment utilisée pour soigner. Un grand médecin et savant perse, Avicenne, a relaté douze types d'argiles différentes ainsi que leurs utilisations, en usage externe et en usage interne, en particulier en tant qu'antipoison. Les premières méthodes de filtration de l'eau se faisaient dans des lits de sable et d'argile.

Au début du siècle dernier, des thérapeutes se servaient d'argile pour traiter des affections par voie externe ou interne. Durant la première guerre mondiale, les soldats français ayant consommé de la moutarde comprenant de l'argile dans sa formule, utilisée comme excipient gélifiant, se révélaient être moins sujets à la dysenterie. Les soldats russes se voyaient distribués des compléments alimentaires d'argile.

3-4 Sa place aujourd'hui

De nos jours, l'argile est utilisée pour la fabrication de céramiques pour prothèses dentaire ou osseuse ; en agroalimentaire on s'en sert pour purifier des huiles. L'industrie pétrolière utilise l'argile dans le cadre des

forages et du raffinage du pétrole en essence. Des couches argileuses sont également retrouvées dans le stockage des déchets radioactifs.

La peinture contient des argiles, qui augmentent le pouvoir couvrant, opacifient, permettent une diminution des quantités de liants nécessaires à sa fabrication (généralement le talc). Des argiles gonflantes seront incorporées à certains types de peintures pour éviter le coulage et l'égouttage.

Les argiles sont présentes dans des matériaux composites comme par exemple les plastiques (le plastique coûte cher car provient du raffinage des hydrocarbures), cela n'entraîne aucune Modification du comportement des matériaux plastiques.

Des études ont été menées au fil des années afin d'utiliser les propriétés des argiles au profit d'autres matières (la résistance aux chocs, à la déformation, à la chaleur, aux rayons UV,...).

L'argile est surtout utilisée pour son imperméabilité face aux liquides ainsi qu'aux gaz dans les emballages alimentaires, les balles de tennis,... Pour ses propriétés mécaniques, on l'incorpore à certains matériaux pour rigidifier les structures, améliorer la résistance à la traction, la flexion ainsi qu'au choc, au vieillissement. Elle est pour cette raison retrouvée dans la carrosserie, les pare-chocs mais aussi le mobilier de jardin, permettant une résistance aux intempéries et aux longs séjours en extérieur. Elle a un rôle inhibiteur ou du moins retardateur de flamme dans le bâtiment. Elle va donc recouvrir les portes coupe-feu, les gaines des fils électriques, les conduits de chaufferie ainsi que les réservoirs de combustibles. Lors d'une combustion, une couche carbonneuse se forme à la surface du matériau, riche en argile, cela crée un film imperméable qui va étouffer la flamme, la contenant et diminuant son apport en oxygène.

On retrouve aussi l'argile dans la matrice des vêtements de protection. (Elle y joue un rôle d'isolant thermique pyrofuge.) Additionnée à la lessive, elle va piéger les corps gras dans sa structure en millefeuilles qui, de plus, se dissocie facilement des tissus. Retrouvée également dans les litières pour chats, elle capte odeurs et urines..... [6]

4- Formation des argiles

Les argiles naissent du sol en constant mouvement. Elles apparaissent selon trois grands processus de Formation, juxtaposables. Le premier est relatif à la simple décomposition des roches par érosion.

Les phénomènes caractérisant une érosion des sols sont nombreux. La pluie, le vent, le gel, le dégel,

Les vagues et bien d'autres sont autant de phénomènes naturels à l'origine de la formation des argiles.

Le deuxième processus est appelé néoformation. Ceci correspond à la formation du minéral. Par combinaison,

Des substances transportées par l'eau du sol vont, par combinaison, s'arranger pour former une structure

Minérale. Le troisième mécanisme correspond au processus de transformation des minéraux évoluant par

Dégradation (perte d'équilibre du sol) ou aggradation (accumulation de sédiments dans un cours d'eau par

Excès de transport par l'eau) d'ions minéraux argileux.

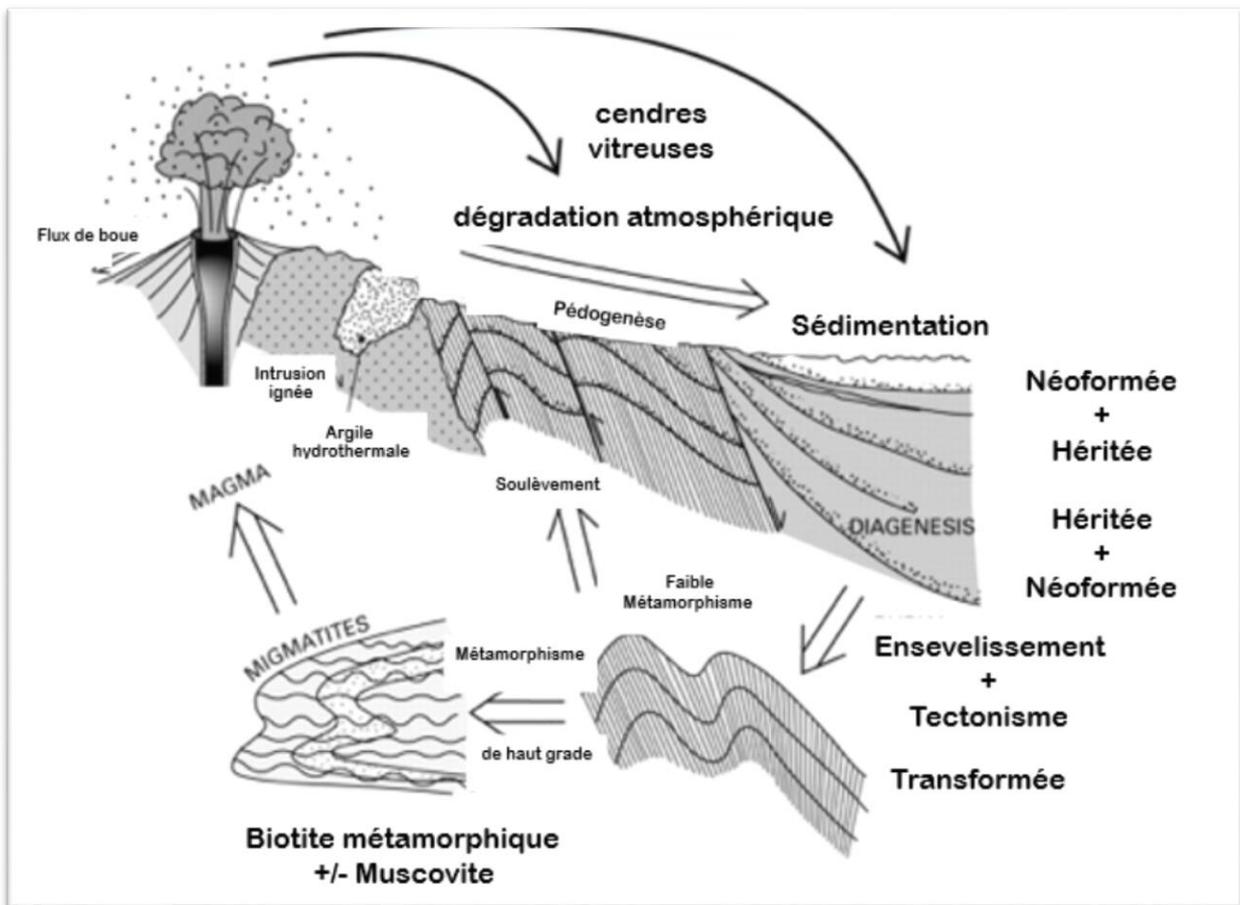


Schéma 2.1 : Processus de formation de l'argile

Les roches argileuses sont présentes presque partout à la surface de la planète, mais leurs propriétés et leur composition diffèrent selon les conditions dans lesquelles elles se sont formées. L'altération de diverses Roches, de par les temps géologiques, sont à l'origine des différentes argiles. C'est un ensemble qui caractérise l'argile, le type de roche dont elle est issue, le climat, la topographie du sol,... Un climat froid provoquera une altération faible de la roche. Les minéraux argileux auront donc une composition similaire à celle des minéraux provenant de la roche d'origine. C'est le cas des illites et des chlorites. Un climat à la fois chaud et humide va entraîner une forte hydrolyse voyant l'obtention des kaolinites et des smectites. Un climat tempéré verra un processus d'altération dit modéré s'opérer sur la roche. Il en résultera la création d'argiles de types illites, chlorites ou encore vermiculites. La topographie des sols peut également jouer un rôle dans la composition de l'argile. Une zone pentue prévoit un fort drainage de l'eau, entraînant la formation de kaolinite. Inversement, un milieu confiné, comme retrouvé dans les cuvettes, produira des smectites par phénomène de concentration. Ces différents processus de formation des argiles sont dits d'altération. Les argiles provenant de la dégradation des roches sont des argiles résiduelles.

Les roches vont s'accumuler par érosion éolienne ou hydrique entraînant la formation des argiles.

Les argiles fibreuses quant à elles proviennent de croûtes de calcaires. Ces zones présentant un climat sec, sont riches en sels. Elles peuvent se former en solution, par une richesse ionique.

Une argile néoformée peut évoluer avec son milieu. La transformation va se réaliser par soustraction ou fixation d'ions. Une kaolinite peut donc devenir un chlorite et des smectites, des illites. . [6]

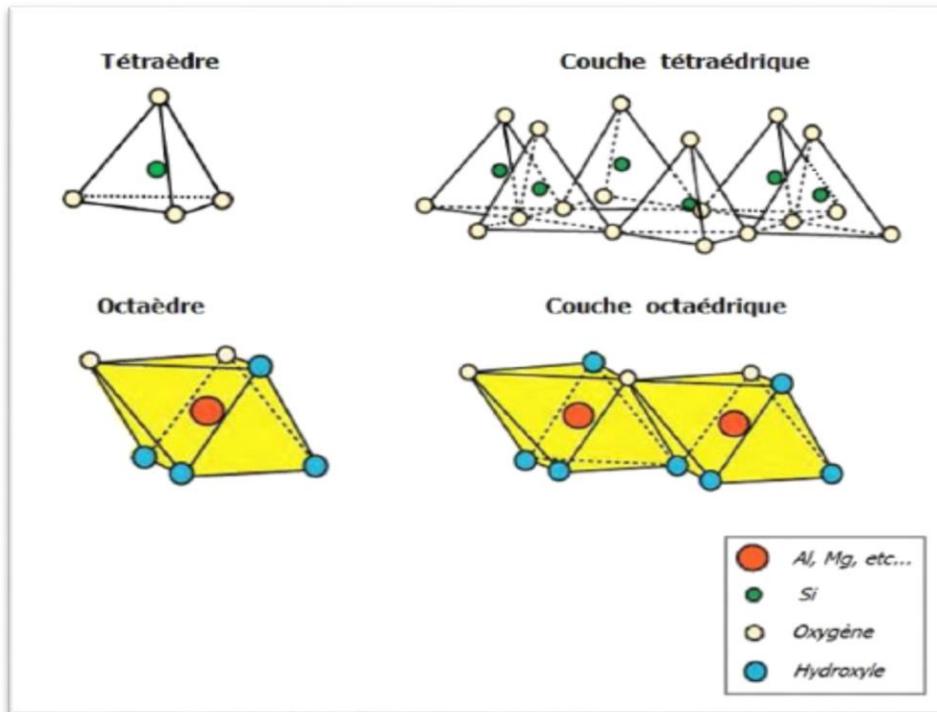
5- STRUCTURE DES MINÉRAUX ARGILEUX

5-1- Structure cristalline des argiles

Les minéraux argileux sont des phyllosilicates ayant leur structure composée de couches de types différentes: Une couche tétraédrique et une couche octaédrique.

Le réseau cristallin fondamental est constitué de deux éléments essentiels, le silicium et l'aluminium entourés

D'oxygène et/ou d'hydroxydes.



Le silicium occupe le centre d'un tétraèdre et l'aluminium celui d'un octaèdre. L'accolement de plusieurs Tétraèdres ou de plusieurs octaèdres constitue une couche correspondante (figure 2.2)

L'identification des différents groupes de minéraux argileux est fonction de l'arrangement de ces deux couches.

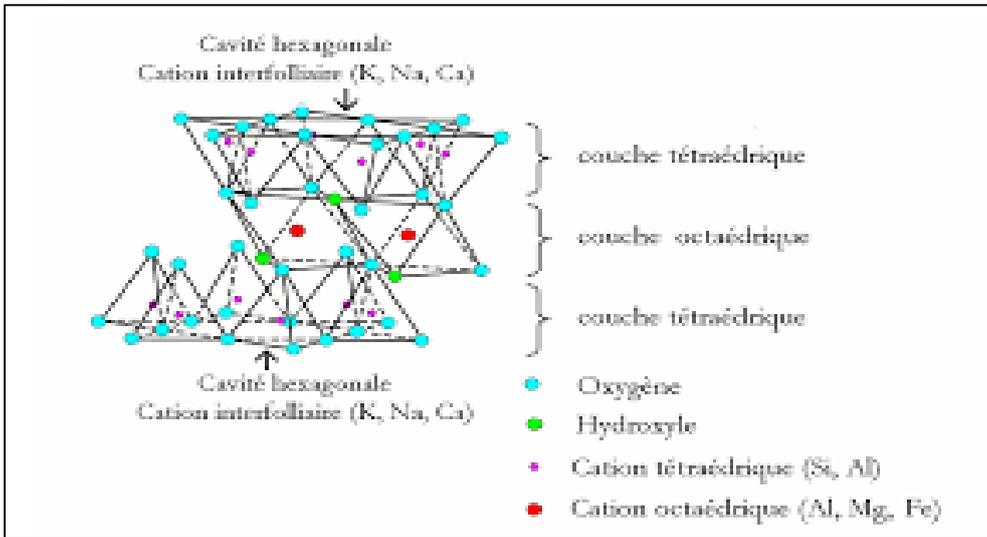
L'organisation structurale des phyllosilicates est basée sur une charpente d'ions O^{2-} et OH^- . Des cations de Taille variable (Si^{4+} , Al^{3+} ; Fe^{3+} ; Fe^{2+} et Mg^{2+}) viennent se loger dans les cavités de ces unités structurales Élémentaires en position tétraédrique ou octaédrique.

Le nombre de couches octaédriques et tétraédriques constitué, permet de déterminer l'épaisseur du feuillet. L'espace entre deux feuillets successifs s'appelle espace interfoliaire .

Oa = oxygène apical et **Ob** = oxygène basale **M** = cation octaédrique (R^{3+} ou R^{2+}) et **Z** = cation tétraédrique (Si^{4+} ...).

Figure 2.2 : Représentation a) d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique

Et b) d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.



- couche tétraédrique.
- couche octaédrique.
- couche tétraédrique.

Figure 2.3 : Représentation schématique d'un feuillet de phyllosilicates.

Lorsque deux cavités sur trois de la couche octaédrique sont occupées par AJH (ou un autre ion métallique Trivalent) la structure est dénommée di octaédrique (**figure 2.4-b**)

Quand la totalité des cavités de la cavité octaédrique est occupée par les ions métalliques bivalents, la structure Est dite tri octaédrique (**figure 2.4-a**)

Par ailleurs, il peut exister des substitutions isomorph.iques dans les couches tétraédriques

(Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+}) et/ou octaédrique (AJ^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} , ou Mg^{2+} par u^{+}). Ces substitutions

Entraînent un déficit de charge qui est compensé, à l'extérieur du feuillet par des cations compensateurs. [5]

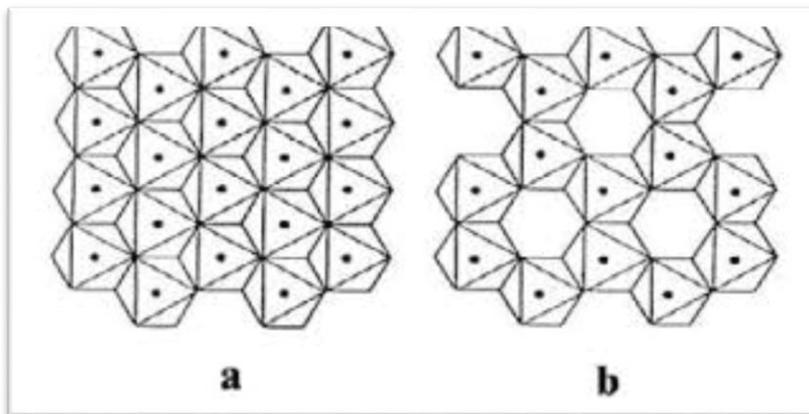


Figure 2.4 : Représentation polyédrale d'un feuillet trioctaédrique (a) et dioctaédrique (b).

6-Les différentes familles de minéraux argileux

En se basant sur la combinaison des couches d'octaèdres (O) et de tétraèdres (T) dans un feuillet élémentaire,

La charge de la couche et la nature du matériel dans l'espace interfoliaire, on peut distinguer différentes familles

De minéraux argileux disposant de caractéristiques structurales, morphologiques et microscopiques

Spécifiques.

Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, Ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Pour certaines argiles (kaolinites), l'eau ne peut s'infiltrer entre les feuillets. Ces argiles sont dites faiblement « gonflantes » (Caillère et Hénin, 1959).

En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre les feuillets permet à chaque espace interfeuille de s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du phénomène dépend de l'état initial et des contraintes appliquées. En fonction du climat et des roches mères, d'autres minéraux intermédiaires peuvent se former comme les illites et les interstratifiés.

Nature du feuillet	Nature des cations interfoliaires	Groupe	Nature de la couche octaédrique	Exemples
1/1	Pas de cations ou seulement de l'eau	<i>Kaolinite</i>	Diocatédrigue	Kaolinite, halloysite, nacrite, dickite
2/1	Pas de cations	<i>Pyrophyllites</i>	Diocatédrigue	Talc
	Cations hydratés et échangeables	<i>Smectites</i>	Diocatédrigue	Montmorillonite, nontronite, beidellite, saponite
		<i>Vermiculites</i>	Diocatédrigue	Vermiculite diocatédrigue à trioctatédrigue
	Cations monovalents non-hydratés	<i>Micas</i>	Diocatédrigue	Muscovite, Illite, Paragonite, biotite
	Cations divalents non-hydratés	<i>Micas durs</i>	Diocatédrigue	Margarite, clintonite
	Hydroxyles	<i>Chlorites</i>	Diocatédrigue	Donbassite, sudoite, Clinochore
2/1 fibreux	/	<i>Palygorskites, Sépiolites</i>	Diocatédrigue	Sépiolite, Palygorskite

Tableau 2.1 : Classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1959, complété par Mitchell, 1993)

6-1 Famille de la kaolinite

Les kaolinites sont des argiles dioctaédriques de type 1:1 (ou T-O) avec une épaisseur du feuillet de l'ordre de 7,2 Å (**Figure 2.5**). Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O- présents sur la surface Supérieure et les H+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, assurant Avec les liaisons de Van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de L'eau.

Par conséquent, les particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par l'eau. Les Cristallites qui résultent de cet empilement, sont des plaquettes rigides dont l'extension latérale est de quelques Centaines de nm et qui ne permettent pas la Pénétration de l'eau au sein de l'espace interfoliaire et la Substitution entre les feuillets. La liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre De Feuilletts par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement 45 m² /g.

Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa Structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas 15 méq/100g.

La kaolinite se forme dans les sols bien Drainés, par pH acide surtout en climat subtropical et tropical. Suite à l'addition d'eau entre les feuillets, L'espace interfeuillett augmente à 10 Å et un minéral d'halloysite se forme par altération de la kaolinite.



Figure 2.5 : Structure de la particule de kaolinite (Si₄ O₁₀) Al₄ (OH)₈

6-2 Famille des smectites

Le feuillet élémentaire (type 2:1 ou T-O-T) est constitué de deux couches tétraédriques de silice encadrant

Une couche octaédrique d'alumine. L'empilement des feuillets est désordonné : chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement importante par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9,6 Å (**Figure 2.6**).

Ce désordre de feuillets et la constitution des faces inférieures/supérieures de ces argiles ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. L'épaisseur du feuillet peut alors varier de 9,6 Å à 15 Å voire plus selon la nature du cation compensateur et l'hydratation de l'espace interfoliaire. Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile.

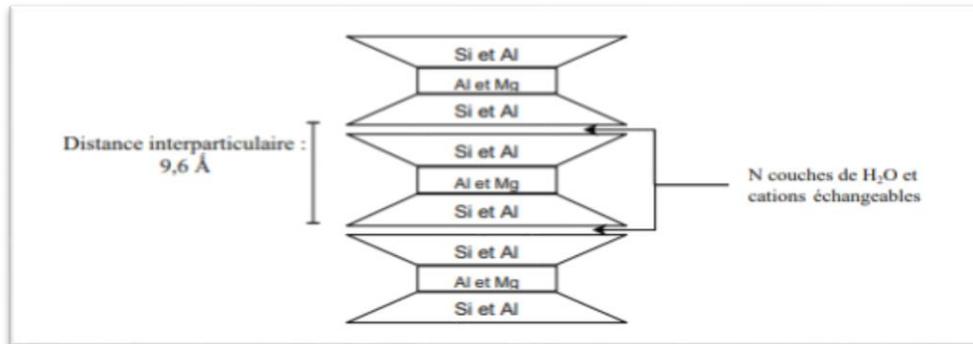


Figure 2.6 : Structure des smectites $(OH)_4 Si_8 (Al_{10/3} Mg_{2/3}) O_{20}, n H_2O$

Les smectites comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités, voire plus pour une montmorillonite sodique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange cationique de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100g.

Les feuillets de smectites peuvent s'organiser régulièrement, ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme alors des interstratifiés.

Les smectites comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités, voire plus pour Une montmorillonite sodique.

Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange cationique de ces argiles est comprise Entre 80 et 150 méq/100g. Les feuillets de smectites peuvent s'organiser régulièrement ou irrégulièrement Avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme alors des interstratifiés.

6-3 Famille de l'illite

Leur structure (type 2:1) est proche de celle des smectites mais elles possèdent un déficit de charge plus élevée Dû aux substitutions ioniques par des cations interfoliaires de potassium K+ (**Figure 2.7**).

Les cations K+ ont la particularité de posséder exactement la même dimension que les cavités de surface où Ils sont piégés. Cette liaison des feuillets par les ions potassium anhydre est très forte et empêche que les Molécules d'eau ne parviennent à entrer entre les feuillets, rendant ces ions non échangeables et hydratables. Les illites ont des feuillets d'équidistance fixe à 9,6 Å.

Ce caractère leur confère un plus faible potentiel de gonflement que celui des smectites et la constitution de Particules de grandes tailles. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets Et le pouvoir de fixation des cations d'illite est compris entre 10 et 40 méq/100g.

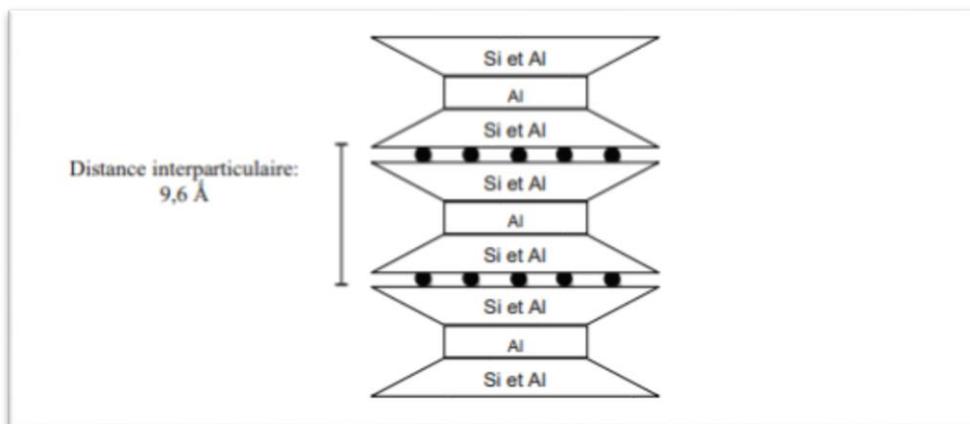


Figure 2.7 : Structure de la particule d'illite (K, H₂O) 2 Si₈ (Al, Fe, Mg) 4,6 O₂₀ (OH) 4

6-4 Famille des chlorites

Initialement, il s'agit d'une structure type 2:1 ou T-O-T dont l'espace interfoliaire est totalement occupé par Des Mg²⁺.

Les ions hydroxyles interfeuillets des feuillets élémentaires T-O-T arrivent à se regrouper pour former une

Couche octaédrique supplémentaire donnant naissance à un assemblage de type TOT-O très stable, d'une épaisseur de 14 Å (**Figure 2.8**).

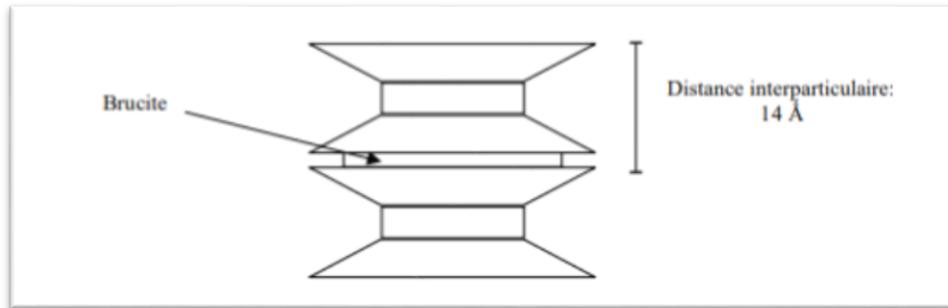


Figure 2.8 : Structure d'un chlorite (OH) 4 (Si Al) 8 (Mg, Fe) 6 020

6-5 Famille des interstratifiés

Les minéraux interstratifiés se caractérisent par la superposition, selon un empilement vertical, de plusieurs Types de couches.

L'interstratification est due : - aux liaisons fortes dans les couches individuelles mais faibles entre les couches, - à la configuration proche de toutes les couches avec l'oxygène pointant vers l'extérieur.

Il s'agit de minéraux fréquents dans le milieu naturel et souvent négligés car difficiles à détecter et à quantifier Par des analyses de diffractométrie aux rayons X (DRX).

Les feuillets peuvent alors s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, Souvent illitiques, et avec des espaces gonflants. Parmi ces interstratifiés, on peut citer :

- les inters stratifiés réguliers (**Figure 2.9-a**) : ils sont représentés par un empilement régulier de feuillets (Structure A et B) qui se répètent de façon périodique.
- les inters stratifiés irréguliers (**Figure 2.9-b**), représentés par un empilement aléatoire des feuillets (structure A et B) et ne présentant aucune périodicité.

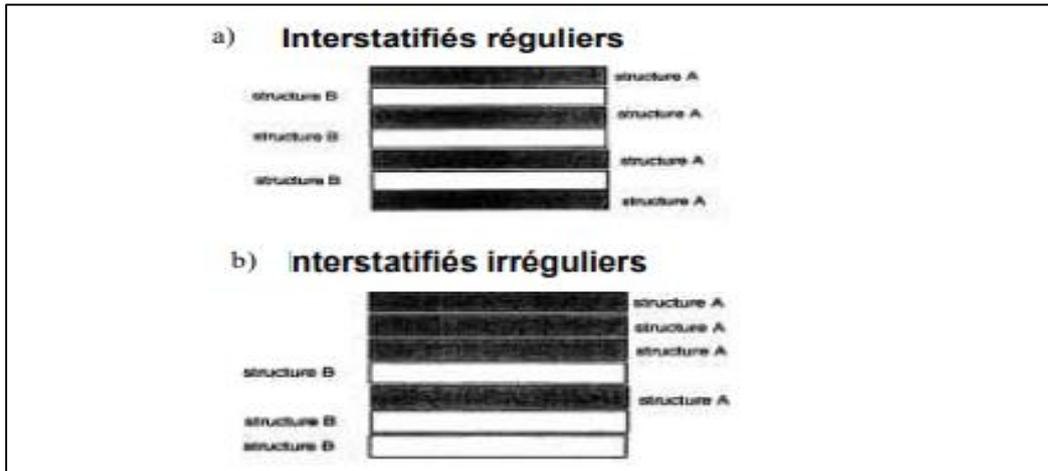


Figure 2.9 (a et b) : Minéraux interstratifiés (Velde, 1995)

Les propriétés bien particulières de ces différentes familles d'argiles sont conditionnées :

- par les propriétés structurales des minéraux tels que la charge des feuillets, le type et la charge des ions Compensateurs, la taille et la surface spécifique des particules.
- par les conditions environnantes telles que la température, le climat, la nature de la roche mère, etc. [7]

7- Les différentes couleurs d'argile

Les argiles ne sont pas identifiées par leur couleur. Une couleur peut être attribuée à plusieurs types d'argiles,

La couleur verte par exemple est retrouvée chez la montmorillonite, l'illite ou encore le chlorite,...

La variation de couleur constatée est fonction de la concentration en oxyde de fer

- Verte

Les argiles vertes présentent une faible teneur en fer, ce sont généralement les montmorillonites,

Les illites et les smectites.

- Blanche

Ces argiles ne contiennent aucune substance colorée. Leur formation n'a donc pas été perturbée, elle a été

Uniforme. On retrouve le plus souvent des kaolinites mais également des smectites

- Rose

Ces roches argileuses ne sont pas retrouvées au naturel, telles quelles. Il s'agit d'un mélange d'argile rouge et d'argile blanche. Ce mélange a pour but d'augmenter la concentration en oligo-éléments de l'argile blanche tout en diminuant la concentration en fer de l'argile rouge

- Rouge

Généralement des illites, ces argiles sont riches en oxyde de fer Très reminéralisantes, elles sont idéales en usage externe pour les peaux irritées, fatiguées ou ternes qu'elles adoucissent et purifient.

- Jaune

Ces illites riches en oxyde de fer et magnésie vont apaiser de nombreuses douleurs (articulaires, musculaires) Et tonifier la peau. Appliquées en masques, la peau et les cheveux normaux l'apprécient tout particulièrement ... [6]

8-Classifiction des argiles

Il existe différentes classifications des argiles, La plus classique est basée sur l'épaisseur et la structure du Feuillet, On distingue ainsi quatre groupes.

8-1-Minéraux de type 1:1 ou minéraux T-O Les minéraux de type 1: 1 (T-O) :

Sont constitués de feuillets comprenant une couche octaédrique accolée à une couche tétraédrique et dont la Distance basale varie entre 7,1 et 7,3 A. Dans la couche tétraédrique, chaque tétraèdre SiO₄ est lié aux tétraèdres voisins par trois de ses sommets, le quatrième assurant le lien avec Je cation octaédrique.

Quant à la couche octaédrique, elle est formée de deux plans (O, OH) pourvus de trois sites octaédriques (A, B) distincts, et qui se distinguent par la répartition des oxygènes et des hydroxyles apicaux (**figure 2.10**).

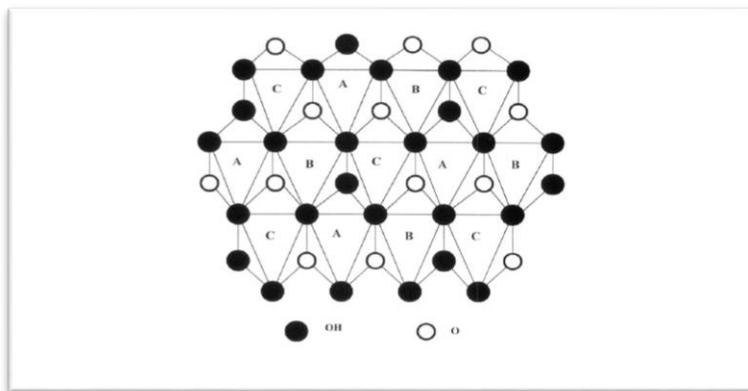


Figure 2.10: Projection d'une couche octaédrique idéale d'un minéral de type 1:1.

Les particules constituant les minéraux de type 1: 1 comme la kaolinite (**figure 2.11**), ont leurs feuillets successifs

Empilés de telle sorte que le plan d'oxygène d'un feuillet se trouve en face d'hydroxyles du feuillet voisin. La Conséquence d'une telle disposition est la stabilisation du réseau par liaison hydrogène interfeuillet.

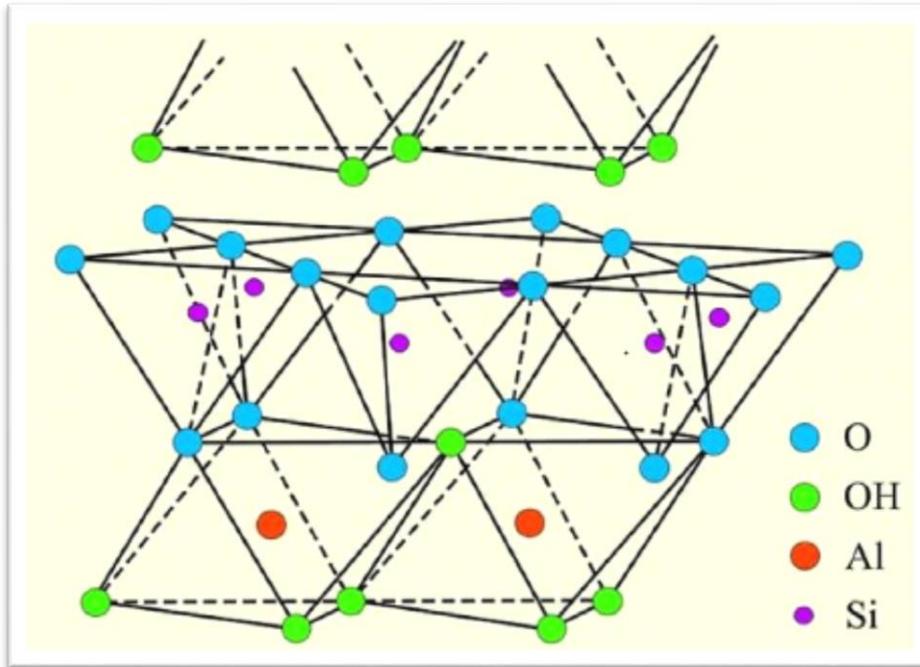


Figure 2.11 : Modèle structural d'un minéral de type 1 :1 : cas de la kaolinite.

8-2 Minéraux de type 2:1 ou minéraux T-0-T :

Les feuillets de ces minéraux sont constitués de deux couches tétraédriques siliceuses encadrant une couche Octaédrique alumineuse ou magnésienne (**figure 2.12**).

Chaque couche tétraédrique forme un pavage « bidimensionnel » constitué d'anneaux pseudo hexagonaux de Six tétraèdres ayant chacun trois sommets en commun avec les tétraèdres voisins. Les atomes d'oxygène mis En commun avec les tétraèdres sont appelés « oxygène pontant ».

L'oxygène apical de chaque tétraèdre fait le lien avec les cations de la couche octaédrique.

Chaque octaèdre est défini par quatre atomes d'oxygène apicaux et deux groupements OH.

Dans l'espace interfoliaire se trouvent le plus souvent des cations éventuellement hydratés qui ont pour rôle De compenser le déficit induit par des substitutions atomiques affectant le feuillet.

Suivant l'importance de ces substitutions, il est possible de différencier les phyllosilicates 2: 1.

Pour un déficit de charge nulle, il n'y a pas de cations dans l'espace interfoliaire.

La distance basale est alors minimale et est comprise entre 9,1 et 9,4 Å.

Lorsque le déficit de charge est maximum et que le cation compensateur n'est pas hydraté, la distance basale peut atteindre 10,1 Å.

Enfin, lorsque le déficit de charge est moyen, les cations interfoliaires sont hydratés et la distance basale est maximale et peut atteindre 14 Å.

La distance basale est alors fonction de la charge et du nombre de molécules d'eau associées à ces cations.

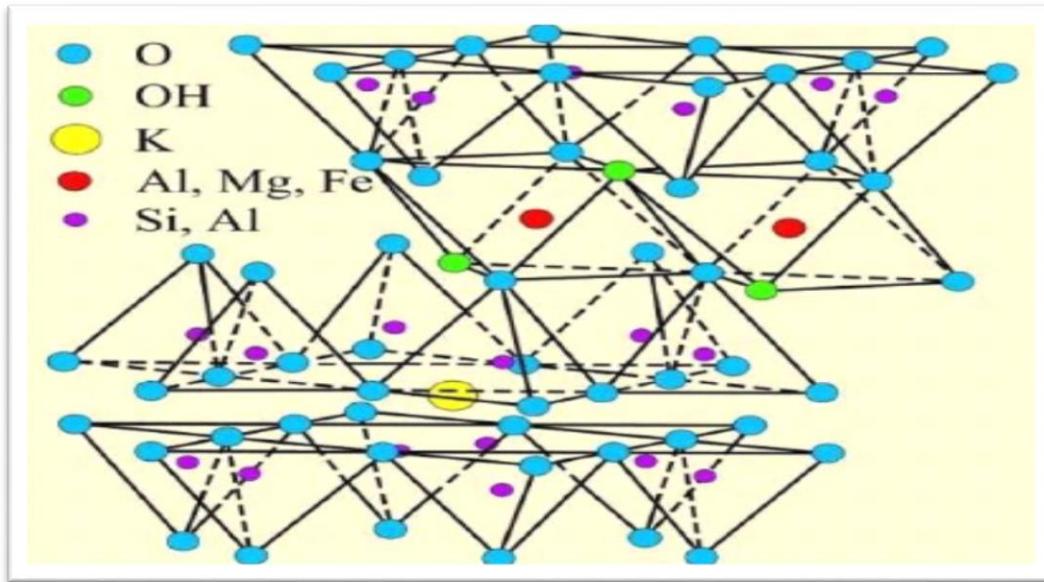


Figure 2.12 : Structure d'un minéral de type 2:1: cas de l'illite.

Dans ces sites octaédriques, u^+ peut aussi remplacer Fe^{2+} ou Mg^{2+} .

Ces différentes substitutions dans cette structure créent un déficit de charges qui est compensé par

Des cations (K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} ou même Al^{3+} ...) dans l'espace interfoliaire.

8-3- Structure cristalline des chlorites

Le feuillet est constitué par l'alternance de feuillets T-O-T et d'une couche octaédrique interfoliaire.

L'équidistance caractéristique est alors d'environ 14 Å.

Les couches tétraédriques sont formées de tétraèdres SiO_4 ou Si est souvent substitué par Al^{3+} , plus rarement par Fe^{3+} .

Le déficit de charge qui en résulte est compensé par un excès de charge octaédrique, soit dans

Le feuillet T-O-T, soit dans la couche brucitique (octaèdre: Mg, Fe) $(OH)_6$.

C'est le cas typique des minéraux de la famille des Chlorites (**figure 2.13**).

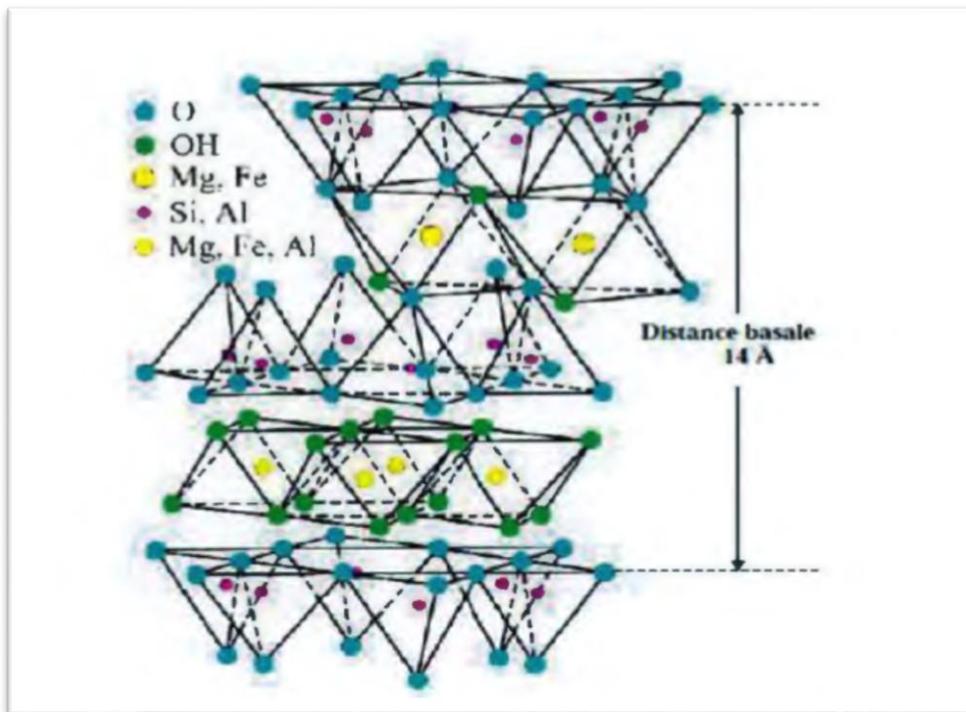


Figure 2.13: Structure cristalline des chlorites

8-4- Minéraux inters stratifiés

Il existe bien entendu des minéraux inters stratifiés, formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets De deux types différents.

Lorsque l'un des feuillets est de type smectite, le comportement peut s'avérer gonflant. C'est le cas de la kaolinite-montmorillonite, la saponite-chlorite, montmorillonite-micas, l'illite-montmorillonite.

Ainsi on peut résumer dans un tableau récapitulatif les différents groupes des minéraux argileux..... [5]

Groupe de Minéraux Argileux	Espèce Minérale	Structure	
Kaolinites	Kaolinite Halloysite Dickite	Minéraux à 2 couches T-O T-O	T = couche de Tétraèdres. O= couche Cr octaèdres
Smectites	Montmorillonite Saponite Beidellite Nontronite	Minéraux à 3 couches T-O-T T-O-T	
Illites Vermiculites Micas	Illite Vermiculite Muscovite Biotite	H ₂ O, cations	
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O	
Sepiolites Palygorskites	Sepiolite (écume de mer) Attapulgite	Minéraux en lattes <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T-O-T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T-O-T</div> </div> <div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T-O-T</div> </div>	

Tableau 2.2 : classification des principaux groupes des minéraux argileux et leurs espèces

9-Propriétés des argiles

Les minéraux argileux se caractérisent par trois propriétés principales : leur forme et leur surface spécifique, leur capacité d'adsorption d'eau et de gonflement et leurs multiples Possibilités d'échanges ioniques.

9-1 La plasticité

Elle est liée à la présence des feuillets dont les déplacements possibles les uns sur les autres ont pour conséquence, la malléabilité de l'argile

9-2 La surface spécifique

La surface spécifique (tableau II) d'une poudre d'argile est la surface développée par l'ensemble des grains.

La surface spécifique d'un matériau argileux constitue un indicateur de sa susceptibilité au phénomène de Retrait-gonflement, et par conséquent il s'agit d'un Paramètre important pour le choix des voies de valorisation. On la mesure le plus souvent en fixant un gaz (azote) à basse température en monocouche sur la surface de

Chaque grain.

9-3 Capacité d'échange cationique (CEC)

Les argiles ont la propriété de fixer de façon réversible (échangeable) des cations

Contenus dans les solutions environnantes.

La capacité d'échange cationique (CEC) correspond au nombre de cations monovalents

Qu'il est possible de substituer aux cations compensateurs pour compenser la charge négative de 100 grammes D'argile.

Elle s'exprime généralement en milliéquivalents pour 100 grammes (még/100g),

$$\text{Iméquivallant} = 96,5 \text{ Coulomb.}$$

Cette caractéristique est fonction du type d'argile, de ses caractéristiques

Cristallographiques, de ses cations et du pH du milieu. Cette propriété est importante dans le Comportement rhéologique des argiles.

L'échange de cations n'est possible que s'ils sont retenus par des liaisons faibles sur des Surfaces externes ou internes (zone inter foliaires) des cristaux.

-La CEC externe dépend du nombre de sites de fixations des cations sur les surfaces externes.

Aux bordures d'un feuillet, les valences du silicium et de l'oxygène en couche tétraédrique D'une part, de l'aluminium et de l'oxygène en couche octaédrique, d'autre part, ne sont pas Saturées.

Pour comprendre ces valences, des molécules d'eau s'introduisent et il y a apparition De groupes silanol (Si - OH) ou aluminol (Al - OH) qui en fonction du pH peuvent capter ou Libérer des protons.

Ces derniers peuvent être échangés avec d'autres cations.

Le nombre et la nature des charges de bordure de feuillet seront directement liés au pH [8]

-La CEC interne reflète le déficit de charge des feuillets 2 :1, elle dépend donc des charges permanentes.

La substitution la plus fréquente est celle de Al^{3+} par Mg^{2+} dans la couche Octaédrique, c'est le mécanisme principal d'échange pour une montmorillonite. Pour cette Argile, la distance entre les sites négatifs situés au niveau de la couche octaédrique et le cation Échangeable situé à la surface du feuillet est telle que les forces d'attraction sont faibles. Des Substitutions de Si par Al dans la couche tétraédrique sont également possibles.

Minéral	Surface interne (m ² /g)	Surface externe (m ² /g)	Surface totale (m ² /g)	C.E.C (milliéquivalent/100g)
Kaolinite	0	10-30	10-30	5-15
Illite	20-55	80-120	100-175	10-40
Smectites	600-700	80	700-800	80-150
Chlorite	-	100-175	100-175	10-40

Tableau 2.3 : Surface spécifique et C.E.C de quelques minéraux argileux

9-4 Propriétés Colloïdale

Cette propriété est d'une grande importance pour les procédés de purification des argiles.

Elle est liée à la présence de charges négatives à la surface de chaque grain d'argile.

Le caractère colloïdal se traduit par le recouvrement de chaque grain d'argile par un double Couche d'ions hydrosoluble de charges opposées (**figures 2.14** (a et b))

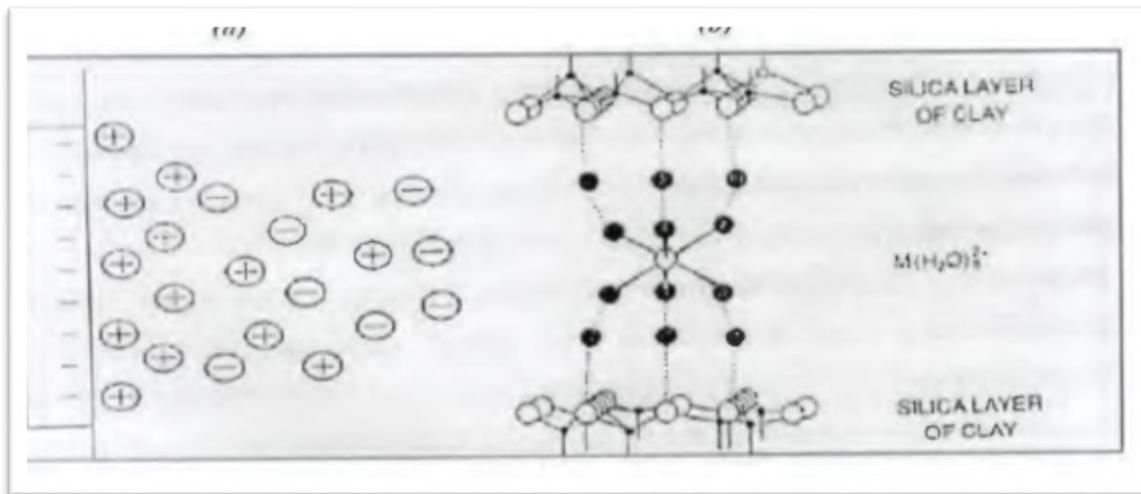


Figure 2.14: (a) : Double couche couy-chapmann, (b) : transport des éléments colloïdes

9-5 Propriétés de gonflement

Mise en suspension aqueuse, l'argile peut fixer une quantité notable d'eau (c'est plus

Particulièrement le cas de la montmorillonite). On a deux types de gonflement.

9-5-1 Gonflement inter foliaire :

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono-moléculaires.

9-5-2 Gonflement inter particulaire :

L'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Le degré d'hydratation

Dépend de la charge du réseau cristallin de la nature des contre ions, des énergies

D'hydratation, la mise en jeu de la force ionique du milieu environnant et de la quantité d'eau

Totale.

9-6 Absorption et adsorption

-L'intérêt des argiles en thérapeutique est lié à leur pouvoir couvrant et à leurs

Propriétés de surface et réactivité qui leur confèrent des propriétés d'adsorption, chélation et

Capture des particules externes, ainsi qu'à leur capacité d'absorption, des propriétés

Spécifiques des silicates et des alumines qui les composent et à celles de leurs ions de

Compensation.

- L'absorption est la propriété que présentent les solides et les liquides de retenir certaines

Substances (gaz ou liquides) dans la totalité de leur volume (comme dans une éponge).

- L'adsorption est un phénomène de surface par lequel des atomes ou des molécules de gaz

Ou de liquides (adsorbats) se fixent sur une surface solide (adsorbant) selon divers processus

Plus ou moins intenses.

9-7 Rétention des métaux par les argiles

L'étude du comportement des argiles dans le cadre de l'interaction argile-polluant est

Un sujet qui a suscité un grand intérêt depuis de nombreuses années. Des mécanismes distincts

Peuvent conduire à la rétention d'éléments par une surface solide. Ces mécanismes sont:

- La précipitation, engendrant l'apparition d'une nouvelle phase solide sur la surface du

Minéral;

- L'absorption, correspondant à la migration d'espèces dissoutes vers l'intérieur des

Solides (espace inter foliaire) ·

- L'adsorption, correspondant à la fixation physique ou chimique des espèces ou

D'éléments dissous (à la surface du solide) ·

- L'échange d'ion, correspond au remplacement d'un ion initialement présent en

Position échangeable (dans l'espace inter foliaire ou à la surface du solide), par un 1011

Présent à l'état dissous.

9-8 Théorie des échanges d'ions

Le phénomène d'échange d'ions peut être invoqué pour tout système constitué d'au

Moins deux phases non miscibles présentant les propriétés suivantes :

- La phase solide (constituant l'échangeur d'ions) imprégnée de liquide, développe à sa Surface des charges positives ou négatives qui sont alors exactement compensées par Des charges de signes opposés apportés par les ions de la solution.

L'ensemble {solide, ions compensateurs} constitue la phase échangeuse d'ions.

La charge totale nette doit être nulle.

- Les charges portées par le solide sont, soit localisées au niveau de groupements Fonctionnels ionisés (par exemple la charge permanente résultant de substitutions iso Morphiques au sein du cristal argileux). On ne considère que les zones de surface où sont Concentrées les charges électrostatiques constituent des sites d'échanges d'ions.

9-9-Echanges d'eau

La réactivité des argiles en milieu aqueux est aussi corrélée à la capacité d'échange D'eau.

Celle-ci est plus ou moins étroitement liée à la structure:

- eau libre entre les particules (macroporosité, capillarité, eau dite hygroscopique).
- eau captée entre les différents feuillets par les ions de compensation (nano porosité Eau dite d'hydratation), et qui permet l'écartement de ces mêmes feuillets ou « Gonflement ».

- eau intégrée à la structure même des feuillets (hydroxyles, eau dite de constitution ou De cristallisation), qui ne sera libérée que lorsque ceux-ci seront détruits, par une trop Forte cuisson. Par exemple.

Pour rappel: grâce à leurs propriétés d'absorption, les argiles sont capables de capter Les liquides environnants. Dans les sols, les particules d'argile servent de banque d'eau, la Captant lorsqu'elle est abondante, la reléguant lorsque le milieu s'assèche. S'équilibrant

Avec le milieu.

Les argiles servent également de banque de minéraux pour les plantes, les

Livrant à celles-ci en fonction de leurs besoins : sans argiles, un sol ne pourrait produire.

Ce sont elles qui déterminent en grande partie sa porosité, le Liant lorsqu'il est acide, le

Dispersant lorsqu'il est basique..... [5]

10 - Caractéristiques physiques des argiles

L'argile en particulier a fait l'objet de nombreux travaux de recherche sur sa nature minéralogique.

La différenciation entre les différents types d'argile se fait essentiellement par un certain nombre d'essais en Laboratoire ou in situ, qui permettent de déterminer les paramètres d'état et de nature du matériau ainsi que Son comportement mécanique et hydraulique.

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	y ou y_h	16 à 22	KN/m ³
Poids volumique sec	y_d	10 à 20	KN/m ³
Poids volumique saturé	y_{sat}	19 à 22	KN/m ³
Poids volumique déjaugé	y'	9 à 12	KN/m ³
Densité relative	G_r	2,60 à 2,86	/
Porosité	N	0,20 à 0,80	/
Indice des vides	e	0,3 à 1	/
Teneur en eau	W	10 à 20	%

Tableau 2.4 : caractéristique physiques générales des argiles.

10-1 Paramètres d'état :

L'eau joue un rôle très important sur les propriétés physiques des sols fins, ainsi, deux variables sont Nécessaires pour décrire l'état d'un sol : La teneur en eau, w exprimée en %, (NF P94-050).

Le poids volumique sec et/ou humide γ exprimé en KN/m³, (NF P94-053), Certains paramètres d'état, Nécessaires à la caractérisation du matériau naturel, font appel aux limites d'Atterberg.

Les études de (Baver, 1930 ; Combeau et Quantin, 1963) ont montré que les limites d'Atterberg dépendent Étroitement de la granulométrie de l'échantillon.

Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité ainsi que celle de l'indice de plasticité augmentent Régulièrement avec le taux d'éléments fins dans le sol.

10-2 Paramètres de nature :

Ces paramètres se composent de la granulométrie, de l'argilosité et de la minéralogie.

La granulométrie, de l'argile se fait par le tamisage ou la sédimentation.

L'analyse granulométrique est effectuée suivant les normes (NF P94-056 et NF P94-057).

La répartition des tailles des grains de sol est prise en compte jusqu'à 80 μm . C'est-à-dire que la fraction Granulaire d'argile reste inférieure à 80 μm . Il est à définir également la notion de «teneur en argile» qui est Le pourcentage d'éléments inférieurs à 2 μm . L'argilosité, est déterminée par l'indice de plasticité IP suivant La norme (NF P94-051).

Il mesure l'étendue de la plage des teneurs en eau dans laquelle le sol se trouve dans un état de plasticité. L'indice de plasticité dépend de la nature du sol et de la quantité des minéraux argileux qu'il contient. Il est d'autant plus élevé que le sol contient plus d'argile, d'où son importance capitale pour quantifier la Sensibilité des sols fins à l'eau (Saadi, 2003).

La minéralogie, consiste en la détermination de la composition chimique, par les méthodes courantes, Fluorescence X, absorption atomique, etc.... [5]

11- Caractéristiques hydrauliques des argiles

Les sols fins en général et les argiles en particuliers sont connus par leur faible perméabilité, cette Caractéristique est d'une importance capitale dans le cas de certains ouvrages en terres tels que les barrages, Les barrières étanches, etc. L'argile est un milieu poreux dit "imperméable".

Son coefficient de perméabilité k varie de 10^{-10} à 10^{-13} m/s, et peut être plus faible parfois.

Soit Q le débit d'eau s'écoulant à travers une éprouvette d'argile de section S .

En divisant ce débit par S , sera obtenue la vitesse fictive de l'eau à la sortie du massif, comme si toute la Section de l'échantillon était soumise à l'écoulement. Cette vitesse, notée V , est appelée vitesse de filtration ... [4]

12- Caractéristiques mécaniques des argiles

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les Tassements, la compressibilité ou la consolidation, et la résistance au Cisaillement des sols, Ces paramètres Sont obtenus à partir des essais géotechniques en laboratoire, notamment :

L'essai de compactage Proctor, il a pour objectif d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de Sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée, il permet

Ainsi, de déterminer la teneur en eau optimal nécessaire pour avoir la densité maximale du sol ou des matériaux

Analysés.

L'indice portant immédiat (IPI), à teneur en eau naturelle exprime la capacité au poinçonnement d'une Éprouvette de sol compacté à énergie Proctor

L'essai de cisaillement direct à la boîte, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du Sol (la contrainte de cisaillement à la rupture τ), ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et φ) pour une Contrainte normale donnée (σ), suivant un plan de cisaillement horizontal imposé.

L'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol Ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et φ) pour une contrainte de confinement donnée σ_3 .

L'essai de compression simple, a pour objectif de mesurer la force axiale de rupture de l'échantillon sous une vitesse de compression donnée.

L'essai œdométrique, permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps. Il permet Également de classifier les sols vis-à-vis de leur compressibilité... [5]

Conclusion :

Dans le chapitre suivant, nous allons étudier le gonflement. Quand nous avons commencé nos recherches sur Le sujet, certaines notions avancées ne paraissent pas toujours très claires.

Nous avons souhaité repasser en revue plusieurs aspects de ce phénomène. Cela explique aussi pourquoi nous Avons tenu à préciser ici un certain nombre de notions relativement en amont par rapport à l'objectif en

Question, concernant la notion de contrainte effective : au chapitre suivant, la contrainte effective est prolongée

En intégrant le phénomène de gonflement.

Chapitre 3.

Phénomène de gonflement des sols

Introduction

Les sols sensibles au retrait-gonflement sont divisés en sols argileux et sols marneux.

Un sol argileux est un sol fin composé en grande proportion de particules argileuses (taille inférieure à 2 μm). Ces particules sont composées d'agrégats de minéraux (constitués majoritairement de minéraux argileux de la famille des phyllosilicates). Selon le type de minéral argileux, ces sols ont une sensibilité différente au retrait-gonflement c'est-à-dire que leur volume varie différemment en fonction des variations hydriques auxquelles ils sont soumis. Ainsi, parmi les minéraux argileux, le groupe des smectites est beaucoup plus sensible que les kaolinites et leurs variations de volume plus importantes

Un sol marneux est composé de particules argileuses mélangées avec une forte proportion de particules calcaires. Il peut également présenter une sensibilité importante au retrait-gonflement. Il est donc important de bien identifier la nature des sols considérés. Le sens des déformations de retrait-gonflement des sols argileux ou marneux dépend aussi de leur état : les sols plutôt denses et secs ont tendance à gonfler lors de périodes pluvieuses tandis que les sols lâches et humides ont tendance à diminuer de volume lors de périodes sèches... [8]

2- Revue du phénomène de gonflement

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

Dans un premier temps, comme les matériaux «gonflants» les plus fréquemment rencontrés sont les argiles, un rappel sur la minéralogie des argiles est d'abord effectué afin de mettre en évidence quelle est la

[CH.Djaalali .CH.Haouam](#)

composition des différents familles d'argiles, leur stabilité et leur affinité avec l'eau qui est à l'origine du gonflement.

Ensuite, on s'attachera à développer les différents mécanismes de gonflements qui peuvent se développer au niveau microscopique et à mettre en évidence les facteurs influant sur le gonflement. On évoquera aussi une autre forme de gonflement d'origine uniquement chimique pour l'anhydrite.

Après avoir décrit le phénomène de gonflement au niveau microscopique, on s'intéressera aux méthodes d'estimation et de caractérisation du potentiel de gonflement d'un terrain .la dernier partie détaillera les différentes manières des caractériser le gonflement au niveau macroscopique : méthodes indirectes, essais en laboratoire ou essais in situ.

Les méthodes indirectes basées sur l'évaluation des paramètres géotechniques classiques (teneur en eau, densité sèche, limites d'Atterberg, valeur de bleu) permettent d'estimer la sensibilité du matériau vis-à-vis du gonflement.

Les essais en laboratoire permettent de décrire un comportement de gonflement rencontré autour de l'ouvrage, les essais in situ permettent d'identifier les sols gonflants en place et de quantifier leur potentiel de gonflement [10]

3- Les paramètres du gonflement

Dans la littérature géotechnique, on distingue trois principaux paramètres pour la caractérisation des Paramètres hydromécaniques des sols gonflants.

Ces paramètres sont : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement.

3-1 La pression de gonflement

D'un élément de sol, 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. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.

3-2 Le potentiel de gonflement

D'un sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale (A_h/h_0) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état De contrainte nulle ou quasi nulle jusqu'à sa saturation complète.

3-3 L'indice de gonflement Cs

D'un sol traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contrainte donnée, il est

Défini par la pente de la courbe $e = f(\log x)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique.

Il n'y a pas de proportionnalité entre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. Ainsi, certains

Matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée mais un potentiel de gonflement très faible, pour d'autres matériaux c'est l'inverse. Il faut donc connaître ces deux paramètres pour caractériser le gonflement. [11]

4- Mécanismes de retrait - gonflement des argiles

4-1 Le Gonflement au sens physico-chimique

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Le gonflement d'un sol peut résulter de la diminution des contraintes en place à la suite d'un déchargement, après une excavation, ou par imbibition du sol. Il se traduit par une augmentation du volume du sol ou un accroissement des pressions régnant dans le milieu selon que le matériau peut se déformer ou non.

Il est à noter que l'augmentation de teneur en eau lors d'une imbibition ne provoque pas toujours une augmentation de volume suivant la nature du matériau. En effet, un sol sec essentiellement sableux ou silteux peut s'humidifier par remplacement de l'air contenu dans les vides, sans augmentation conséquente de volume. Par contre, dans le cas de sols argileux, le gonflement résulte de forces de répulsion qui s'exercent entre les particules argileuses, entraînant une augmentation de volume à mesure que la teneur en eau augmente. Le gonflement des particules argileuses, à l'échelle microscopique, est directement lié à leurs propriétés minéralogiques, électrochimiques et à leurs surfaces spécifiques qui varient d'une famille d'argiles à l'autre.

Le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (**Figure 3.1**) :

-l'hydratation des espaces interfoliaires, entraînant une augmentation de la porosité interfoliaire (gonflement interfoliaire ou gonflement cristallin),

-la répulsion entre les particules, soit l'augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire pouvant affecter toutes les argiles (gonflement interparticulaire ou gonflement osmotique). [11]

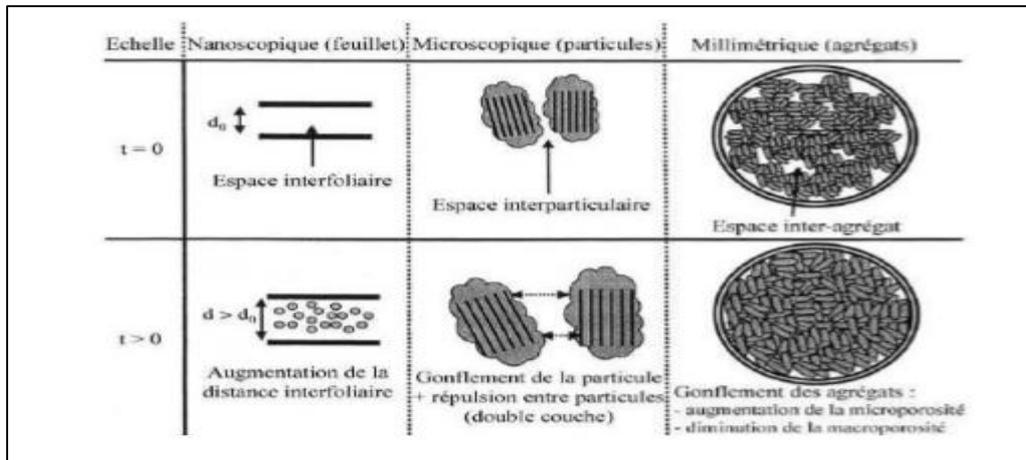


Figure 3.1 : Mécanismes des causes de gonflement (Gens et Alonso, 1992)

4.2 Le Gonflement au sens mécanique

4.2.1 Cinétique du gonflement :

Dans la synthèse bibliographique sur le gonflement des sols argileux de COJEAN et al. (2006), écrivent que le processus de gonflement des sols argileux est contrôlé par plusieurs mécanismes superposés à différentes échelles et s'exprime de manière différée à l'échelle macroscopique. Par conséquent, la cinétique du gonflement s'exprime par la relation existant entre la déformation et le temps. Elle est en général très lente en raison de la faible perméabilité des argiles. Serratrice et Soyez (1996) précisent que la cinématique du gonflement dépend de la nature des argiles, de leur état hydrique et de leur état de chargement. Suivant ces auteurs, la courbe de gonflement en fonction du logarithme du temps (Figure 1.19) est obtenue, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement. La déformation peut se décomposer en deux phases : un gonflement primaire et un gonflement secondaire (Alonso et al, 1989 ; Serratrice et Soyez, 1996 ; etc...). [11]

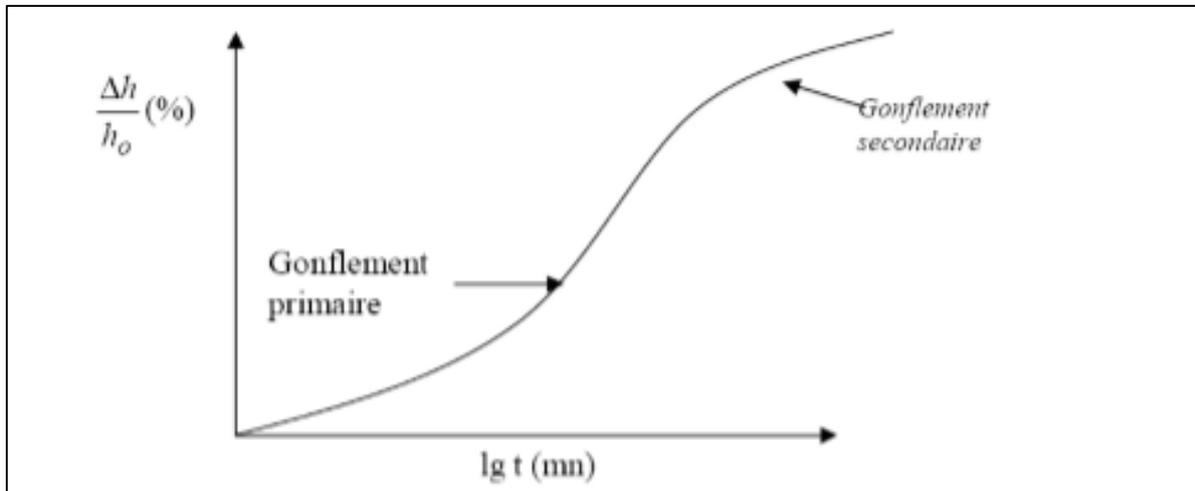


Figure 3.2 : Courbe du taux de gonflement en fonction du temps

La **figure 3.2** montre que l'évolution du taux de gonflement vertical ($\Delta h/h_0$) en fonction du temps suit une loi hyperbolique suivant la relation suivante (Dakshanamurthy, 1978 ; Vayssade, 1978 ; Parceveaux, 1980) :

$$\Delta h/h_0 = G^*(t/B+t)$$

Avec G : taux de gonflement final pour un temps infini.

B : temps de demi-gonflement.

Où G et B peuvent être déterminés graphiquement.

Le gonflement primaire est une phase relativement rapide, qui est dû à la dissipation de succion dans les macropores du sol par migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités. Cette phase est contrôlée par le gradient de charge hydraulique et la perméabilité du sol. Elle dure en général quelques heures à quelques jours suivant le type et l'état de consolidation initial du sol argileux. La phase de gonflement secondaire est quant à elle liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux de la structure et correspond à un processus de cinétique très lent d'après Alonso et al. (1989, 1991). Ces faibles vitesses de déformation sont en accord avec des observations faites dans des massifs de roche autour de tunnels notamment, où le processus de gonflement peut se dérouler pendant plusieurs années, voire plusieurs décennies (Steiner et al., 1993).

4.2.2 Influence de l'état initial du sol :

Les paramètres géotechniques de base tels que la teneur en eau initiale et le poids volumique sec, définis à l'échelle macroscopique lors de l'échantillonnage, jouent un rôle important sur le processus de retrait et gonflement des sols argileux. Ces paramètres ont fait l'objet de très nombreuses études notamment par Komornik et David (1969), BASMA et al. (1996), Chen (1975), Brackley (1973) et Komine & Ogata (1992) qui soutiennent l'idée que la pression de gonflement est essentiellement une fonction de la densité sèche initiale du matériau et qu'elle est indépendante de la teneur en eau initiale. Par contre Komornik et David (1969) et Basma et al. (1996) ont noté que la pression de gonflement des sols augmente avec la densité sèche initiale et lorsque la teneur en eau initiale diminue, mais sans obtenir de bonnes corrélations entre les paramètres concernés. L'influence de la teneur en eau est donc variable, et dépend des caractéristiques du sol comme des conditions d'essai, tandis que la densité sèche est reconnue comme le facteur ayant le plus d'importance sur le potentiel de gonflement (**Figure 3.3-a**).

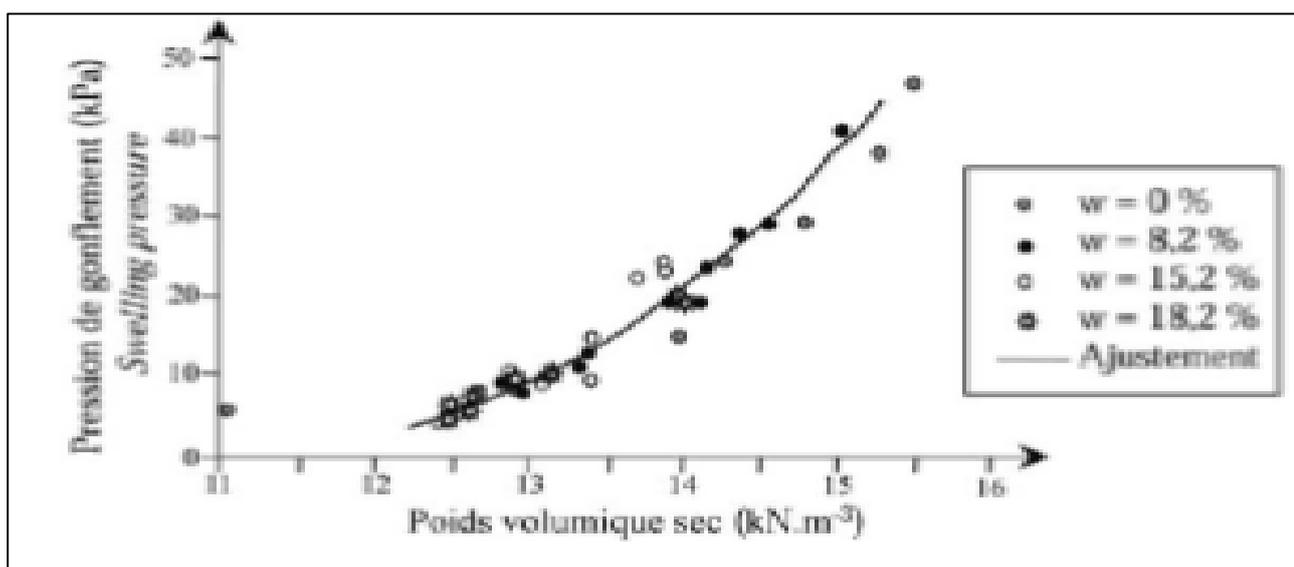


Figure 3.3-a : Influence de la densité sèche sur le gonflement (SRIDHARAN et al. 1986)

Par ailleurs, El-SOHBY et RABBA (1981) ont remarqué que l'effet de la teneur en eau initiale sur le taux et la pression de gonflement n'est pas significatif lorsqu'elle est inférieure à la limite de retrait, mais que son effet devient important sur le gonflement final lorsqu'elle est supérieure à la limite de retrait. Guiras-Skandaji (1996) a montré que la teneur en eau initiale d'échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les caractéristiques du gonflement. Il établit que la pression de gonflement croît lorsque la teneur en eau initiale diminue (**Figure 3.4-b**). [11]

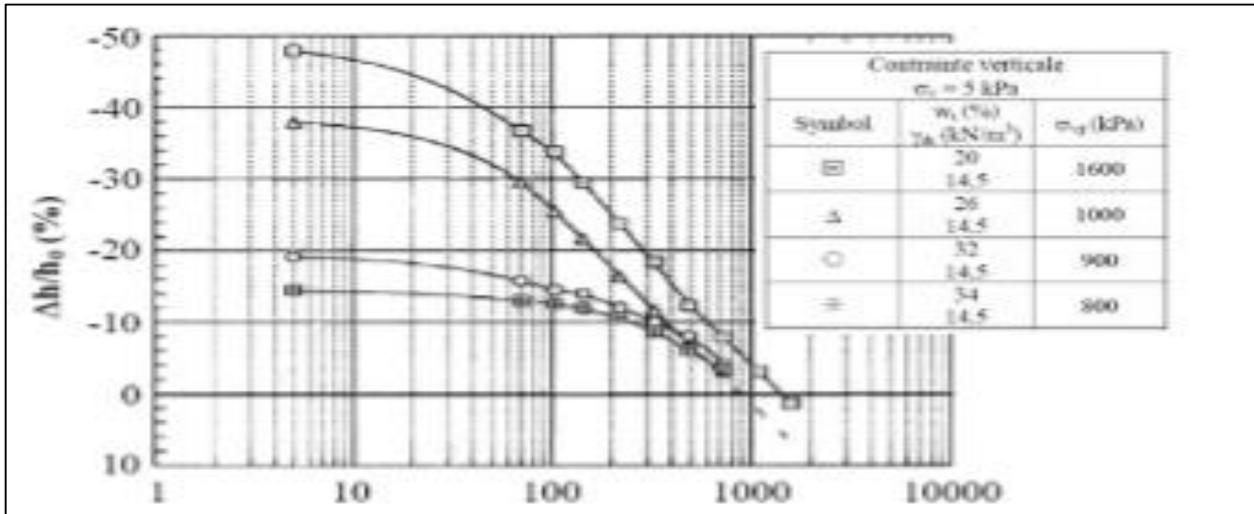


Figure 3.4-b : Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement mesurée par la méthode de gonflement libre (d'après Guiras-Skandaji, 1996)

4.2.3 Influence de la composition minéralogique :

La quantité d'argile gonflante (type smectite) est l'un des premiers facteurs qui conditionne le gonflement d'un sol argileux. En effet, les propriétés gonflantes du sol seront d'autant plus marquées que le pourcentage de minéraux expansifs du type smectite sera élevé.

Ainsi à partir d'un mélange de limons de Xeuilley (Lx) et de bentonite calcique (B), Tabani (1999) montre que le taux de gonflement passe ($\Delta h/h_0$) de 6,3 % à 44,4 % lorsque le pourcentage massique de bentonite augmente de 10 à 100 %. Dans le même temps, la pression de gonflement croît de 205 à 740 kPa (**Figure 3.5**).

4.2.4 Le mécanisme du retrait, une sollicitation hydrique

Au cours de la dessiccation, les particules argileuses suivent en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible mais non symétrique pour un sol argileux. La dessiccation tend à augmenter le nombre de feuillets par empilement élémentaire, au contraire du gonflement qui les divise. Cependant, la réorganisation de la phase solide dépend fortement des niveaux de succion appliquée.

Ainsi, d'après Tessier (1991), trois étapes successives peuvent être considérées au cours de la dessiccation

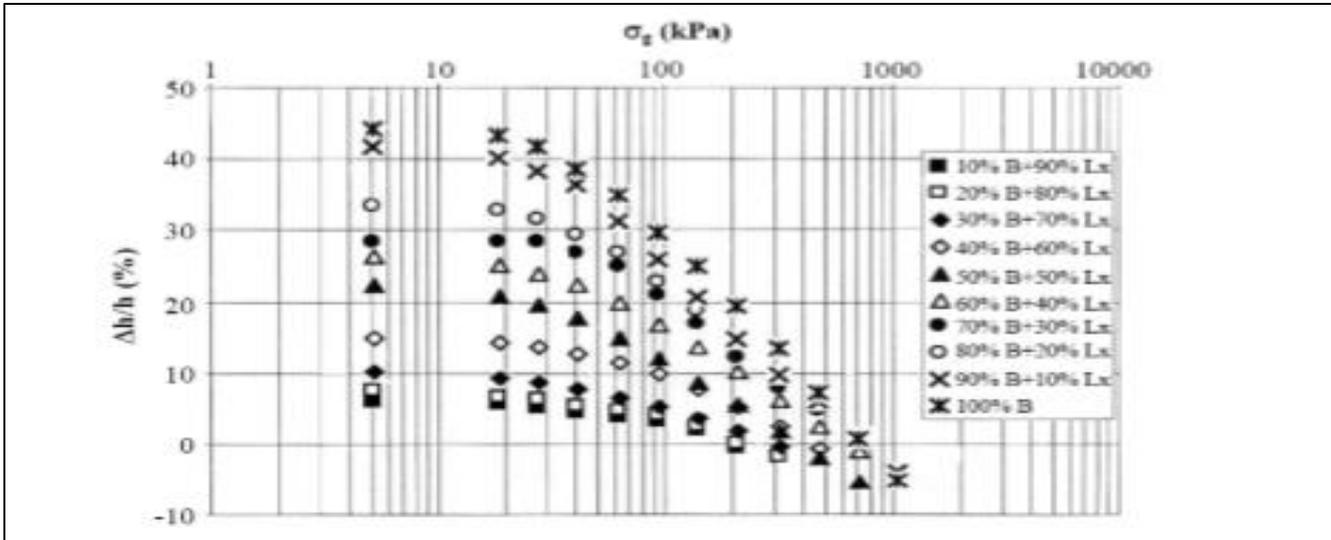


Figure 3.5 : Taux de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite d'après Tabani (1999)

D'une montmorillonite calcique. Tout d'abord entre 0 et 1 MPa, l'augmentation de succion provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet de diminuer la distance interfoliaire. Ce phénomène se poursuit entre 1 et 5 MPa environ où l'eau de l'espace interfoliaire tend à être éliminée, la distance interfoliaire diminue et le nombre de feuillets par particule augmente. Au-delà de 5 MPa, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, l'eau interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuillets par empilement élémentaire continue de croître. Le départ progressif de l'eau provoque ainsi une réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. [9]

Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait (Figure 3.6).

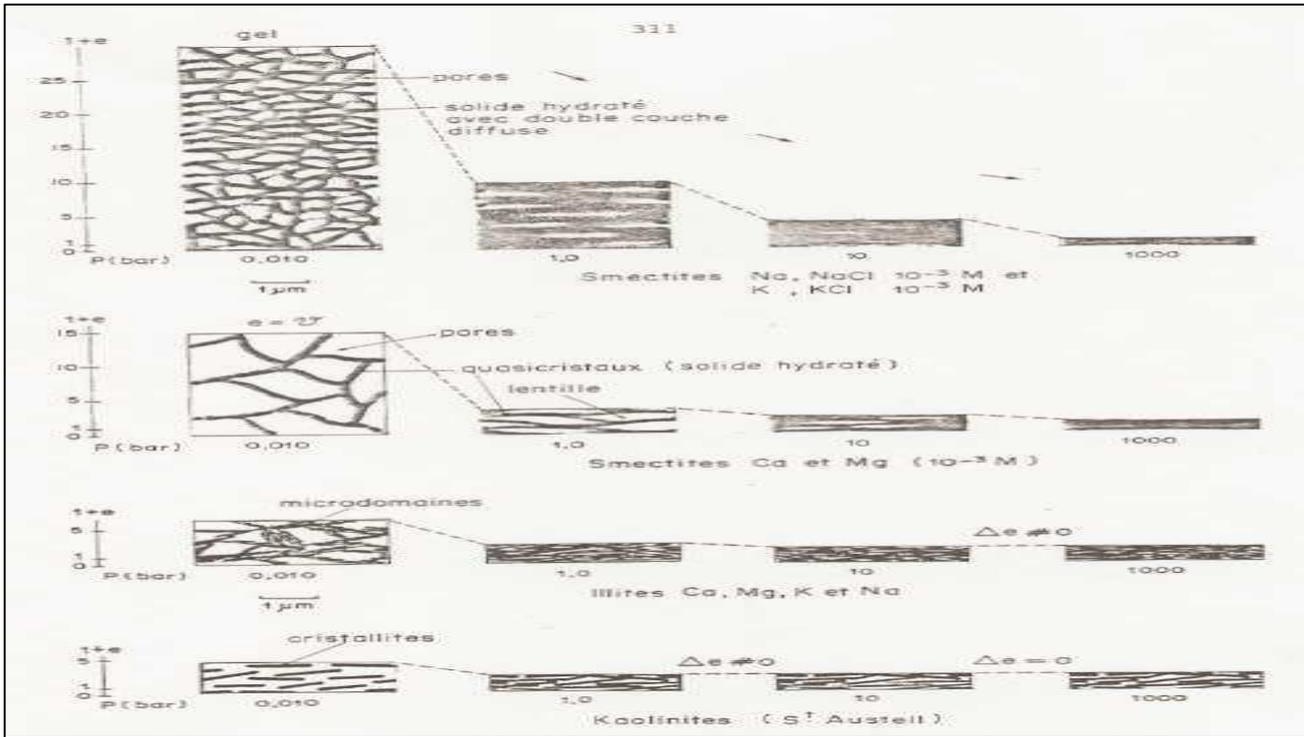


Figure 3.6 : Représentation schématique de l'évolution du volume apparent d'argiles au cours de la première dessiccation en fonction de la succion (de 0,001 bar à 1000 bar) (Tessier, 1984)

Cette contraction du matériau par dessiccation s'interrompt à partir d'un certain seuil de succion où l'air occupe tous les espaces des macropores jusqu'à atteindre l'état de volume constant. Dans ce cas, la teneur en eau correspondante atteint la limite de retrait. La courbe de retrait qui lie l'indice des vides ($e = V_v/V_s$) à la teneur en eau volumique permet

De caractériser les variations de volume d'un matériau argileux au cours de la dessiccation et ainsi comprendre le mécanisme de retrait (**Figure 3.7**).

Il y a au cours de la dessiccation le développement d'une macroporosité due à la contraction des agrégats. [9]

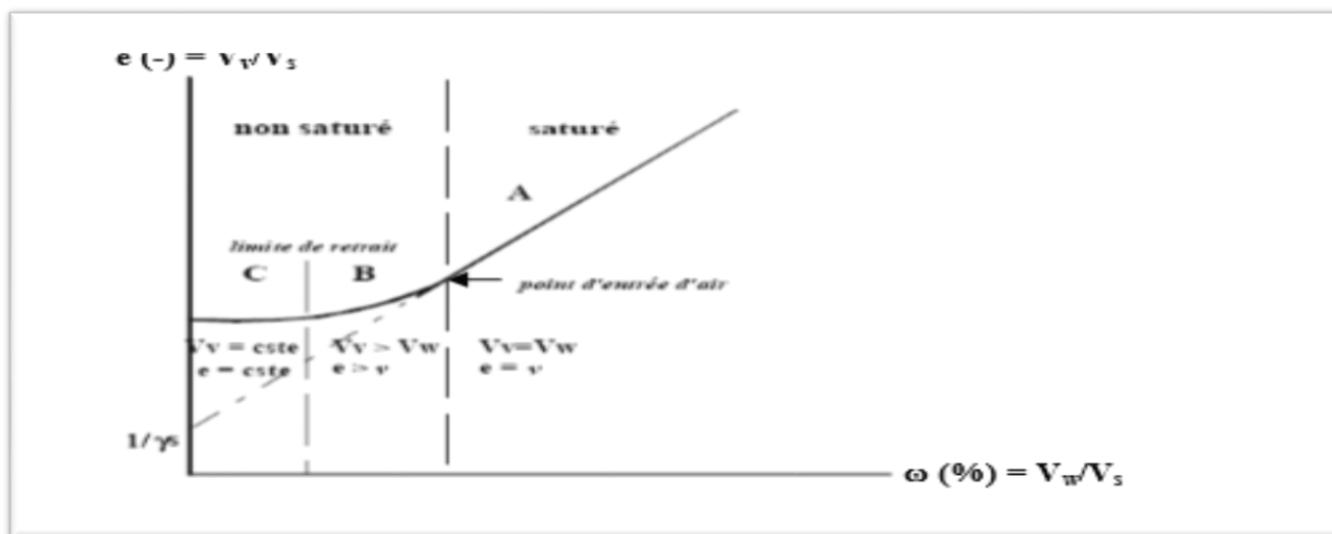


Figure 3.7 : Représentation schématique de la courbe de retrait d'une argile (d'après Tessier, 1984).

4.3. Evolution de la structure des argiles en fonction des différentes sollicitations

Il n'a été défini précédemment que les sols argileux s'organisent différemment suivant l'échelle d'étude. À chaque échelle correspond un état d'organisation spécifique, correspondant aussi à une structure et à une texture d'un état d'équilibre dans des conditions données. La modification des conditions hydriques et/ou mécaniques va provoquer une modification de la structure et de la texture, comme l'a montré les travaux des auteurs par l'étude de l'évolution de la texture lors de l'humidification et/ou retrait.

4.3.1 Evolution de la texture au cours du gonflement/humidification :

La dessiccation et/ou l'humidification entraînent une réorganisation de la phase solide. La variation de la 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 prosimètres par injection de mercure. Le M.E.B permet de visualiser la texture des sols avec l'arrangement des particules, l'estimation des rayons de pores, la taille des particules et les éléments non argileux. La prosimètres à mercure permet de quantifier le réseau poreux des sols argileux par la mesure des rayons de pores, terme indispensable à connaître étant donné

Que la dilatation volumique est à l'origine du gonflement macroscopique. Grâce à ces deux techniques, VAYSSADE (1978) et PARCEVAUX (1980) ont obtenu des résultats très significatifs sur des argiles composées essentiellement de kaolinite, et des résultats moins probants sur un interstratifié : illite-smectite de

[CH.Djaalali .CH.Haouam](#)

l'argile verte de Villejuif, de l'argile de Provins et de Fausses glaises. Leurs observations au M.E.B ont montré que les sols étudiés ont à l'état naturel une texture assez compacte, constituée d'agrégats argileux plus ou moins individualisés et tassés les uns contre les autres. Au cours du gonflement, cette texture évolue vers une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au fur et à mesure du gonflement comme cela est illustré à (**la figure 3.8**) (Parce veaux, 1980). [9]

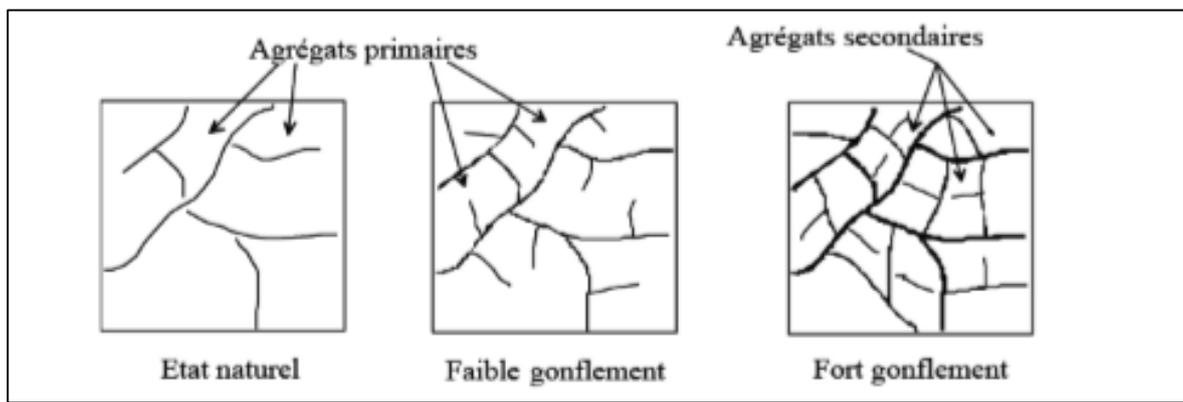


Figure 3.8 : Evolution de la texture des sols au cours du gonflement d'après Parceveaux (1980)

Par injection de mercure, deux classes de pores ont été mises en évidence pour la plupart des sols étudiés avec des : - pores intra-agrégats (rayon de pores $< 0,05$ mm), - pores inter-agrégats (rayon de pores $> 0,05$ mm).

Il apparaît que la classe de pores intra-agrégats ne varie pas au cours du gonflement. L'augmentation de la porosité est due uniquement à l'augmentation de la porosité interagrégats et correspond à une croissance des rayons de pores au cours du gonflement (Parceveaux, 1980). Cette étude montre que le gonflement des sols argileux saturés, ne contenant pas de grande quantité de minéraux dits « gonflants » (smectites), se produit au niveau des zones de faible résistance, comme des fissures dans le sol (pores bidimensionnels), individualisant ainsi un réseau tridimensionnel d'agrégats.

Bigorre et al. (2000) confirment que l'évolution texturale et structurale des argiles a des répercussions directes sur le comportement hydrique des sols. Elle est due à la redistribution des argiles dans les profils pédogéniques. Ces auteurs ont ainsi mis en relation l'évolution des propriétés de surface des sols argileux et leur comportement hydrique (**Figure 3.9**).

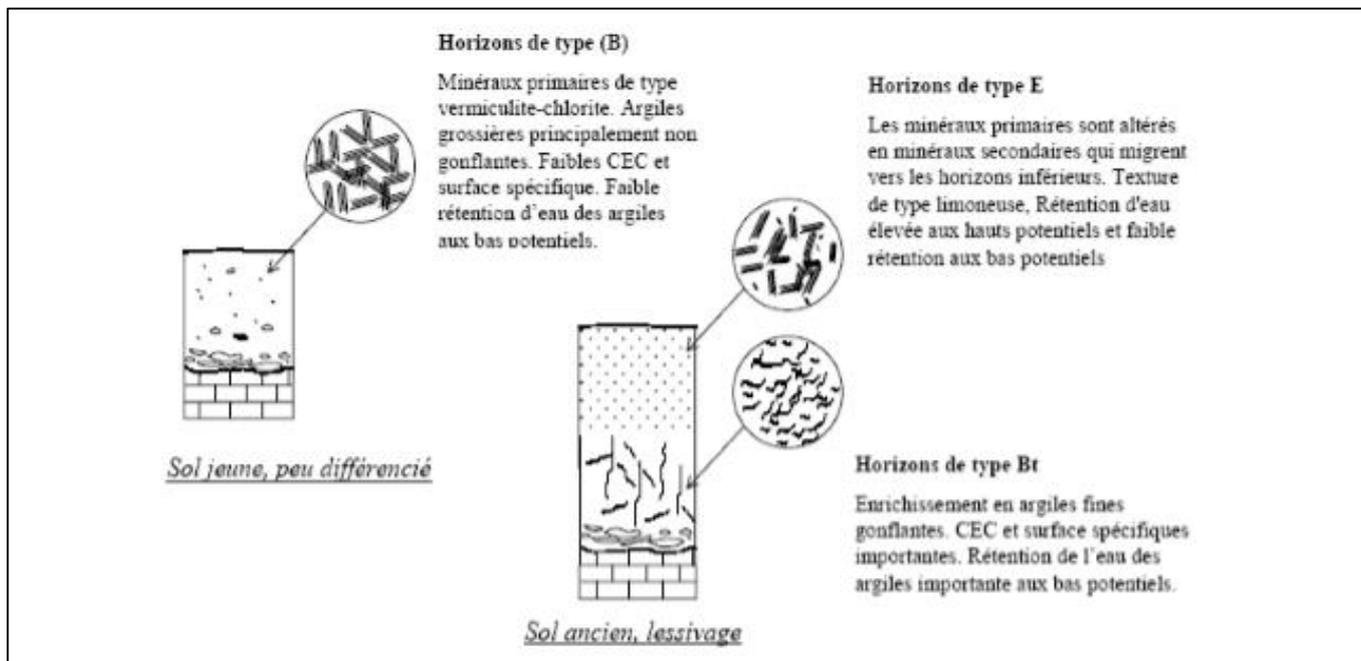


Figure 3.9 : Evolution des minéraux argileux durant la pédogénèse en relation avec les propriétés hydriques du sol d'après Bigorre et al. (2000).

TROALEN et al. (1984) ont également utilisé le M.E.B pour analyser les mécanismes du gonflement de matériaux argileux de la région du Caire. Il s'agissait d'argilites massives et argilites litées dont la fraction argileuse était essentiellement composée de montmorillonite (argiles gonflantes). Les résultats du gonflement sur un échantillon d'argilite massive ont révélé une microtexture finale, après gonflement, serrée dans une direction et plus lâche dans une autre, caractérisant un comportement anisotrope (**Figure 3.10-b**).

Dans certains échantillons s'observe un réarrangement des agrégats argileux avec une diminution de la taille des particules et une fermeture plus ou moins marquée des discontinuités. Dans le cas des argilites litées, pour lesquelles les paramètres physico-chimiques et minéralogiques sont voisins, les microtextures finales après gonflement sont relativement serrées et denses comparées à celles initiales (**Figure 3.10-a**). [9]

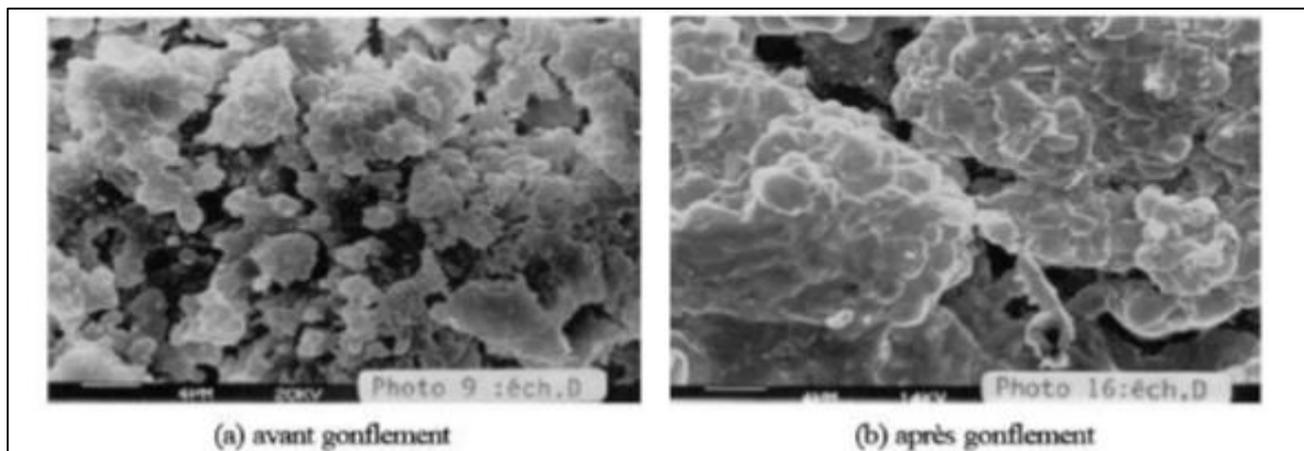


Figure 3.10 a et b : Observations au M.E.B d'une texture argileuse (Troalen et al, 1984).

Ces expériences montrent que le gonflement se traduit par des ouvertures entre les feuillets argileux, compensées par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales, soit des espaces inter-agrégats (**Figure 3.10-b**).

Ces exemples confirment que pour les smectites, le gonflement interfoliaire prend une ampleur considérable, et que les microtextures jouent un rôle essentiel lors du gonflement. L'évolution de la texture en est d'autant plus nette et significative que le matériau est plus fin et plus riche en minéraux argileux. Sous un climat tempéré, la présence de smectites va conduire à une déstructuration progressive du sol. En été, les smectites se déshydratent avec la formation de fissures, et en hiver elles gonflent refermant plus ou moins partiellement les fissures existantes (**Figure 3.11**). [9]

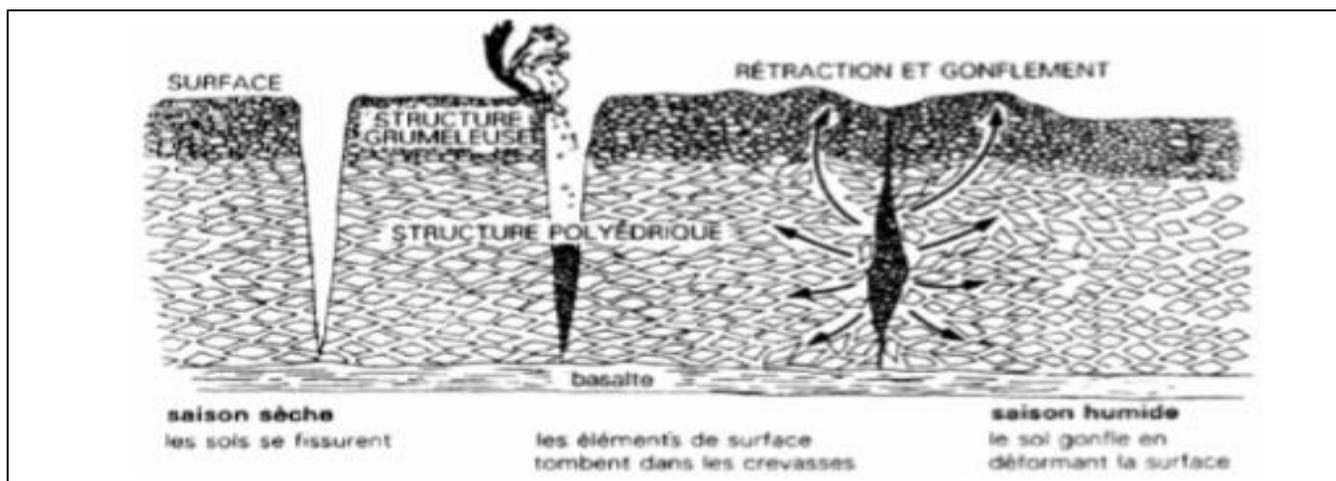


Figure 3.11 : Déstructuration d'un sol à cause du gonflement des argiles (La Nature, 1981 cité dans cours Géologie des Argiles).

4.3.2 Influence d'une sollicitation mécanique :

Les travaux de Delage et al. (1984) sur une argile de Québec, et de Qi Yun (1996) sur une laponite sodique (Na) ont montré que la réduction d'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique se traduisait par une réduction de la macroporosité, la microstructure restant pratiquement inchangée. En effet, l'application de contraintes extérieures tend dans un premier temps à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations deviennent importantes

4.3.3 Influence de la valence des cations compensateurs :

L'amplitude du gonflement d'un sol argileux varie suivant la nature des cations fixés sur les minéraux argileux qu'il contient. En effet, la valence de ces cations est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la double couche diffuse, ce qui tend à diminuer la capacité du matériau à gonfler. Ceci peut expliquer les différences de comportement entre les argiles sodiques (Na^+) et les argiles calciques (Ca^{2+}).

De la même manière, la valence des cations de l'eau d'hydratation du matériau doit être faible pour provoquer un gonflement plus important (DARDAINE et al. 1986). Lin (2000) a confirmé que suivant la nature du cation contenu dans la solution interstitielle du sol, le gonflement est différent. Si le cation a une valence élevée, le potentiel de gonflement est moins important. [9]

4.4 Comportement hydromécanique des sols gonflants

Les parties précédentes ont permis de montrer que la structure d'un sol gonflant rétractant est extrêmement sensible à toute modification de succion ou de contrainte mécanique. La suite de cette partie va s'attacher à faire une synthèse bibliographique des nombreux travaux réalisés à l'œdomètre et au triaxial à succion contrôlée, se consacrant aux relations mises en évidence entre la modification de paramètres du sol et leur contrôle sur son comportement hydromécanique. L'étude porte sur la variation des paramètres hydromécaniques d'un sol en fonction de son état hydrique, soit la succion. Le cas d'un sol à l'état saturé sera d'abord évoqué, avant de présenter celui d'un sol non saturé.

4.4.1 Etat saturé (suction nulle) :

La compressibilité d'un matériau argileux est très dépendante du type d'argile qu'il contient. En effet, un sol à dominante kaolinite est moins compressible qu'un sol contenant de la montmorillonite, de même qu'une montmorillonite sodique est plus compressible qu'une montmorillonite calcique. OLSON & MESRI (1971) et SHRIDHARAN et Rao (1986) ont montré l'existence de deux phénomènes déterminant la compressibilité d'une argile à l'état saturé : - un mécanisme contrôlé par les résistances au cisaillement entre les différents feuillets, que l'on qualifiera de « modèle mécanique »,

- un modèle « physico-chimique » gouverné par les forces électrochimiques.

Les argiles type kaolinite sont plutôt gouvernées par les phénomènes mécaniques tandis que les montmorillonites sont régies par les aspects physico-chimiques, ce qui explique que la compressibilité d'une smectite sodique soit différente de celle d'une smectite calcique. [9]

4.4.2 Etat non saturé (a Courbe de rétention hydrique) :

La courbe de rétention hydrique d'un sol gonflant est très dépendante des conditions initiales dans lesquelles s'effectue sa détermination. La (figure 3.12) reproduit la courbe de rétention hydrique d'une argile gonflante de Boom, provenant du Sud-Ouest de la France. Les travaux de Romero et al. (1999) montrent que la densité influence la courbe de rétention uniquement au-dessous d'une suction de 2 MPa. Partant du fait que la densité ne joue que sur la quantité et la taille des macropores, les auteurs supposent qu'en deçà de 2 MPa, la courbe de rétention hydrique est contrôlée par les macropores et qu'au-delà elle est contrôlée par les micropores

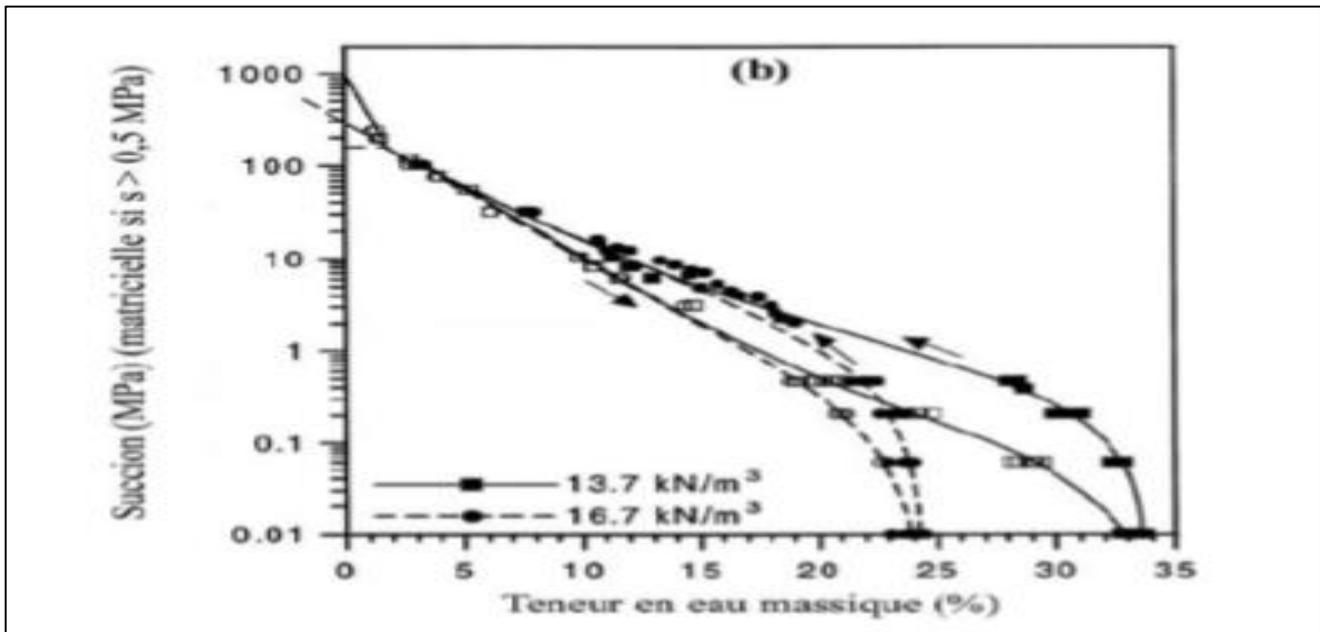


Figure 3.12 : Influence sur la courbe de rétention hydrique du poids volumique sec initial (Romero et al. 1999)

-b) Comportement volumique de sols gonflants lors de cycles de succion :

Robinet et al. (1996) ont réalisé à l'œdomètre des essais cycliques de drainage humidification sous contrainte verticale constante de 5,5 MPa, sur un échantillon d'argile consolidée de Boom.

Les résultats obtenus et montrent une réponse de cette argile analogue à celle observée dans les mêmes conditions sur le limon de Jossigny (sol non gonflant) (Vicol, 1990). L'évolution de l'indice des vides en fonction de la succion fait apparaître trois zones :

- une première zone de faible variation de l'indice des vides, associée aux faibles valeurs de succion ($S \leq 2$ MPa), correspondant à un comportement de type sur consolidé.

- une seconde zone dont le comportement est de type normalement consolidé, avec des variations de succion entre 2 et 20 MPa et une variation significative de l'indice des vides ;

Une troisième zone, qui correspond aux valeurs de succions supérieures à 20 MPa, pour laquelle la variation de l'indice des vides est faible et réversible. Dans cette dernière phase, les déformations sont élastiques.

Ces résultats montrent également qu'un cycle de dessiccation-humidification entraîne un retrait irréversible. Comme dans le cas de sols non gonflants (Vicol, 1990), on constate que la pente de la partie en humidification (DE) est quasiment égale à celle de la partie sur consolidée en séchage (AB) (**Figure 3.13**).

BIAREZ et al. (1988) et FLEUREAU et al. (1993) ont obtenu le même type de comportement à partir d'une montmorillonite Ca remaniée pour les premiers auteurs, et à partir d'un interstratifié du type S/K provenant du Sud-Ouest de la France pour les troisièmes auteurs (**Figure 3.14**). [9]

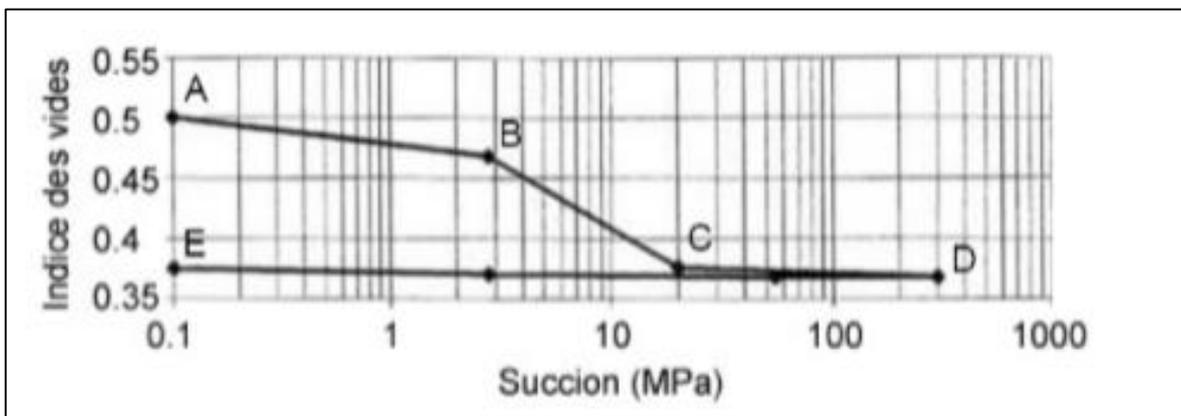


Figure 3.13 : Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de Boom sous contrainte verticale de 5,5 MPa (Robinet et al. 1997)

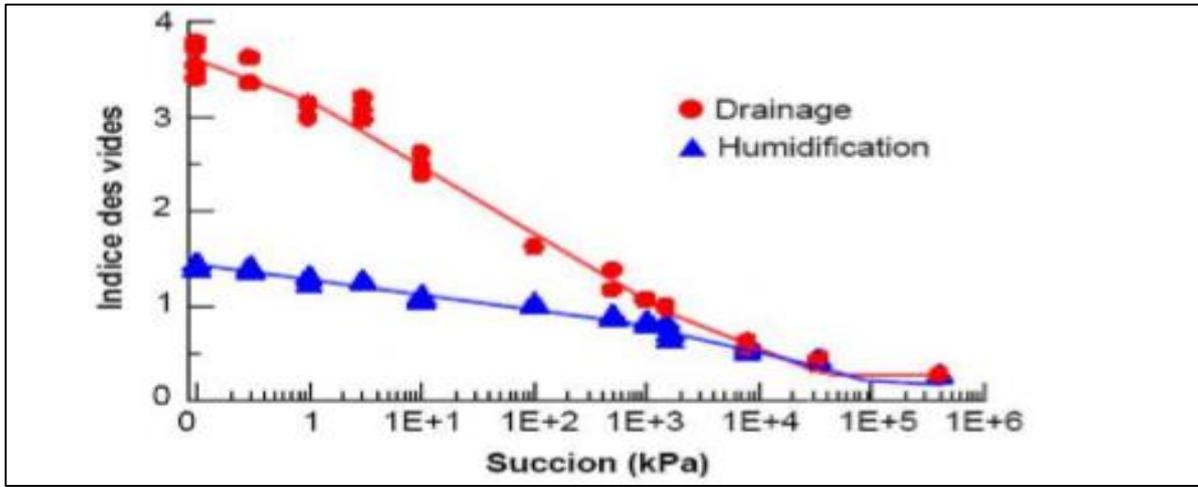


Figure 3.14 : Comportement d'une pâte d'argile plastique FoCa lors d'un cycle de drainage humidification (Fleur eau et al. 1983).

5-Méthodes d'estimation du gonflement

5.1 Potentiel de gonflement

Il existe plusieurs méthodes de prédiction du gonflement qualitatif et quantitatif d'un sol. Parmi elles, les méthodes empiriques, qui, à partir des paramètres géotechniques de granulométrie et de plasticité du sol, prédisent le gonflement que celui-ci pourrait exhiber. Parmi les méthodes d'appréciation du potentiel de gonflement qui méritent d'être reprises dans ce travail, celles testées par plusieurs auteurs et sur plusieurs sites algériens, DERRICHE et al, (2005); BEKKOUCKE, (2001); HACHICHI ET FLEUREAU, (1999) ; Bahar et Kenai, (2000); MOBAREK, (2004), dont les résultats convergent généralement sur la qualité de gonflement. L'estimation du gonflement quantitatif est objet de plusieurs méthodes aussi, VIJAYEVERGIYA et GHAZZALY, (1979) ; SEED et al. 1980 ; Chen, (1980).

L'application de ces méthodes revient dans plusieurs études des argiles gonflantes de In-Amenas KEBAILI et DERRICHE, (1998) ; DERRICHE et al. , (1999). La synthèse de l'application de ces méthodes rend compte qu'elles confirment de manière générale la prédiction qualitative du gonflement mais elles ne remplacent pas les essais de mesure à l'heure actuelle. MOBAREK H, (2011)

5.1.1 méthode Indirecte :

CH.Djaalali .CH.Haouam

De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie.

Pour les argiles présentées dans cette étude, le potentiel de gonflement est analysé à l'aide des méthodes de BRE, Royaume uni (1980), Chen (1988), KOMORNIK & DAVID (1969), (3.15 c) SEED & al. (1962), SNETHEN (1984), (3.15 a) VIJAYVERGIYA & GHAZZALY (1973) et (3.15 b) WILLIAMS & DONALDSON (1980). Les résultats de la classification sont cités dans le **tableau 3.1**.

Méthode d'estimation du potentiel de gonflement	Paramètres de classification	Potentiel de gonflement
Seed et al.2, 1962	AC, % <2 μm	Élevé
D'après Snethen (1984)	Ip	Élevé
D'après Chen(1988)	WL (%), %<74 μm	Élevé

Tableau 3.1. Potentiel de gonflement des sols examinés selon les différentes classifications.

De ces résultats, on peut conclure que le caractère gonflant des sols examinés apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications citées, les classifications basées sur la fraction argileuse ainsi que les limites d'Atterberg estiment gonflant le sol étudié et la classification basée sur la valeur de bleu de méthylène l'estime moyennement gonflant. JOSUE BAHATI CHISHUGI, (2017)

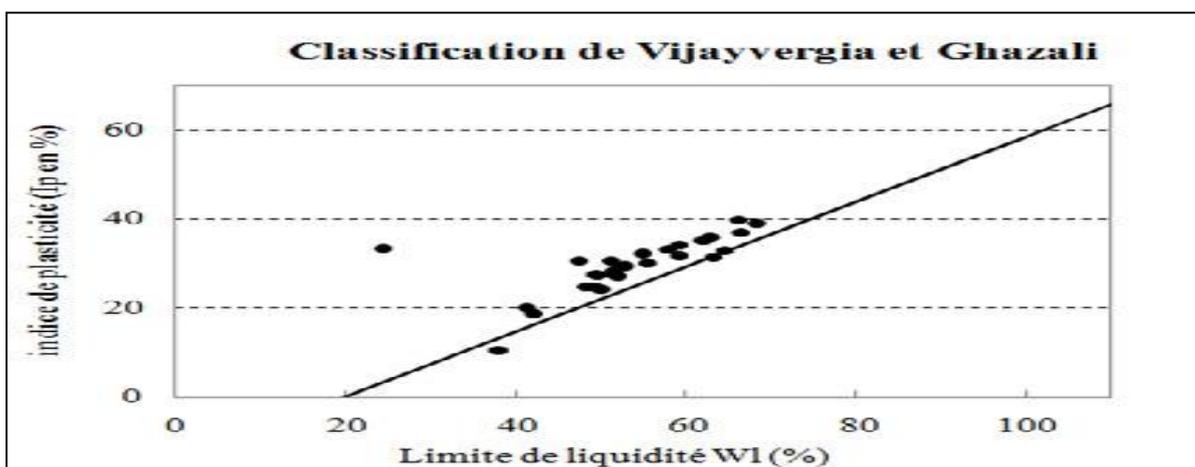


Figure 3.15 (a) VIJAYVERGIYA ET GHAZZALI (1973).

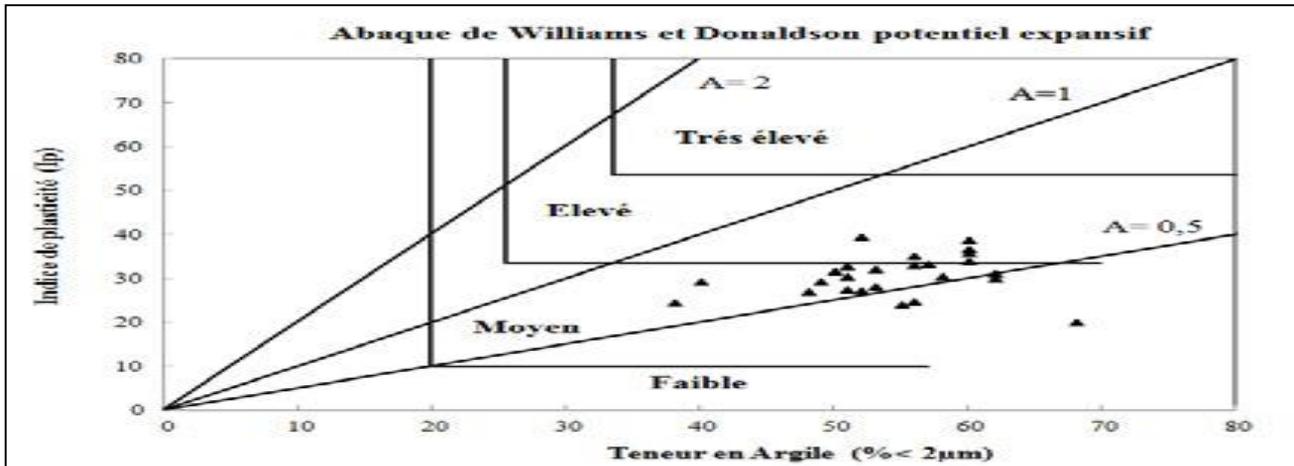


Figure 3.15 (b) WILLIAMS ET DONALDSON (1980).

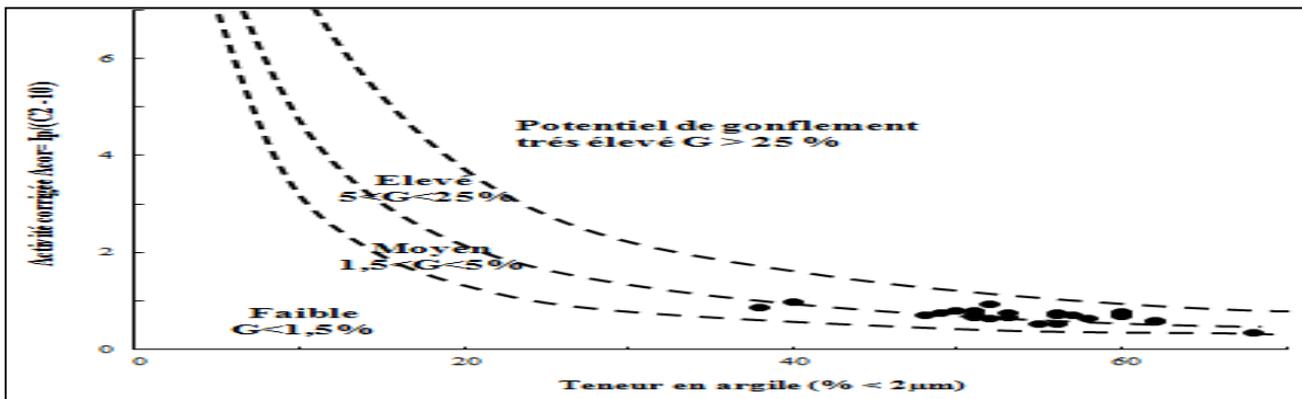


Figure 3.15 (c) SEED ET AL. 1962.

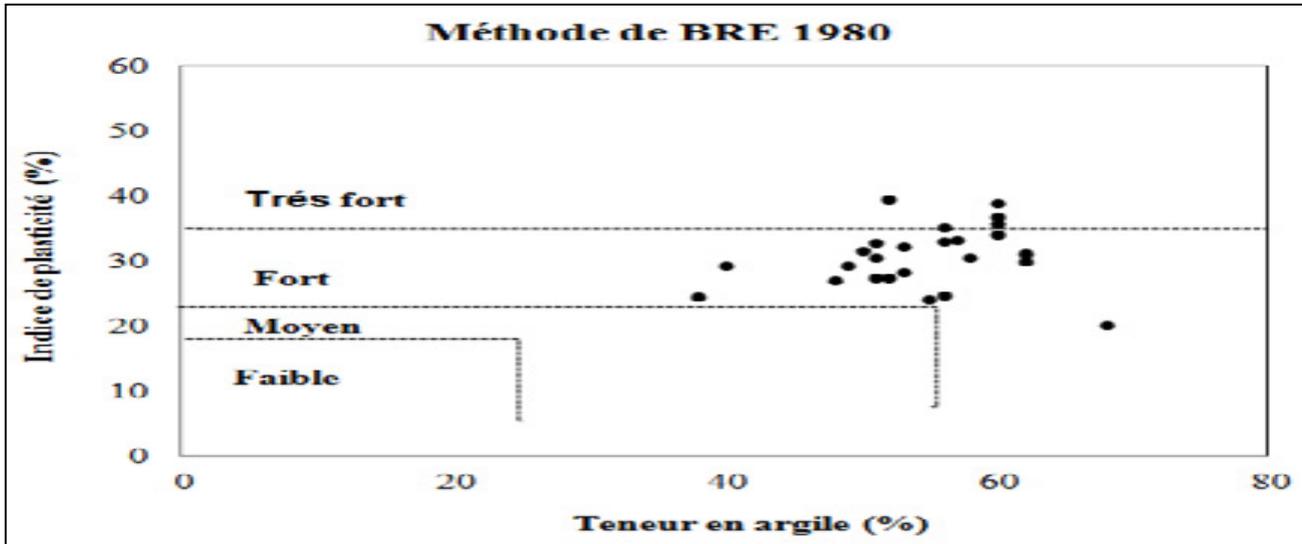


Figure 3.16 : Méthode de classification à partir des essais D’identification

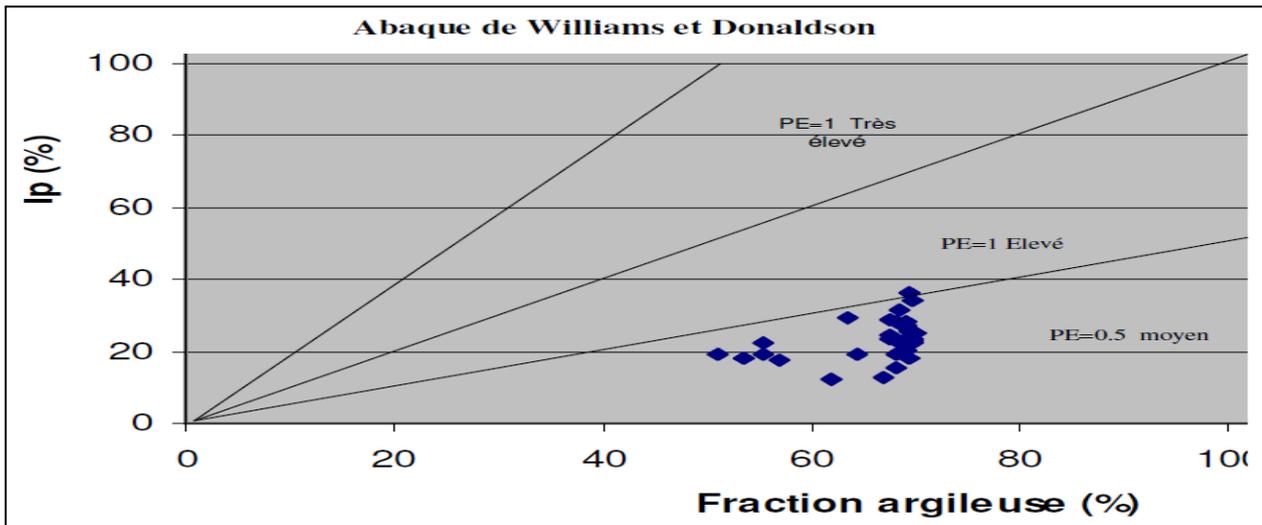


Figure 3.17 : Plot des résultats d’identification des sols selon l’abaque de Williams et DONALDSON (1980) d’après les proportions statistiques simulées.

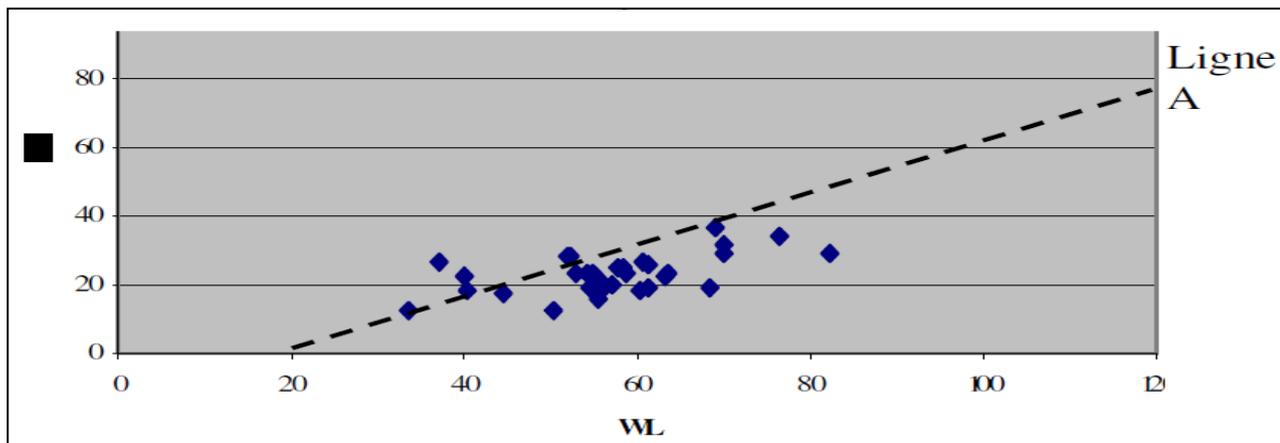


Figure 3.18 : Dispersion des points en aperçu de l'impact de l'eau dans le potentiel de Gonflement. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)

5.1.2 Méthode directe :

Dans la mesure directe, trois paramètres sont utilisés pour qualifier le gonflement :

le taux de gonflement ou gonflement libre, défini par $A_g = dh/h_0$, la pression de gonflement P_g , pression qu'il faut appliquer à l'échantillon de sol pour empêcher son gonflement lors de l'hydratation et l'indice de gonflement C_g qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné.

A partir de carottes d'argile extraites du site de Médéa, des échantillons cylindriques sont taillés et leurs faces sont dressées de façon à obtenir des surfaces planes, parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe de l'échantillon. Le diamètre est de 63,5 mm et la hauteur varie entre 25,4 et 20,4 mm. Deux modes d'essai de gonflement sont utilisés :

Pour la méthode de gonflement libre, Une fois l'échantillon est taillé, il est placé dans la cellule œdométrique sous une pression verticale correspondante au poids de la pierre poreuse et du piston, l'éprouvette est ensuite soumise à la contrainte des terres au repos jusqu'à stabilisation des déformations. Cette charge est enlevée et l'éprouvette est mise au contact de l'eau.

Dans la méthode à volume constant, la déformation verticale est empêchée par l'application d'un chargement croissant d'une manière à garder constante la hauteur initiale de l'échantillon jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement.

La norme ASTM est caractérisée par la correction de l'effet de remaniement de l'échantillon en lui appliquant une contrainte égale à la charge des terres au repos σ_{V0} **figure 3.19**. L'évolution du gonflement unidimensionnel est appréciée à l'aide d'un capteur de déplacement au 1/1000 mm Les mesures sont enregistrées électroniquement, à des intervalles de temps croissants.

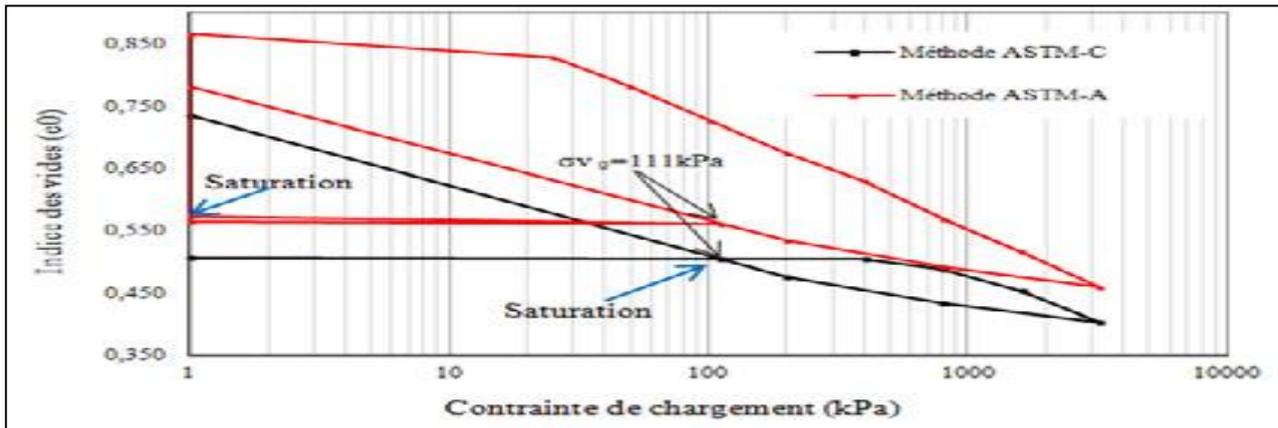
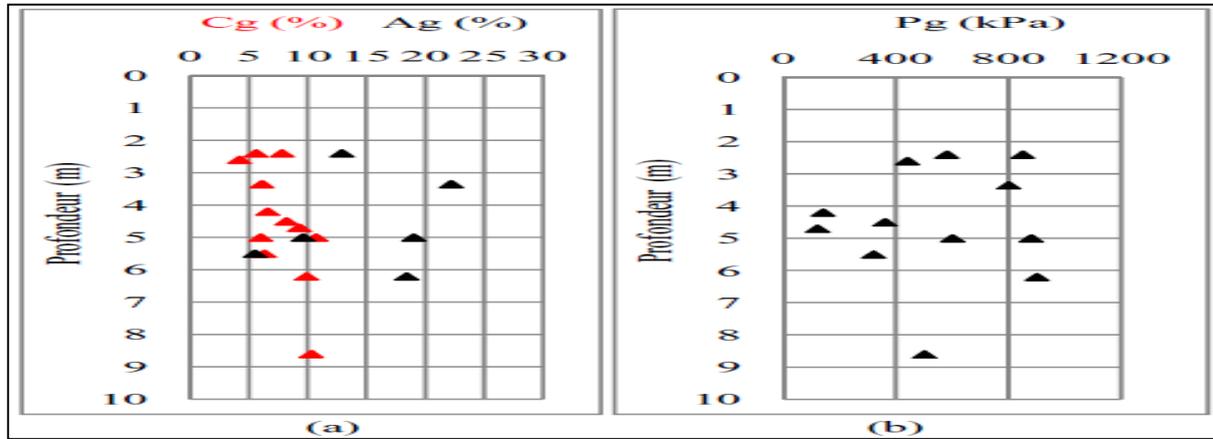


Figure 3.19 : Exemple des courbes de la norme ASTM (méthode A et C) réalisé sur E5 5,0/5,50 m.

La **figure 3.20** récapitule les différents résultats d'essais de gonflement à l'œdomètre. On note sur cette figure que la pression, le taux et l'indice de gonflement varient respectivement entre 100 et 900 KPa, 5 et 22 % et 4 et 11 %. La pression de gonflement est élevée d'après le taux de gonflement est élevé ($A_g > 5\%$) dans ce site, les valeurs de C_g indiquent un potentiel de gonflement moyen à élever.

L'ensemble de ces résultats sont en concordance avec ceux obtenus à partir des méthodes de classification, tenant en compte la surestimation du potentiel de gonflement par quelques méthodes vu qu'elles ne prennent pas en considération l'état initial représenté par la teneur en eau ainsi que la densité des échantillons. MEDJNOUN A, Bahar R, KHIATINE, (2014)



(a) amplitude et indice de gonflement ; (b) pression de gonflement

Figure 3.20 : Les résultats d’essais de gonflement sur les argiles de Médéa

5.2 Présentation de la méthode de covar- Lytton

La méthode de prédiction de gonflement que propose Lytton (Covar, and Lytton), est le fruit de l’étude de plus de 25000 échantillons du sol, qui proviennent de 50 états des Etats-Unis d’Amérique. Les paramètres géotechniques exploités de la base de données ainsi confectionnée, sont surtout les paramètres de granulométrie et de plasticité. [12]

La synthèse de longues études affirme que le changement de volume qui s’opère dans le sol est sensiblement fonction de la composition du sol en éléments fins, de son activité argileuse et de sa capacité d’échange de cations. Pour la prévision de la variation totale du volume que subit le sol, Lytton (2002), propose une relation (équation 1), composée de trois termes correspondants respectivement à l’apport de changement (entre l’état initial et l’état final) de l’humidité (état de la succion dans le sol), de l’état de contrainte et de la variation de la concentration des sels dans la phase liquide du sol :

$$\Delta V/V = -\gamma_h \log_{10} \left(\frac{h_f}{h_i} \right) - \gamma_\sigma \log_{10} \left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i} \right) - \gamma_\pi \log_{10} \left(\frac{\pi_f}{\pi_i} \right) \dots \dots (1)$$

Où h_i, h_f : succion matricielle initiale et finale ;

σ_i, σ_f : contraintes principales initiale et finales ;

π_i, π_f : succion osmotique initiale et finale ; γ_h, γ_σ et γ_π : indices de compression dus respectivement, à la succion matricielle, à la contrainte principale et à la succion osmotique.

En l'absence de variation de contraintes principales et en considérant une constance dans la pression osmotique, l'expression (1) peut se simplifier en :

$$\Delta V/V = -\gamma_h \log_{10} (h_f/h_i) \dots \dots (2)$$

L'idée de base pour la détermination de l'indice de compression relatif à la variation de la succion matricielle γ_h , est de situer les échantillons du sol étudié sur l'abaque de Casagrande (1948), Holtz et Kovac (1981), selon leurs

Limites de liquidité et l'indice de plasticité. D'où la déduction du groupe minéralogique auquel ils appartiennent **figure 3.21**.

Ce diagramme compte 8 groupes minéralogiques, pour chacun des groupes l'indice de compression dû à la succion est déterminé selon la formule :

$$\gamma_h = \left[\frac{\gamma(\text{gonflement}) + \gamma(\text{retrait})}{2} \right] \dots \dots (3)$$

$$\gamma(\text{gonflement}) = \left[\left(\frac{\text{COLE}}{100} + 1 \right)^3 - 1 \right] \dots \dots (4)$$

$$\gamma(\text{retrait}) = \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\text{COLE}}{100} + 1 \right)^3} \right] \dots \dots (5)$$

Le coefficient d'extensibilité linéaire COLE, est déterminé à partir d'un test de retrait (apparition de fissures), il est utilisé pour caractériser le gonflement. Selon HAMBERG, (1985), Nelson et Miller,(1992), ce coefficient est représenté par une carte **figure 3.22**, repartie en 5 régions relatives à la constitution argileuse du sol. Le **tableau 3.2**, donne ces différentes constitutions.... [12]

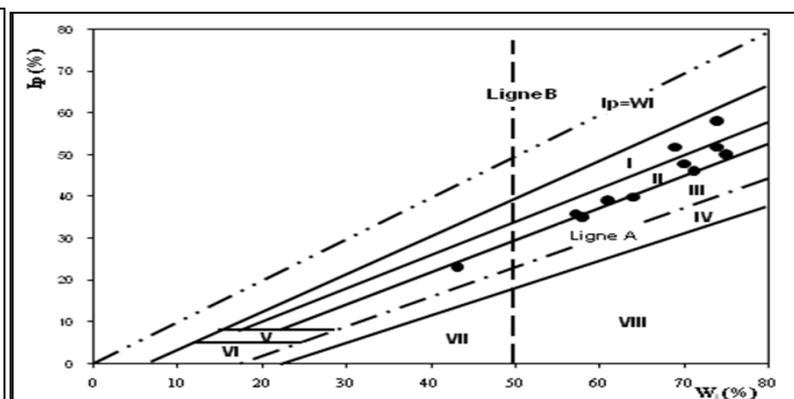
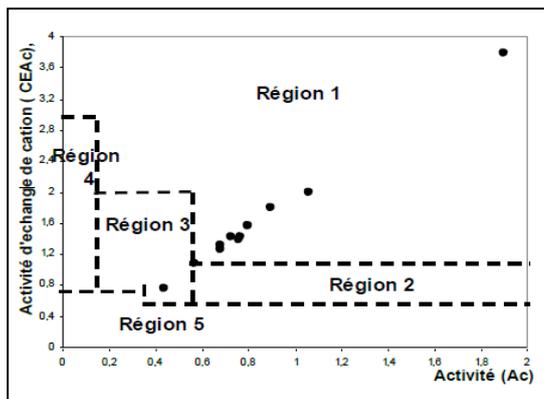


Figure 3.21 : carte de répartition du linéaire(COLE) minéralogique de Casagrande (1948) Situation des argiles.

figure 3.22 : diagramme de la répartition coefficient d'extensibilité et Holtz et Kovac(1981).

Région	Pourcentage de la fraction argileuse			
	Smectite	Illite	Kaolinite	Vermiculit e
1	> 50	Aucune	Aucune	aucune
2	> 50	tr ^a – 25	tr – 25	aucune
3	5 – 50	5 – 25	Aucune	aucune
4	tr – 25	Aucune	10 – 50	25 - 50
5	Tr	tr – 25	10 – 50	Tr

Tableau 3.2 : La composition minéralogique des régions de la carte de répartition du COLE.

Ip (%)	Ws (%)	WL	Potentiel de gonflement
<18	>15	20-35	Faible
15-25	10-15	35-50	Moyen
25-35	7-12	50-70	Fort

Tableau 3.3 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).

6- Les conséquences et les dégâts du gonflement des argiles

6.1- Causes du gonflement :

Pour que le sol gonfle, « l'expansion minérale » doit pouvoir entrer en contact avec l'eau. En fait, toutes les observations axées sur les conséquences présumées du gonflement du sol, qu'il s'agisse de construire des tunnels, des habitats ou des routes, ont conduit à la formation de cette équation :

« Minéraux expansifs + eau = gonflement ». [13]

6-2 Conséquences du gonflement sur les bâtiments :

Les bâtiments, en particulier les maisons individuelles construites sans précautions sur des sols gonflés, montrent souvent des signes de détérioration tels que des fissures dans les murs porteurs, même le remplissage des murs, le gonflement d'un radeau potentiel, etc. Parfois, cela conduit à l'instabilité générale du bâtiment en déchirant ou en enlevant les forêts des éléments qui les portent (**figure 3.23**).

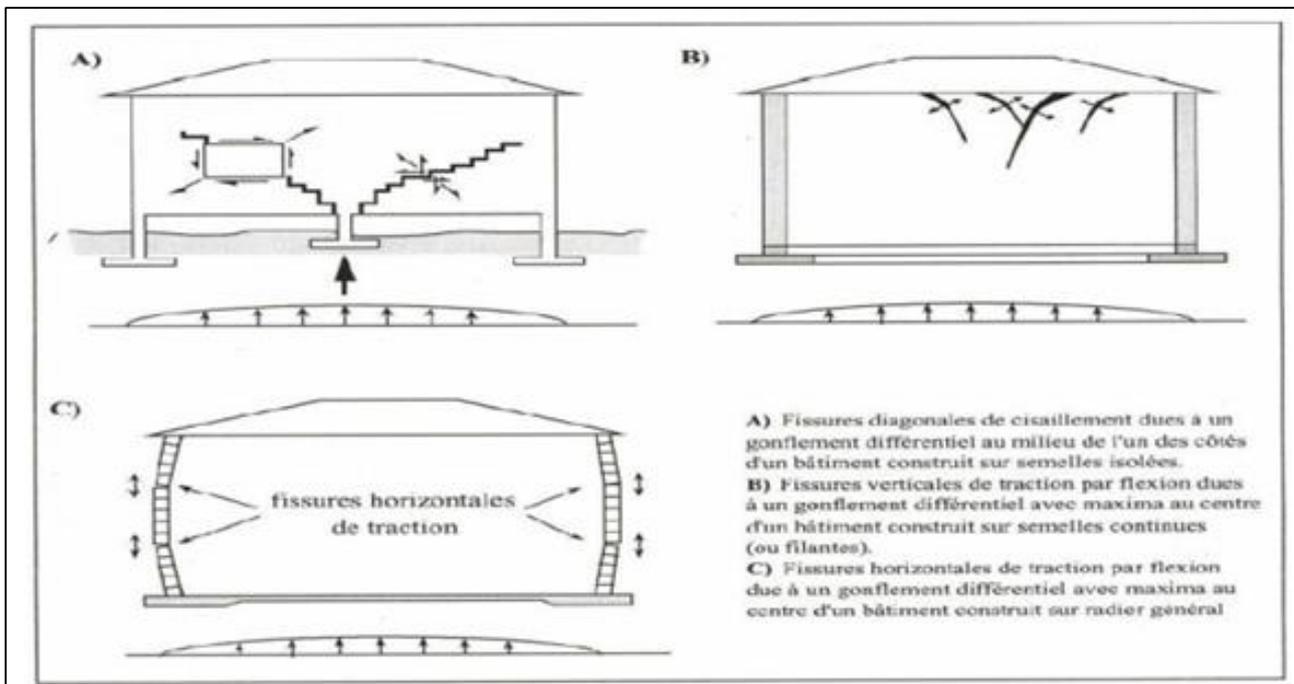


Figure 3.23 : Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988)

Ces perturbations sont causées par le caractère différentiel qui prend les mouvements du sol de base (tassement ou gonflement) qui accentue la structure en flexion. Ces mouvements proviennent également de l'hétérogénéité du sol de fondation, à commencer par les forces exercées par la structure au sol, ainsi que par les différentes perturbations que le bâtiment peut provoquer (Mouroux et al, 1987).

En 1976, aux États-Unis (LIVERON, 1984), les dommages aux bâtiments sur des sols gonflants étaient estimés à 2,25 milliards de dollars. Ils montrent divers types de dommages à un bâtiment situé sur des sols gonflants ou lors du retrait. [13]

6-3 Conséquences du gonflement sur les chaussées :

Le gonflement peut endommager gravement les travaux routiers. La raison de ce phénomène est la différence de teneur en eau du sol.

Selon JENNINGS (1962), cela peut être attribué au climat et à la surcharge. CHRISTODOULIAS et al. (1987) rapportent que sur les routes à moyenne levée en Grèce, malgré le renouvellement de l'asphalte, différents types de fissures apparaissent. Les perturbations du trottoir, en général, des fissures apparaissent à la fin de la saison sèche et sur les épaules du trottoir descendent pendant la saison des pluies.

Ces fissures permettent à l'eau de pénétrer plus facilement ce qui conduit à la saturation de ces zones et donc à leur gonflement, ce qui conduit à l'apparition de déformations à la surface de la terre.

De plus, l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être corrigées par la chute de l'ascenseur dans les zones latérales de la route, conduisant à la bordure des bords.

Ces phénomènes sont accélérés par l'écoulement de la route (AFES, 1987). Ces perturbations augmentent avec le début de la saison sèche. [13]

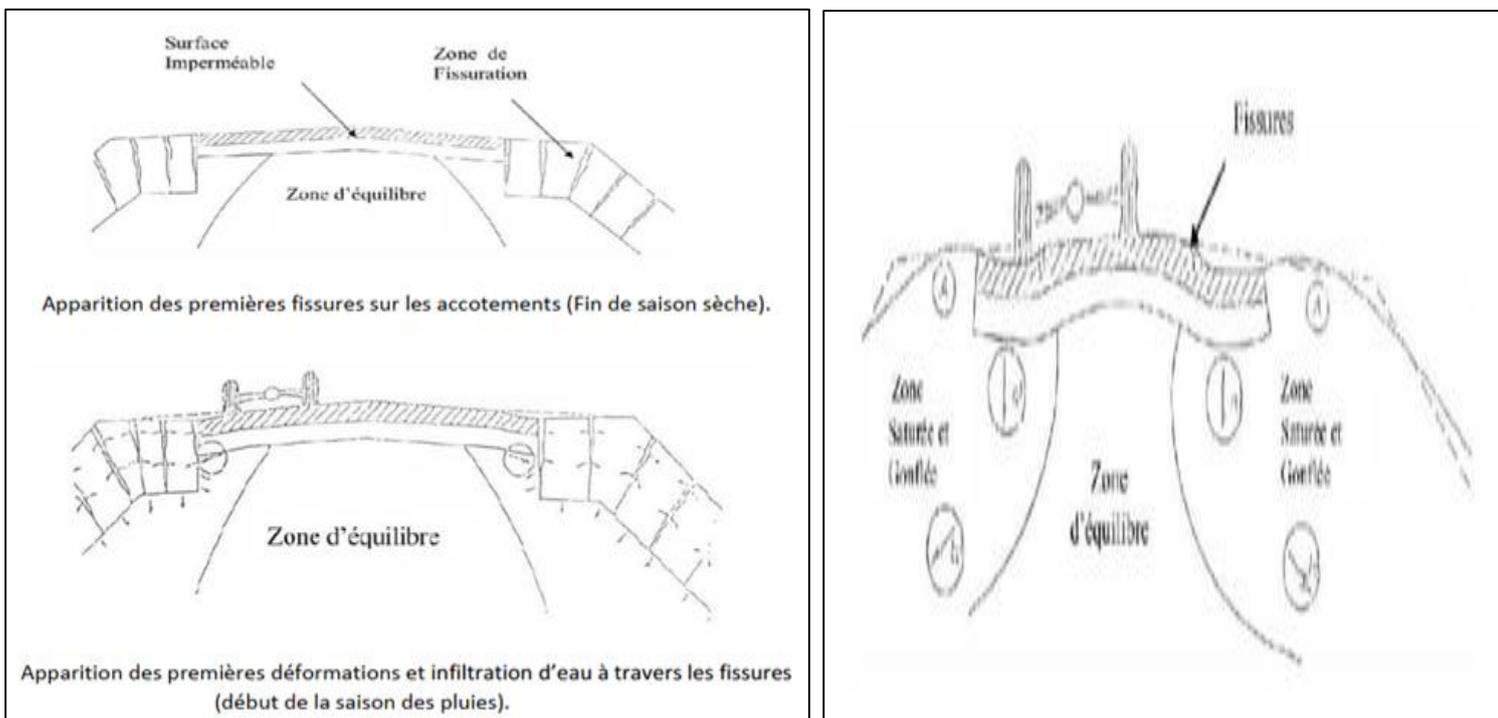


Figure 3.24 : Conséquences du gonflement sur les chaussées

6-4 Conséquences du gonflement sur les voiries et réseaux divers :

Le gonflement affecte également les voiries et réseaux divers. Les réseaux de drainage peuvent par exemple subir des inversions de pente qui provoquent le débordement des drains alimentant de cette façon le phénomène de gonflement. Les routes non conçues pour les sols gonflants peuvent facilement être détruites par enchaînement des phénomènes d'évaporation de l'eau, de retrait des sols, de fissuration d'infiltration de l'eau à travers les fissures, puis de gonflement plus en profondeur.[13]

6-5 Conclusion :

Enfin, Les méthodes d'amélioration mécaniques et thermiques des sols sont coûteuses dans un pays en voie de développement comme l'Algérie. Par contre les traitements chimiques c'est la plus utilisée dans la stabilisation des sols.

Chapitre 4.

Stabilisation des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf

1- Introduction :

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une Amélioration en profondeur de certains terrains et cela pour qu'ils puissent recevoir des ouvrages de grande Importance projetés sans qu'il n'y soit de problèmes vis-à-vis de la stabilité ou des déformations.

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre ces Problèmes là Les techniques modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées dans le cadre de la Gestion et de la valorisation du patrimoine foncier Après amélioration des terrains par ces techniques, il est Possible de construire :

Des aéroports (sécurisation des terrains supportant les pistes, hangars, zones de frets) ;
Des zones commerciales ; des complexes industriels ; des silos de stockage ; des raffineries (réservoirs, etc. ...) ; des zones d'habitation.

2- Définition de la stabilisation :

- Stabiliser la terre c'est modifier les propriétés d'un système terre-eau-air pour obtenir des propriétés Permanentes compatibles avec une application particulière ou encore on appelle stabilisation des sols, L'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques. [17]

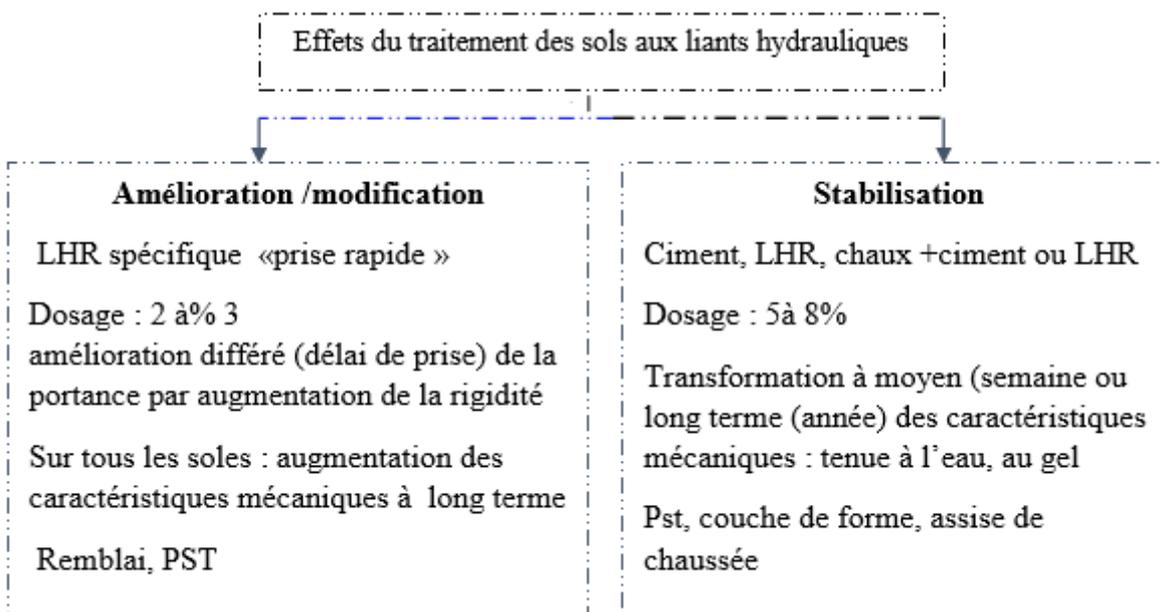
-La stabilisation

Des sols a pour objectif la réalisation de couches de fond de qualité dont les caractéristiques mécaniques ont été considérablement rehaussées, ce qui donne une plus grande portance et une meilleure distribution des charges. En outre, ces couches acquièrent ainsi une meilleure résistance à l'érosion et au gel, augmentant dès lors sensiblement leur durabilité. La stabilisation exige des pourcentages de 4 à 6 % de ciment ou d'une combinaison de ciment avec d'autres liants, tels que la chaux ... etc. [18]

-Amélioration

L'amélioration des sols est appliquée aux sols ayant une grande plasticité (limon, argile), afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques : facilité de mise en œuvre et de compactage, portance et résistance au

poinçonnement. Ceci se traduit par une meilleure praticabilité pour le trafic de chantier. Pour améliorer les sols, de faibles doses de liant suffisent généralement (1 à 3 %, le plus souvent de la chaux ou une combinaison chaux/ciment, pour améliorer les sols plastiques) [18]



3-Principaux objectifs de la stabilisation :

La stabilisation répond à un certain nombre d'objectifs qui sont :

- réduire le volume des vides entre les particules solides (porosité) pour obtenir de meilleures résistances

Mécaniques

- colmater les vides qui ne peuvent être supprimés (perméabilité) pour imperméabiliser une surface et éviter

Le phénomène de retrait et gonflement.

- améliorer les liaisons existantes entre les particules (résistance mécanique)

Et pour résoudre un problème de stabilisation, il sera donc nécessaire de connaître :

- les propriétés de la terre à traiter
- les améliorations souhaitées
- les produits, matériaux, ou procédés utilisables
- les diverses technologies de mise en œuvre
- les exigences de réalisation de l'ouvrage, tels que coûts et délais

4- Les procédés de stabilisation des sols :

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique

Et d'améliorer leur performance.

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- stabilisation mécanique.
- stabilisation physique
- stabilisation chimique.
- stabilisation par ajout des matériaux.

4-1 Stabilisation mécanique

La stabilisation mécanique comprend deux méthodes :

- *Stabilisation par dessiccation* : C'est une technique très ancienne, qui consiste à mouler la terre avec une Teneur en eau élevée, sans compactage et à laisser les briques séchées au soleil.
Elle a pour effet l'augmentation de la cohésion du matériau. Il est souhaitable de limiter les dimensions Des éléments pour réduire les risques nuisibles de fissuration et de retrait.
- *Stabilisation par compactage* : (densification) Le compactage est la méthode de stabilisation la plus Ancienne et la plus importante. Il consiste en une réduction de volume pratiquement instantanée du sol Dû à la réduction des vides remplis d'air. [17]

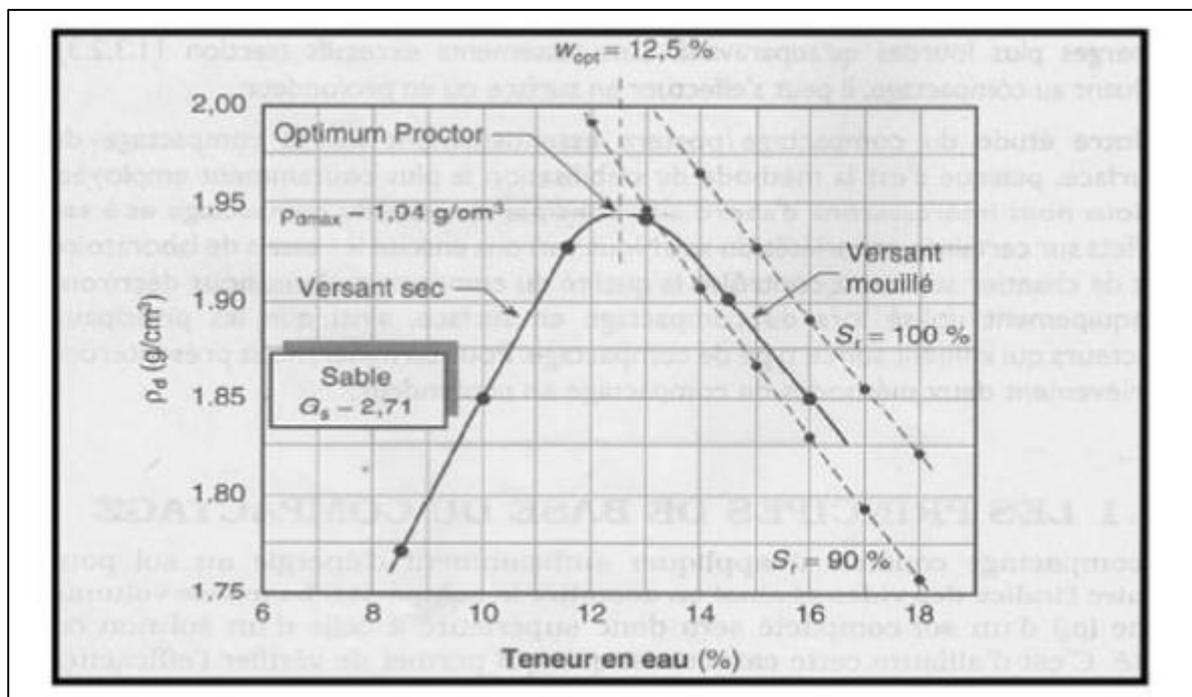


Figure 4.1 : Courbe de compactage.

Il peut entrainer aussi bien une modification de la teneur en eau qu'une modification de la granulométrie. Le compactage à lui seul peut souvent résoudre un problème particulier de sol, en outre il entre pour une part Essentielle dans de nombreuses autres méthodes de stabilisation.

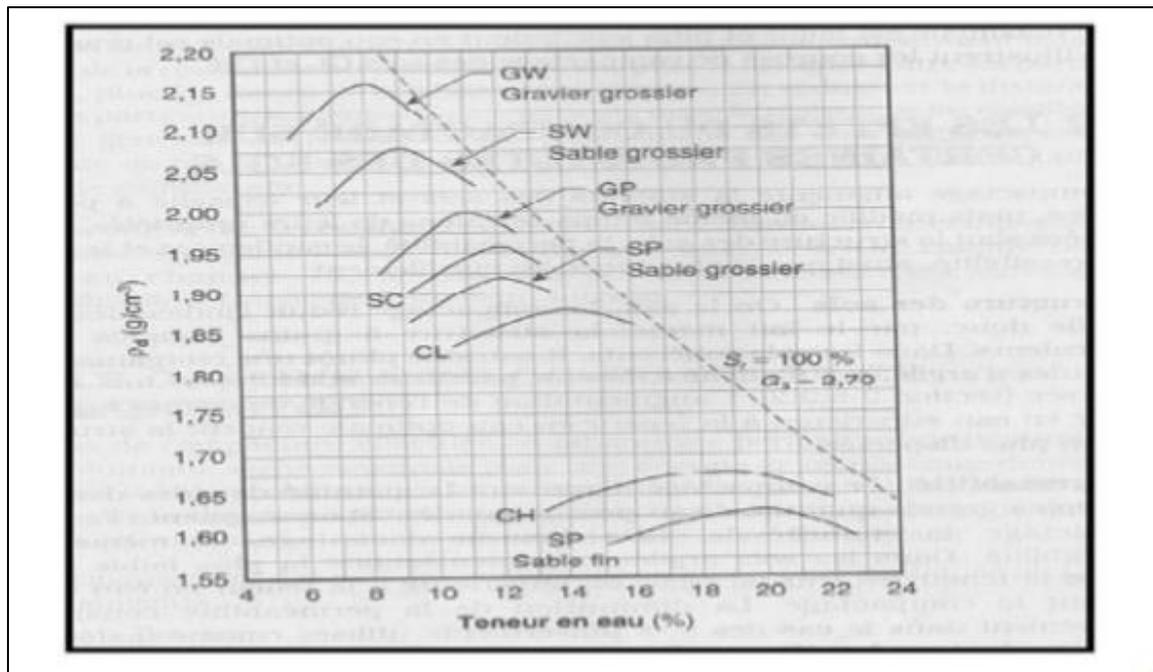


Figure 4.2 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Le compactage est influencé par certains paramètres, Proctor (1933) démontre que le compactage est fonction De la masse volumique du sol, de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, de la méthode de compactage

Utilisée et enfin du type de sol (granularité, présence des minéraux argileux).

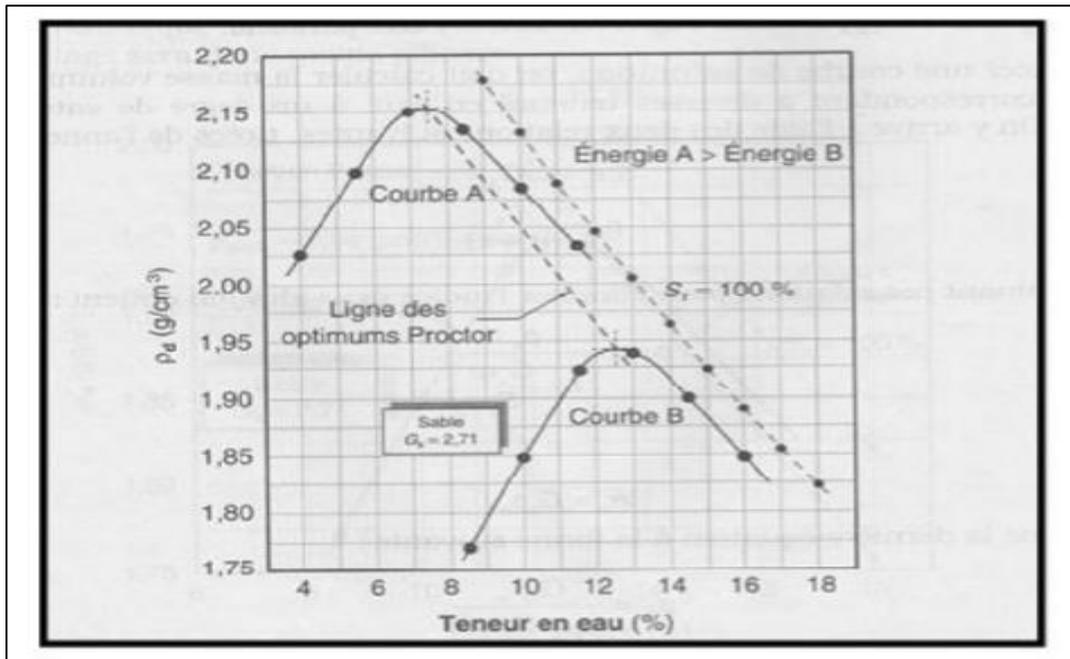


Figure 4.3 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

4-2 La stabilisation physique

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées en intervenant sur la texture du mélange constitué de fraction De grains différents.

Il s'agit d'une stabilisation avec apport de stabilisants chimiquement inertes.

Ces stabilisants agissent essentiellement sur la composition granulométrique du matériau, donc sur les Propriétés mécaniques. Généralement, ils sont plus ou moins stables, leur friction interne est forte à l'état sec Ils n'ont aucune cohésion ni plasticité.

Ces stabilisants ajoutés à des sols réduisent les effets néfastes du retrait. On peut évoquer :

- *Les minéraux*

Les sables et graviers dont le rôle favorable est bien connu et est particulièrement bien exploité dans les pisés.

- *Les fibres*

Cette méthode de stabilisation est intéressante car elle est adaptable à différents modes de mise en œuvre de La terre, à l'état liquide ou à l'état plastique et même par compression.

Les fibres sont principalement employées pour la confection des blocs moulés par pétrissage, avec des terres

Chapitre 4 stabilisations des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf

Plutôt argileuses présentant souvent un important retrait.

Les fibres peuvent être utilisées en combinaison avec d'autres stabilisants, avec le ciment, avec la chaux ou le bitume.

On utilise trois variétés de fibres lors de la stabilisation

- Les fibres végétales : Pailles de toutes espèces : orge, seigle, blé, froments, escourgeons, la Lavande Et balle de céréales telles que riz et orge, etc. ...

-Les fibres animales : poils et crins du bétail.

- Les fibres synthétiques : cellophane, aciers, fibres de verre.

Les fibres végétales ou animales sont très efficaces peu chères et que l'on utilise dans la confection des briques.

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols.

En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires.

A cette époque, les pyramides de Sherri au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile Compactée.

Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles Ont été effectuées en laboratoire.

Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie Civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus Couramment utilisés

Mélange de chaux et d'argile compactée, Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les Premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire.

Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie Civil à l'échelle mondiale.

La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

4-3 Stabilisation chimique (ou stabilisation physico-chimique)

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. En Effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires.

A cette époque, les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile Compactée.

Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles

Chapitre 4 stabilisations des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf

Ont été effectuées en laboratoire.

Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie Civil à l'échelle

Mondiale.

La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment Utilisés. [17]

4-4 stabilisations par ajout des matériaux (coquille d'œuf) :

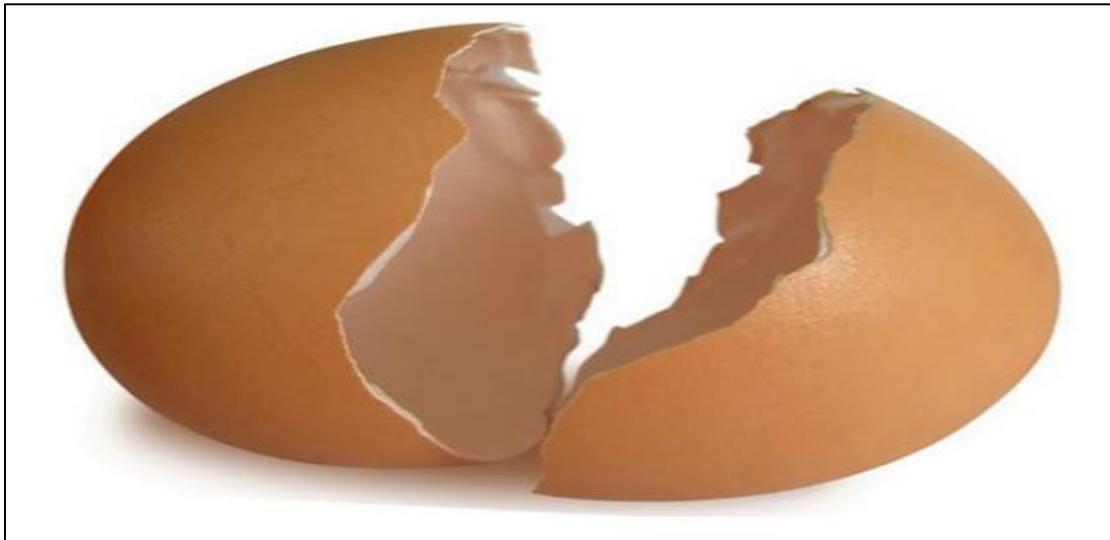


Figure 4.4 : illustration de la coquille d'œuf

4-4-1 Définition :

Une coquille d'œuf est une enveloppe minéralisée externe plus ou moins résistante recouvrant les Œufs amniotiques. Secrétés par la glande coquillière de l'oviducte, elle est composé de carbonates de Phosphates de calcium et le magnésium. Elle permet les échanges gazeux respiratoires à travers ses Pores, mais limite la pénétration des microbes tout en augmentant la résistance aux chocs et à L'écrasement. Elle est également une source de minéraux pour le futur squelette de l'embryon [14]



Figure 4.5 : La coquille d'œuf

4-4-2 Dénomination

Le mot «œuf» sans qualificatif désigne l'œuf de poule.

Lorsqu'il provient d'une autre espèce, on le désigne par œuf suivi de l'espèce dont il provient [15]

4-4-3 Structure et composition des différents compartiments de l'œuf

L'œuf de poule est divisé en trois compartiments principaux :

Le jaune (ou vitellus), le blanc (ou albumen), et la coquille qui sert d'enveloppe protectrice.

(Figure 4.6) ... [16]

La coquille d'un œuf représente environ de 9-12 % de son poids total.

Une membrane coquillière constituée 2 ou 3 fines couches de fibres de protéines, adhèrent à la coquille

Et servent de protection contre les moisissures et les bactéries.

La coquille est composée à environ 2% d'eau, 3% de protéines.

La partie minérale qui représente environ 95% de la coquille est composée essentiellement de

Carbonate de calcium (chaque coquille d'œuf de taille moyenne contient environ 750-800 mg de

Calcium), de magnésium (37,3% de la masse totale de la coquille), de phosphore et de sels.

La couleur de la coquille dépend de la race de poule qui produit cet œuf. Les blanches produisent des

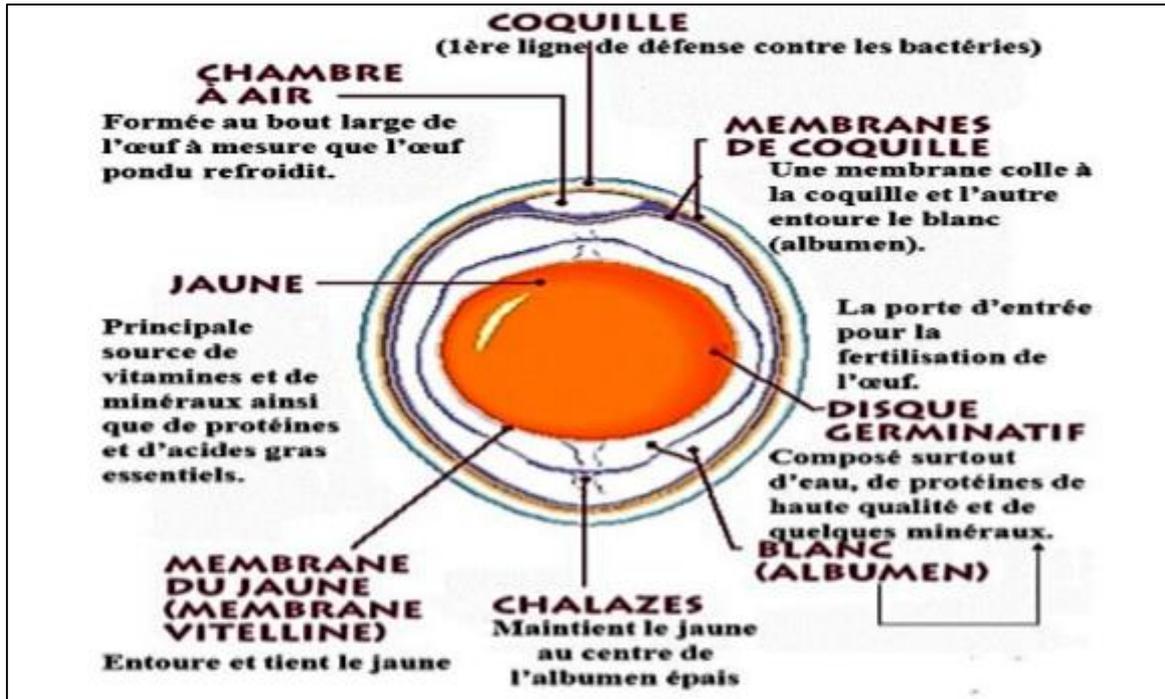


Figure4.6 : les composants de l'œuf

4-4-4 L'origine de la coquille :

La coquille tire son origine du calcium sanguin qui est transféré au niveau de l'organe de reproduction de la Poule, par le sang sur la membrane coquillère de l'œuf

- Les membranes coquillères : Ces membranes sont au nombre de deux, l'une profonde qui enveloppe L'albumen et l'autre externe qui tapisse la paroi interne de la coquille en adhérant à la couche mamillaire au Pôle, la plus grosse des deux membranes se sépare et constitue la chambre à air.

A la ponte, l'œuf est plein et ce n'est qu'en refroidissant que la chambre à air se forme par évaporation de L'eau contenue dans le blanc et après décollement des deux membranes.

- **La couche mamillaire :**

Juxtaposition de protubérances coniques dont la pointe est constituée de fibres très entremêlées avec celles de La membrane coquillère externe.

- **La couche spongieuse :**

Elle est homogène et formée surtout de cristaux de chaux de taille irrégulière, disposée perpendiculairement

Chapitre 4 stabilisations des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf

À la face de la coquille.

- **La cuticule :**

D'une épaisseur inférieure à 10 μm , ce serait une couche épithéliale sans structure, c'est une sorte de substance albumineuse.

Couche fine, cireuse, brillante mate, sur la surface de l'œuf. Elle protège le contenu de l'œuf contre

L'évaporation et l'intrusion des germes. Cette couche est plus ou moins endommagée par le nettoyage de l'œuf,

Surtout lors de l'utilisation de techniques inadéquates.

- Les pores :

Entre 6000 et 8000 pores qui composent l'ouverture à la surface de fins canalicules de 1 micron de diamètre,

Ces pores permettent les échanges gazeux entre les contenus liquides de l'œuf et le milieu extérieur [15]

Les œufs de poule blancs ont été utilisés pour stabiliser le sol en remplacement de la chaux commerciale.

La composition chimique de l'échantillon de poudre de déchets de coquille d'œuf a été analysée par avec une machine à fluorescence.

Les résultats sont présentés dans le tableau 4.1 .

Composition chimique	Poids (%)
C	21.1286
Na ₂ O	0.1046
MgO	0.9261
P ₂ O ₅	0,4149
SO ₃	0.3264
K ₂ O	0,0542
CaO	76.9922
Fe ₂ O ₃	0.0132
SrO	0.0396

Tableau 4.1 : Composition chimique de la poudre de coquille d'œuf.

Chapitre 4 stabilisations des sols argileux avec la poudre de la coquille d'œuf

Les résultats montrent que l'oxyde de calcium était le composant dominant en pourcentage.

La quantité élevée d'oxyde de calcium est associée à la présence de carbonate de calcium, qui est le principal composant en pourcentage de la coquille d'œuf.

Ainsi, les déchets de coquille d'œuf peuvent être considérés à partir de l'analyse chimique tout à fait similaire à la calcite calcaire. [21]

Conclusion :

La poudre de coquille d'œuf n'a pas été utilisée comme matériau stabilisant et elle pourrait être un bon substitut à la chaux synthétisée artificiellement, puisque sa composition chimique est similaire à celle de la chaux. Sa composition contient principalement du carbonate de calcium et de magnésium (chaux) et des protéines.

Chapitre 5.

Etude Expérimentale

1-Introduction

Afin de bien comprendre la nature du sol de la région de DOUKANE, une synthèse des caractéristiques géologiques, de l'aspect géotechnique, du relief et topographie du site et des contraintes et risques du site d'étude sont présentés dans ce mémoire.

Concernant le volet expérimental, deux groupes d'essais seront accomplis dans ce mémoire, le premier concerne les essais de caractérisation, nécessaires à l'identification géotechnique du sol testé, Le second relatif aux essais de compressibilité à l'odomètre, dans l'objectif de déterminer la susceptibilité du gonflement du sol étudié. Une synthèse des résultats avec interprétation de chaque essai sera présentée. La démarche suivie dans ce chapitre nous a permis d'avoir une base de données très utiles des sols de la région de DOUKANE.

2-Contraintes et risques du site

Le site présente des risques naturels liés essentiellement au réseau hydrographique conjugué à la nature du sol tendre et très peu résistant, ce qui provoque des glissements dans les zones sensibles et une érosion très active. Cette situation nécessite des aménagements spécifiques à fin de remédier à ce phénomène. Le deuxième risque détecté et celui des lignes électriques de haute et de moyenne tension qui traversent le site ... [12]



Figure 5.1 : obstacles constatés sur le site d'étude, réseau hydrographique et lignes électriques de haute tension

3-Protocole expérimental et essais de caractérisation

L'étude expérimentale de ce thème de recherche sur le comportement des sols non saturés nécessite l'utilisation de dispositifs bien instrumentés et des modes opératoires fiables. A cet effet, un programme expérimental spécial regroupant divers essais de caractérisation est proposé.

Le tableau 5.8 ci-dessous récapitule le programme expérimental :

Caractérisation physique
-Analyse granulométrique (Tamisage, Sédimentométrie)
- Essais de consistance
-Essai Bleu de Méthylène VBS
-Essai mesure Ph
Essai de carbonate de calcium CaCO₃
-Masse spécifique
Caractérisation mécanique
-Essais de Proctor normale
-Essais de Proctor modifiée
-Essais CBR (CBR immédiat, CBR immersion)
-Essais de compression simple
-Essais ultrasoniques
-Essais cisaillement
-Essais œdomètre
-Essais Pression de gonflement

Tableau 5.1 : programme des essais de caractérisation

4-Analyse granulométrique

4-1-Analyse granulométrique par Tamisage (NF P 94 056)

4-4-1 Définitions :

On appelle granulats un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de Provenance naturelle ou artificielle, destinés à la confection :

- des mortiers, des bétons,
- des couches de fondation, des couches de base et de roulement des chaussées,
- et des assises et des ballasts de voies ferrées

Les granulats sont appelés fillers, sablons, sables, gravillons, graves ou ballast suivant

Leurs dimensions. [19]

L'essai consiste à déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon, représenter de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

Termes à retenir :

- **d** : dimension nominale d'ouverture d'un tamis
- **Tamisât** : partie du matériau passant à travers les mailles d'un tamis

- **Classe granulométrique** : ensemble des éléments dont les dimensions sont comprises entre deux ouvertures de tamis définissant un intervalle (ex : 0 /50mm)
- **Courbe granulométrique** : représentation graphique du pourcentage massique

L'analyse granulométrique est l'opération consistant à étudier la répartition de différents grains d'un échantillon, en fonction de leurs caractéristiques (poids, taille, ...)

Habituellement, elle fournit les proportions de grains de différents diamètres ; cette analyse se fait par tamisage et par sédimentation ; En fonction de la dimension et du nombre des grains composant un granulat, on dénomme les granulats, fines, sables, gravillons ou caillou. La distribution des particules solides en fonction de leurs diamètres équivalents moyens est représentée par la courbe granulométrique en coordonnées semi-logarithmiques. Elle est notamment une des bases de la classification des sols,

Le matériau sera séché à l'étuve à une température maximale de 105 degré C. on emboîte des tamis les uns sur les autre, dans un ordre tel que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. En partie inférieur, on dispose un fond étanche qui permettra de récupérer les fillers pour une analyse complémentaire. Un couvercle sera disposé en haut de la colonne afin d'interdire toute perte de matériau pendant le tamisage. Le matériau étudié est versé en haut de la colonne de tamis et celle-ci entre en vibration à l'aide de la tamiseuse électrique, figure 5.2.

Le temps de tamisage varie avec le type de machine utilisé, mais dépend également de la charge de matériau présente sur le tamis et son ouverture. On commencera ainsi que de répartir ce granulat sur les différents tamis, mais cette répartition ne sera pas complète, il faudra reprendre chaque tamis séparément, ensuite on prend le tamis supérieur seul, avec son contenu. En Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille, on suit la même opération avec tous les tamis de la colonne, pour obtenir les masses des différents refus cumulés [12]



Figure 5.2 : manipulation d'essai granulométrie par tamisage

Tamis (mm)	Refus(g)	R.C(g)	R.C%	tamisât%
5	1	1	0,05	99,95
2,5	32,54	33,54	1,677	98,323
1,25	34,25	67,79	3,3895	96,6105
0,63	27,16	94,95	4,7475	95,2525
0,315	17,69	112,64	5,632	94,368
0,2	7,12	119,76	5,988	94,012
0,08	6,74	126,5	6,325	93,675
fond	1744	1870,5	93,525	6,475

tableau 5.2 : Granulométries du sol par tamisage

4-2-Analyse granulométrique par Sédimentométrie (NF P94- 057)

La granulométrie par Sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines ($\phi \leq 80\mu\text{m}$) à l'aide de la loi de Stokes, figure 4.3. On parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante, **tableau 5.3**.

En plus d'appareillage usuel d'usage courant, on utilise :

Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm³ de forme torpille avec des graduations.

Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.

Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifiée de 0 à 10000 tr/min, et un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai.

Un défloculant permet la séparation des grains (hexamétaphosphate de sodium).

Un thermomètre gradué en 1/40 de degrés.

Un chronomètre donnant la seconde. [12]



Figure 5.3 : manipulation d'essai granulométrique par sédimentométrie.

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture Corrigé	Ø des grains µm	%des grains<d
15'	24	1015.6	2.78	1016.38	0.08	93
30'	24	1015.4	2.78	1016.18	0.075	92.98
1	24	1015	2.78	1015.18	0.055	92.95
2	24	1014.9	2.78	1015.88	0.038	92.95
5	24	1014.6	2.78	1015.38	0.025	92.91
10	24.7	1014.2	2.78	1014.98	0.017	92.87
20	24.7	1014	2.78	1014.78	0.012	92.85
40	24.9	1013.1	2.78	1013.88	0.0085	92.77
80	24.9	1011.7	2.78	1012.48	0.006	92.64
160	24.9	1011.2	2.78	1011.98	0.004	92.6
320	24.9	1010.1	2.78	1010.88	0.003	92.5
1440	25.5	1008.5	2.78	1009.28	0.002	92.35

Tableau 5.3 : résultats d’essai Sédimentométrie.

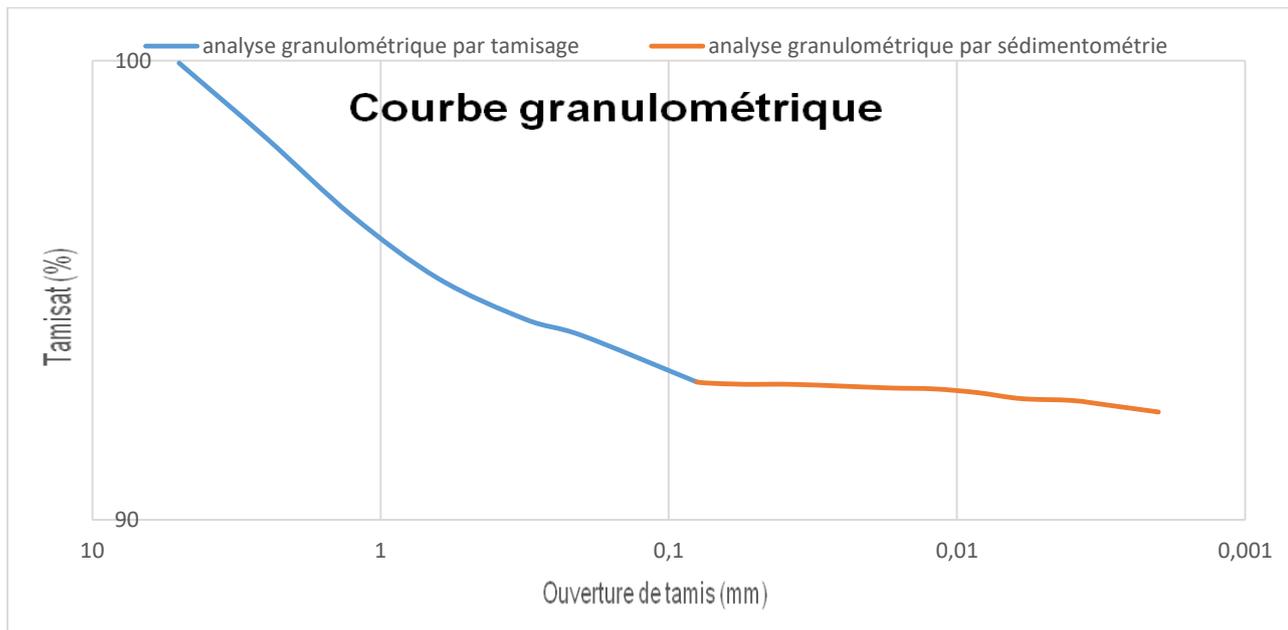


Figure 5.4 : courbe granulométrique de sol d’étude.

Le pourcentage de la fraction argileuse est égal = 92.9061 % < 2µ

5-Essais de consistance des sols

Les essais de consistance consistent à déterminer les états où se trouvent le sol et les limites entre ces états, ces derniers appelés limites d'Atterberg ou de consistance (NF P94-051).

En fonction des teneurs en eau, un sol intact ou remanié se présente suivant des consistances variables. Les limites d'Atterberg permettent de prévoir le comportement des sols fins pendant les phases de terrassement et / ou lorsqu'ils sont sollicités mécaniquement. L'objectif des essais de consistance est de déterminer les teneurs en eau situées à la frontière entre l'état solide, l'état plastique et l'état liquide[12] , figure 5.5

Ces limites sont :

- limite de Liquidité : W_L (frontière entre état plastique et liquide)
- limite de Plasticité : W_P (frontière entre état solide et plastique).

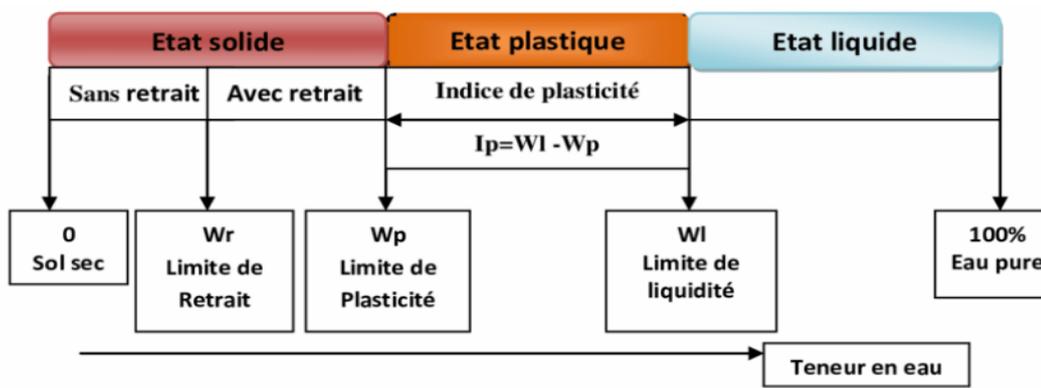


Figure 5.5 : Etats de sol et limites d'Atterberg.

5-1 Limite de liquidité (NF P 94-052-1)

Pour déterminer la limite de liquidité W_L est la teneur en eau w (%) qui correspond à une fermeture en 25 coups, en utilise un appareil conforme aux spécifications qui porte le nom de Casagrande.

Pour l'étude expérimentale de cet essai, la teneur en eau naturelle de sol est égale : $W=14,14$ %

5-1-1 : Détermination de la limite de liquidité W_L

- Prélever un échantillon d'environ 300 g (naturelle).
- A l'aide de la spatule, triturer vigoureusement l'échantillon dans un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène.
- remplir la coupelle par une couche d'argile remanie.
- On trace une rainure (entaille) de 13 mm à l'aide d'un outil en forme de V.
- On imprime à la coupelle des chocs semblables (hauteur de chute 10 mm sur une base de caoutchouc) en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 12 à 13 mm de longueur.
- Mesurant alors la teneur en eau de la pâte on prélevant une tranche de masse d'environ 10 g.

-Cette procédure sera répéter afin d’obtenir 3 à 4 teneurs en eau correspondant à des fermetures de rainure acceptables, [12]

On trace le nombre de coups en fonction de la teneur en eau, on constate respectivement de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques lorsque le nombre de coups compris entre 15 e35. La limite de liquidité est la teneur en eau correspondant à 25 coups sur le graphique, arrondir la valeur au nombre entier le plus près. $W_L = W (N/25)^{0.121}$

W : la teneur en eau correspond à N coups

N : nombre de coups correspondant à la fermeture des lèvres



Figure 5.6 : appareil de Casagrande

coquille d’œuf (0%)	Echnt 1(g)	Echnt 2 (g)	Echnt 3 (g)
poids de la tare + la masse humide	63	56,4	62,2
poids de la tare + la masse sec	52,52	48,5	52,6
poids de la tare	33,88	33,78	34,36
poids totale humide	29,12	22,62	27,84
poids totale sec	18,64	14,72	18,24
poids de l'eau	10,48	7,9	9,6
nombre de cop	18	27	30
teneur en eau	56,223	53,668	52,631
WL (Optimale a 25 cop)	64,86		

coquille d'œuf (2%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)	Echnt 3 (g)
poids de la tare + la masse humide	67,82	65,98	67,9
poids de la tare + la masse sec	54,54	53,91	55,1
poids de la tare	33,37	33,84	33,27
poids totale humide	34,45	32,14	34,63
poids totale sec	21,17	20,07	21,83
poids de l'eau	13,28	12,07	12,8
nombre de cop	16	23	32
teneur en eau	62,730	60,139	58,63
WL (Optimale a 25 cop)	72.69		

coquille d'œuf (5%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)	Echnt 3 (g)
poids de la tare + la masse humide	67,32	72,71	68,15
poids de la tare + la masse sec	54,87	58,41	55,52
poids de la tare	33,73	33,53	33,94
poids totale humide	33,59	39,18	34,21
poids totale sec	21,14	24,88	21,58
poids de l'eau	12,45	14,3	12,63
nombre de cop	23	34	31
teneur en eau	58,893	57,475	58,526
WL (Optimale a 25 cop)	65.08		

coquille d'œuf (8%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)	Echnt 3 (g)
poids de la tare + la masse humide	65,67	/	/
poids de la tare + la masse sec	53,61	/	/
poids de la tare	34,18	/	/
poids totale humide	31,49	/	/
poids totale sec	19,43	/	/
poids de l'eau	12,06	/	/
nombre de cop	25	/	/
teneur en eau	62,068	/	/
WL (Optimale a 25 cop)	72.37		

Tableau 5.4 : résultats d'essai limites de liquidité

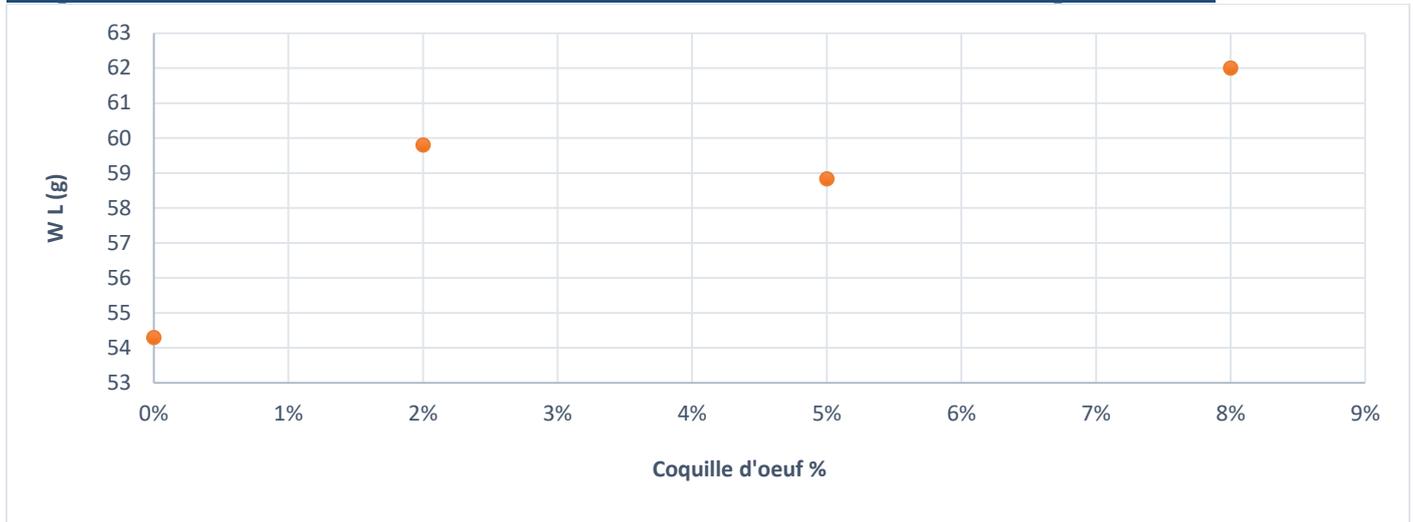


Figure 5.7 : diagramme de limites de liquidité en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.

5-2 Limite de plasticité W_p (NF P 94-051)

La limite de plasticité W_p est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en petits tronçons de 10 à 20 mm de longueur au moment où son diamètre atteint 3 mm.

La teneur en eau naturelle de sol : $W=14.14\%$.

La procédure expérimentale est la suivante :

- Prélever un échantillon d'environ 30 (g) d'argile.
- Assécher l'échantillon jusqu'à ce qu'il soit possible d'en façonner une boule qui ne colle pas au doigt.
- Rouler l'échantillon sur la surface de roulement avec la paume de la main de manière à obtenir un rouleau d'environ 10 mm de diamètre
- Diviser le rouleau en deux parties égales.
- Rouler de nouveau cette partie entre la paume de la main et la surface de roulement avec une légère pression afin d'obtenir un rouleau d'environ 3 mm de diamètre uniforme sur toute sa longueur.

Lorsque le rouleau de 3 mm de diamètre brise ou effrités en morceaux on les places dans un récipient afin de déterminé sa teneur en eau. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite.[12]



Figure 5.8 : détermination de la limite de plasticité W_p

coquille d'œuf (0%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)
poids de la tare + la masse humide	36,91	37,02
poids de la tare + la masse sec	36,05	36,26
poids de la tare	33,47	33,85
poids totale humide	3,44	3,17
poids totale sec	2,58	2,41
poids de l'eau	0,86	0,76
Teneur en eau moyen	33,33333	31,5352
W_p	32,434	
WL	64.86	
IP	32.43	
IC	2,4768	
IL	-1,4768	

coquille d'œuf (2%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)
poids de la tare + la masse humide	36,58	33,72
poids de la tare + la masse sec	36,08	33,48
poids de la tare	34,27	32,74
poids totale humide	2,31	0,98
poids totale sec	1,81	0,74
poids de l'eau	0,5	0,24
Teneur en eau moyen	27,624	32,432
W_p	30,028	
WL	72.69	
IP	40.26	
IC	2,0038	
IL	-1,0038	

coquille d'œuf (5%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)
poids de la tare + la masse humide	35,27	34,01
poids de la tare + la masse sec	34,91	33,73
poids de la tare	33,94	32,96
poids totale humide	1,33	1,05
poids totale sec	0,97	0,77
poids de l'eau	0,36	0,28
Teneur en eau moyen	37,1134	36,3636
Wp	36,7385	
WL	65.08	
IP	32.65	
IC	2,6566	
IL	-1,6566	

coquille d'œuf (8%)	Echnt 1 (g)	Echnt 2 (g)
poids de la tare + la masse humide	34,94	35,3
poids de la tare + la masse sec	34,60	35,05
poids de la tare	33,76	34,04
poids totale humide	1,18	1,26
poids totale sec	0,84	1,01
poids de l'eau	0,34	0,25
Teneur en eau moyen	40,4761	24,7524
Wp	32,61433	
WL	72.37	
IP	39.94	
IC	2,10506	
IL	-1,1050	

Tableau 5.5 : résultats d'essai limite de plasticité

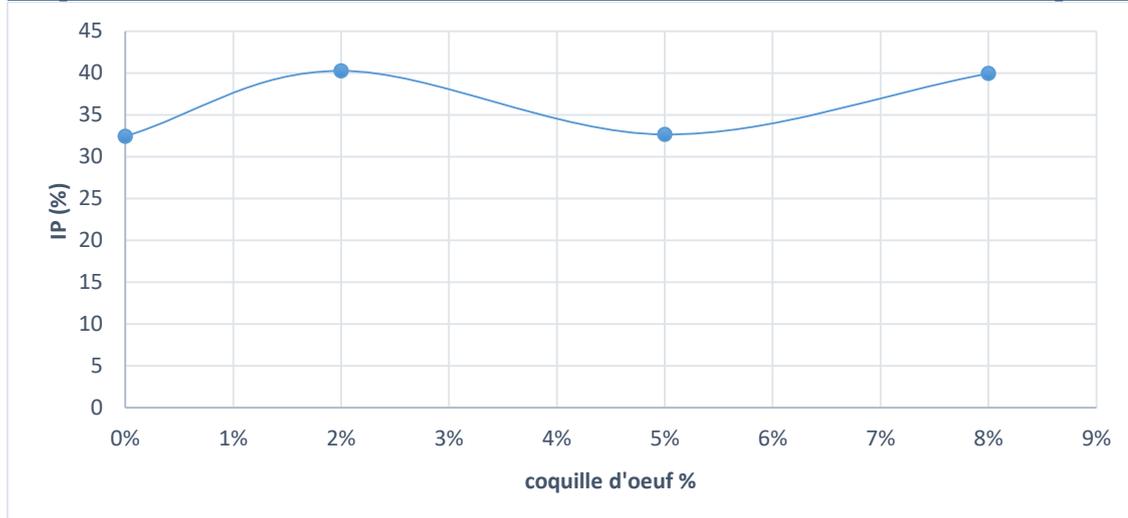


Figure 5.9 : diagramme de limites de plasticité en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.

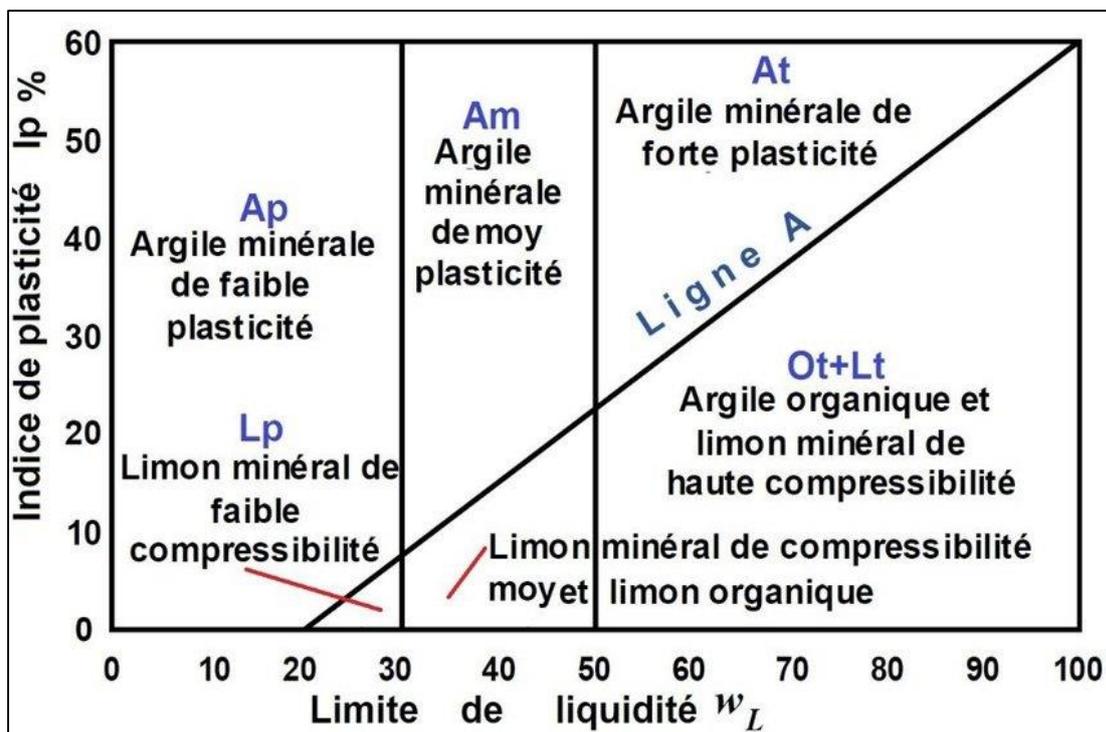


Figure 5.10 : Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.

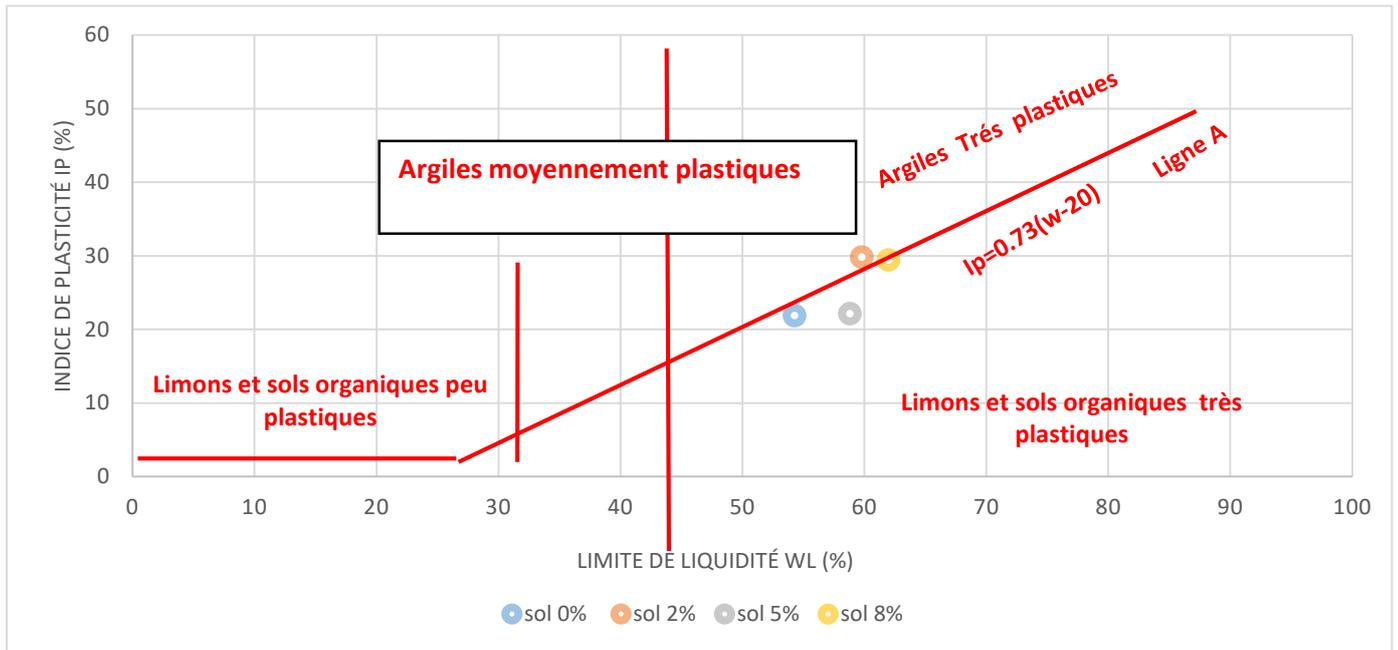


Figure 5.11 : Diagramme d'Indices de plasticité en fonction Limite de liquidité.

5-3 Indices de plasticité (Ip) (NF P94-051)

L'indice de plasticité est donné par la relation suivante : $IP = w_L - w_P$

$$25 < IP_{0\%}, IP_{2\%}, IP_{5\%}, IP_{8\%} < 40$$

Les valeurs de l'indice de plasticités classe le sol en question comme un sol **Forte argileux**.

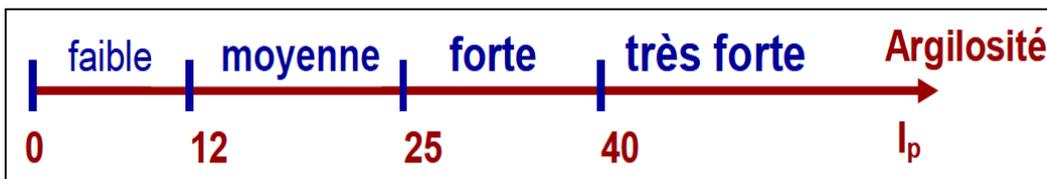


Figure 5.12 Nature du sol selon Ip

5-4 Détermination de l'indice de liquidité (IL) (NF P 94-051)

Ce paramètre permet de savoir rapidement si un sol est à l'état liquide, plastique, semi-solide ou solide. Pour établir cet indice, on compare la teneur en eau naturelle (in situ) d'un sol à ses limites de plasticité et de liquidité :

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = \frac{w - w_P}{I_P}$$

5-5 Détermination de l'indice de consistance (I_c) (NF P 94-051)

L'indice de consistance donne une idée de la structure des argiles du sol, tableau 4.10 donne l'état de la structure du sol en fonction de la valeur de l'indice de consistance I_c .

I_c	Consistance
$I_c < 0$	Liquide
$0 < I_c < 0.25$	Pâteuse ou très molle
$0.25 < I_c < 0.5$	Molle
$0.5 < I_c < 0.75$	Ferme
$0.75 < I_c < 1$	Tés Ferme
$I_c > 1$	Dure

Tableau 5.6 : Classification de l'indice de consistance

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} < 0 \quad \text{Donc se sol est **une argile liquide.**}$$

6- Essai au bleu de méthylène (VBS)(NFP 94-068)

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques. Les autres argiles (Illites et Kaolinites) sont peu sensibles au bleu.

Il consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Le sol adsorbera d'autant plus de bleu de méthylène que :

- la quantité d'argile qu'il contient est importante ;
- cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique élevée et qu'elle est abondamment chargée.

6-1 Procédure de l'essai

- Verser un échantillon de 30 gr de sol sec dans le Bécher et ajouter avec de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge. Agiter sans arrêt le mélange à l'aide de l'agitateur à ailettes.
- Ajouter 5 cm³ de bleu de méthylène dans le Bécher.
- Prélever une goutte de mélange et la placer sur papier filtre.

Si la tache centrale est entourée d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en Bleu de Méthylène. On recommence l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer. Si la tâche est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5cm³ jusqu'à ce que le teste soit positif. On répète l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols. [12]



Figure 5.13 : les étapes d'essai bleu méthylène.

- **Calculs et expression des résultats**

Dans la présente étude, l'essai est réalisé sur un échantillon de sol dont la quantité est égale à 30 grammes.

$$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$$

B = Volume de bleu utilisé (cm³)*0,01

m₀ = Masse de sol(g)

$$VBS = [(240 * 0,01) / 30] * 100 = 8$$

D'après le tableau de classification, tableau 5.7 le sol testé est **un sol Très argileux**

Valeur de VBS	valeur de bleu de méthylène
$V_{BS} < 0,1$	sol insensible à l'eau
$0,2 \leq V_{BS} < 1,5$	sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq V_{BS} < 2,5$	Sol sable argileux, peu plastiques
$2,5 \leq V_{BS} < 6$	sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq V_{BS} < 8$	sol argileux
$V_{BS} > 8$	sol très argileux

Tableau 5.7 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène.

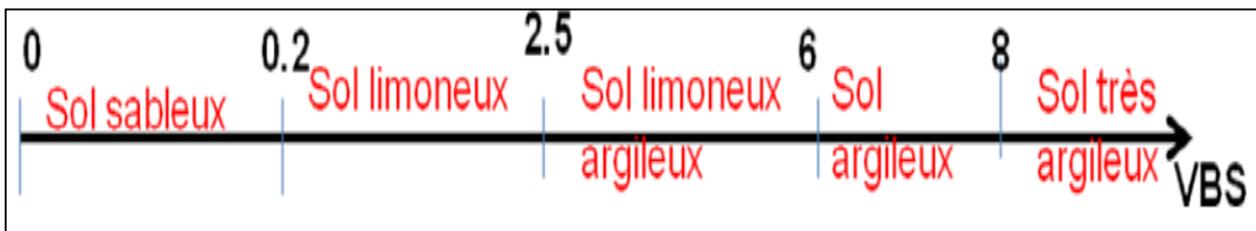


Figure 5.14 : Nature du sol selon VBS

$V_{BS} = 8$, $V_{BS} < 8 \implies$ sol très argileux

7-Densité spécifique des grains solides (NF P94-054)

Le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol, représente le poids volumique des grains du sol.

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105°C et d'une balance de précision.



Figure : 5.15 : l’essai de poids spécifique par pycnomètre.

La formule utilisée pour calculer le Masse spécifique est : $[(M_1 - M_0) * M_{\text{eau}}] / (M_3 + M_1 - M_0 - M_2)$

Avec :

M_0 : Masse de picnomètre (g)

M_1 : Masse du picnomètre et l'échantillon (g)

M_2 : Masse du picnomètre et l'échantillon et de l'eau (g)

M_3 : Masse du picnomètre et de l'eau (g)

Essais	Ech 1
Masse de picnomètre M_0 (g)	170,14
Masse du picnomètre et l'échantillon M_1 (g)	310
Masse du picnomètre et l'échantillon et de l'eau M_2 (g)	757
Masse du picnomètre et de l'eau M_3 (g)	670
Masse volumiques d'eau M_{eau} (g/cm ³)	1000
Masse spécifique(g/cm ³)	2645,85698
Masse spécifique (kg/cm ³)	2,64585698

Tableau 5.8 : résultat l’essai de Poids spécifique de sol

$$\text{Masse spécifique} = 2,64585698 \text{ (kg/cm}^3\text{)}$$

8- Essais Proctor (NF- P 94-093)

Au début des années 1930, Proctor trouve une solution pour déterminer la densité maximum des sols. De nos jours, cet essai est fréquemment utilisé en France en ingénierie géotechnique pour catégoriser les sols selon la classification préconisée par le GTR et ainsi déterminer la méthode la plus adaptée pour le compactage des matériaux dans le cas d'une construction de route. L'essai Proctor a pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimum Proctor ».

À partir de là, la densité sèche peut être déterminée en mesurant simplement le poids du sol avant et après compactage, calculant la teneur en eau et la densité sèche.

8-1 Principe de l'essai Proctor :

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

L'essai Proctor est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes (2%, 4% ,6% ,8% ,10%,12% ,14%,16% ,18% ,20%), on détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle représente un maximum dont l'abscisse est « la teneur en eau optimum Proctor », et l'ordonnée « la densité sèche maximum Proctor ».

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

–Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé.

_Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière.



Figure 5.16 : essai Proctor normale



Figure 5.17 : essai Proctor modifié

Norme	Normal (NF P94-093)		Modifié (NF P94-093)	
Masse du marteau (Kg)	2.47		4.51	
Hauteur de chute du marteau (cm)	30.53		45.56	
Volume du moule (cm ³)	943	2122	943	2122
Nombre de coups/ couche	25 (moule Proctor)	56(moule CBR)	25(moule Proctor)	56(moule CBR)
Nombre des couches	3		5	

Tableau 5.9 : conditions des essais Proctor normal et modifié

Hauteur de moule H= 11.7 cm.

Diamètre de moule Proctor : 10.133 cm (sans rehausse).

Diamètre de moule CBR : 15.2 cm (sans rehausse).

Le volume du moule Proctor : $V = ((\pi.D^2)/4)*H = ((3.14*10.133^2)/4)*11.7 = 943,043235 \text{ cm}^3$

Le volume du moule CBR : $V = ((\pi.D^2)/4)*H = ((3.14*15.2^2)/4)*11.7 = 2121,98688 \text{ cm}^3$.

8-2 Exécution de l'essai

La totalité du matériau prélevé est séchée dans une étuve à $105 \pm 5^\circ\text{C}$ maximum jusqu'à un état hydrique sec. Après séchage, le matériau est tamisé à 20 mm. Les essais sont exécutés sur des échantillons non traités et des échantillons traités au ciment avec le mélange de différents pourcentages ainsi des pourcentages d'eau réaliser approximativement, écraser les mottes à la main ou au malaxeur, mais pas les éléments pierreux, et homogénéiser Soigneusement le matériau (sa teneur en eau doit être homogène). Et divisé par appréciation visuelle en cinq parties égales.

Avant introduction du matériau dans le moule il y a lieu de :

- Solidariser : moule, embase et rehausse.
- Lubrifier le cas échéant les parois du moule.
- Placer le disque d'espacement au fond du moule CBR lorsqu'il est utilisé.

-Placer éventuellement un papier-filtre ou un film plastique au fond du moule Proctor ou sur le disque d'espacement du moule CBR pour faciliter le démoulage.

Introduire alors la quantité de matériau pour que la hauteur de la première couche après compactage soit légèrement supérieure au tiers ou au cinquième de la hauteur du moule respectivement pour l'essai Proctor normal et pour l'essai Proctor modifié.

Compacter cette couche avec la dame correspondante en appliquant respectivement 25 coups ou 56 coups par couche suivant le schéma suivant, et répéter l'opération autant de fois que l'exige le nombre de couches à réaliser.

Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur d'un centimètre au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radialement du centre vers la périphérie du moule. Si des éléments > 10 mm sont entraînés dans cette opération, en laissant des vides à la surface de l'éprouvette, combler ceux-ci avec des éléments fins qui sont lissés avec la règle à araser. Peser l'ensemble du moule avec le matériau. [23]

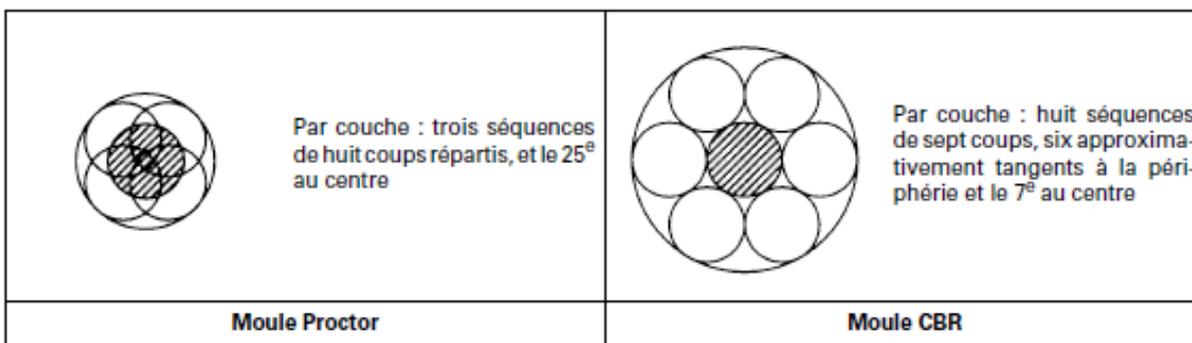


Figure 5.18 : Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche[23]

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2 490 g	2 490 g	<p>3 couches, à raison de :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>25 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Dame Proctor normal</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>56 coups par couche</p>  <p>Moule CBR</p> </div> </div>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4 535 g	4 535 g	<p>5 couches, à raison de :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>25 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>Dame Proctor modifié</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>56 coups par couche</p>  <p>Moule CBR</p> </div> </div>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

Tableau 5.10 : Modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié[23]

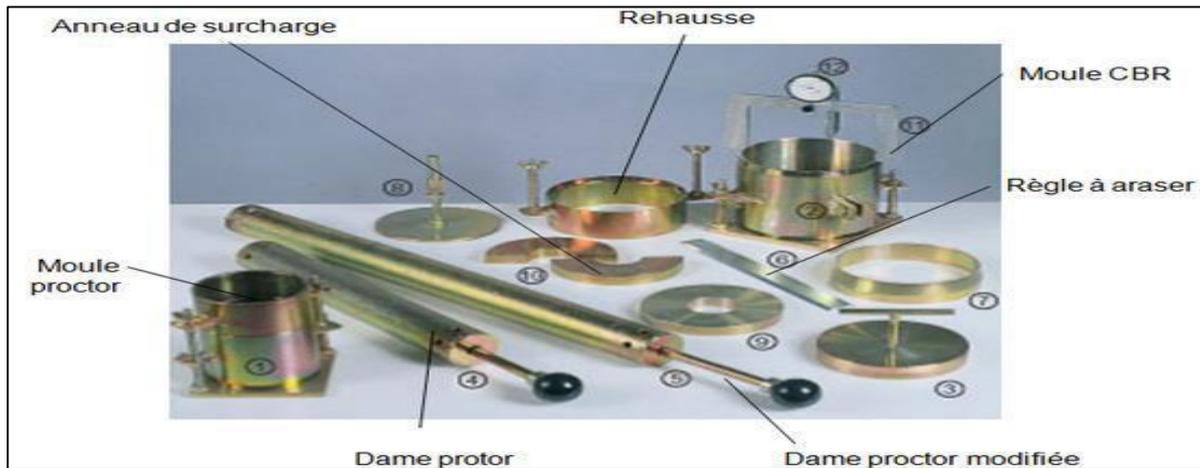


Figure 5.19 : Appareillage pour essais de Proctor

Résultats et interprétations :

Les caractéristiques à l'optimum Proctor normal et modifié déterminées sur les matériaux obtenus pour différents mélanges avec pourcentage de coquille d'œuf.

Les résultats sont présentés sur le tableau ci-dessous avec le traçage des courbes de compactage

	Proctor normal				
	14%	16%	18%	20%	22%
<i>pourcentage d'eau (%)</i>	14%	16%	18%	20%	22%
<i>poids d'eau ajouté</i>	350	50	50	50	50
<i>poids total humide (ph)</i>	5075	5101	5180	5145	5085
<i>poids du moule (pt)</i>	3285	3285	3285	3285	3285
<i>poids du sol humide ph</i>	1790	1816	1895	1860	1800
<i>poids du sol sec</i>	1441,44618	1460,02405	1511,801665	1461,583517	1382,809809
<i>poids volumique sec (gama d)</i>	15,2857496	15,4827577	16,03183102	15,49929498	14,66394283
<i>prélèvement</i>	1	2	3	4	5
<i>poids total humide (pht)</i>	172,71	189,98	175,4	188,23	155,42
<i>poids total sec (pts)</i>	145,7	159,33	146,74	155,17	127,16
<i>poids de la tare</i>	34	33,62	33,67	33,89	33,49
<i>poids de l'eau (pw)</i>	27,01	30,65	28,66	33,06	28,26
<i>poids de sol sec (ps)</i>	111,7	125,71	113,07	121,28	93,67
<i>teneur en eau</i>	0,24180842	0,24381513	0,253471301	0,272592348	0,301697448
<i>teneur en eau moyen(%)</i>	24,1808415	24,381513	25,3471301	27,25923483	30,16974485

Tableau 5.11 : calcule et Résultats des essais Proctor normal.

	Proctor.modifié				
pourcentage d'eau (%)	12%	14%	16%	18%	20%
poids d'eau ajouté	660	110	110	110	110
poids total humide (ph)	15328	15430	15390	15211	15170
poids du moule (pt)	12765	12765	12765	12765	12765
poids du sol humide ph	2563	2665	2625	2446	2405
poids du sol sec	2295,518588	2376,422048	2330,967697	2086,363813	2028,26985
poids volumique sec (gama d)	24,2143311	25,06774313	24,58826684	22,00805709	21,3952516
prélèvement	1	2	3	4	5
poids total humide (pht)	145,63	140,98	105,03	168,09	126,75
poids total sec (pts)	133,98	129,36	97,02	148,36	112,11
poids de la tare	34	33,67	33,6	33,9	33,29
			33,52		
poids de l'eau (pw)	11,65	11,62	8,01	19,73	14,64
poids de sol sec (ps)	99,98	95,69	63,5	114,46	78,82
teneur en eau	0,116523305	0,121433797	0,126141732	0,172374629	0,18573966
teneur en eau moyen (%)	11,65233047	12,14337966	12,61417323	17,23746287	18,573966

Tableau 5.12 : calcul et Résultats des essais Proctor Modifié.

Résultat de l'essai Proctor normal :							
0% coquille d'œuf		2% coquille d'œuf		5% coquille d'œuf		8% coquille d'œuf	
w%	$\gamma_d \text{ g/cm}^3$	w%	$\gamma_d \text{ g/cm}^3$	w%	$\gamma_d \text{ g/cm}^3$	w%	$\gamma_d \text{ g/cm}^3$
6.6	14.9	24.18	15.28	13.06	16.22	13.92	15.07
9.7	15.6	24.38	15.48	15.69	16.62	17.98	15.18
10.5	15.7	25.34	16.03	18.17	16.63	20.17	15.29
11.26	15.96	27.25	15.49	20.11	15.49	21.54	14.71
18.32	16.5	30.16	14.66	26.03	13.84	25.06	13.8
21.73	16.3	/		/		/	

Tableau 5.13 : Résultats de l'ajout de coquille d'œuf sur les caractéristiques de Proctor normal pour un sol argileux.

Paramètres	Valeurs essai Proctor			
Coquille d'œuf (%)	0%	2%	5%	8%
Densité sèche maximale (g/cm^3)	16.7	16.4	16.3	15.3
Teneur en eau optimal (%)	18.9	25.3	16,5	19.8

Tableau 5.14 : Résultats des caractéristiques obtenues de l'essai Proctor normal avec Pourcentages de coquille d'œuf différents pour un sol argileux.

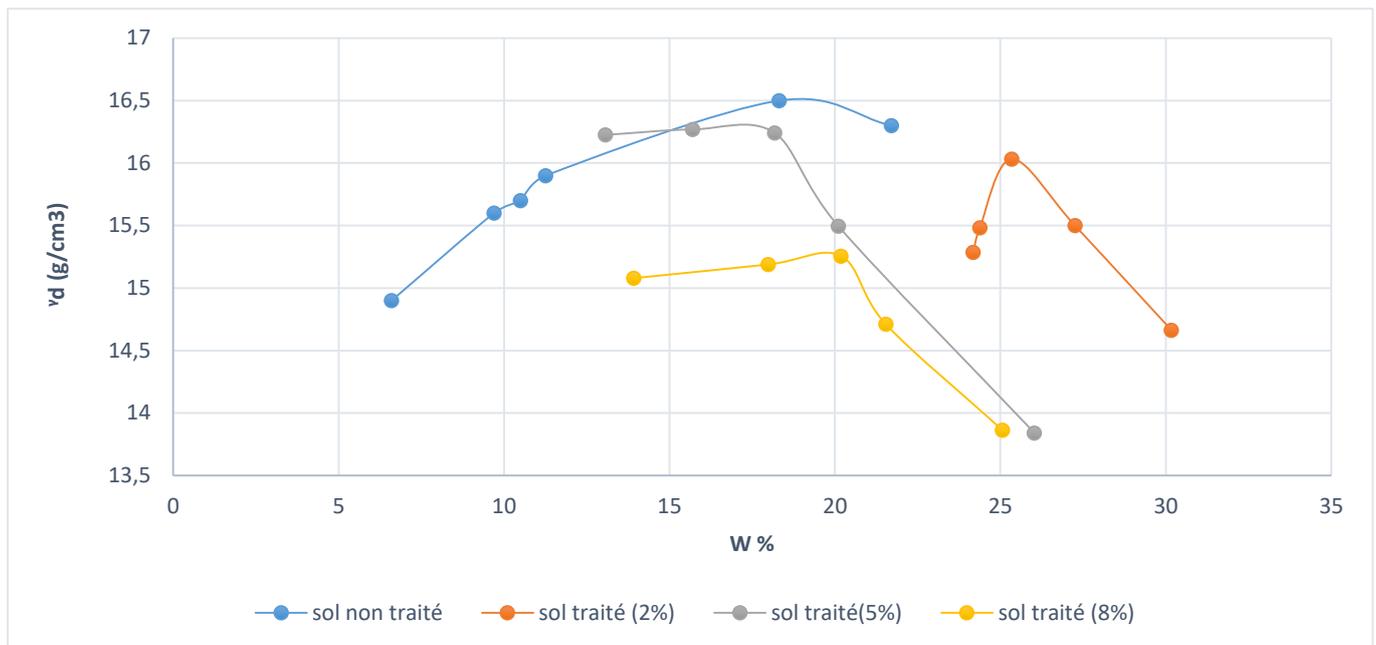


Figure 5.20 : courbe Proctor normal

Résultat de l'essai Proctor modifiée :

0% coquille d'œuf		2% coquille d'œuf		5% coquille d'œuf		8% coquille d'œuf	
w%	$\gamma_d g/cm^3$						
11,65	24.21	15,62	24.31	12,12	26.71	13,26	25.09
12,14	25.06	16,33	28.19	12,62	27.60	14,08	25.47
12,61	25.58	18,15	21.83	16,44	28.28	15,43	28.98
17,24	22.00	19,78	21.35	17,23	24.38	17,94	23.95
18,57	21.39	/		18,57	22.68	18,39	22.80

Tableau 5.15 : Résultats de l'ajout de coquille d'œuf sur les caractéristiques de Proctor modifié pour un sol argileux.

Paramètres	Valeurs essai Proctor			
	0%	2%	5%	8%
Coquille d'œuf (%)				
Densité sèche maximale (g/cm^3)	25,10	26,98	28.5	28.7
Teneur en eau optimal (%)	12,15	15,70	16,45	16,48

Tableau 5.16 : Résultats des caractéristiques obtenues de l'essai Proctor modifié avec Pourcentages de coquille d'œuf différents pour un sol argileux.

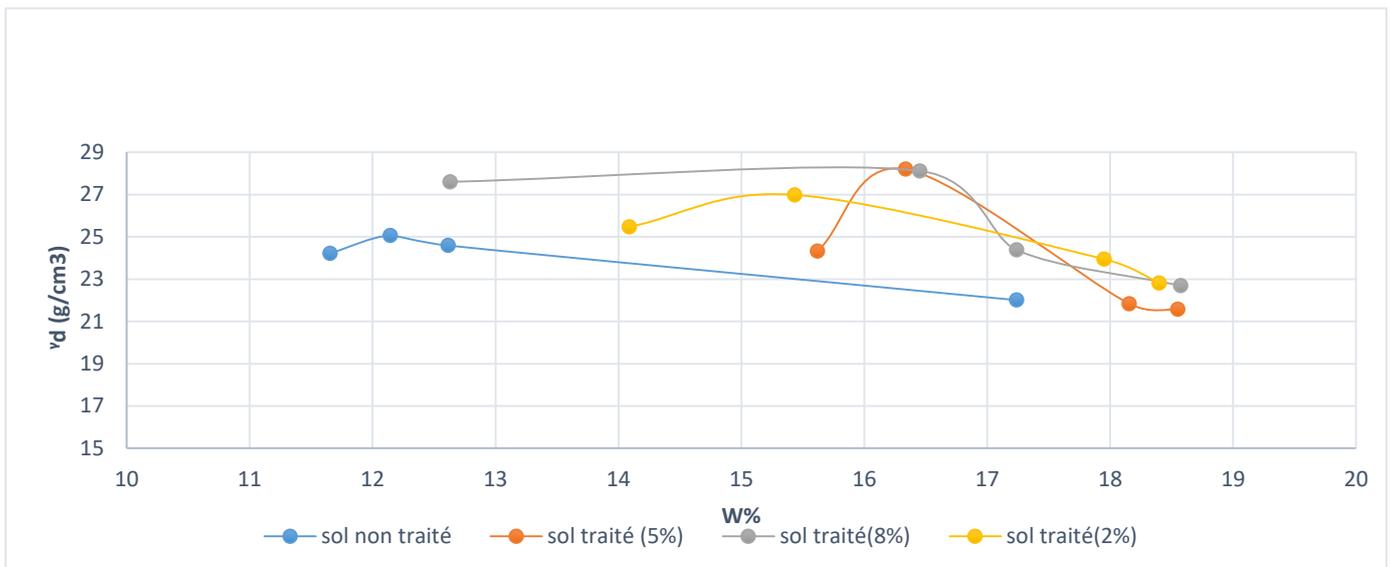


Figure 5.21 : courbe Proctor modifié

9- Essai CBR (NF P 94-078)

9-1 Principe de l'essai :

L'indice CBR (CALIFORNIAN BEARING RATIO).

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :

- D'établir une classification des sols (GTR)
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI)
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente ⇒ épaisseur diminue)

On mesure 3 types d'indices en fonction des buts fixés :

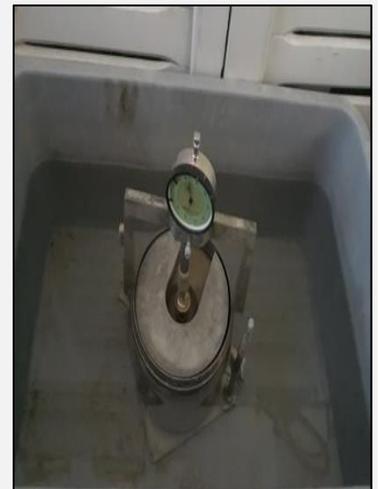
L'indice portant immédiat : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle ou dans la plage de teneur en eau dans lequel il est susceptible d'évoluer. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins en phase chantier les matériaux sont compactés à l'énergie Proctor normale dans le cas d'un sol et à l'énergie Proctor modifiée dans le cas des matériaux d'assise de chaussé.

L'essai CBR immédiat : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie Proctor modifiée à sa teneur en eau à l'optimum Proctor (W_{OPN}), en suit, dans la mesure où le matériau est support ou constituant d'une structure de chaussé, l'éprouvette de sol testé sera surchargée en tête par des disques annulaires représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.

L'essai CBR après immersion : mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneur en eau puis immergé pendant plusieurs jours (4 en général). Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté et /ou soumis à des variations de régime hydrique. Cinq états hydriques sont distingués dans la classification GTR 2000.[24]

9-2 Préparation et mode opératoire de l'essai

<i>Exécution de l'essai</i>	<i>Appareillage</i>	<i>Expression résultat</i>
<p>Préparation du moule -Solidariser la plaque de base et le moule CBR. -Placer une feuille de papier filtre au fond du moule -Peser à vide l'ensemble « moule+ plaque de base». -Déterminer le volume qui sera occupé par l'éprouvette de Sol une fois compactée. -Fixer la rehausse.</p> <p>Le compactage -ajoute aux matériaux une quantité d'eau correspondant à la teneur du matériau déterminé à l'optimum Proctor modifié. -Malaxage le matériau à la main pour rendre le mélange plus homogène et introduire dans le moule -compactage en cinq (05) couches. selon les conditions de l'essai Proctor modifié -araser délicatement l'éprouvette en commençant (du centre vers la périphérie) -Peser l'ensemble (moule, plaque de base et éprouvette de sol)</p> <p>L'immersion -immersion pendant 4 jours dans l'eau dans un bac écarté du fond, lecture des valeurs sur le comparateur qui présente la hauteur de gonflement</p> <p>Le poinçonnement -Exécuter le poinçonnement à vitesse constante à l'aide d'un piston de 19, 35cm² de section correspondant aux enfoncements de (1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10) mm, et de deux (02) comparateurs pour cadencer et suivre l'enfoncement sur l'éprouvette du matériau.</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Etuve -Balance 35 kg -Balance 400 g -Dame Proctor -Moule CBR complet avec surcharge, -plateau de gonflement, -comparateur -Bac d'immersion -Presse CBR -Anneau dyn. 30 kN -Anneau dyn. 50 kN -Cadencemètre (si presse manuelle 	<ul style="list-style-type: none"> -Indice portante immédiat IPI -Indice CBR immédiat : CBR 0j -Indice CBR après immersion : CBR 4j -Gonflement : GI en %



On définit les valeurs suivantes : est par convention la plus grande valeur, exprimée en pourcentage.

$$\frac{\text{effort de pénétration à 2.5 d'enfoncement en (kN)}}{13.35} \times 100$$

$$\frac{\text{effort de pénétration à 5mm d'enfoncement en (kN)}}{19.93} \times 100$$

CBR immédiate					
Sans traitement			Traité à 2% coquille d'œuf		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	1,5833	81,8242894	1.25	0,5416	27,9896641
2.00	2,1041	108,739018	2.00	1,4374	74,2842377
2.50	2,4374	125,963824	2.50	2,0624	106,583979
5.00	3,6249	187,333333	5.00	3,1458	162,573643
7.50	4,2916	221,788114	7.50	3,7708	194,873385
10.00	4,6458	240,093023	10.00	4,0833	211,023256

Tableau 5.17 : les résultats d'essai CBR immédiat

CBR immédiate					
Traité à 5% coquille d'œuf			Traité à 8% coquille d'œuf		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	0,6041	31,2196382	1.25	0,3958	20,454784
2.00	0,8124	41,9844961	2.00	0,4791	24,7596899
2.50	0,8749	45,2144703	2.50	0,5208	26,9147287
5.00	1,1874	61,3643411	5.00	0,6666	34,4496124
7.50	1,3541	69,9793282	7.50	0,7291	37,6795866
10.00	1,4999	77,5142119	10.00	0,8333	43,0645995

Tableau 5.18 : les résultats d'essai CBR immédiat

CBR immersion					
Sans traitement			Traité à 2% coquille d'œuf		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	0,1041	5,37984496	1.25	0,2708	13,994832
2.00	0,1666	8,60981912	2.00	0,3749	19,374677
2.50	0,1874	9,68475452	2.50	0,3958	20,4547804
5.00	0,2916	15,0697674	5.00	0,4999	25,8346253
7.50	0,3645	18,8372093	7.50	0,6041	31,2196382
10.00	0,4374	22,6046512	10.00	0,6666	34,4496124

Tableau 5.19 : Les résultats d'essai CBR immersion.

CBR immersion					
Traité à 5% coquille d'œuf			Traité à 8% coquille d'œuf		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	0,1249	6,45478036	1.25	0,0833	4,30490956
2.00	0,2708	13,994832	2.00	0,2291	11,8397933
2.50	0,3124	16,1447028	2.50	0,3333	17,2248062
5.00	0,5416	27,9896641	5.00	0,5208	26,9147287
7.50	0,6666	34,4496124	7.50	0,6249	32,2945736
10.00	0,7291	37,6795866	10.00	0,6666	34,4496124

Tableau 5.20 : Les résultats d'essai CBR immersion.

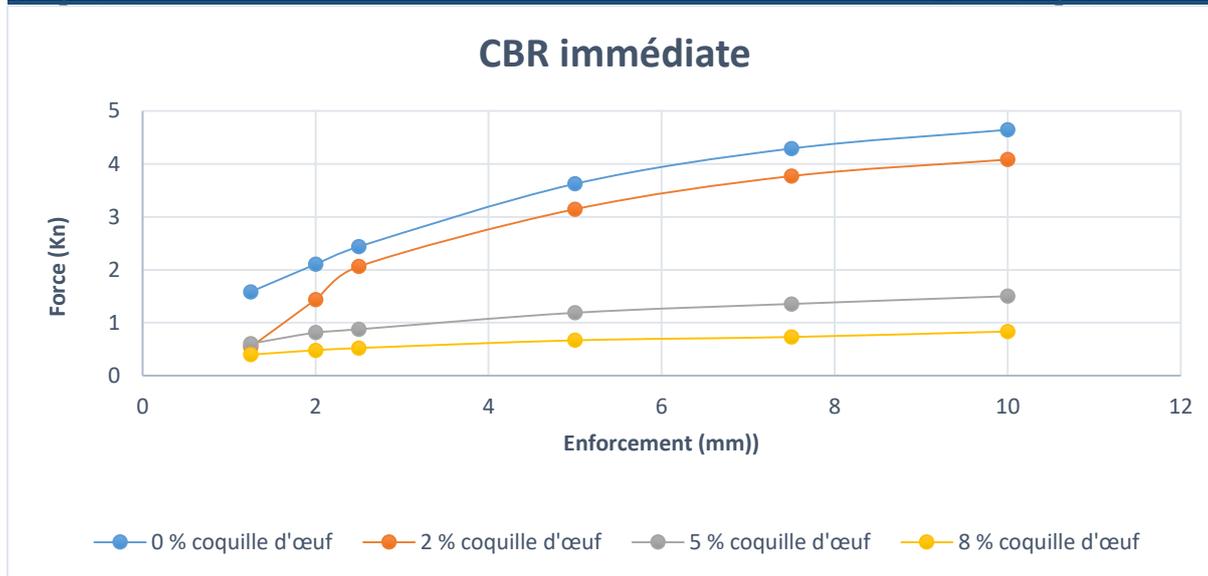


Figure 5.22 : diagramme : Effort-Enfoncement

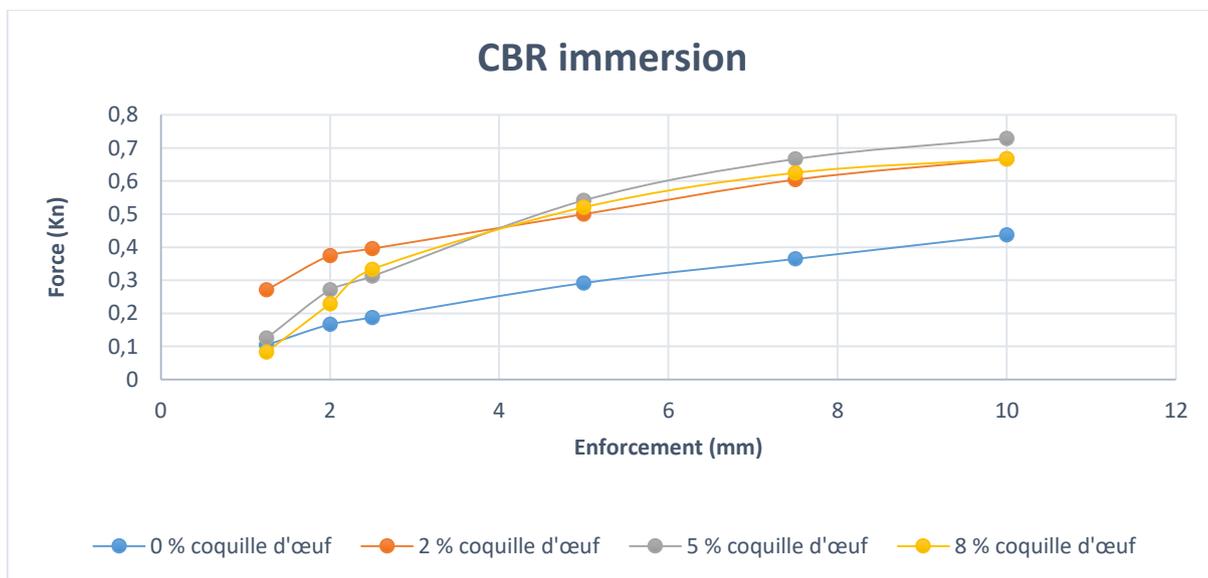


Figure 5.23 : diagramme : Effort-Enfoncement.

Coquille d'œuf	0%		2%		5%		8%	
	18,2576779		15,7842449		6,55355805		3,9011236	
I_{CBR Immédiat}	18,2576779		15,7842449		6,55355805		3,9011236	
I_{CBR Immersion}	1,46312092		2,96479401		2,71751129		2,61314601	

Tableau 5.21 : les résultats de l'indice CBR

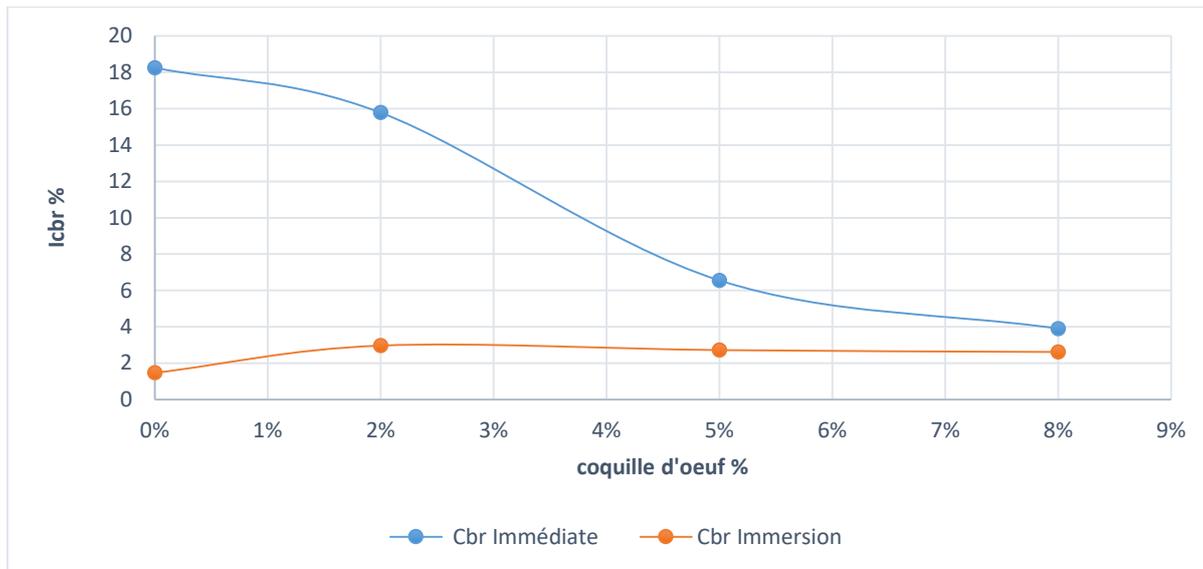


Figure 5.24 : diagramme d'indice CBR en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.

S ₁	CBR < 5	Portance très faible
S ₂	5 < CBR < 10	Portance faible
S ₃	10 < CBR < 15	Portance moyenne
S ₄	15 < CBR < 30	Portance bonne
S ₅	30 < CBR	Portance excellente

Tableau 5.22 : Classification des sols en fonction du CBR. [18]

La valeur du gonflement G est déterminée en pourcentage par la relation :

$$G = \frac{\Delta H}{H} \times 100$$

ΔH : Le gonflement mesuré (valeur indiquée sur le comparateur).

H : Hauteur initiale de l'éprouvette avant immersion



Figure 5.25 : CBR après immersion

	Sans traitement	Traité à 2%	Traité à 8%	Traité à 8%
$\Delta H(\text{mm})$	0.8	0.68	0.64	0.61
$h(\text{mm})$	158	158	158	158
G	0.506329114	0.430379747	0.405063291	0.386075949

Tableau 5.23 : Valeur du gonflement libre pour chaque type du matériau

Déformation : $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Δl : déplacement (mm) ;

L : longueur de prouvaît (11.7 cm).

déplacement (mm)	Déformation
0	0
1.25	0,01068376
2	0,01709402
2.5	0,02136752
5	0,04273504
7.5	0,06410256
10	0,08547009

Tableau 5.24 : Représente calcule de la déformation

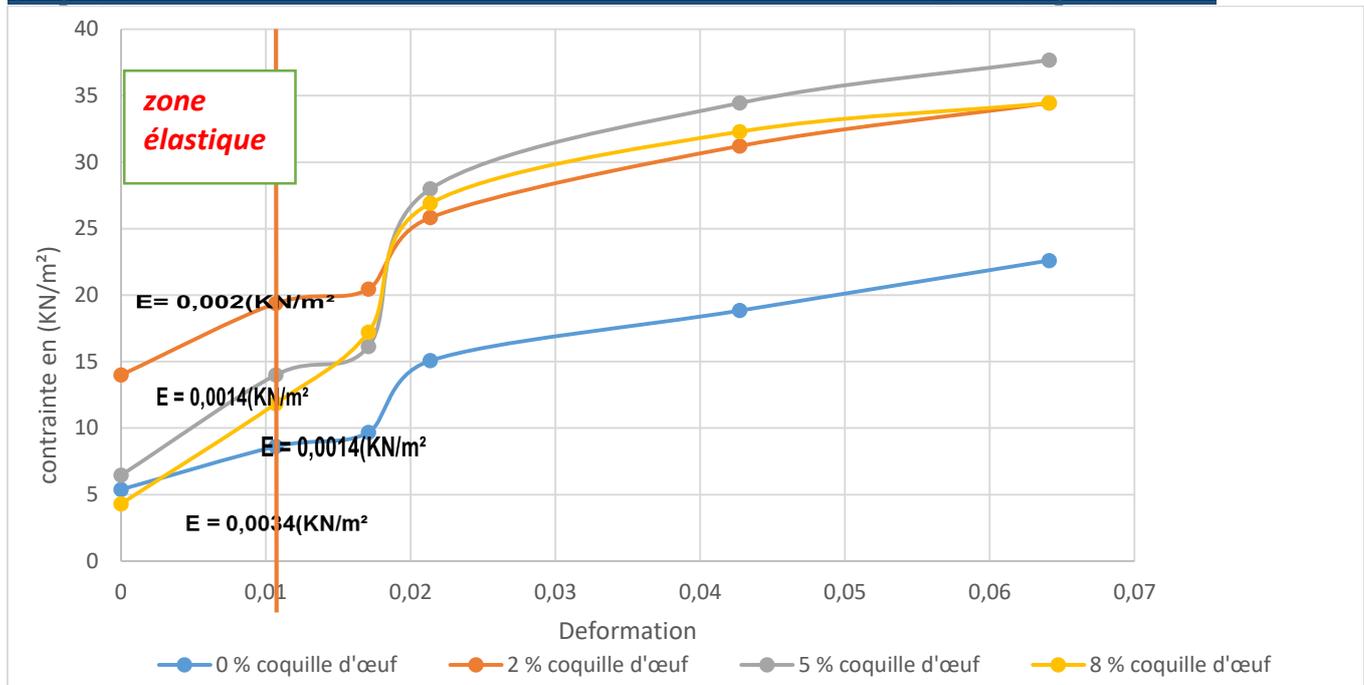


Figure 5.26 : Courbe contraint –déformation à base de l’essai CBR.

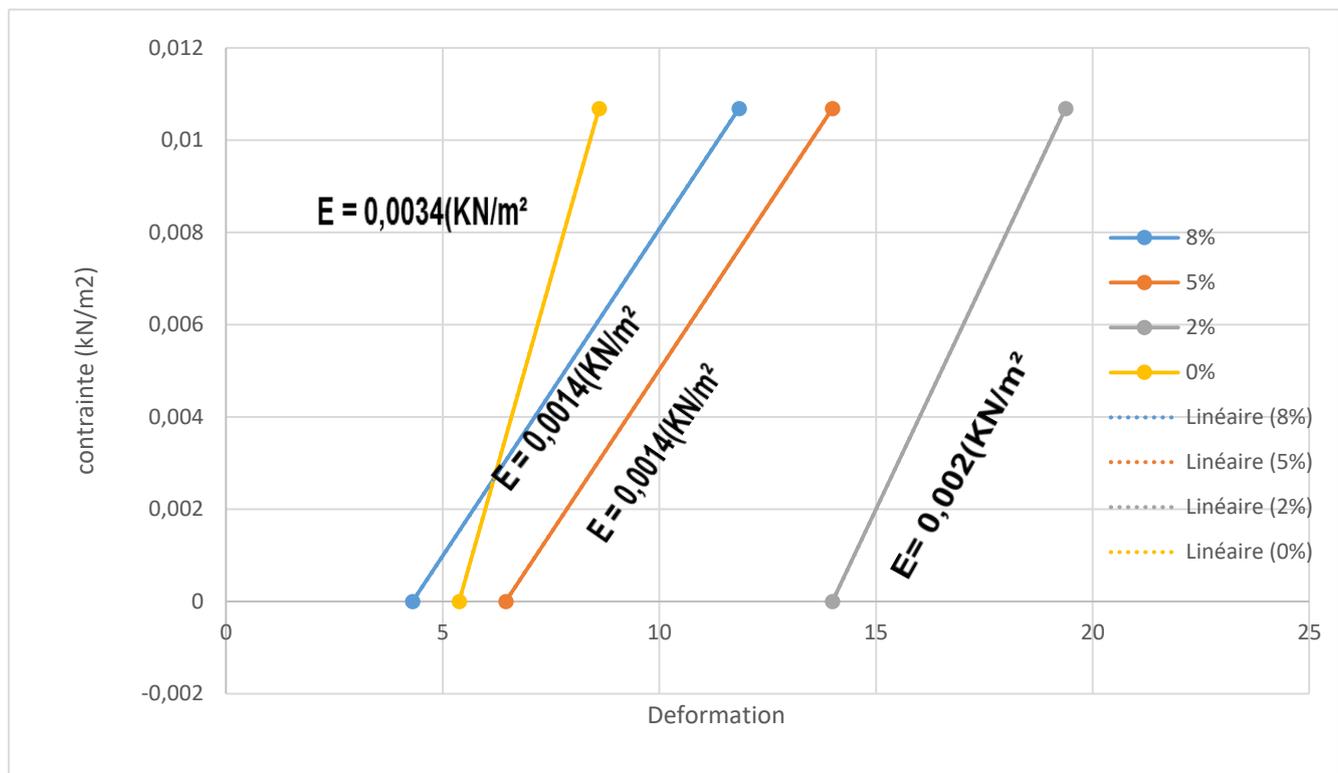


Figure 5.27 : Courbe contraint –déformation à base de l’essai CBR et présenté la valeur de Module de Yong.

Percentage du Coquille d'oeuf	0 %	2%	5 %	8 %
Module de Yong (KN/m ²)	0,3330769231	0,198588635	0,141693468	0,141790651

Tableau 5.25 : présenté la valeur de Module de Yong.

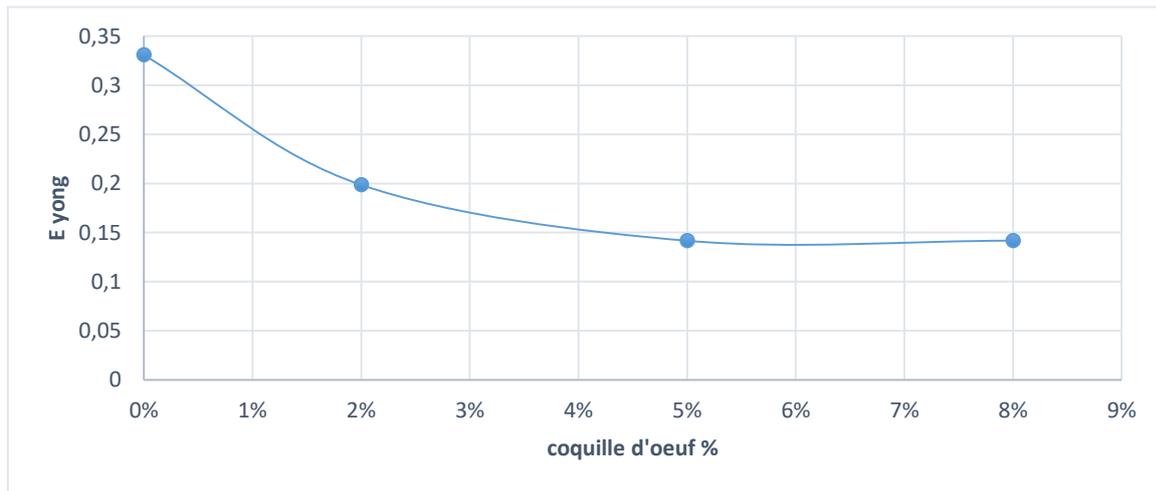


Figure 5.28 : diagramme de module de Yong en fonction des différents pourcentages de la coquille d'œuf.

Expliqué :

Les figures (5.20) et (5.21) montrent les courbes de compactage Proctor standard et modifiées typiques de l'argile de Doukane. Leurs pics correspondent à la densité sèche maximale (c'est-à-dire à la teneur en eau optimale) obtenue pour l'énergie de compactage considérée. On peut observer que le test de compactage Proctor modifié donne un poids unitaire sec maximal $D_{e\max}$ plus élevé (c'est-à-dire une teneur optimale en eau w optimale inférieure) que le test de compactage Proctor standard. On peut également noter que l'augmentation du pourcentage de coquille d'œuf augmente la teneur en eau (w optimale) et le poids volumique sec. (D_{\max}) pour Proctor modifié et l'inverse pour Proctor normal.

Les essais CBR montrent par ailleurs que les pourcentages des Coquille d'œuf à une influence considérable sur les valeurs de CBR. On observe qu'il y a une tendance générale d'augmenter les indices (CBR immersion) avec l'accroissement du pourcentage de Coquille d'œuf. Et l'inverse pour (CB immédiat).

10-Essai mesure ph

-Principe de l’essai : Il existe de nombreux indicateurs colorés permettant de visualiser les changements des pH (Bleu de thymol ; rouge de phénol ; thymol-phtaléine, bleu de quinoléine). Ils doivent être choisis selon la plage de ph envisager d’autres procédés peuvent aussi être mis en œuvre (l’utilisation d’un appareil de mesure ou de papier ph. [24]

Les différents résultats sont rappelés dans le tableau ci- dessous :

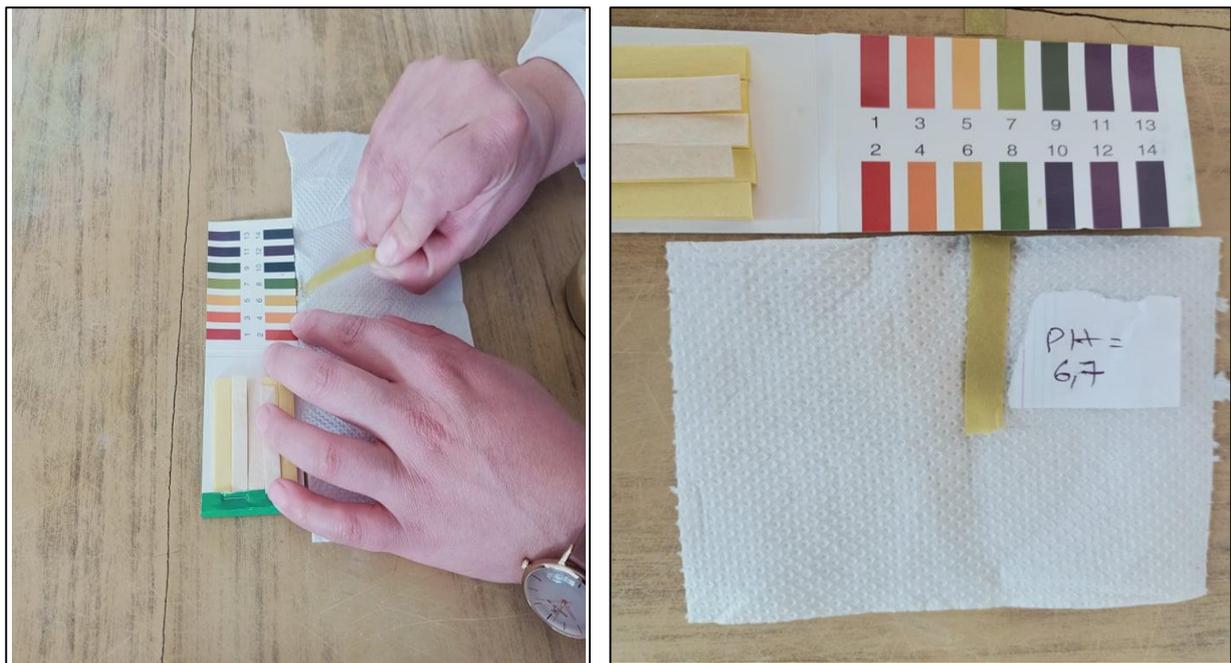


Figure 5.29 : Valeur du ph

Coquille d’œuf %	0	2	5	8
Valeur du ph	6.7	6.69	6.67	6.65

Tableau 5.26 : valeur du ph en fonction de pourcentage de la coquille d’œuf.

11-Essai de carbonate de calcium CaCO₃

Cet essai détermine le pourcentage de la fraction carbonatée contenue dans un sol, une roche ou un matériau. L'essai détermine le volume de dioxyde de carbone dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès pour un échantillon préparé pour l'essai.

Une partie de l'échantillon de laboratoire (**3g**) sera traité sur un verre de montre avec env. 1 ml d'acide chlorhydrique, pour une détermination d'orientation. La teneur en carbonate est estimée à l'aide de l'ampleur et de la durée du bouillonnement. Ces estimations permettent de déterminer la quantité d'échantillon d'analyse à prendre en traitement. Après séchage de l'échantillon et broyage, l'échantillon passant à un tamis d'ouverture de maille inférieure ou égale à 400µm est récupéré et est placé dans un flacon. Une burette graduée sera placée à la suite de ce flacon et servira de témoin de mesure du volume de dioxyde de carbone dégagé lorsque l'échantillon sera en contact avec l'acide chlorhydrique. Le taux de calcaire total est déterminé par la méthode du calcimètre de Bernard. Le principe de dosage est fondé sur la réaction caractéristique suivante :



C'est la mesure de CO₂ dégagé suite à l'action d'un excès d'acide Chlorhydrique sur un point connu de l'échantillon. Le volume de CO₂ dégagé est proportionnel à la quantité de carbonate de calcium existante dans l'échantillon analysé, figure 5.31



Figure 5.30 : manipulation de l'essai calcimétrie

Coquille d'œuf (%)	Taux de CaCO_3 = X(CaCO ₃) %	Teneur en CaCO_3 (%)	Désignation géotechnique	Nature
0	25	0-10	Argile	Sol
2	21.5	10-30	Argile marneuse	
5	31	30-70	Marne	
8	30	70-90	Calcaire marneux	Roche
/	/	90-100	Calcaire	

Tableau 5.27 : teneur en carbonate de calcium

(CaCO_3) = Argile marneuse

12-Essais de compression simple (NF P 98323231)

12-1 Principe de l'essai

L'essai de compression simple est l'essai par lequel nous avons choisi d'étudier le comportement mécanique du mélange, pour évaluer l'évolution au cours du temps de la résistance des sols traités ainsi que de l'influence de la quantité de ciment ajoutée sur le traitement. Le gain de résistance des sols traités est le critère primordial pour évaluer l'efficacité du traitement. Il permet de déterminer la résistance en compression à long terme ainsi l'âge autorisant la mise en circulation des engins de chantier sur la couche traitée, c'est le critère de traficabilité est jugé satisfaisant dès lors que la résistance en compression simple :

$$(R_c) \text{ est } = 1 \text{ MPa. [24]}$$

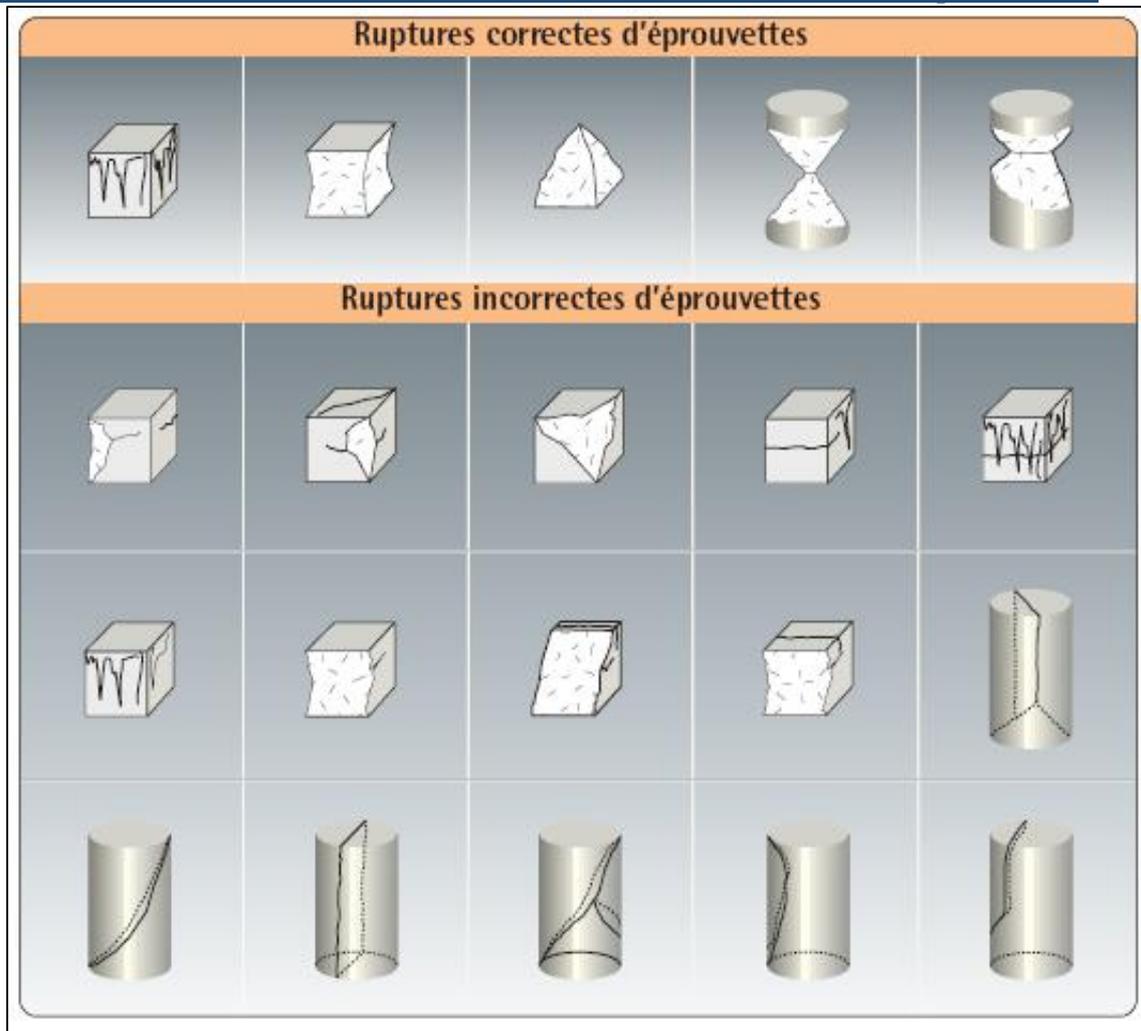


Figure 5.31 : Type des ruptures des éprouvettes

12-2 Exécution de l'essai

L'essai de la résistance à la compression simple (norme NF P 98323231) effectué sur des éprouvettes cylindriques d'un mélange traité et non traité aux coquille d'œuf, préparées à l'optimum Proctor, ayant des dimensions $D= 152 \text{ mm}$, $H= 117 \text{ mm}$ conservées à l'air à température variée de 20° à 30°C . Il s'agit de la compression d'un cylindre entre deux plateaux ; le noyau de matériau traité est soumis à une sollicitation en compression par l'intermédiaire d'une presse (appareil de compression simple) jusqu'à rupture.



Figure 5.32 : La préparation des éprouvettes et rupture des échantillons sous un test de compression simple

Il est important que les surfaces de contact entre la machinerie et l'échantillon, surface haute et basse, soient aussi planes que possible. La mise en charge de l'éprouvette se fait en continu avec une vitesse statistique (1 KN/s), de manière à ce que la rupture se produise entre 30 et 60 secondes après le début de l'application de la charge.

La contrainte appliquée et la déformation observée servent à déterminer la résistance et le module élastique. La résistance en compression, notée R_c (en KN/mm^2) ou MPa, est égale à la contrainte atteinte au moment de la rupture, Les écrasements sont répartis comme suit : immédiatement après 7 jours de moulage puis au deuxième âge après 14jours et au troisième âge après 28 jours.

La résistance à la compression simple notée R_c (la contrainte maximale) se détermine selon la formule :

$$R_c = \frac{4F}{\pi D^2}$$

Avec : F la charge maximale appliquée au cours de l'essai(en KN)

D : diamètre de l'éprouvette mesurée avant essai (en m²)

Echantillons	Pourcentage de coquille d’oeuf	Encasement	Resistance (MPa)
1	0%	Après 7j	0.06
2	0%	Après 14j	0.19
3	0%	Après 28j	0.23
4	2%	Après 7j	0.04
5	2%	Après 14j	0.06
6	2%	Après 28j	0.05
7	5%	Après 7j	0.03
8	5%	Après 14j	0.08
9	5%	Après 28j	0.08
10	8%	Après 7j	0.05
11	8%	Après 14j	0.16
12	8%	Après 28j	0.15

Tableau 5.28 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l’ajout La coquille d’œuf.

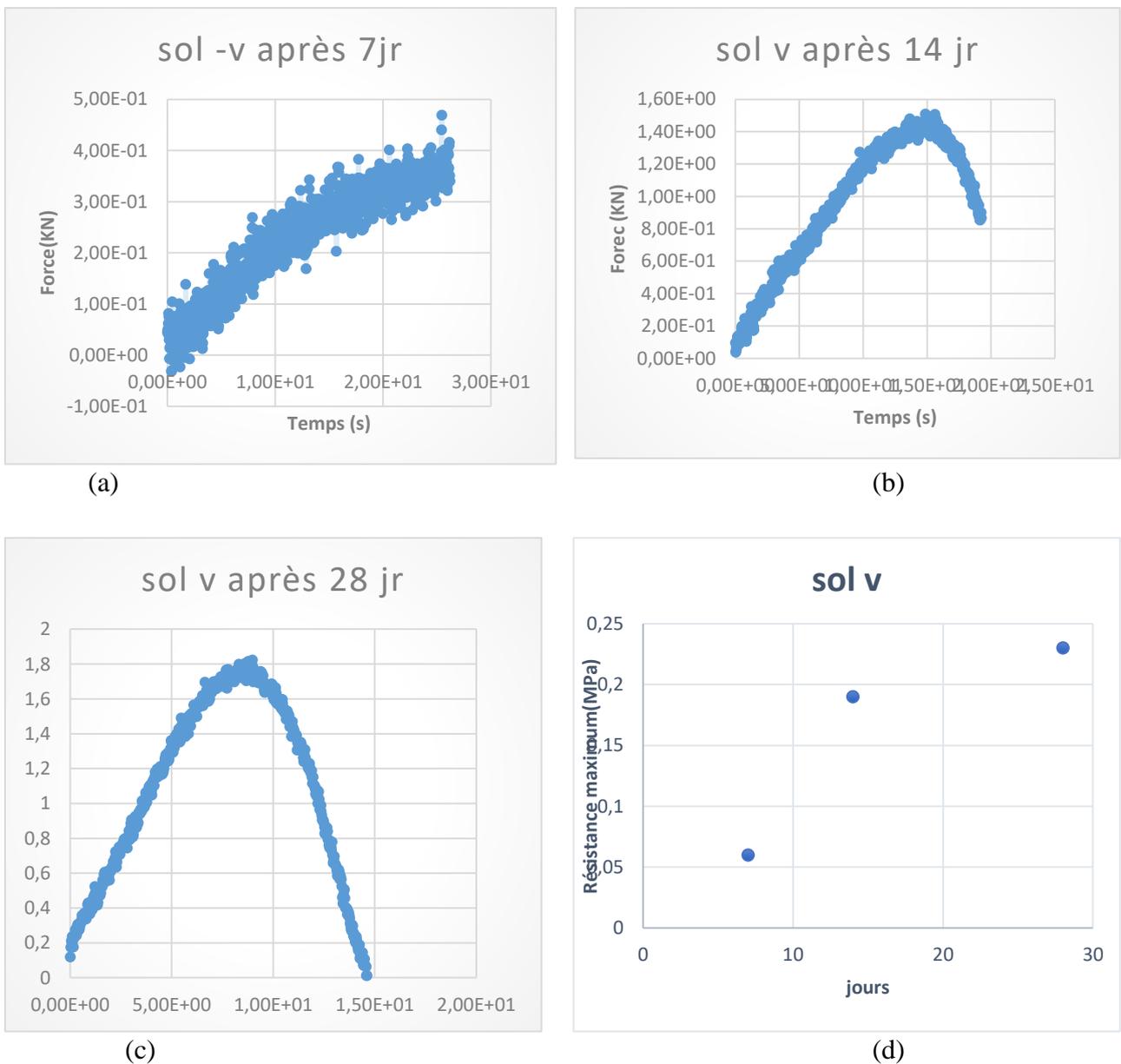
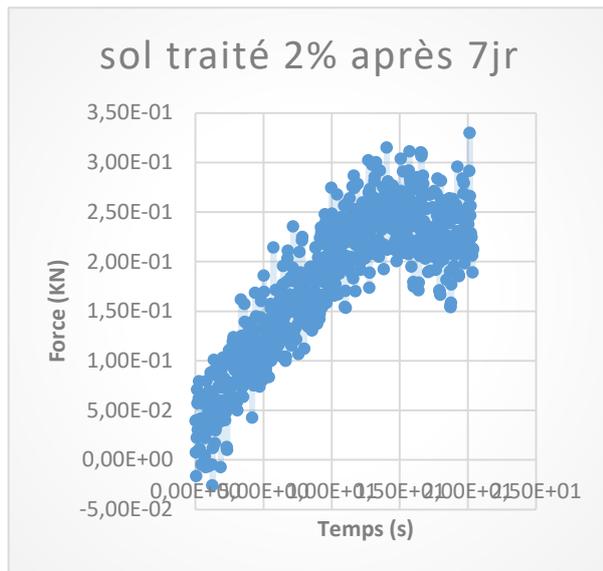
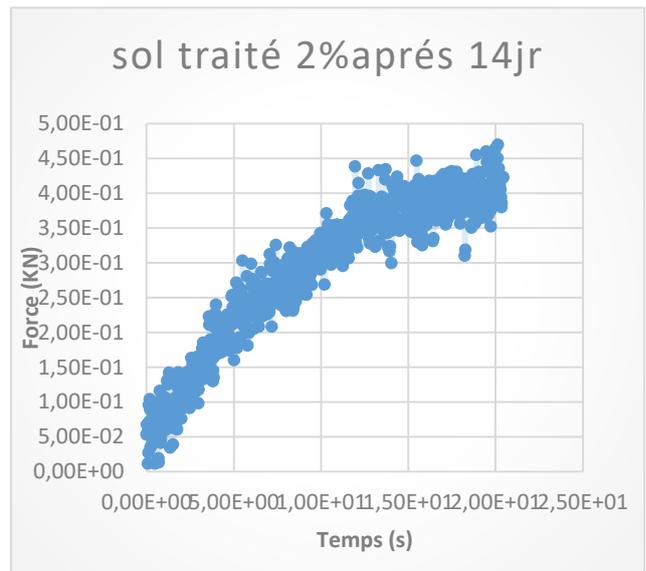


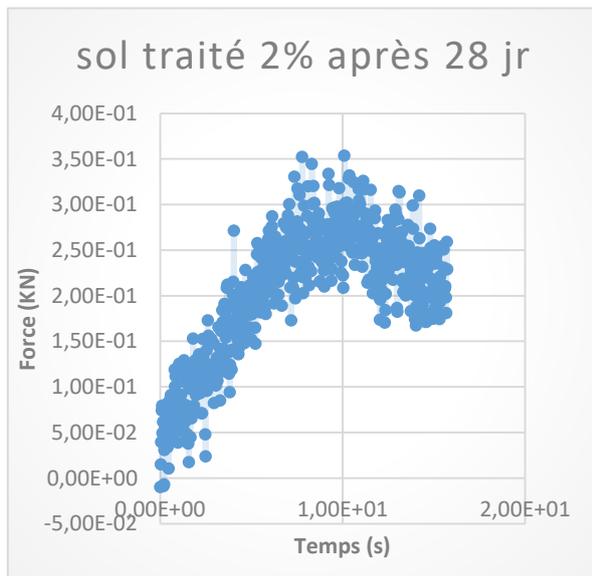
Figure 5.33 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps (sol vierge)



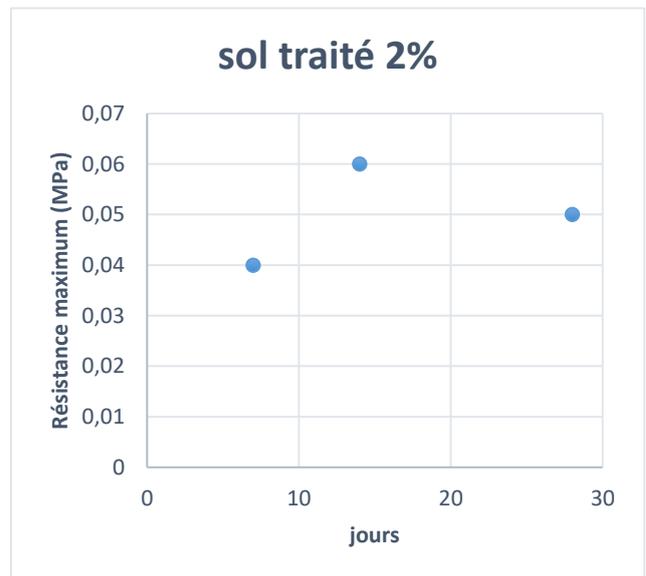
(a)



(b)

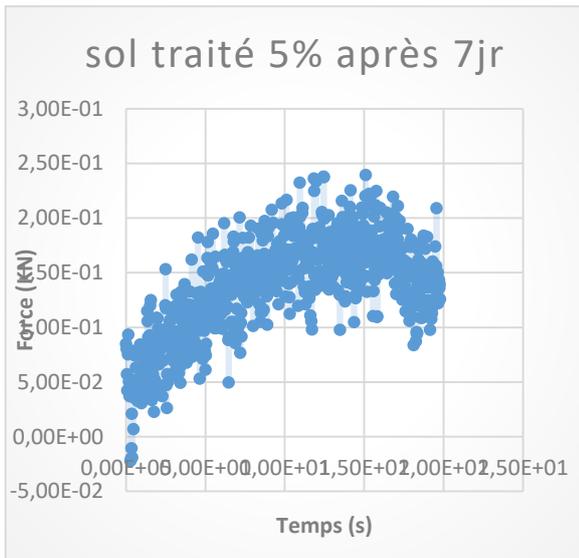


(c)

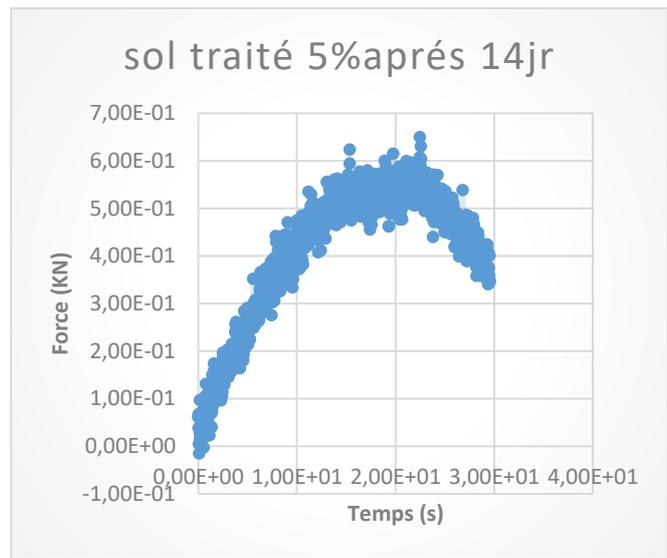


(d)

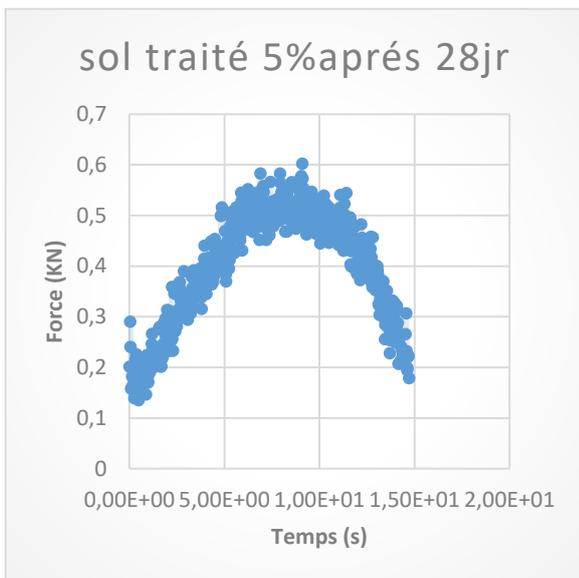
Figure 5.34 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille d'œuf (s.2%)



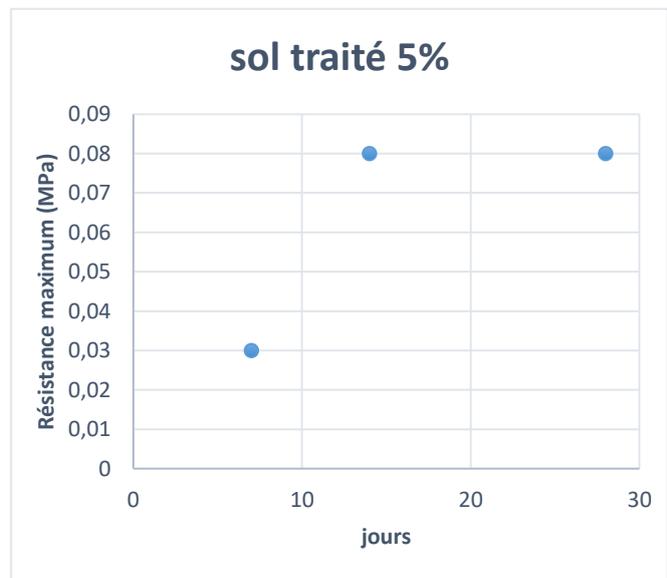
(a)



(b)

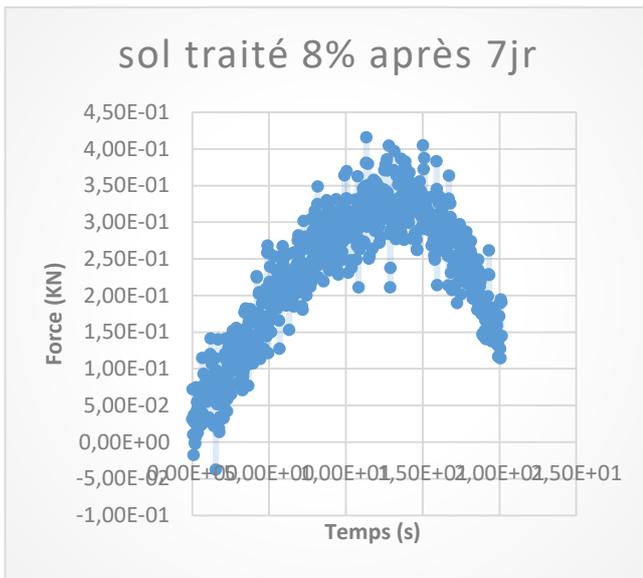


(c)

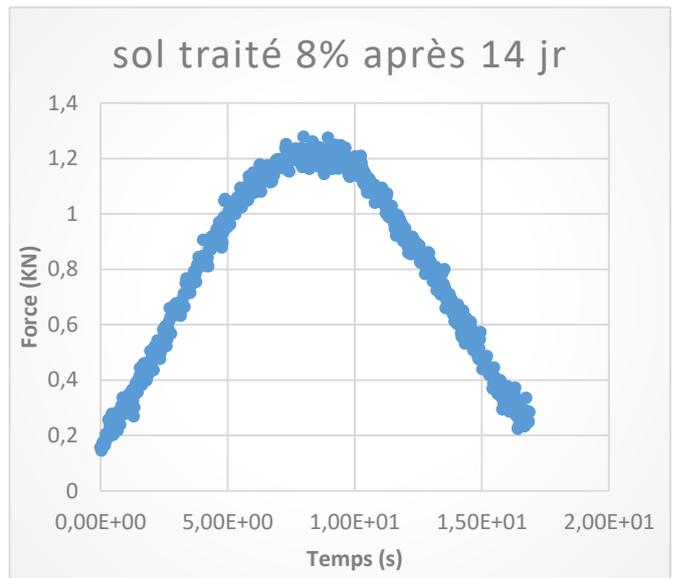


(d)

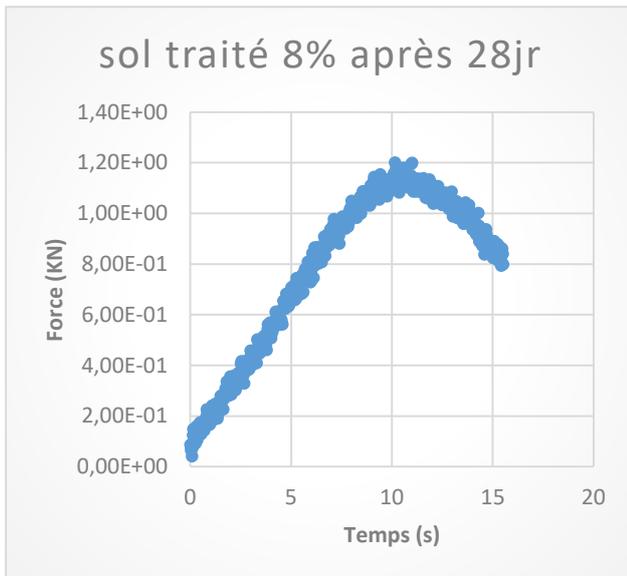
Figure 5.35 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille d'œuf (s.5%)



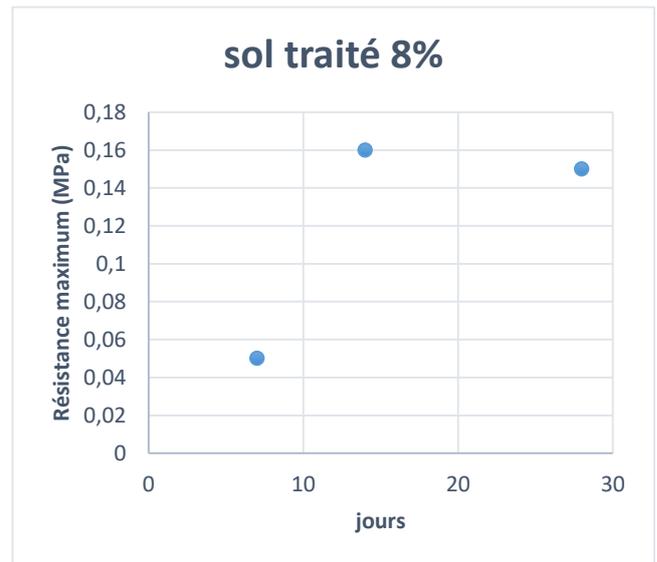
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3.36 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et l'ajout La coquille d'œuf (s.8%)

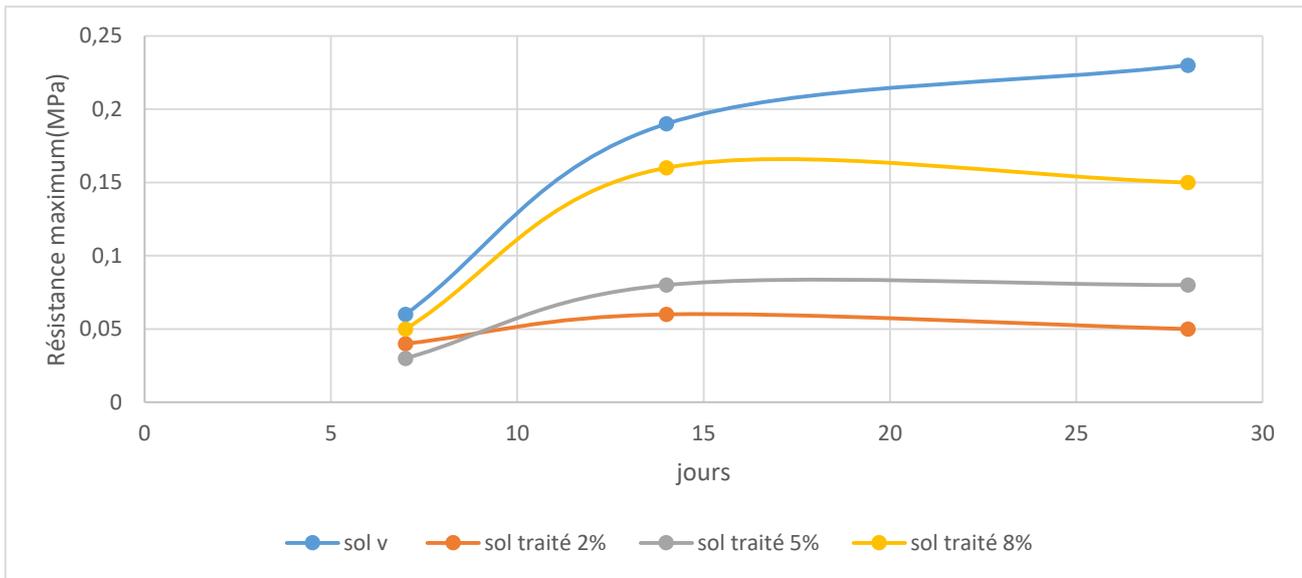


Figure 5.37 : Variation de la résistance maximum en fonction du jour et l'ajout La coquille d'œuf.

Expliqué :

Le temps de séchage est également un paramètre déterminant des caractéristiques de déformabilité et de résistance de l'argile compactée. Les figures (5.33, 5.34, 5.35, 5.36 et 5.37) montrent la distribution de la résistance à la compression à divers temps de séchage (7, 14 et 28 jours) des échantillons d'argile traité de différents pourcentage de Coquille d'œuf et compactés à la densité Proctor standard. Ça peut être a noté que la résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de séchage. Ça peut être a supposé que le séchage des éprouvettes était accompagné d'un rétrécissement du sol.

Cette le retrait se traduit par un resserrement des grains du sol et, par conséquent, une réduction de son taux de vide, d'où l'augmentation de sa résistance à la compression.

13-Essai ultrasonique (NF P 18- 418)**13-1 Principe de l'essai**

L'essai ultrasonique est un essai non destructif, cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation d'ondes longitudinales (de compression) à travers un élément, en effet il existe un rapport étroit entre la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques à l'intérieur de matériaux homogènes, et la qualité de ceux-ci. la détermination de la vitesse de propagation des ultrasons se fait de trois manières suivant le type de l'élément à tester: [24]

- Mesure en transparence (directe)
- Mesures en surface (indirecte)
- Mesures semi directe

13-2 Exécution de l'essai

Les transducteurs sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester l'aide d'un matériau d'interposition comme la vaseline, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de glycérol. Connaissant le temps de parcours de l'onde et la distance parcourue, on pourra déterminer la vitesse de propagation (V) de l'onde ultrasonique. Cette dernière permet le calcul du module d'élasticité E par l'équation suivante :

$$E = \frac{V^2 \rho (1+\nu)(1-2\nu)}{g(1-\nu)} \quad \text{Avec} \quad \nu = \frac{d}{t}$$

E : Module d'élasticité [MPa].

V : La vitesse de propagation [m/s].

ρ : La densité du solide [MN/m³].

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

ν : Coefficient de Poisson.

d = La distance séparant les transducteurs émetteur et récepteur [m].

t : Le temps de propagation de l'onde [s]... [24].

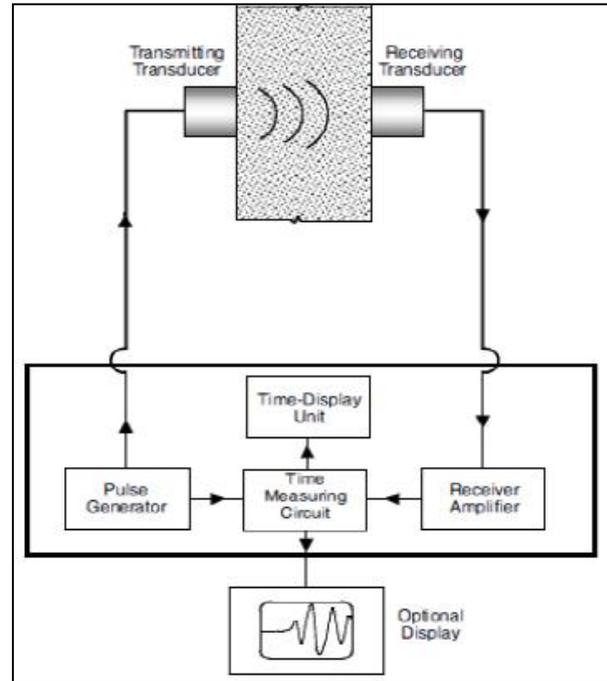
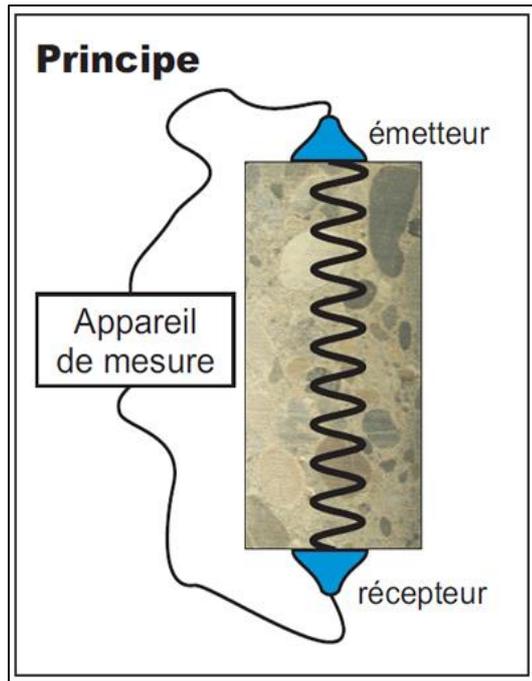


Figure 5.38 : Principe de l'appareil [25]

Figure 5.39: appareil de mesure en transparence (directe) [24]



Figure 5.40 : Temps des ondes ultrasoniques sur des éprouvettes.

Résultats :

L'appareil ne donne aucune mesure de la vitesse des ondes ultrasoniques dans les éprouvettes des argiles compactées au Proctor standard et traités de différents pourcentages de coquille d'œuf, et ceci explique la présence de grands vides et que le matériau est fragile et donc la résistance à la compression est très faible et c'est ce qui a été prouvé dans des expériences de compression.

14-Essais cisaillement (NF P94-071)

14-1 Principe de l'essai :

.L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demis-boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus, un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement.

Les demi-boîtes inférieures sont entraînées horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est à mesurer à l'aide d'un anneau fixé à la demi-boîte extérieure .Sur la courbe Contrainte-Déformation (déplacement horizontal), la résistance au cisaillement est définie comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max} .
- La contrainte de cisaillement τ_1 correspondant à une déformation fixée ϵ_1
- La résistance au cisaillement est la contrainte de cisaillement à très grande déformation.



Figure 5.41 : La machine de cisaillement

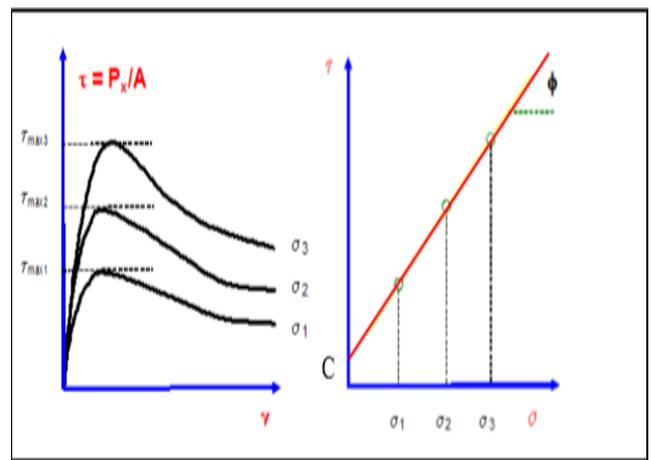
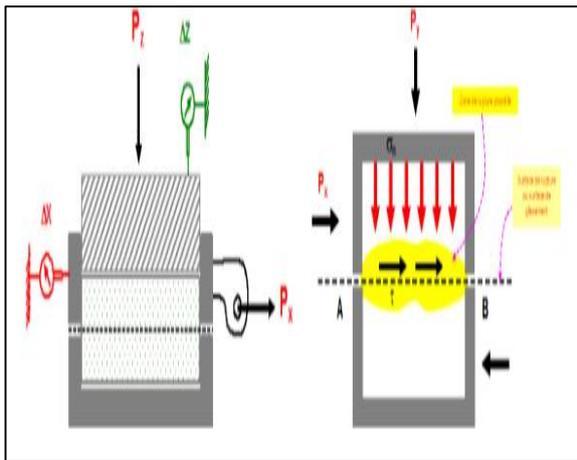


Figure 5.42 : Principe d'un essai de cisaillement

Figure 5.43 : Les caractéristiques mécaniques

Rectiligne à la boîte.

De résistance au cisaillement.

14-2 Les différents types d'essais :

Il existe trois types qui peuvent être effectués à l'appareil de cisaillement à la boîte :

- a) Essai consolidé – drainé (C.D) : L'échantillon est consolidé sous un effort N constant, cet essai permet de mesurer les paramètres ϕ_d et C_d .

La vitesse de cisaillement est environ un micron par minute, et doit être choisie en fonction de la perméabilité du sol testé. La vitesse de cisaillement est de l'ordre de micron par minute

- b) Essai consolidé – non drainé (C.U) : L'essai C.U ne convient que pour les sols de faibles perméabilités. La phase de consolidation est identique à celle de l'essai CD.

- c) Essai non consolidé – non drainé (UU) : Cet essai convient les sols peu perméables Il est important de réaliser l'essai avec une vitesse de cisaillement élevée, de l'ordre de 1mm/mn. Le tableau.

Reporte les vitesses des trois types d'essais. [22]

Type d'essai	Vitesse
Essai U.U	0,25-0,5 (mm/mn)
Essai C.U	2-20 ($\mu\text{m}/\text{mn}$)
Essai C.D	0,5-2($\mu\text{m}/\text{mn}$)

Tableau 5.29 : Vitesses des essais de cisaillement

Choix des paramètres de résistance au cisaillement : La détermination des paramètres mécaniques s'effectue conformément aux indications données par le tableau Smaida. (2008).

Type de sol	Type de calcul	Type de Comportement	Caractéristiques	Type D'essai	paramètres	formule	appareillage
Cohérent saturé	Court Terme	Non Drainé	Non Drainées	U.U C.U	C_u λ_{cu}	$\tau = C_u$ $\Delta C_u = \lambda_{cu} \cdot \Delta \sigma'$	Triaxial (boite de cisaillement)
Cohérent Non saturé	Court terme	Non Drainé	Non Drainées	U.U	C_{un}, v_{un}	$\tau = C_u + \sigma \cdot tg v_{un}$	triaxial (boite de cisaillement)
Cohérent	Long Terme	Drainé	Drainées	C.D C.U avec mesure de u	C', v'	$\tau = C' + \sigma' \tan v'$	Triaxial où boite de cisaillement (C.D), triaxial pour C.U
pulvérulent	Long Terme Ou Court terme	Drainé	Drainées	C.D	C', v'	$\tau = C' + \sigma' \tan v'$	Triaxial ou boite de cisaillement

Tableau 5.30 : Choix des paramètres caractéristiques de cisaillement de sols cité par Smaida (2008)



Figure 5.44 : les étapes de l'essai de cisaillement

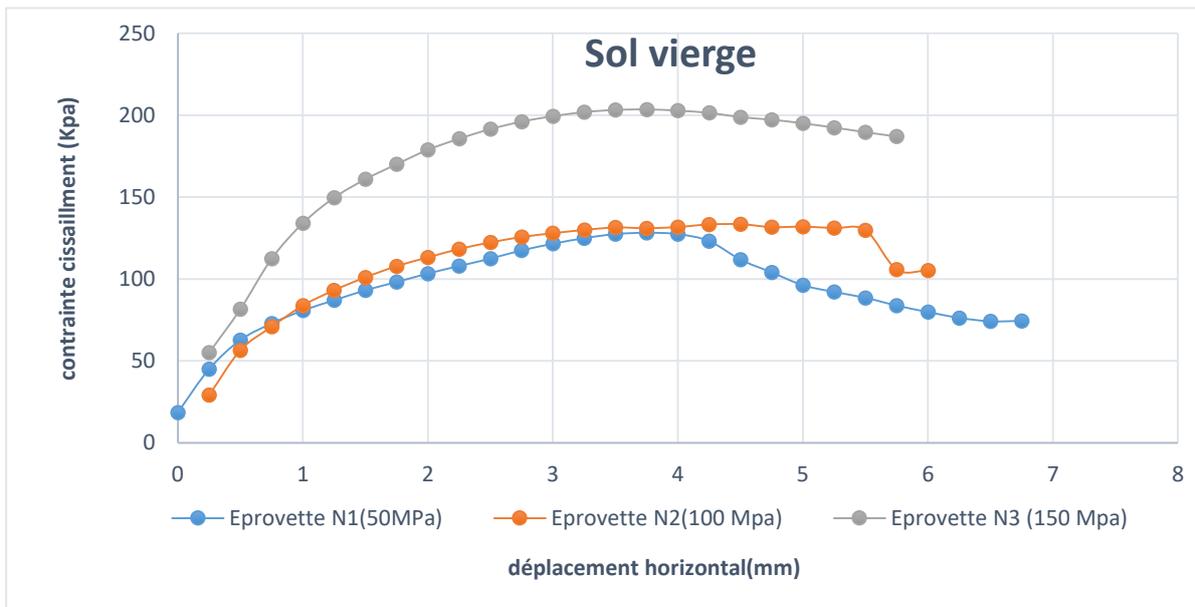


Figure 5.45 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol vierge.

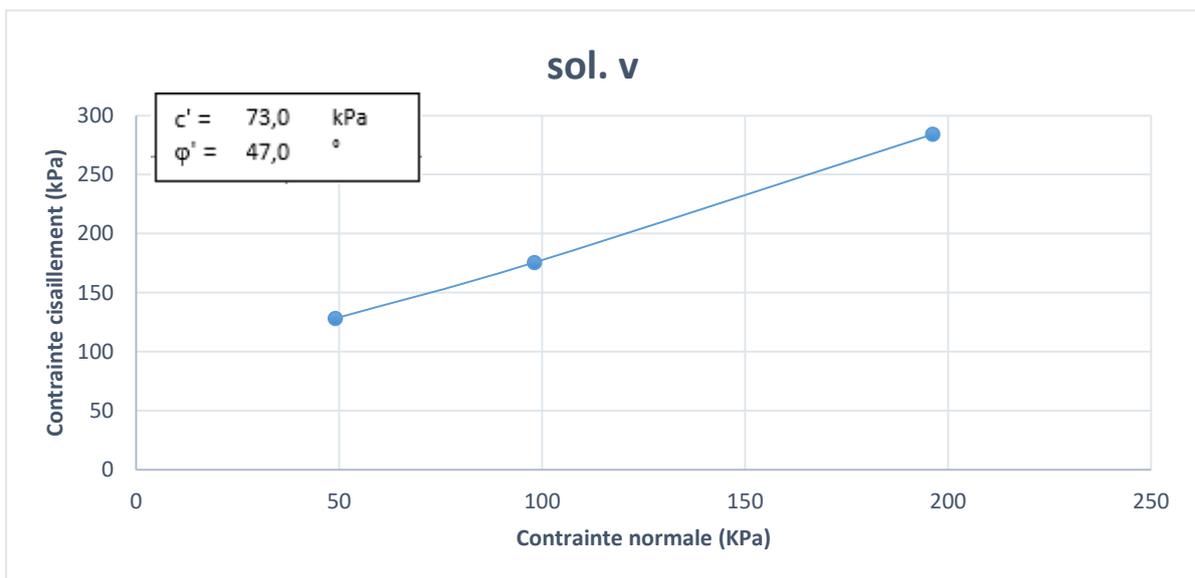


Figure 5.46 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol vierge

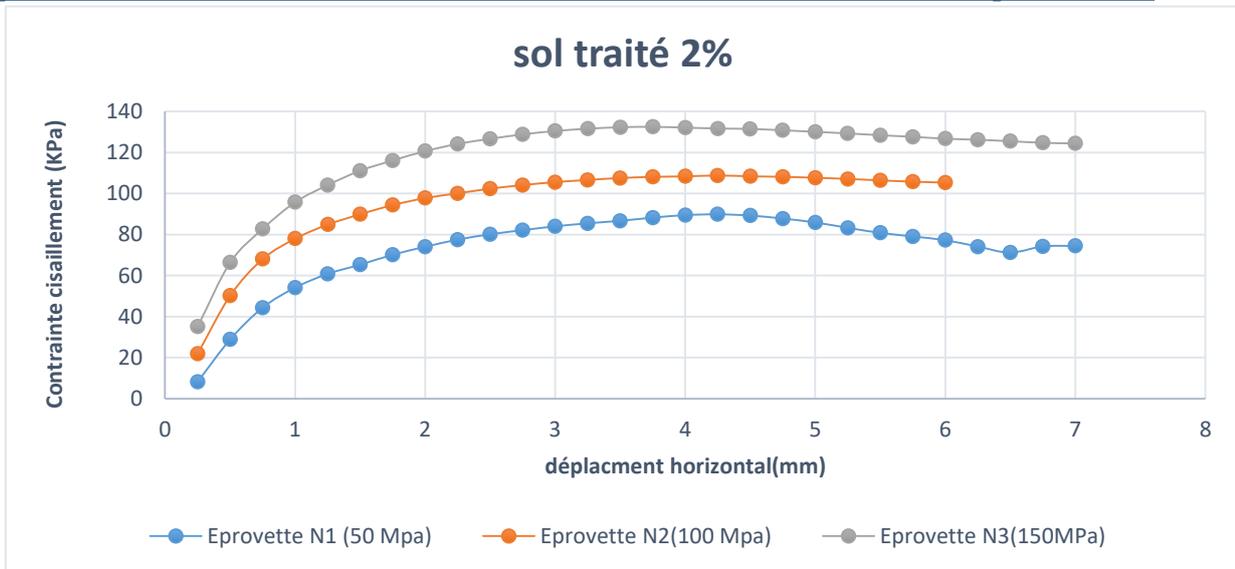


Figure 5.47 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol traité avec 2% de coquille d’œuf.

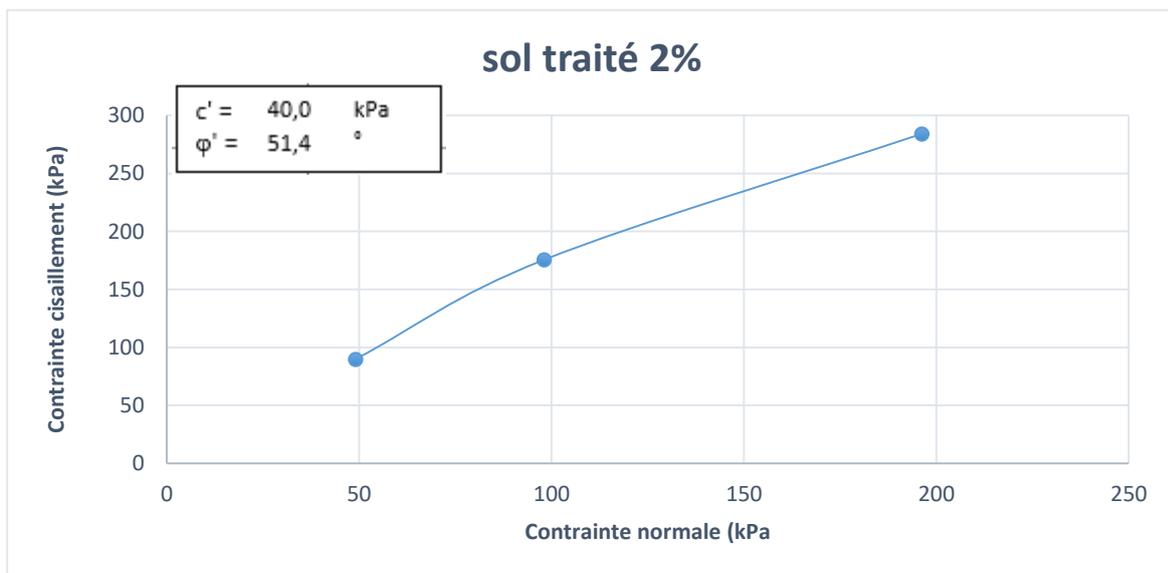


Figure 5.48 : résultats d’un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec 2% de coquille d’œuf.

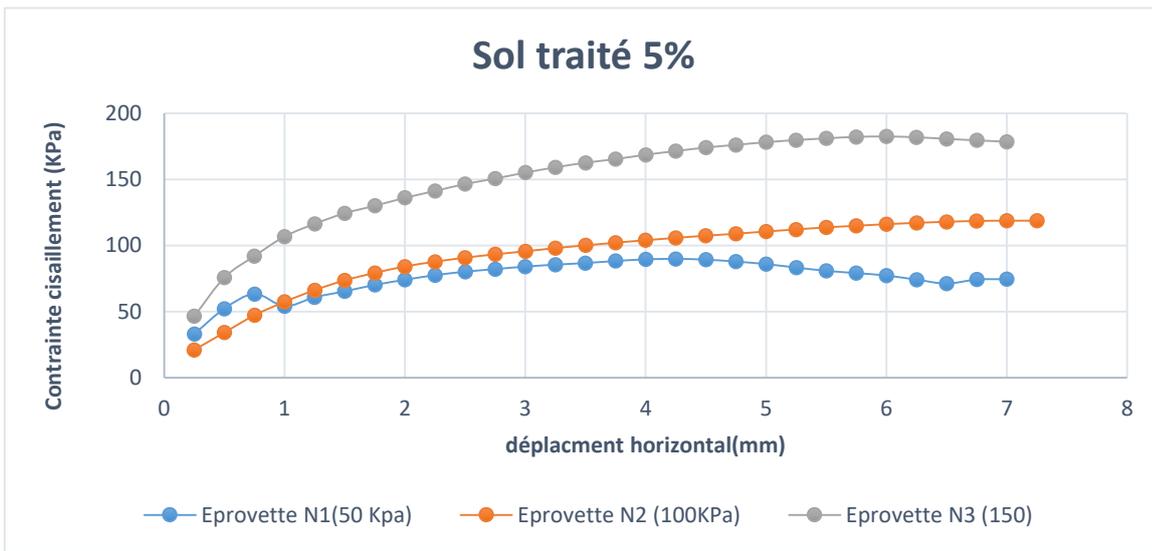


Figure 5.49 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol traité avec 5% de coquille d’œuf.

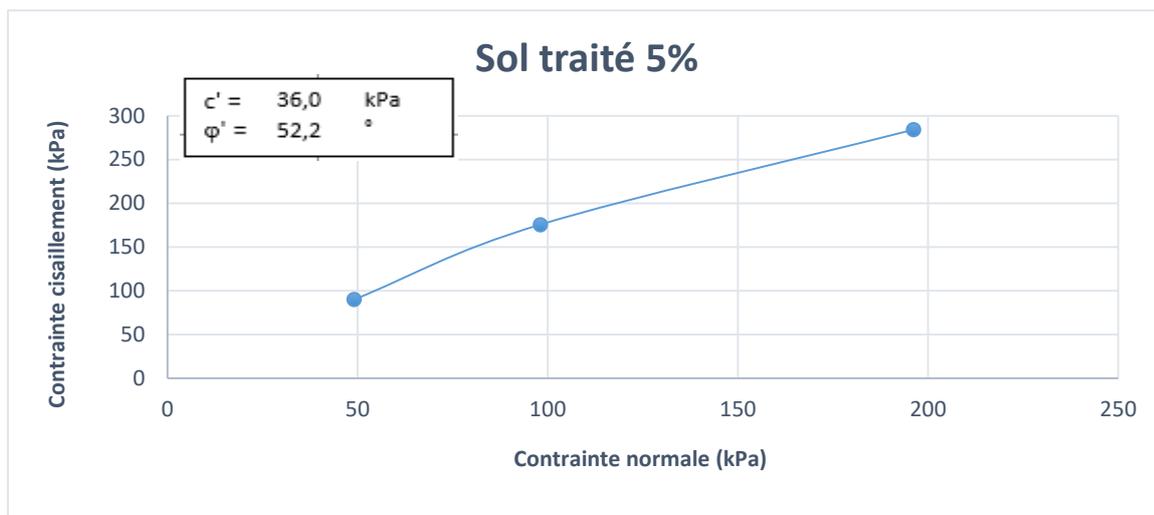


Figure 5.50 : résultats d’un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec 5% de coquille d’œuf.

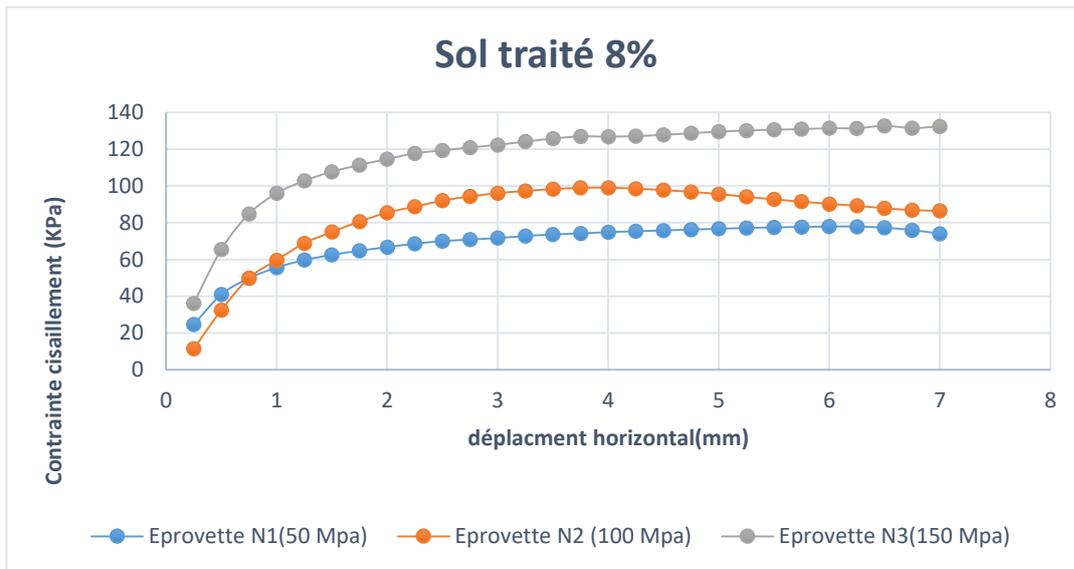


Figure 5.51 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol traité avec 8% de coquille d’œuf.

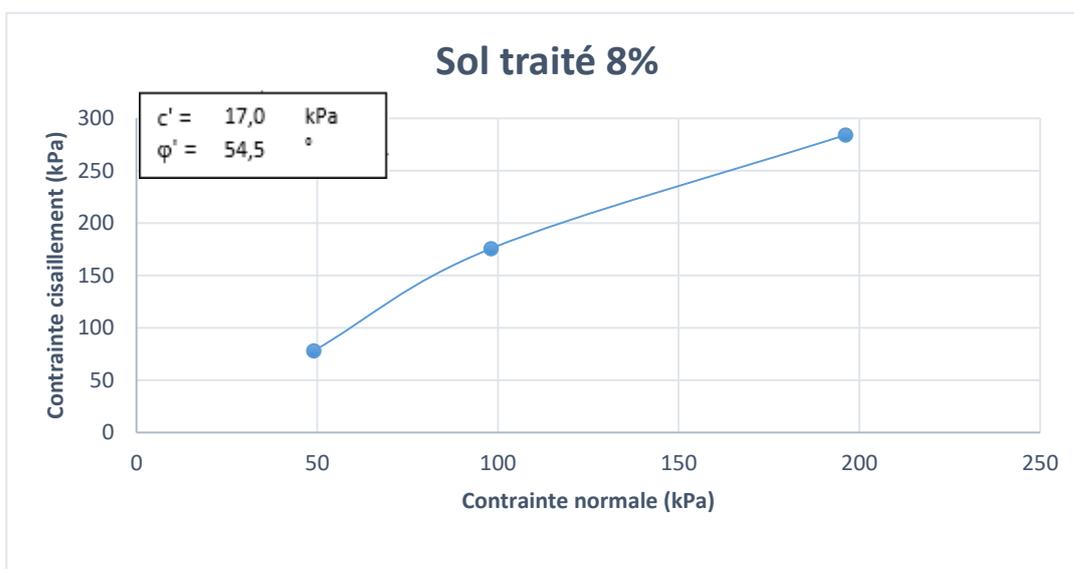


Figure 5.52 : résultats d’un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec 8% de coquille d’œuf.

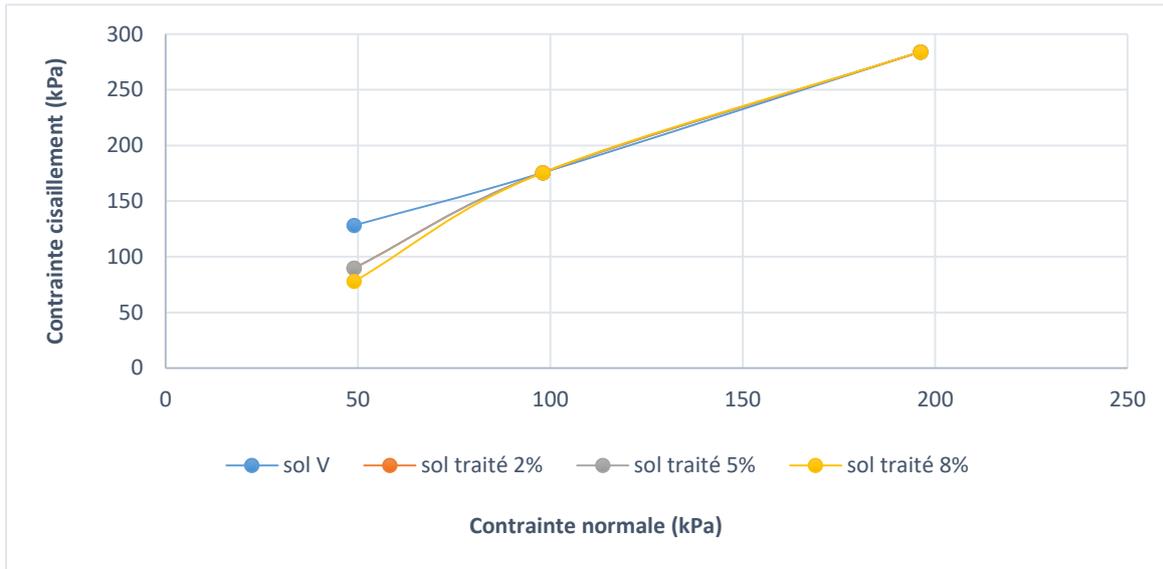


Figure 5.53 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol traité avec (0%,2%,5% ,8%) de coquille d'œuf.

Expliqué :

Les résultats de l'essai de cisaillement montrent que la cohésion diminue et l'angle de frottement augmente au fur et à mesure de l'augmentation de l'ajout de Coquille d'œuf.

15-Essais œdomètre (XP P 94-090-1)

L'œdomètre : est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide). [26]

15-1 Dispositif expérimental

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement.

- La cellule : elle est présentée sur **la figure 5.54**. L'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique (section S, hauteur initiale h_0), est placé entre deux pierres poreuses saturées, dans une bague de même diamètre intérieur que l'échantillon.
- Le bâti de chargement : il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une force Q et de la maintenir constante pendant un temps donné. On impose ainsi à l'échantillon :
 - une contrainte totale verticale constante : $= Q/S$.
 - des déformations radiales (horizontales) nulles.
 - le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer ou d'entrer dans l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant, tout en permettant au sol de rester saturé.

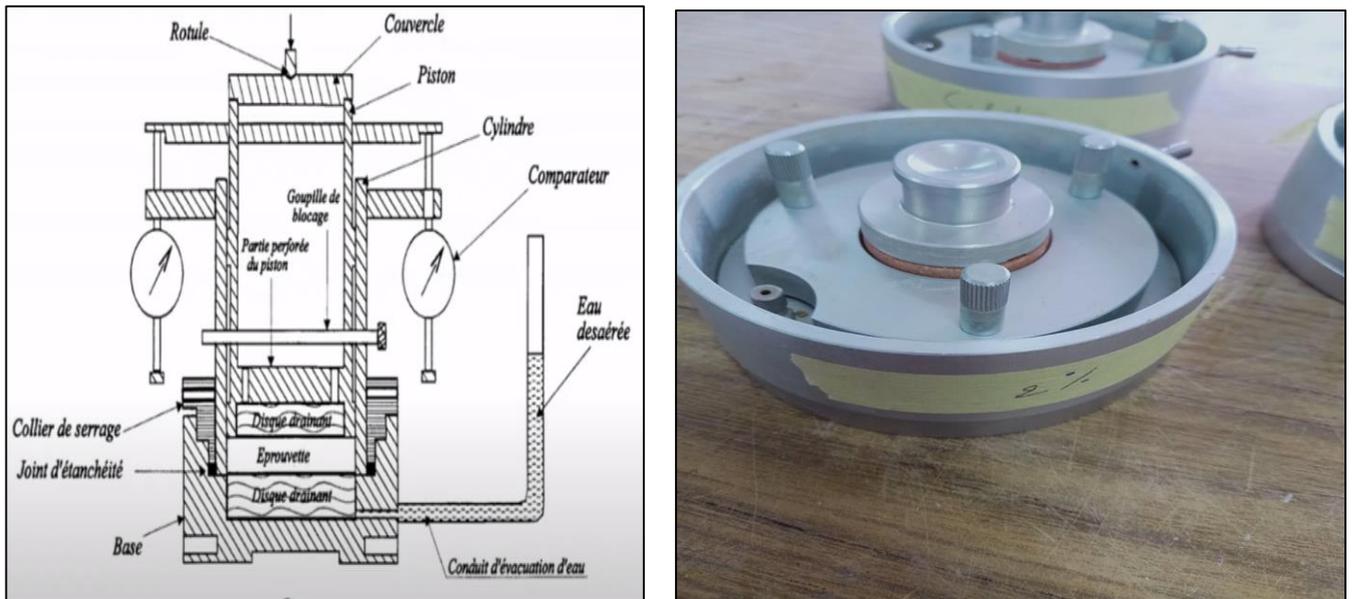


Figure 5.54 : représentation schématique d'une cellule œdométrique

15-2 Dispositif

Permettant de réaliser sur un échantillon de sol saturé ou non des essais de compression uniaxiale, **figure 5.55**.

Les éléments essentiels d'un œdomètre sont :

–Moule œdométrique de 50,4mm de diamètre et 20mm de hauteur, dans lequel on place entre deux pierres poreuses, assurant le drainage de l'échantillon de sol.

À l'aide d'un piston relié au dispositif de chargement, on comprime verticalement l'échantillon en mesurant son affaissement à l'aide d'un comparateur.

–Bâti de consolidation d'un bras de levier de 1/10.

–Comparateur à carton au 1/1000mm.

–Balance de précision (1/10g) avec jeu de poids.

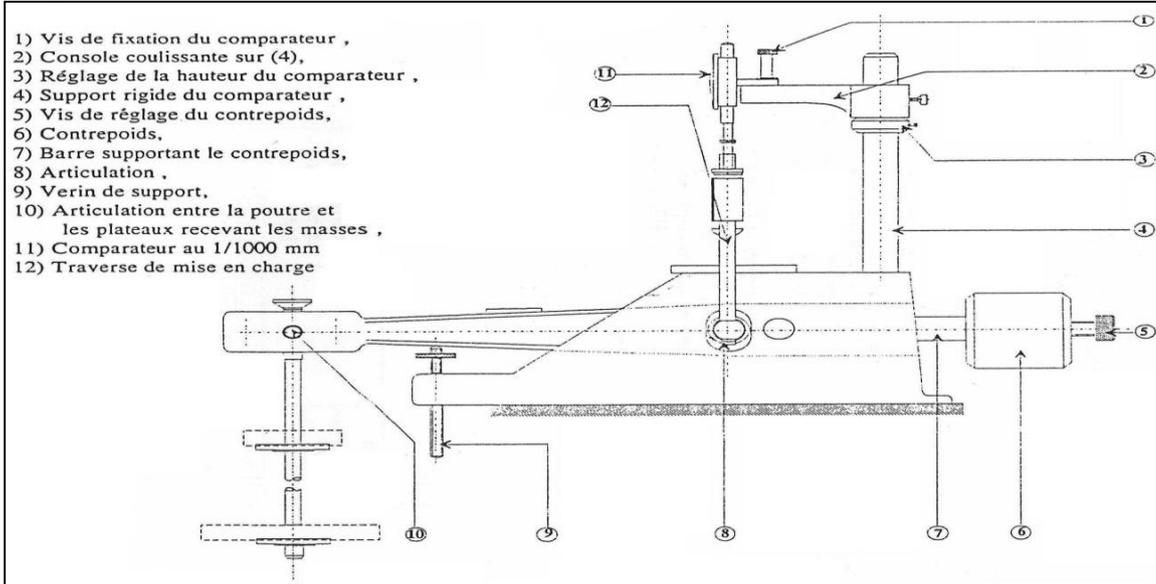


Figure 5.55 : Détail d'un œdomètre



Figure 5.56 : Série d'œdomètres

15-3 Mode opératoire

- Préparer les plaques drainantes
- Introduire l'éprouvette dans la cellule œdométrique
- Placer la cellule sur le bâti œdométrique
- Verser l'échantillon dans la cellule
- Régler la position du capteur de mesure de déplacement vertical et noter la valeur d'origine

CH.Djaalali .CH.Haouam

- Rempli la cellule d'eau déminéralisée
- Appliquer l'effort N sur la partie supérieure de la cellule
- Entamer le chargement par intervalle de 24 heures
- Mesurer le déplacement vertical jusqu'à stabilisation
- Arrêter le chargement dès que le sol est consolidé
- Entamer le déchargement jusqu'à atteindre le poids mort du système d'application de la charge
- Peser l'éprouvette
- Déterminer sa teneur en eau
- Déterminer sa teneur en eau finale



Figure 5.57 : Emplacement d'argile muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre.

L'essai œdométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps. Le but de l'essai étant de déterminer

- La pression de consolidation σ_c
- Le coefficient de compression C_c
- Le coefficient de gonflement C_g

- Le module œdométrique E_{oed}

L'essai œdométrique permet aussi de tracer deux types de courbes, figure :

La courbe de consolidation sous la forme $\Delta h = f(\log t)$ ou $\Delta h = f(\sqrt{t})$, pour un chargement donné en fonction du temps t .

A partir de ces courbes on peut calculer le coefficient de consolidation C_c et le temps de consolidation sous une charge quelconque en utilisant la relation :

$$t = \frac{t_v \times h_d^2}{c_v}$$

t : est le temps de tassement en seconde,

h_d : la hauteur de drainage de la couche de sol en mètre,

T_v : le facteur temps (un paramètre sans dimension).

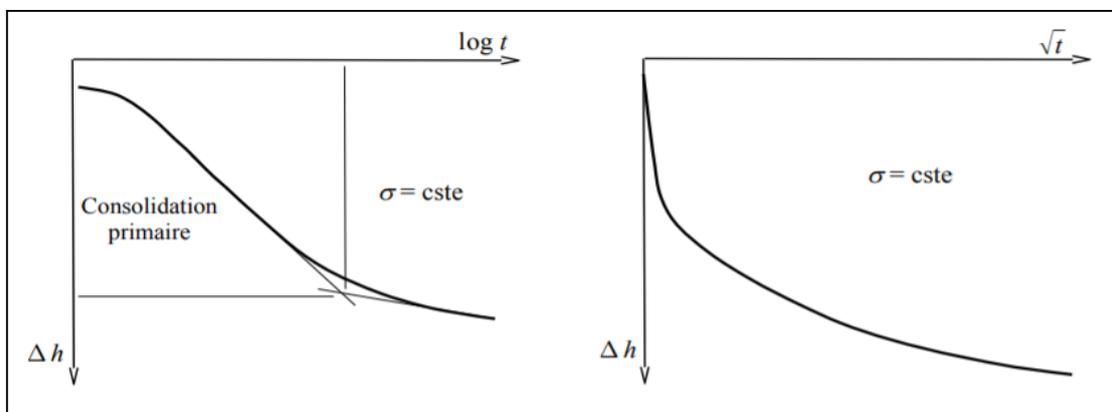


Figure 5.58 : courbes de consolidation

Une courbe de compressibilité sous la forme $e = f(\log \sigma')$

e : représente l'indice des vides correspondant aux tassements finaux mesurés à la fin de chaque palier de chargement sous une contrainte σ . Notons qu'en condition œdométrique l'évolution de l'indice des vides e est équivalent à l'évolution de la hauteur h de l'échantillon du sol, ceci est dû à l'existence d'une relation directe entre h et e , $\Delta h/h_0 = \Delta e / (1 + e_0)$. A partir de cette courbe on peut déterminer :

- **La contrainte de préconsolidation σ'_c**

Elle correspond à la plus forte contrainte à laquelle a été soumis le sol dans sa vie,

- **L'indice de compression**

L'indice de compression C_c (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte supérieure à σ'_p , c' est la pente de la partie linéaire CG.

- **L'indice de gonflement**

L'indice de gonflement C_s (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte de préconsolidation inférieure à σ'_p , ou sur des cycles de déchargement-rechargement. C'est la pente des parties AB ou GH, **figure 5.59**. C_s ou $C_c = \Delta e / (\log \sigma')$.

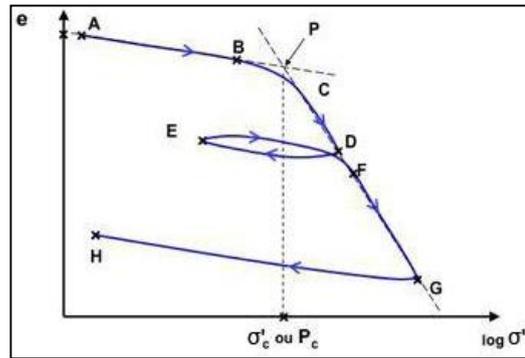


Figure 5.59 : Courbe de compressibilité œdométrique

- L'indice de gonflement

La pente de la droite DL, est appelée " indice de gonflement " et notée $C_s = \Delta e / (\log \sigma')$

– L'indice de compression

La pente de la droite MN, est appelée " indice de compression " et notée $C_c = - \Delta e / (\log \sigma')$ [26]

Les dimensions de l'anneau des cellules œdométrique utilisés sont les suivants :

Diamètre =50 mm, épaisseur =20 mm, section = 1256 mm². Volume =25,12 cm³

Ordre de chargement	Charge en kg	Contrainte (σ') en Kg/cm ²	$\log (\sigma')$ (Kg/cm ²)	Observation
1	0.25	0,019904459	-1,701049631	Chargement
2	0.5	0,039808917	-1,400019635	Chargement
3	1	0,079617834	-1,098989639	Chargement
4	2	0,159235669	-0,797959644	Chargement
5	4	0,318471338	-0,496929648	Chargement
6	8	0,636942675	-0,195899652	Chargement
7	16	1,27388535	0,105130343	Chargement
8	8	0,636942675	-0,195899652	Déchargement
9	4	0,318471338	-0,496929648	Déchargement
10	2	0,159235669	-0,797959644	Déchargement
11	1	0,079617834	-1,098989639	Déchargement

Tableau 5.31 : charges appliquées sur les éprouvettes en Kg/cm²

0% (coquille d'œuf)		2%(coquille d'œuf)		5%(coquille d'œuf)		8%(coquille d'œuf)		
Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	
0.25	11	0.25	10	0.25	7	0.25	4	Chargement
0.5	34	0.5	23	0.5	15	0.5	9	Chargement
1	57	1	27	1	19	1	10	Chargement
2	68	2	33	2	24	2	20	Chargement
4	147	4	65	4	48	4	38	Chargement
8	182	8	121	8	97	8	84	Chargement
16	380	16	210	16	180	16	170	Chargement
8	347	8	197	8	149	8	142	Déchargement
4	345	4	193	4	146	4	137	Déchargement
2	341	2	189	2	143	2	128	Déchargement
1	338	1	179	1	141	1	122	Déchargement

Tableau 5.32 : relation charge-déplacement pour différents pourcentages de la coquille d'œuf.

Paramètres d'identification

- Densité des grains solides $\gamma_s = 2,64 \text{ g / cm}^3$
- Densité du sol $\gamma_h = W / V = 1,62 \text{ g / cm}^3$

Calcul de l'indice des vides

e : indice des vides = (h_{vide} / h_s)

h_{vide} : hauteur des vides = $(h_{ep} - h_s) \text{ cm}$

h_s : hauteur des grains solides = $(W_s / \gamma_s * s) \text{ cm}$



(les résultats dans le tableau 5.33)

h_{ep} : hauteur de l'éprouvette = $(h_o - \Delta H) \text{ cm}$

ΔH : le tassement total = $\sum \Delta h_i \text{ cm}$

Δh_i : le tassement à chaque intervalle de contrainte

Hi-ΔH (0%) (mm)	Hi-ΔH(2%) (mm)	Hi-ΔH(5%) (mm)	Hi-ΔH(8%) (mm)	Indice de vide 0%	Indice de vide 2%	Indice de vide 5%	Indice de vide 8%
19,89	19,9	19,93	19,96	2,38475309	2,14921788	2,11379121	2,10224044
19,66	19,77	19,85	19,91	2,37475309	2,04741884	2,02159748	2,007881
19,43	19,73	19,81	19,9	2,07614679	1,98816537	1,97085041	1,9608053
19,32	19,67	19,76	19,8	1,99125259	1,95582105	1,94691296	1,9429798
18,53	19,35	19,52	19,62	1,97997941	1,94987329	1,94199899	1,93321608
16,2	18,79	19,03	19,16	1,95681587	1,94592817	1,93808564	1,9322451
16,2	17,9	18,2	18,3	1,93418803	1,93321608	1,93030607	1,92740481
16,53	18,03	18,51	18,58	2,31474128	2,11263042	2,06944594	2,04850905
16,55	18,07	18,54	18,63	2,31892706	2,12429597	2,07167474	2,05507479
16,59	18,11	18,57	18,72	2,32453172	2,12899834	2,07502697	2,06500268
16,62	18,21	18,59	18,78	2,32734422	2,13372158	2,07839006	2,07055974

Tableau 5.33 : Les résultats œdométrique d'état charge

Coefficient de compressibilité av

$av = - (\Delta e / \Delta \sigma)$.  (Les résultats dans le tableau 5.34)

Coefficient de compressibilité volumétrique

$mv = (\Delta \sigma / (1+e)) \Delta \sigma / mv = \epsilon v \Delta \sigma$ avec : $\epsilon = \Delta v / V_0 = \Delta H / H_0 = \Delta e / (1+e_0)$

$mv = \Delta e \Delta \sigma * (1 / (1+e_0))$.  (Les résultats dans le tableau 5.34)

Calcul de l'indice de gonflement Cg

$Cg = e_1 - e_2 / \log(\sigma_1) - \log(\sigma_2)$  (les résultat dans le tableau 5.34)

Calcul de l'indice de compression Cc

$Cc = (\Delta e / \Delta \log(\sigma))$

avec : $\epsilon = e_0 - e_1 / \log(\sigma_1) - \log(\sigma_0)$  (les résultat dans le tableau 5.34)

<i>av</i> (0%)	<i>av</i> (2%)	<i>av</i> (5%)	<i>av</i> (8%)
0,03552571	0,01995798	0,01221392	0,00759926
<i>mv</i> (0%)	<i>mv</i> (2%)	<i>mv</i> (5%)	<i>mv</i> (8%)
0,02814863	0,05010527	0,08187376	0,13159184
<i>Indice CC</i> (0%)	<i>Indice CC</i> (2%)	<i>Indice CC</i> (5%)	<i>Indice CC</i> (8%)
0,7516806	0,4222865	0,3584317	0,260791
<i>Indice Cg</i> (0%)	<i>Indice Cg</i> (2%)	<i>Indice Cg</i> (5%)	<i>Indice Cg</i> (8%)
0,03321928	0,33816909	0,30626094	0,31345527

Tableau 5.34 : Les résultats œdométrique d'état charge

Indice de gonflement	Les dégradés de gonflement
$C_g > 0.05$	Sol gonflant
$C_g < 0.05$	Sol peu gonflant

Tableau 5.35 : Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement

- Après le calcul des indices gonflements C_g , nous avons obtenu les valeurs suivantes : $C_{g1}=0.0332$, $C_{g2}=0.338$, $C_{g3}=0.306$ et $C_{g4}=0,313$

Selon les valeurs de référence de C_g , tableau 5.35, il est à constater que le sol testé est **gonflant**

Nature du sol	Les dégradés de la compressibilité	Indice de compressibilité C_c
Sables	incompressible	$C_c < 0,02$
	très peu compressible	$0,02 < C_c < 0,05$
	peu compressible	$0,05 < C_c < 0,10$
Kaolinites	moyennement compressible	$0,10 < C_c < 0,20$
Illites	assez fortement compressible	$0,20 < C_c < 0,30$
	très compressible	$0,30 < C_c < 0,50$
Montmorillonites	extrêmement compressible	$0,50 < C_c$

Tableau 5.36 : la classification de la compressibilité du sol

- Après avoir calculé l'indice de compression C_c , nous avons obtenu Selon les valeurs C_c dans le tableau (5.36), il était limité $0.5 < C_c$ pour un sol vierge alors le type de compressibilité réalisé son sol extrêmement compressible, et avec l'ajout de pourcentages de coquille d'œuf, il est devenu $0.3 < C_c < 0.5$ alors le type compressibilité réalise son sol très compressible.

Calcul de contrainte effective

La contrainte effective agissante dans le cas de notre échantillon

$$\sigma_0 = \gamma d * z \quad z : \text{la mi- profondeur de notre échantillon}$$

Avec ($d = 2 \text{ m} = 200\text{cm}$) et ($\gamma d = 2,11\text{g/cm}^3$) Ainsi donc : $\sigma_0 = 422\text{g/cm}^2$

Module œdométrique

$$\Delta\sigma / E = \Delta h / h = \Delta e / (1 + e) = cc.e.log (1 + \Delta\sigma / \sigma) \quad \text{Donc on aura :}$$

$$E = (1 + e / cc). \Delta\sigma / \log (1 + \Delta\sigma / \sigma)$$

$$E' = [(1 + e) / Cc]. \Delta\sigma / \log (1 + \Delta\sigma / \sigma) \quad \longrightarrow \quad (\text{les résultats dans le tableau 5.37})$$

Module E'(0%) (KN/m ²)	Module E'(2%) (KN/m ²)	Module E'(5%) (KN/m ²)	Module E'(8%) (KN/m ²)	$\Delta\sigma$ (KN/m ²)	Charge (Kg)
3,58848368	4,03704414	4,22928434	4,42152453	0,01990446	0.25
3,94977016	4,44349143	4,65508626	4,86668109	0,03980892	0.5
4,62093486	5,19855171	5,4461018	5,69365188	0,07961783	1
5,83097058	6,5598419	6,87221533	7,18458875	0,15923567	2
7,96051328	8,95557744	9,38203351	9,80848957	0,31847134	4
11,6619412	13,1196838	13,7444307	14,3691775	0,63694268	8
18,0882275	20,3492559	21,3182681	22,2872803	-0,6369427	16
11,6619412	13,1196838	13,7444307	14,3691775	-0,3184713	8
7,96051328	8,95557744	9,38203351	9,80848957	-0,0796178	4
5,83097058	6,5598419	6,87221533	7,18458875		2
4,62093486	5,19855171	5,4461018	5,69365188		1
85,7752011	96,4971012	101,092201	105,687301		Somme

Tableau 5.37 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge en fonction pourcentages de la coquille d'œuf.

type de sol	Module œdométrique E'
Sable	100-3000 bars
Argile raide	15-100 bars
Argile molle	1-10 bar

Tableau 5.38 : La détermination du type de sol par rapport module œdométrique $E_{œod}$

Selon le tableau 5.37, nous avons obtenu que E' Il était limité parmi 15 et 100, Alors selon les valeurs de référence de E' , tableau 5.38, il est à constater que le sol testé Argile raide.

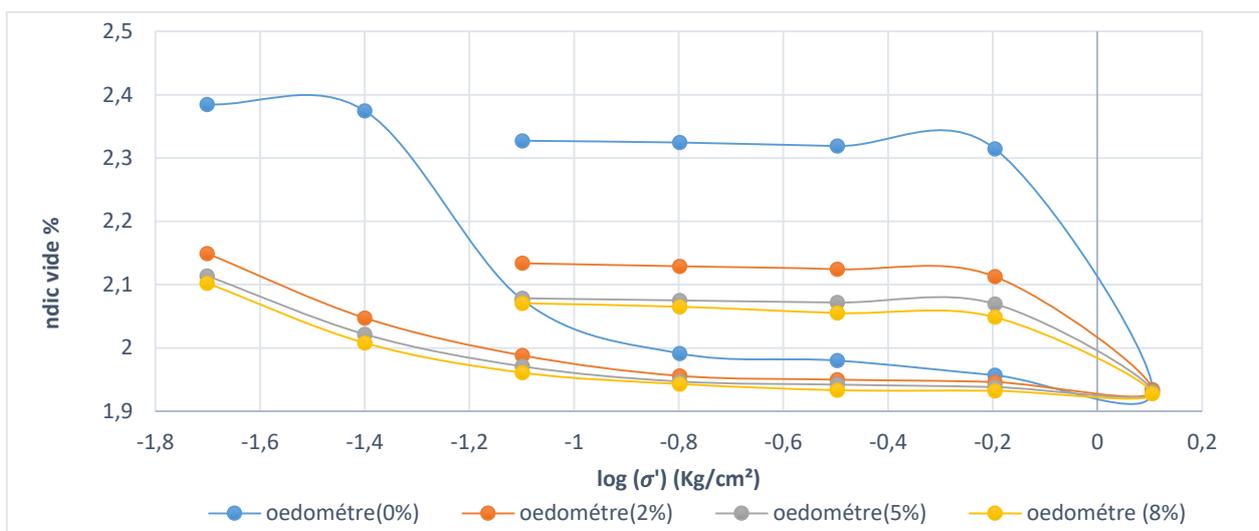


Figure 5.60 : Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge

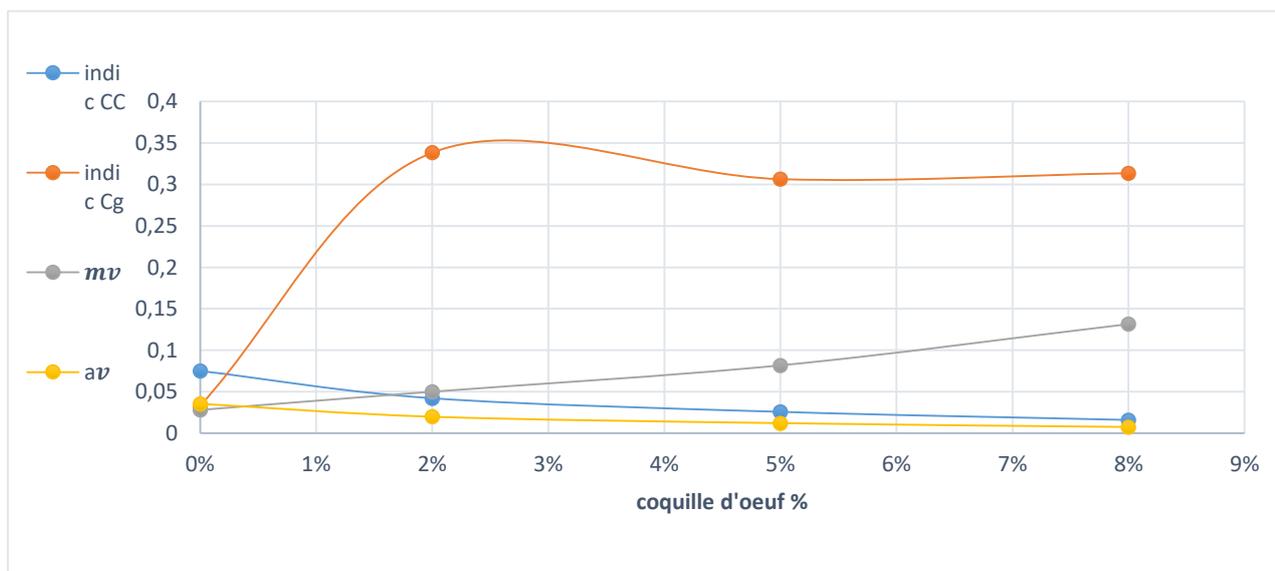


Figure 5.61 : Courbe des indices (cc, cg, mv, av) en fonction pourcentages de la coquille d'œuf.

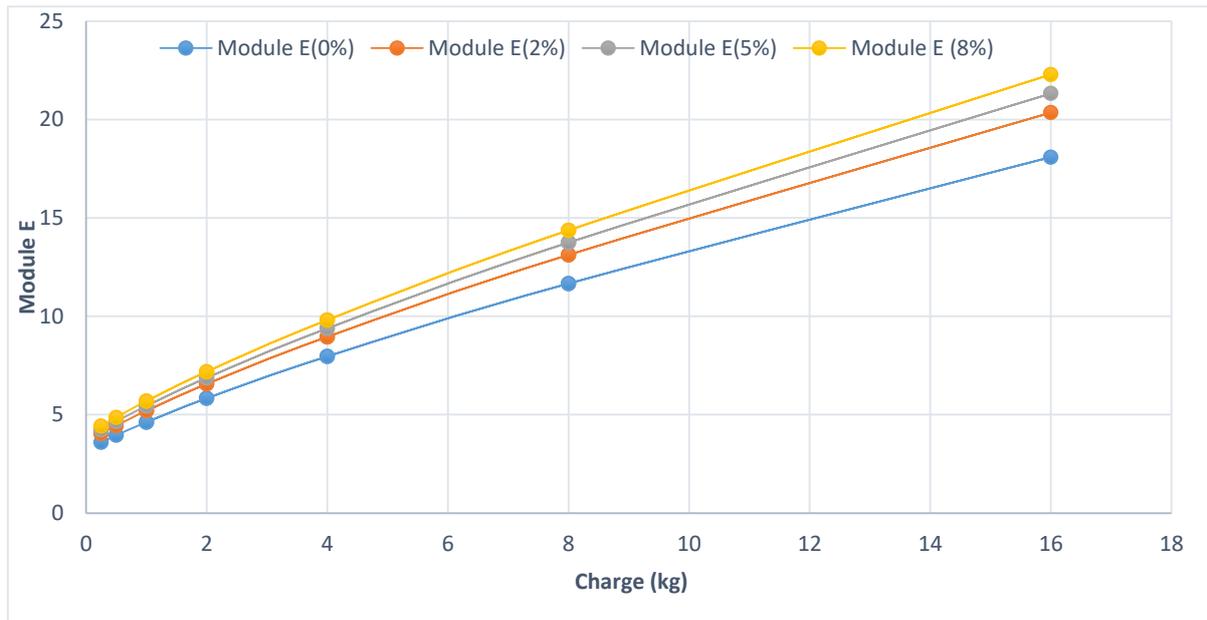


Figure 5.62 : Les Courbes de Module œdométrique en fonction de la charge par palier

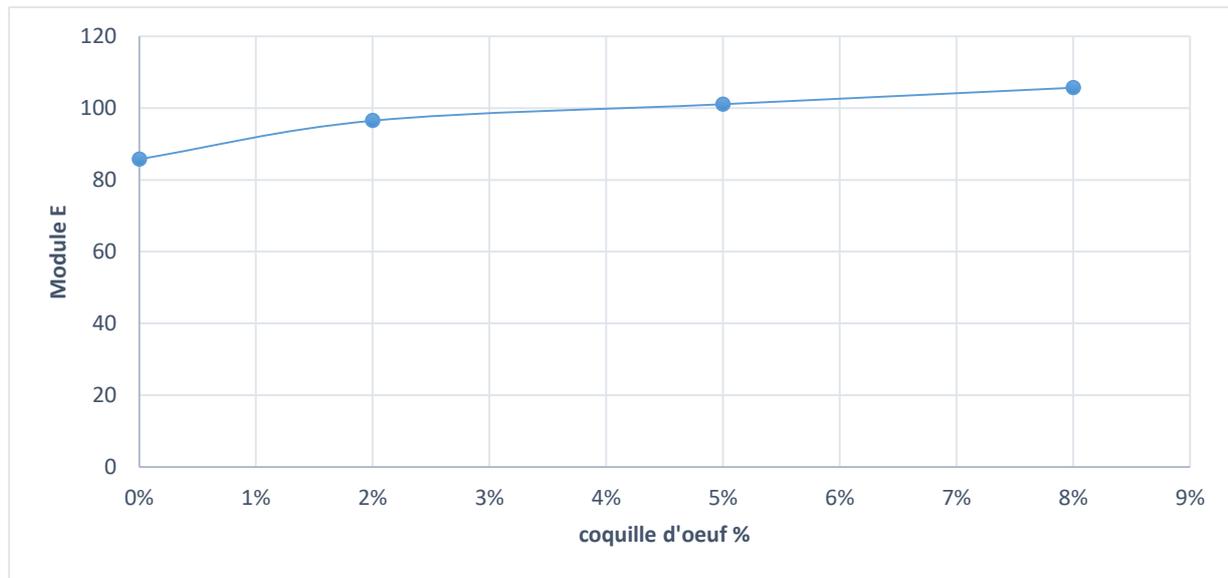


Figure 5.63 : La Courbe de Module œdométrique en fonction pourcentages de la coquille d'œuf.

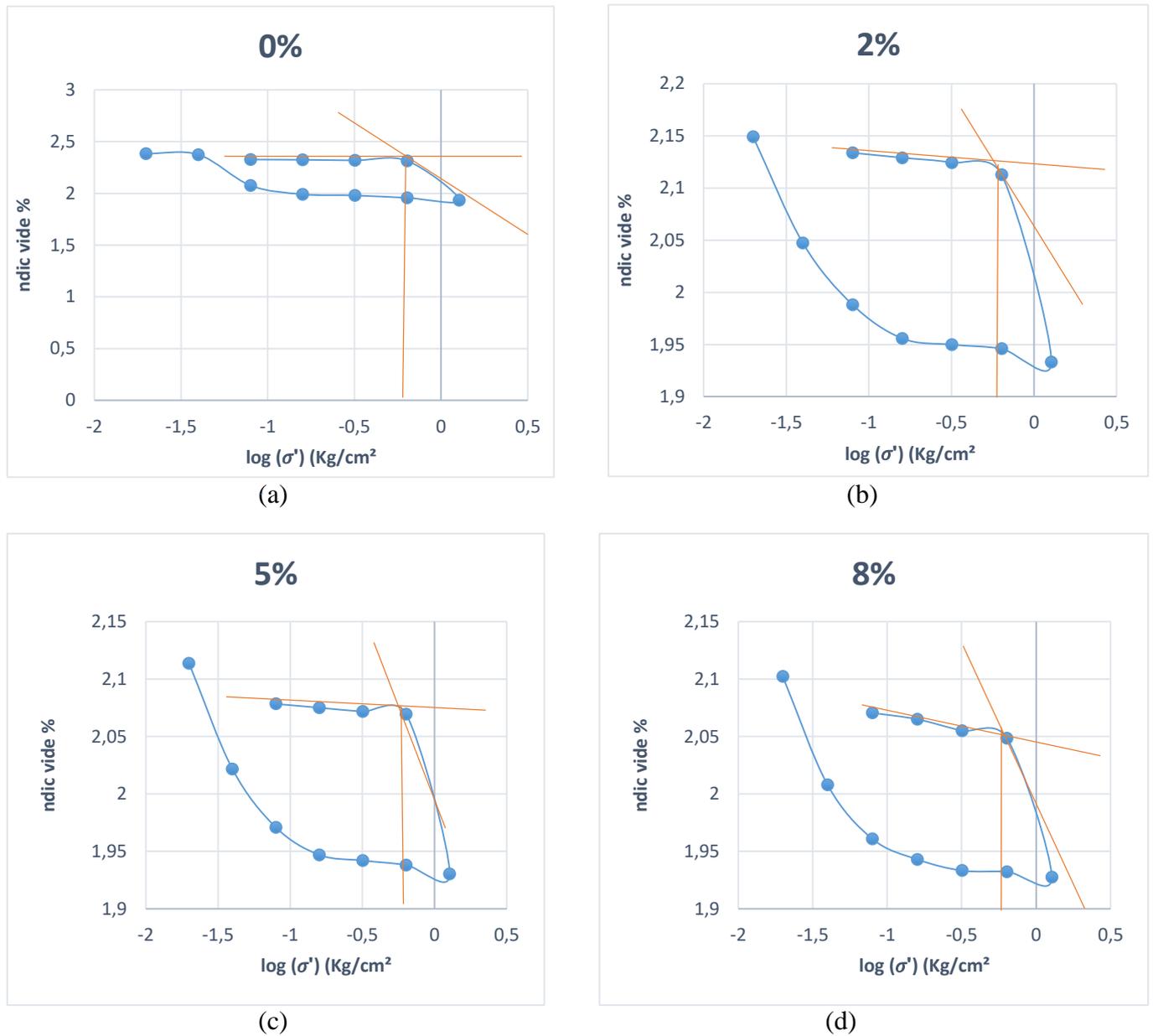


Figure 5.64 : Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge de différent pourcentage de coquille d'œuf

$\log(\sigma'c_1)$ 0% (bar)	-0,25	$(\sigma'c_1)$ 0%	5.6
$\log(\sigma'c_2)$ 2% (bar)	-0,2	$(\sigma'c_2)$ 2%	6.3
$\log(\sigma'c_3)$ 5% (bar)	-0,18	$(\sigma'c_3)$ 5%	6.6
$\log(\sigma'c_4)$ 8% (bar)	-0,16	$(\sigma'c_4)$ 8%	6.9

Tableau 5.39 : les valeurs de $(\sigma'c)$ du la courbe de compressibilité

- Soit σ_c la pression de consolidation, trois cas sont possibles, selon la valeur de la contrainte Effective véritable avant son extraction du sol.

Sol sur consolidé OC : $\sigma'_c > \sigma_0$

Un sol est sur consolidé lorsque il a subit au cours de son histoire une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres.

Sol normalement consolidé NC : $\sigma'_c = \sigma_0$

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieure à celle de l'actuelle (de chargement)

Sol sous consolidé UC : $\sigma'_c < \sigma_0$ notés

C'est un sol en cours de consolidation sous son poids propre il s'agit de remblais récents mal ou non compactés ou bien d'une vase. [28]

Avec la comparaison de σ'_c et σ_0 , Nous trouvons que notre sol utilisé est un sol sur consolidé OC

$$\sigma_0 = 422 \text{ (g/cm}^2\text{)}$$

$$(\sigma'_{c1}) 0\% = 560 / (\sigma'_{c2}) 2\% = 630 / (\sigma'_{c3}) 5\% = 660 / (\sigma'_{c4}) 8\% = 690 \text{ (g/cm}^2\text{)}$$

Donc :  **$\sigma'_c < \sigma_0$**

Nous trouvons que notre sol utilisé est un **Sol sous consolidé UC**.

Expliqué :

L'essai de compressibilité à l'odomètre a donné une diminution graduelle de l'indice de gonflement et de l'indice de compressibilité en fonction de l'augmentation de la teneur coquille d'œuf. Cade le passage vers un état incompressible d'où l'intérêt relatif de ces matériaux dans l'amélioration des caractéristiques œdométriques d'un sol argileux et une bonne stabilisation

La diminution de l'indice de compressibilité minimise le risque de tassement ou variation de volume ce qui est favorable en période de sécheresse ou pluvieuse.

Donc finalement on peut juger que cette technique de mélanger l'argile avec coquille d'œuf améliore le sol.

16-Essais Pression de Gonflement (XP 94-091)

16-1 Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvette provenant d'un même échantillon et prélevées sensiblement au même niveau.

Chaque éprouvette de sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre) et un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical maintenu constant.

L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente et à mesurer sa variation de hauteur lorsqu'elle est mise en présence d'eau.

0%(coquille d'œuf)		2%(coquille d'œuf)		5%(coquille d'œuf)		8%(coquille d'œuf)	
Gonflement min	Gonflement max						
0.02	3.20	0.016	2.80	0.01	2.30	0.01	1.85

Tableau 5.40 : Les valeurs max et min de pression de gonflement d'état charge

charge (kg)	Déplacement (0%) mm	Déplacement (2%) mm	Déplacement (5%) mm	Déplacement (8%) mm	Contrainte (g/cm ²)	log (contrainte) (g/cm ³)
0.25	3,22	2,81	2,3	1,86	0,019904459	-1,701049631
0.5	2,69	2,14	1,87	1,47	0,039808917	-1,400019635
1	1,74	1,54	1,11	0,85	0,079617834	-1,098989639
2	1,03	0,97	0,84	0,39	0,159235669	-0,797959644
4	0,87	0,81	0,66	0,22	0,318471338	-0,496929648
8	0,57	0,62	0,51	0,13	0,636942675	-0,195899652
16	0,34	0,29	0,24	0,07	1,27388535	0,105130343

Tableau 5.41 : Les résultats de pression de gonflement d'état charge

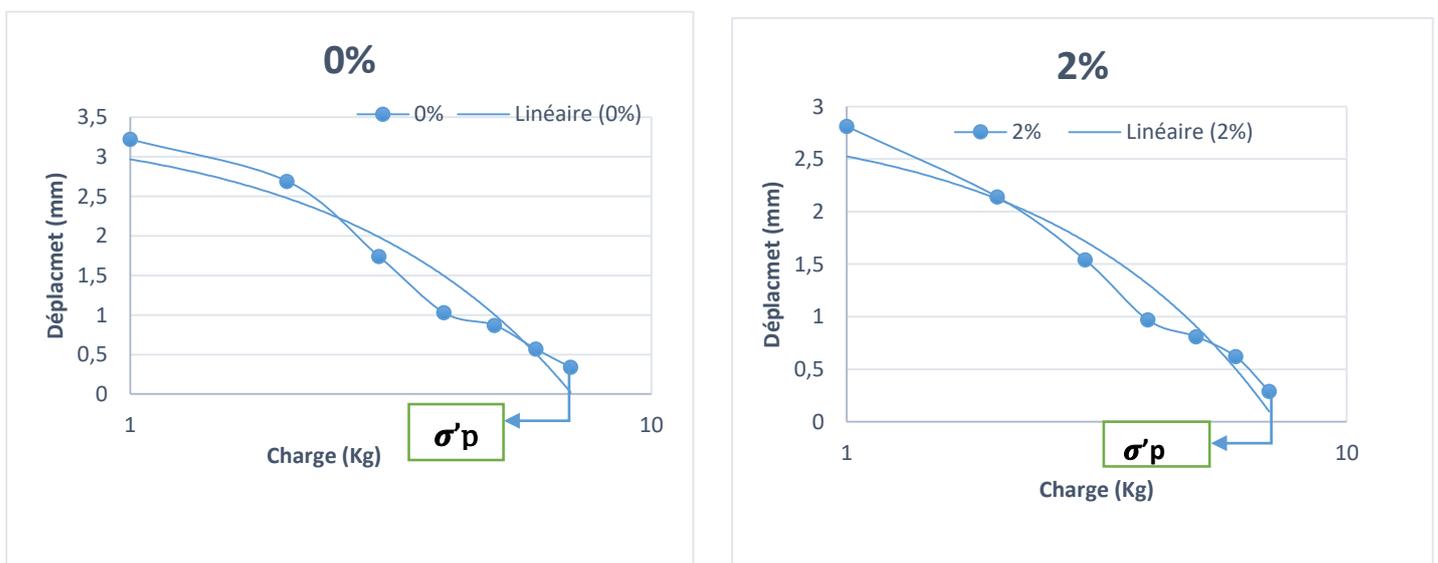


Figure 5.65 : les valeurs de ($\sigma'p$) traité par (0% et 2%) de coquille d'œuf.

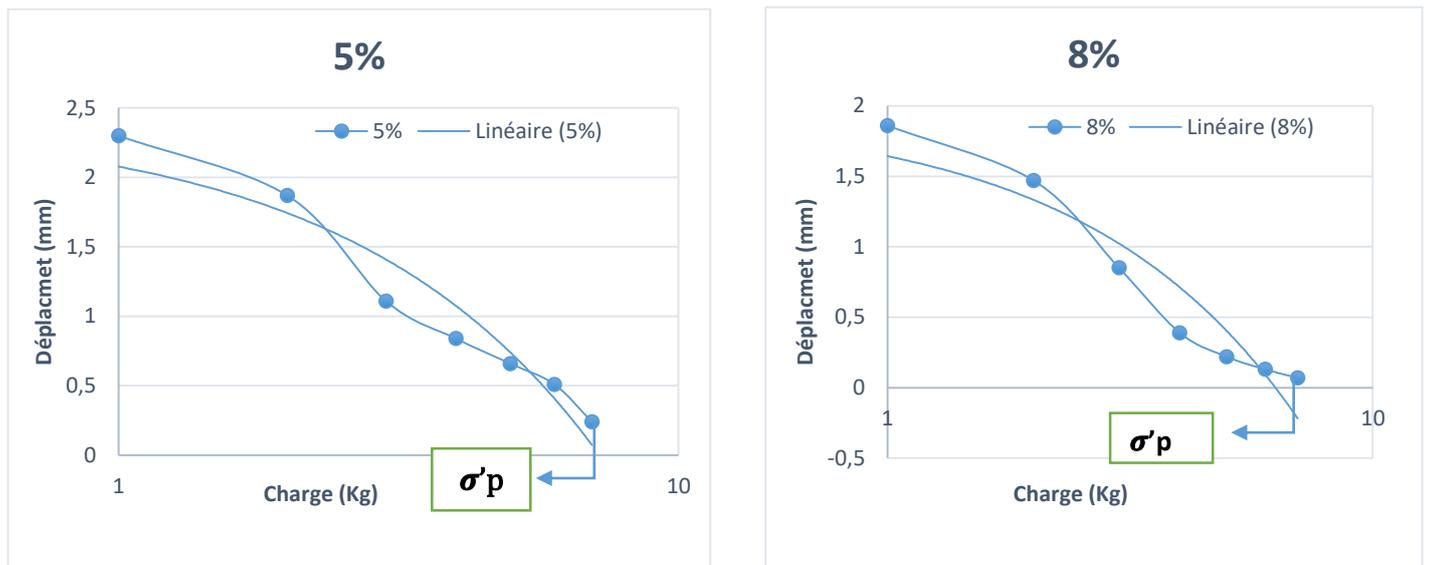


Figure 5.66 : les valeurs de ($\sigma'p$) traité par (5% et 8%) de coquille d'œuf.

($\sigma'p_1$) 0% (bar)	7.2
($\sigma'p_2$) 2% (bar)	7.5
($\sigma'p_3$) 5% (bar)	7.6
($\sigma'p_4$) 8% (bar)	7.8

Tableau 5.42 : les valeurs de ($\sigma'p$)

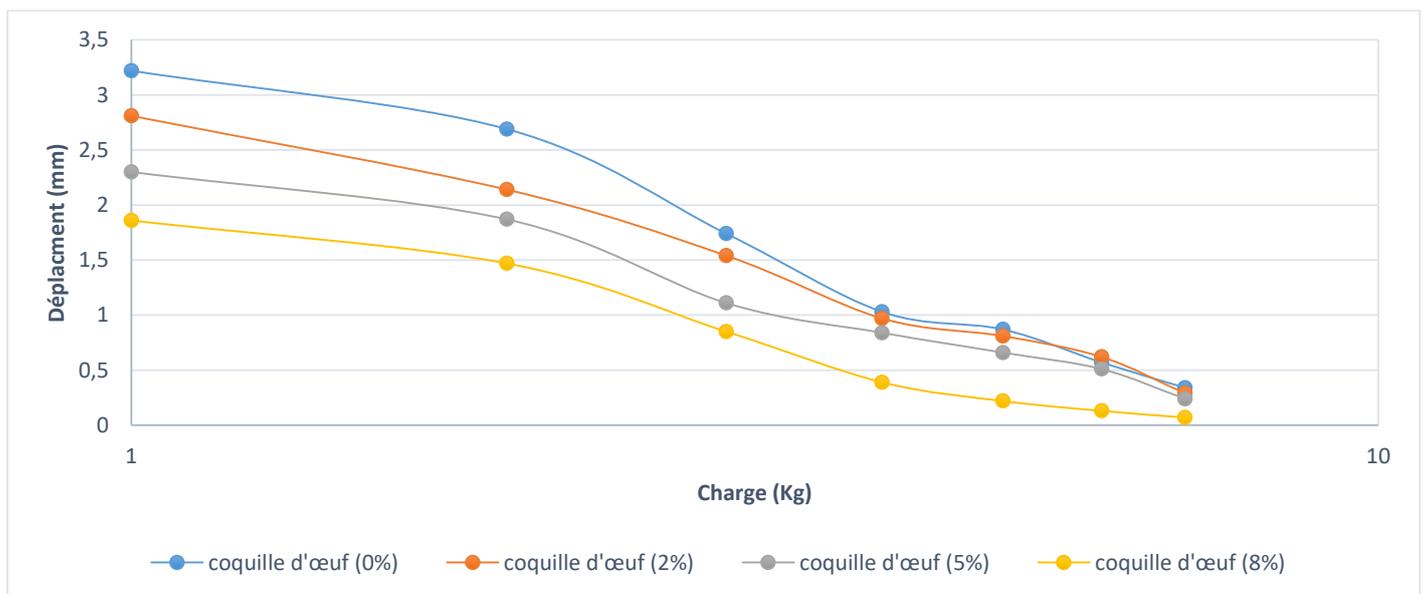


Figure 5.67 : La Courbe Pression de Gonflement en fonction de la charge de différent pourcentage de coquille d'œuf.

Expliqué :

Les résultats de l'essai de pression de gonflement montrent que les valeurs de $(\sigma'p)$ augmentent au fur et à mesure de l'augmentation de l'ajout de Coquille d'œuf.

Conclusion générale

Nous concluons notre travail par cette analyse des résultats du traitement du sol gonflant étudié, l'influence du coquille d'œuf que nous avons utilisé sur les paramètres moteur du gonflement, et sur ses propriétés physico-mécaniques, ce qui se traduit dans le contexte du processus de la stabilisation que nous avons entrepris par la méthode expérimentale directe, par l'atténuation de la tendance au gonflement du produit et l'amélioration des autres paramètres géotechniques qui en découlent.

- ✚ A travers ces résultats, nous avons constaté que les valeurs des teneurs en eau optimales augmentent et les densités sèches maximales diminuent avec l'augmentation du dosage de coquille d'œuf pour compactage normal

➤ ($W_{optimal} 0\% = 18.32\%$, $D_{max} 0\% = 16.5 \text{ g/cm}^3$)

Et On remarque que la densité sèche optimale augmente en fonction de la teneur en eau optimale graduellement en fonction de l'augmentation de la teneur en matériau rajouté la coquille d'œuf pour compactage Proctor standard.

➤ ($W_{optimal} 0\% = 12.14\%$, $D_{max} 0\% = 25.06 \text{ g/cm}^3$)

- ✚ L'essai de compressibilité à l'odomètre a donné une augmentent graduelle de l'indice de gonflement C_g avec accélération de pourcentage coquille d'œuf

➤ $C_g(0\%) = 0,03321928$. $C_g(2\%) = 0,33816909$.

➤ $C_g(5\%) = 0,30626094$. $C_g(8\%) = 0,31345527$.

Et de l'indice de compressibilité C_c diminution en fonction de l'augmentation de la teneur coquille d'œuf

➤ $C_c(0\%) = 0,07516806$. $C_c(2\%) = 0,04222865$.

➤ $C_c(5\%) = 0,02584317$. $C_c(8\%) = 0,0160791$.

- ✚ L'appareil ne donne aucune mesure de la vitesse des ondes ultrasoniques dans les éprouvettes des argiles compactés au Proctor standard et traités de différents pourcentages de coquille d'œuf.

- ✚ Les résultats de l'essai de pression de gonflement montrent que les valeurs de (σ'_{p1}) augmentent au fur et à mesure de l'augmentation de l'ajout de coquille d'œuf.
 - (σ'_{p1}) 0% = 7.2 (bar) (σ'_{p1}) 2% = 7.5 (bar) .
 - (σ'_{p1}) 5% = 7.6 (bar) (σ'_{p1}) 8% = 7.8 (bar) .

Référence Bibliographique

[1] : <https://unt.univ-cotedazur.fr/uoh/degsoil/argiles.php>.

[2] : <https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/le-phenomene-de-retrait-gonflement-des-sols-argileux> .

[3]: <https://www.cohesion-territoires.gouv.fr/sols-argileux-secheresse-et-construction#:~:Text=Les%20sols%20argileux%20peuvent%20se,Produit%20un%20ph%C3%A9nom%C3%A8ne%20de%20gonflement>.

[4] : Ait Amrane Tilelli Caractérisation De La Stabilisation Par Des Plastiques Recyclés Des Sols Argileux Eaux Essais De Cisaillement Memoire De Master Academique, Spécialité ,Génie Civil, Option , Géotechnique.

[5] : Caractérisation Physico-Chimique De Quelques Matériaux Argileux De Cote D'ivoire, Mémoire Master Mention Chimie , Soutenu Publiquement Le 29 Novembre 2017.

[6] : Thèse Pour Le Diplôme D'état De Docteur En Pharmacie

L'argile, Son Utilisation A L'officine Sous La Direction De Mme Le Ray Anne-Marie

[7]: Compréhension Des Mécanismes De Retrait-Gonflement Des Sols Argileux : Approche Sur Site Expérimental Et Analyse De Sinistres Sur Constructions Individuelles, Spécialité : Georessources, Patrimoines Et Environnements, Directeurs Et Co-Directeurs De Recherche : Richard Fabre (Professeur À L'université Bordeaux 1) Alain Denis (Professeur À L'université Bordeaux 1) Jean-François Lataste (Maître De Conférences À L'université Bordeaux 1) Soutenue Le : 28/05/2010 À 13h30.

[8]: Guide 1 Techniques Et Méthodes Retrait Et Gonflement Des Argiles Caractériser Un Site Pour La Construction

[9]: Compréhension Des Mécanismes De Retrait-Gonflement Des Sols Argileux : Approche Sur Site Expérimental Et Analyse De Sinistres Sur Constructions Individuelles, Spécialité : Georessources, Patrimoines Et Environnements, Directeurs Et Co-Directeurs De Recherche : Richard Fabre (Professeur À L'université Bordeaux 1) Alain Denis (Professeur À L'université Bordeaux 1) Jean-François Lataste (Maître De Conférences À L'université Bordeaux 1) Soutenue Le : 28/05/2010 À 13h30.

[10] : Graidia R. Modélisation Numérique Des Gonflements Des Argiles Non-Saturées, Master En Génie Civil, Université L'arbi Tébéssi De Tébéssa

[11] : <https://www.memoireonline.com/08/15/9252/Stabilisation-Des-Sols-Gonflants.html>

[12] : Saoudi Noura Et Chebout Raouane : Memoire Comportement Des Argiles De La Region De Doukane-Tebessa Présenté Pour L'obtention Du Diplôme De Master Académique En : Génie Civil Spécialité : Géotechnique.

[13]: Djeddi Saif Eddine Et Draifia Abderrahmane: Memoire Corrélation Entre Le Gonflement Et Les Caractéristiques Physiques Des Sols Gonflants Présenté Pour L'obtention Du Diplôme De Master Académique En : Génie Civil. Spécialité : Géotechnique.

[14] : Amzal Hadjira : Mémoire Etude Des Propriétés D'un Nouveau Matériau Composite À Base De Polypropylène Chargé De Farine Coquille D'œuf .

[15]: Cours 4ème Année Hidaoa Caracteristiques Generales De L'œuf De Consommation .

[16]: Biominéralisation De La Coquille D'œuf De Poule : Caractérisation Des Protéines De La Matrice Organique Impliquées Dans L'initiation De La Minéralisation Thèse Présentée Par : Pauline Marie Pour Obtenir Le Grade De : Docteur De L'université François – Rabelais De Tours Discipline/ Spécialité : Sciences De La Vie .

[17]: Melle Lakhdari Kahina :Mémoire Amelioration De La Resistance, Mecanique Et A L'action De L'eau, D'un Sable Par Incorporation Des Stabilisants. En Vue De L'obtention Du Diplôme De Master Académique En Génie Civil Option : Géotechnique Et Environnement.

[18] : :Dpst Coclusing, Le Traitement Des Sols À La Chaux, Une Technique Éprouvée Pour Quelles Applications Hydrauliques . Cfbr 31/01/2013.

[19]: M. Ghomari F. & Mme Bendi-Ouis A Science Des Materiaux De Construction Travaux Pratiques

[20]: Cancres Professionnels Évitions-Les Évitions, 2014, Fiche D'aide À La Substitution Fas33.Produit À Substituer Phénolphtaléine

[21]: Amal S M B And Yamuna M, 2015. Characterization Of Raw Eggshell Powder (Esp) As A Good Bio-Filler, Journal Of Engineering Research And Technology.

[22]: Choukri Mhamed Et Baitiche Nacereddine , Valorisation De Sable De Dune Traité Aux Liants Hydraulique Et La Poudrette De Caoutchouc Des Pneus Usées En Technique Routières , Université Ziane Achour De Djelfa Faculté Des Sciences Et De La Technologie , Département : Sciences De La Technologie Domaine : Sciences Et Techniques .

[23]: Afnor, (1999), Association Française De Normalisation Est L'organisation, Nf P 94-093

[24]: Douh Chaouki , Traitement Des Steriles Minieres De (Kef-Essnoun) Aux Liants Hydrauliques Pour La Couche De Forme De Chaussee , Université Larbi Tébessi – Tébessa – Faculté Des Sciences Et De La Technologie Département De Génie Civil .

[25]: https://www.google.com/search?q=Essai+Ultrasonique&xsrf=Alekk03cdapqokxhz-Rkmdx8aqoj2lerpa:1620393670590&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=2ahukewjeuobp1lfwahuyzyukhte4dfcq_Auoaxoecaeqaw&biw=1440&bih=789#imgsrc=Ub_17_Xxbeq1tm

[26]: Essai Oedométrique Et Mesure De Perméabilité Notice Du Tp (Iut Gccd Module Mxg4) Luc Sibille , Licence. France. 2017. Ffccl-01795523f .

[27] : Etude De Sol, Site De Doukane De L'opgi

[28] : Abdenour. Cours De Génie Civil. [En Ligne]. Site Disponible Sur:

[Http://Coursgeniecivil.Blogspot.Com/2012/11/Tp-Mds-Essai-Oedometrique.Html](http://Coursgeniecivil.Blogspot.Com/2012/11/Tp-Mds-Essai-Oedometrique.Html). (Page Consultée Le 27 Mai 2018).