



UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS DE MOSTAGANEM
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

PRESENTE POUR OBTENIR

LE DIPLOME DE MAGISTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : MATERIAUX ET DURABILITE DES CONSTRUCTIONS

PAR

BENAISSA Mohamed

**Étude expérimentale sur la stabilisation des sols
gonflants de la région de Mostaganem et de Relizane**

Soutenu le 24/01/2011 Devant le jury composé de :

- | | | |
|--------------------------|-------------------------------------|------------|
| • Mme. BELAS Nadia | Professeur université de Mostaganem | Présidente |
| • M. MEBROUKI Abdelkader | MCA université de Mostaganem | Examineur |
| • M. MISSOUM Hanifi | MCA université de Mostaganem | Examineur |
| • M. BENDANI KARIM | MCA université de Mostaganem | Encadreur |

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier vivement mon directeur de thèse, Dr BENDANI Karim, qui m'a accordé sa confiance dans l'élaboration de ce travail et qui a suivi de près ma démarche scientifique pour mener à bien ce travail.

J'adresse aussi mes remerciements à Mme BELAS Nadia , professeur à l'université de Mostaganem, pour avoir acceptée de présider mon jury de soutenance et aux Messieurs MISSOUM Hanifi et MEBROUKI Abdelkader, Maîtres de Conférences à l'université de Mostaganem, qui ont bien voulu m'accorder de leur temps pour examiner mon mémoire.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur BOUKERRA AEK Chef de projet du Barrage(MAO) qui m'a autorisé à effectuer mes travaux expérimentaux au sein de leur laboratoire ainsi que tous les techniciens et tout particulièrement Monsieur AIDAOUI Hakim.

Je tiens à remercier Monsieur BELHALFAOUI Fayçal, Maître de Conférences à l'université de Mostaganem pour son soutien à l'élaboration de certains essais de caractérisation des sols.

Je tiens à remercier enfin, toute l'équipe de formation de Magister Matériaux et Durabilité des Constructions et je cite en particulier monsieur BOUHAMOU Nassr-eddine SEMCHA Abdelaziz et BENMANSOUR Benali.

A la mémoire de ma mère
A mes frères
A ma sœur
A tous mes amis

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les argiles et le phénomène du gonflement

Tableau I.1 Holtz, (1991) ; Mitchell, (1976).....	6
Tableau I.2 : Relation entre type de cations et gonflement Gupta et al (1967) cité par Gueddouda,(2005).....	25
Tableau.I.3 : Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants. Grim,(1959).....	26
Tableau I.4: taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs types du Sol à différentes énergies de compactage. A. Sridharan, Y. Gurtug,(2004).....	33
Tableau I.5 : Potentiel de gonflement Altmeyer (1955).....	39
Tableau I.6 : Potentiel de gonflement d'après d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962).....	39
Tableau I.7 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).....	40
Tableau I.8 : Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980).....	40
Tableau I.9. Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment (1980).....	40
Tableau I.10 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988).....	40
Tableau I.11 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956).....	41
Tableau I.12 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman(1973).....	41

Chapitre II : Les principales méthodes de stabilisation des sols gonflants

Tableau II.1 : les pourcentages d'ajouts utilisés.....	65
Tableau II.2 : gonflement final et la variation relative du gonflement de tous les mélanges...67	
Tableau II.3 : les principaux avantages et inconvénients de chaque technique.....	75

Chapitre III : Caractérisation et identification des matériaux utilisés

Tableau III.1 : Caractéristiques physiques de la pouzzolane naturelle [ENSET- LTPO]. BENKADDOUR et al	78
Tableau III.2 : Caractéristiques chimiques de la pouzzolane naturelle.....	78
Tableau III.3 : Distribution granulométrique.....	83
Tableau III.4: différents poids volumiques d'échantillon (Argile de Bourmadia et bentonite M'zila).....	84
Tableau III.5 : Les teneurs en calcaire des argiles.....	84

Tableau III.6 : Composition minéralogique de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila.....	85
Tableau III.7 : Récapitulatif des valeurs de bleu de nos argiles.....	87
Tableau III.8 : Récapitulatif des limites d'Atterberg de nos argiles.....	88
Tableau III.9 : la densité sèche maximum et le teneur en eau optimum de nos argiles.....	90
Tableau II.10 : Résultats des essais œdométriques des deux argiles.....	92
Tableau III.11 : Classement des échantillons selon leurs indices de compressibilités.....	93
Tableau III.12 : les résultats après spectrophotomètre de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila.....	94
Tableau III.13 : les valeurs de la CEC.....	94
Tableau III.14: les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement.....	97
Tableau III.15 : Essai de portance CBR Immédiat.....	99
Tableau III.16: Essai de portance CBR imbibé.....	100
Tableau III .17 : Classification du Potentiel de gonflement des échantillons de deux sols Selon quelques approches des chercheurs.....	101
Tableau III.18 : La pression de gonflement des deux argiles.....	101

Chapitre IV : Étude expérimentale de la stabilisation des sols par l'ajout de pouzzolane

Tableau IV.1 : Influence des teneurs en pouzzolane sur les limites des sols.....	104
Tableau IV.2 : Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents dosages de pouzzolane.....	105
Tableau IV.3 : Influence des teneurs en pouzzolane sur les résistances au cisaillement.....	108
Le tableau IV.4 : présente les différents pourcentages de réduction pour les différentes dosage en pouzzolane.....	112
Le tableau IV.5 présente les différents pourcentages de réduction pour les différentes dosage en pouzzolane.....	113

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les argiles et le phénomène du gonflement

Figure I.1 : Argile naturelle (MEB).....	3
Figure I.2 : Feuillet en tétraèdre.....	5
Figure I.3 : Feuillet en octaèdre.....	5
Figure I.4 : Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande.....	6
Figure I.5 : Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles Mitchell, (1976) cite par Huidi Ji, Hashem Mourad, Eliot Fried, John Dolbow,(2006).....	7
Figure I. 6 : Structure de kaolinite.....	8
Figure I. 7 : Structure de Famille de la montmorillonite.....	10
Figure I. 8 : Structure de famille de l'illite.....	11
Figure I.9: Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile.....	12
Figure I.10 : Différentes structures d'argiles, d'après Terzaghi (1951) cite par Houssine EJJAOUANI (2008).....	13
Figure I.11 : Structure des sols gonflants d'après Gens & Alonso, (1992).....	17
Figure I.12: types de gonflements.....	18
Figure I. 13 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. Bouzid. (1997) ; Bengraa, (2004) et Gueddoudda, (2005).....	19
Figure I. 14 : Courbe du gonflement en fonction du temps Chen, (1988).....	19
Figure I.15 : Force électrostatique dans la double couche Wakim J, (2005).....	20
Figure I.16 : Répartition des ions autour d'une particule chargée Wakim J, (2005).....	20
Figure I.17: Phénomène osmotique idéal Wakim J, (2005).....	21
Figure I.18 :L'ascension capillaire.....	22
Figure I. 19 : Mesure de la CEC. Eslinger, Peaver, (1988).....	25
Figure I. 20 : Abaque pour l'identification des sols gonflants (D'après Williams et Donaldson).....	27
Figure I. 21: Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement d'après Seed et al, (1962).....	27
Figure I. 22 : Distribution des cations adjacents à une surface argileuse selon le Modèle de Gouy et Stern.....	28
Figure I.23 : Différents états de l'eau dans les sols.....	29
Figure I. 24 : Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale. Alonso et al. (1987).....	29

Figure I.25 : Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale, Hachichi, (2006).....	30
Figure 1.26 : Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité Sèche. Sridaharan et al.(1986).....	31
Figure I.27 : Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale, Hacchichi, (2006).....	31
Figure I.28 : Évolution de gonflement libre en fonction du temps, Gueddouda et al, (2007).....	32
Figure I.29: Évolution de la pression de gonflement en fonction du temps Gueddouda et al, (2007).....	32
Figure I. 30: Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons, Hachichi, (2006).....	34
Figure I.31 : Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initialKomine et Ogata, (1994).....	34
Figure I.32 : Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement Komine et Ogata, (1994).....	35
Figure I.33 : Influence de la hauteur initiale sur le gonflement Mehmit(1982).....	35
Figure I.34 : le potentiel du gonflement en fonction du comportement cyclique (gonflement/retrait) selon des différents chercheurs .cité par Homoud .AL et al, (1985).....	36
Figure I.35 : Tassement différentiel du terrain sous Les fondations d'une station de pompage (SP13, Garb).....	37
Figure I .36 : Hôpital Moulay Ismaïl, (Meknès) dégradations dues au gonflement du sol.....	37
Figure I.37: Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel Robert .A et Fabre .D, (1987).....	38
Figure I.38 : Classification de Seed et al. (1962).....	41
Figure I.39 : La classification de Williams et Donaldson (1980).....	42
Figure I.40 : Oedomètres.....	43
Figure I.41 : cellules oedométriques.....	43
Figure I.42 : Méthode de gonflement libre à l'appareil oedométrique.....	43
Figure I.43 Méthode de gonflement à volume constant.....	44
Figure I.44 : Méthode sous charge constante.....	44
Figure I.45: Différentes procédures d'essais de gonflement Sridharan et al.(1986).....	45
Figure I.46 : Pression de gonflement selon la méthode a double oedomètre.....	45

Chapitre II : Les principales méthodes de stabilisation des sols gonflants

Figure II.1 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps du mélange argile de Sidi Chahmi et Mers El Kébir +sable de rivière.....	51
Figure II.2 : Action des différents types de sels sur le taux de gonflement Azouz,(2006)....	53
Figure II.3 : Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en Présence de différentes concentrations salines la bentonite de M'zila.....	54
Figure II.5 : Évolution finale de pression de gonflement en fonction de différentes concentrations salines de la bentonite de M'zila et l'argile de Bourmadia.....	55
Figure II.6 : Courbes de gonflement des argiles de Sidi Chahmi et Mers El Kébir en Présence de différents sels minéraux à différentes concentrations.....	56
Figure II.7 : Variation de l'indice de plasticité avec l'ajout de la chaux. Azouz, (2006).....	58
Figure II.8 : Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage, Azouz, (2006)...	59
Figure II.9 : Variation des limites de consistance en fonction temps.....	60
Figure II.10 : Évolution de la valeur au bleu en fonction du de méthylène en fonction de Pourcentage de chaux.....	60
Figure II.11 : Courbe Proctor de l'argile traitée à la chaux et non traitée.....	60
Figure II.12 : Evolution du potentiel de gonflement des éprouvettes traitées à 3 et 6% de chaux conservées.....	60
Figure II.13 : Évolution de pression de gonflement suivant le premier mode.....	60
Figure II.14 : Effet de la chaux sur la pression de gonflement des échantillons traités compactés à l'OPN Khattab,(2002) ; cité par Hachichi, (2006).....	61
Figure II.15 : Effet du dosage à la chaux sur le gonflement de la Bentonite de Meghnia. A. Djedid, et al(2005).....	61
Figure II.16 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps en Fonction du pourcentage de chaux utilisé.....	62
Figure II.17 : Variation de la pression de gonflement en Fonction du pourcentage de chaux utilisé.....	62
Figure II.18 : Histogramme de résistances de compression des sols en fonction des dosages en chaux à 28jours et 45jours.....	63
Figure II.19 : Histogramme de variation de l'angle de frottement des deux échantillons en fonction des dosages de chaux.....	63
Figure II.20 : Effet du dosage au ciment sur le gonflement de la Bentonite de Meghnia. A. Djedid, (2005).....	65
Figure II.21 : Effet des stabilisants sur les limites des consistances.....	66
Figure II.22 : Effet des stabilisants sur les paramètres mécaniques de gonflement.....	67

Figure II.23 : La variation du potentiel du gonflement en fonction des pourcentages des Cendres volcanique et du temps, pour des sols de degirmenlik et de tuzla, (Nalbantoglu Gucbilmez, E., (2002)) cite par azouz (2006).....	73
Figure II.24 : Effet des cendres volantes et du temps traitant sur les valeurs de pression de gonflement des sols de Degirmenlik et de Tuzla. Nalbantoglu, Z. Et Gucbilmez, E., (2002)cite par azouz 2006.....	73
Figure II.23 : Capacité d'échange cationique, valeurs de CEC des cendres volantes traitées Sols de Degirmenlik et de Tuzla. Nalbantoglu, Z. Et Gucbilmez, E., (2002) cite par azouz(2006).....	74

Chapitre III : Caractérisation et identification des matériaux utilisés

Figure III.1 : Spectre de diffraction des rayons X de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf....	79
Figure III. 2 : essais granulométriques par tamisage et sédimentométrie.....	81
Figure III.3 : l'analyse granulométrique argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila	82
Figure III.4 : La distribution granulométrique.....	83
Figure III.5 : Dosage de l'essai de bleu selon (NFP 94- 068).....	86
Figure III .6 : Différents états de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau....	87
Figure III.7 : l'essai des limites d'Atterberg.....	88
Figure III. 8: Résultat (WL, IP) de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila placé dans le diagramme de plasticité de Casagrande.....	88
Figure III.9 : l'essai de Proctor.....	89
Figure III.10 : Essai de compactage.....	89
Figure III.11 : Courbe de compressibilité d'un sol gonflant.....	91
Figure III.12: Courbe œdométrique de l'argile de Bourmadia.....	92
Figure III.13: Courbe œdométrique de la Bentonite de M'zila.....	92
Figure III. 14 : Les courbes d'adsorption.....	94
Figure III.15: Principe de l'essai de cisaillement rectiligne.....	95
Figure III.16 : l'essai de l'appareil de cisaillement.....	96
Figure III.17: Les caractéristiques mécaniques en résistance au cisaillement	96
Figure III.18 : Essai de cisaillement de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila.....	97
Figure III.19 :l'appareil de CBR.....	98
Figure III.20 : Immersion dans l'eau pendant 4 jours.....	99
Figure III.21 : Les courbe de CBR-argile de Bourmadia et Bentonite de M'zila-	99
Figure III.22 : Préparation des échantillons.....	101
Figure III.23 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps(Argile de Bourmadia et bentonite M'zila).....	102

Chapitre IV : Étude expérimentale de la stabilisation des sols par l'ajout de pouzzolane

Figure IV 1 : Variation des limites de consistance en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (l'argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila).....	105
Figure IV.2 : Influence de l'addition de pouzzolane sur les courbes de compactage –argile de Bourmadia -.....	106
Figure IV.3 : Influence de l'addition de pouzzolane sur les courbes de compactage -Bentonite de M'zila-.....	107
Figure IV.4 : Histogrammes de variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de pouzzolane (argile de Bourmadia).....	109
Figure IV .5 : Courbe de variation des résistances de cisaillement des deux échantillons en fonction des dosages de pouzzolane- argile de Bourmadia-.....	109
Figure IV.5 Histogrammes de variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de pouzzolane (bentonite de M'zila).....	110
Figure IV.6 : Courbe de variation des résistances de cisaillement des deux échantillons en fonction des dosages de pouzzolane- bentonite de M'zila-.....	110
Figure IV.7 Variation du potentiel de gonflement dans le temps en fonction du Pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila).....	111
Figure IV.8 Variations finales du potentiel de gonflement en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila).....	112
Figure IV.9 Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila).....	113

LISTE DES SYMBOLES

LETTRES LATINES

- A : coefficient d'activité
- CEC : capacité d'échange cationique
- C_g : coefficient de gonflants
- C_c : indice de compressibilité
- c: cohésion
- C_e : concentration
- D : diamètre des particules solides
- e₀ : indice de vide
- I_p : indice de plasticité
- N : effort normal de compression
- G : taux de gonflement maximal pour un temps infini.
- H : hauteur
- h₀ : hauteur initiale
- h_p : La hauteur pleine
- I_p : indice de plasticité.
- I_R : indice de retrait.
- P: pression
- P_c : pression capillaire
- P₀ : pression de surconsolidation,
- P_{max} : pression du gonflement maximale.
- P_w : pression de la boue de forage.
- S : section oedométrique
- Q: surcharge
- R : rayon
- S.S.T : surface spécifique.
- t₀ : temps de référence
- u : tension de surface eau air
- u_a : pressions d'air
- u_w : pressions d'eau,
- VB: Valeur du bleu

- V_s : volume des particules solides,
- W_0 : teneur en eau initiale
- w_{opt} teneur en eau optimum.
- W_L : limite de liquidité
- W_n : teneur en eau naturelle
- W_P : limite de plasticité
- W_R : limite de retrait

LETTRES GREQUES

- τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale
- ΔH : gonflement total
- ψ_t : succion totale
- ψ_α : succion osmotique
- ψ_ω : succion matricielle
- γ_s : densité spécifique
- γ_d : densité sèche
- γ_h : densité humide
- u_a : pression interstitielle de l'air
- u_w : pression interstitielle de l'eau
- σ'_{pc} : contrainte effective de pré consolidation
- σ : contrainte
- ϕ : angle de frottement interne

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
<u>CHAPITRE I : Généralités sur les argiles et le phénomène du gonflement</u>	
I.1-INTRODUCTION	3
I.2-LES ARGILES	3
I.2.1-Définition	3
I.2.2-Minéraux argileux	4
I.2.3-Les caractéristiques minéralogiques des argiles	4
I.2.4-La nature et les différents types des sols argileux	7
I. 2.4.1-Kaolinite	8
1.2.4.2-Montmorillonite	9
I.2.4.3-L'illite	10
I.2.5-Structure des sols argileux et liaisons structurelles	12
I.3-GONFLEMENT DU SOL	16
I.3.1- les sols gonflants	17
I.3.2-Mécanisme de gonflement	18
I.3.3-Description du phénomène de gonflement	18
1.3.4-Principales causes du gonflement	19
1.3.4.1-hydratation par adsorption	20
1.3.4.2-Hydratation par osmose	21
1.3.4.3-hydratation par capillarité	21
1.3.4.4- Transformations chimiques	23
I.3.5-les principaux facteurs qui influencent le gonflement du sol	24
1.3.5.1-Facteurs intrinsèques	24
1.3.5.2-Facteurs externes	28
I.3.6-Impact du gonflement sur les ouvrages et les recommandations pratiques	37
I.3.6.1-Ouvrages superficiels	37
I.3.6.2-Ouvrages souterrains	37
I.3.6.3-Tunnels	37
I.3.7-Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants	38
I.4-MESURE DU POTENTIEL ET LA PRESSION DU GONFLEMENT	39
I.4.1-Mesure indirecte du potentiel du gonflement	39
I.4.2-Mesure directe des paramètres du gonflement	42
I.4.2.1-Mesure de gonflement libre	42

1.4.2.2-Mesure de la pression de gonflement.....	42
1.4.2.3 -Comparaison des différentes procédures d'essais.....	46
I.5-CONCLUSION.....	47

CHAPITRE II : Les principales méthodes de stabilisation des sols gonflants

II.1-INTRODUCTION.....	48
II.2- METHODE DE COMPACTAGE.....	48
II.3-METHODE DE SUBSTITUTION.....	49
II.4-METHODE DE PREHUMIDIFICATION.....	49
II.5-STABILISATION PAR AJOUT DE SABLE.....	49
II.6-STABILISATION PAR DES SOLUTIONS SALINES.....	51
II.7-STABILISATION PAR LES LIANTS HYDRAULIQUES (CHAUX, CIMENT).....	57
II.7.1-Stabilisation par ajout de la chaux.....	57
II.7.2-Stabilisation par ajout du ciment.....	64
II.7.3-Mécanismes de la stabilisation des sols aptes à la chaux et aux liants hydrauliques	68
II.7.4-Mécanismes de perturbation de la stabilisation des sols.....	71
II.8-STABILISATION PAR AJOUT DES CENDRES VOLANTES.....	72
II.8.1-mécanisme de la réaction entre la chaux et les cendre volantes.....	74
II.9-LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DES TECHNIQUES DE STABILISATION COURAMMENT UTILISEES.....	75
II.10-CONCLUSION.....	76

CHAPITRE III : Caractérisation et identification des matériaux utilisés

III.1-INTRODUCTION.....	77
III.2-CHOIX DES MATÉRIAUX UTILISÉS.....	77
III.3 -DESCRIPTION DES MATÉRIAUX UTILISÉS	77
III.3.1-la pouzzolane de BENI SAF.....	77
III.3.2-L'eau.....	79
III.4-DESCRIPTION DU PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL.....	79
III.4.1- Prélèvement des argiles.....	79
III.4.2- Stockage.....	79
III.4.3- Échantillonnage.....	79
III.4.4-Essais réalisés.....	80
III.5-IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES ARGILES.....	81
III.5.1-Distribution granulométrique.....	81

III.5.2-L'essai de pycnomètre.....	84
III.5.3-Teneur en calcaire (CaCO ₃).....	84
III.5.4-La minéralogie.....	85
III.5.5-La valeur au bleu.....	85
III.5.6-Les limites d'Atterberg.....	87
III.5.7-Essai Proctor.....	89
III.5.8-Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	90
III.5.9- mesure de la capacité d'échange cationique par la méthode au bleu de méthylène	93
III.5.10-Etude du comportement mécanique par l'essai de cisaillement Rectiligne.....	95
III.5.11-l'essai de CBR.....	98
III.6-MESURE DES PARAMÈTRES DU GONFLEMENT.....	100
III.6.1-Estimation indirecte du potentiel de gonflement.....	100
III.6.2-Estimation directe du potentiel et de la pression de gonflement.....	101
III.10-CONCLUSION.....	103

**CHAPITRE IV : Étude expérimentale de la stabilisation des sols par
l'ajout de pouzzolane**

IV.1 INTRODUCTION.....	104
IV.2- L'EFFET DE POUZZOLANE SUR LES LIMITES DE CONSISTANCE.....	104
IV.3- L'EFFET DE POUZZOLANE SUR LA TENEUR EN EAU ET LA COMPACTITÉ.....	108
IV.4- RÉSULTATS DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT.....	111
IV.5-INFLUENCE DE L'AJOUT DE POUZZOLANE SUR LES PARAMÈTRES DE GONFLEMENT.....	111
IV.5.1- Potentiel de gonflement.....	111
IV.5.2-La pression de gonflement.....	112
IV.6- CONCLUSION.....	113
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....	114

RESUME

Plusieurs furent les études effectuées sur le phénomène du gonflement des sols. Ce phénomène qui reste toujours non maîtrisable, provoque des grands dégâts dans les constructions à travers le monde. Les études qui ont été menées même à présent, ont pour but d'atténuer l'intensité de ces dégâts, et ce, en approfondissant nos connaissances sur le comportement des sols expansifs et en maîtrisant les facteurs qui pourraient influencer ce comportement. Dans le cadre de ce travail, il est étudié la stabilisation de deux argiles gonflantes l'une de *M'zila (Sidi Ali-Mostaganem)* et l'autre de *Bourmadia (Relizane)*. On peut trouver dans la littérature diverses méthodes de stabilisation des sols gonflants. Dans le but de valoriser certains matériaux, il a été adopté dans cette étude la stabilisation par ajout de la pouzzolane de *Beni-Saf*. Il est présenté dans cette étude des résultats expérimentaux obtenus sur les différents essais d'identification (essais minéralogiques, mécaniques et oedométriques). Ces essais nous permettent d'une part de déterminer certaines caractéristiques telles que les constituants de ces argiles, les propriétés minéralogiques, les limites d'Atterberg, les caractéristiques mécaniques, et aussi la pression et le potentiel de gonflement. D'autre part ces essais et tout particulièrement les essais oedométriques nous permettent de réaliser des essais de stabilisation par l'ajout de pouzzolane.

MOTS CLÉS : Argile gonflantes, stabilisation, pouzzolane, pression de gonflement, potentiel de gonflement, essai oedométrique.

ABSTRACT

Several studies were realized on the swelling phenomena of soils. This phenomenon which still remains non controllable, cause great damages on buildings all throughout the world. All the investigations done till now, have as objective to mitigate the extent of these damages through improving our knowledge on the swelling soils behavior and controlling factors responsible for this behavior. In this context, the present study represents a contribution to the stabilization of two clays, the *M'Zila(Sidi Ali-Mostaganem)* and the *Bourmadia(Relizane)*. It can be found in the literature, several stabilization procedures of expansive soils. For the sake of promoting certain materials, the *Beni-Saf*'s pouzzoulana is used for the stabilization work. It will be presented in this study, experimental results obtained from different tests of characterization i.e: mineralogical, mechanical and oedometer tests. These tests will allow us on one hand to determine certain characteristics such as: constituents of the clays, mineralogical properties, Atterberg limits, mechanical properties, and also pressure and potential of swelling. On the other hand, these tests and particularly the oedometric tests will permit us to carry out stabilization tests by the addition of pouzzoulana.

Keywords: Expansive clays, stabilization, pouzzoulana, swelling pressure, swelling potential, oedometric test.

التلخيص

عدة دراسات أجريت على ظاهرة انتفاخ الأتربة و لم يتمكن إلى حد الآن السيطرة الفعلية على هذه الظاهرة التي تنجم عنها مجموعة من الأضرار على مستوى البنايات وفي كل بلدان العالم. ببحث الدراسات مازالت سارية إلى يومنا هذا من أجل الانقاص من حدة هذه الأضرار وذلك بتعميق معارفنا في خصائص الأتربة المتفخحة و التحكم في العوامل التي تؤثر على سلوكها. في إطار هذا العمل قمنا بدراسة تثبيت نوعين من الأتربة: الأولى تربة مزيلة (سيدي علي - مستعالم) والأخرى تربة برمادية (غليزان). يمكن إيجاد طرق كثيرة لتثبيت الأتربة المتفخحة و في سبيل إدماج بعض المواد، باستعمال مادة بوزولان لبني صاف كإضافة من أجل تثبيت هذه الأتربة. كما نقدم في هذه الدراسة نتائج تجريبية عن طريق مختلف التجارب: الذاتية- مينيرالوجية- ميكانيكية- الادوميتيرية. هذه التجارب تسمح لنا بتحديد بعض الخصائص و مكونات هذه التربة مثل حدود أتربارغ ، خصائص ميكانيكية وبطبيعة الحال الضغط و درجة الإنتفاخ هذا من جهة . ومن جهة أخرى و بالأخص التجارب الأدوميتيرية التي تسمح لنا بانجاز تجارب تثبيت الأتربة بمادة البوزولان.

كلمات المفاتيح: الأتربة الطينية المتفخحة، تثبيت، بوزولان، ضغط الإنتفاخ، درجة الانتفاخ، التجارب الادوميتيرية

INTRODUCTION GENERALE

La technique de la stabilisation des sols est connue de longue date (Muraille de Chine, chaussées romaines, ...). En Belgique, la stabilisation des sols a été utilisée à grande échelle dans les années 60, au moment des grands programmes autoroutiers. Actuellement, cette technique connaît un important regain d'intérêt en raison du renforcement des législations environnementales et de la pression croissante sur les matières premières.

Cette technique offre une solution technique, économique et écologique à la problématique des terres de déblais, tant pour les petits que pour les grands chantiers.

Ce code de bonne pratique a pour objectif de guider les décideurs et techniciens voulant valoriser des sols par une stabilisation à la pouzzolane dans les différentes étapes du traitement des sols en leur donnant une synthèse des connaissances actuelles, tant sur le plan pratique que théorique. Cette étude n'a pas pour but de se substituer aux cahiers des charges et autres documents réglementaires.

Dans ce mémoire, il est proposé une investigation expérimentale pour l'étude de deux argiles gonflantes à savoir : l'argile de Bourmadia et la bentonite de M'Zila. Le protocole expérimental a été réalisé d'abord sur la caractérisation et l'identification des deux argiles suivi par les essais de stabilisation par ajout de la pouzzolane.

Le présent mémoire est subdivisé en quatre grands chapitres suivants :

- Le chapitre I est consacré sur les argiles en général, tels que les différents types d'argiles, les minéraux argileux, structure des sols argileux et liaisons structurelles, le phénomène du gonflement. Il est donné aussi les principaux facteurs qui influencent le phénomène de gonflement, l'impact du gonflement sur les ouvrages et les recommandations pratiques suite au le gonflement du sol et le mesure direct et indirect du potentiel et la pression du gonflement.
- Le chapitre II présente les principales méthodes de stabilisation des sols gonflants telles que : la méthode de compactage, de substitution, la stabilisation par ajout de sable, solutions salines, les liants hydrauliques (chaux, ciment), cendres volantes, tout en décrivant les avantages et les inconvénients de chaque technique de stabilisation.
- Dans le chapitre III, il est présenté l'étude expérimentale sur la caractérisation et l'identification des matériaux utilisés. Ce chapitre fait le point sur les différents types de sols et sur les caractéristiques permettant de les différencier vis-à-vis de leur comportement à la déformation due au gonflement. Il donne également un aperçu des

essais de laboratoire à réaliser pour évaluer la pertinence d'une stabilisation et les dosages à appliquer.

- Enfin, dans le chapitre IV, où l'étude expérimentale précédente est suivie par des essais de stabilisation des sols par l'ajout de la pouzzolane. Dans ce chapitre, nous avons étudié la performance de l'ajout de pouzzolane comme additif inerte, sur la plasticité, les paramètres de compactage et la résistance au cisaillement du sol. Et tout particulièrement, on a cherché l'effet de l'ajout de pouzzolane sur le potentiel et la pression du gonflement.
- Conclusion et perspective.

CHAPITRE I

Généralités sur les argiles et le phénomène du gonflement

I.1-INTRODUCTION

Le gonflement de certains sols ou de certaines roches sédimentaires constitue un phénomène très important en géotechnique car il est à l'origine de nombreux dommages pour les ouvrages en surface et en sous terrain.

Ce phénomène, qui est prépondérant dans les matériaux argileux, dépend des caractéristiques minéralogiques des minéraux argileux et se déclenche lorsque le matériau est mis en contact avec l'humidité ou avec une solution aqueuse.

Lorsque l'eau pénètre dans le matériau argileux, il conduit au gonflement dépendant de l'état de contraintes in situ. Différents types d'hydratation induisent le gonflement tels que la capillarité, l'osmose et l'adsorption. Ces phénomènes sont liés à la non saturation initiale de la roche d'une part, et aux propriétés électrochimiques des feuillets argileux d'autre part.

Les conséquences du gonflement sont nombreuses et dépendent principalement de chaque type d'ouvrage.

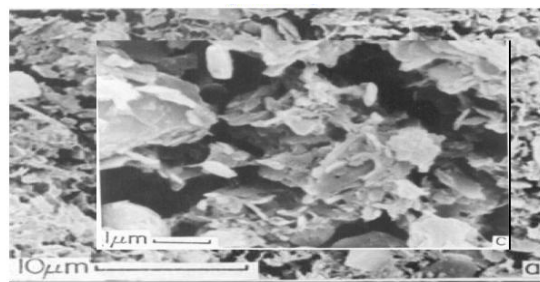
Le gonflement est généralement accompagné d'un changement des caractéristiques mécaniques et pétro physiques de la roche qui peuvent avoir une influence sur la durée de vie de l'ouvrage.

L'intérêt de ce chapitre est de mettre en évidence les sols argileux et le phénomène de gonflement.

I.2-LES ARGILES

I.2.1-Définition : On définit les argiles comme des sols de diamètre moyen inférieur à $2\mu\text{m}$. Il s'agit donc d'un sous groupe des sols fin. (Figure I.1)

Les argiles proviennent de l'altération chimique des roches et plus exactement des minéraux silicates (Feldpaths, mica....).



Argile St Marcel (w=80%, W_i = 60%, w_p= 25%, St = 19)

Figure I.1 : Argile naturelle (MEB)

On distingue les argiles suivant leur origine :

- **Les argiles d'altération** : formées principalement par l'altération des calcaires en climat tempérés ou l'altération des latérites en climat chaud et humide.
- **Les argiles fluviatiles** : Elles se déposent surtout dans le lit majeur des fleuves, lors des décrues.
- **Les argiles lacustres** : déposées dans les lacs et étangs,
- **Les argiles marines** : Ce sont des argiles d'origine continentale déposées en milieu marin, et généralement modifiées par la diagénèse.

I.2.2- Minéraux argileux

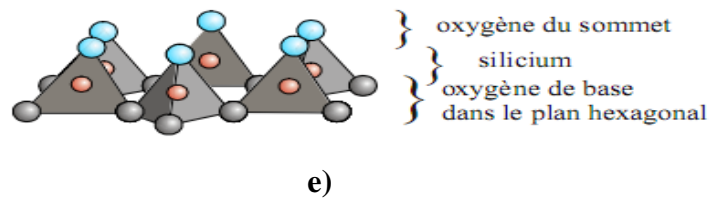
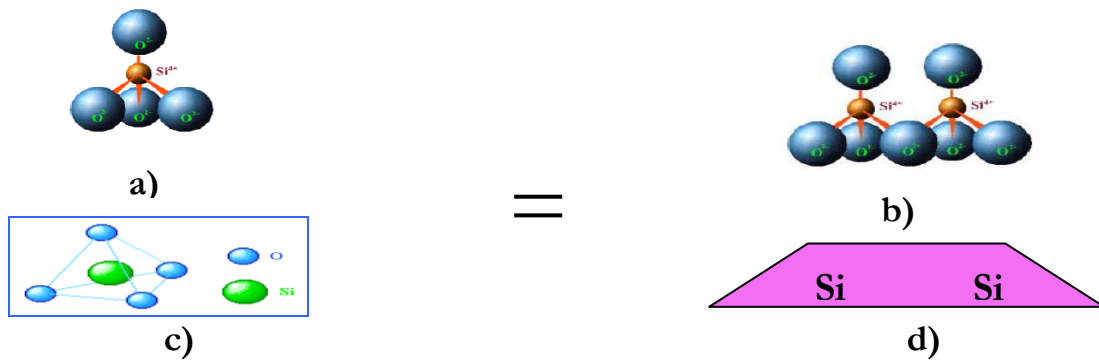
Les argiles sont constituées de fines particules de dimensions inférieures à 2 μm chargées négativement, leur présence rend l'argile fortement sensible aux molécules d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des paramètres mécaniques.

C'est la variation de la teneur en eau qui est le facteur déclenchant des variations de volume. Une augmentation de la teneur en eau entraîne le phénomène de gonflement tandis que sa diminution induit le phénomène de retrait. Ces minéraux sont composés des particules de formes aplaties et de dimensions très petites, les cristaux ressemblent à des minces plaques ou plaquettes. Leur formule chimique est de la forme suivante citée par *Hafsi (1993)*.



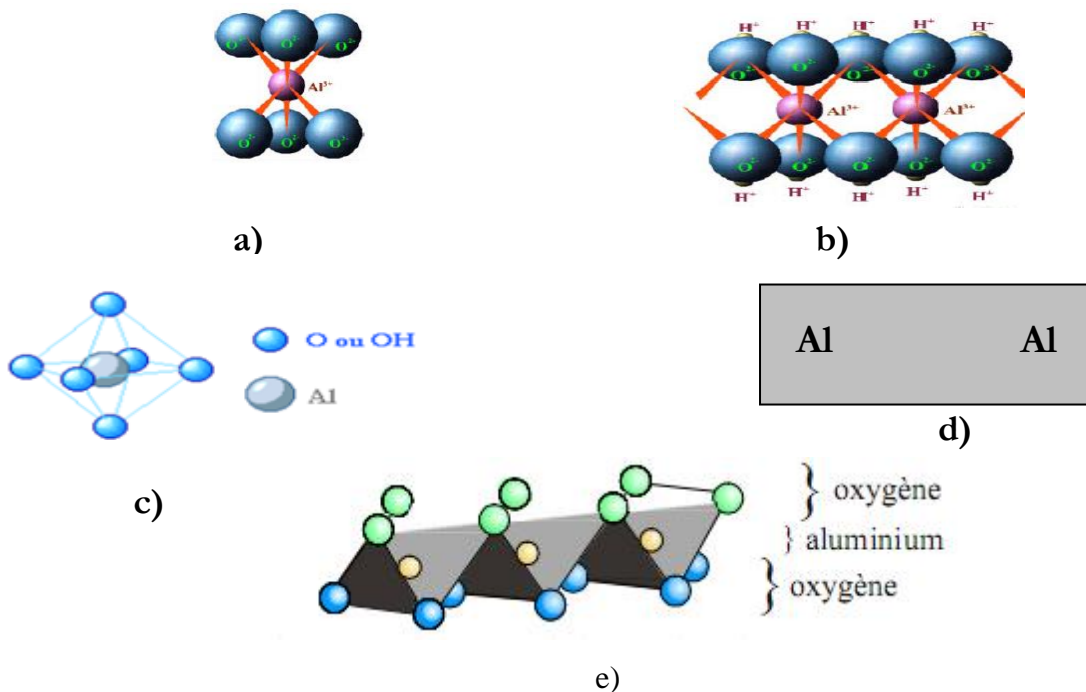
I.2.3- Les caractéristiques minéralogiques des argiles :

Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une importance primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de gonflement. Les minéraux argileux font partie du groupe des phyllosilicates qui contiennent une grande proportion d'eau emprisonnée entre des feuillets de silice. Sur le plan chimique, ce sont des alumino-silicates hydriques ajoutés à d'autres ions métalliques. Les figures I.2 et I.3 illustrent le bloc moléculaire de l'argile qui est constituée de feuillets d'oxyde de silice tétraèdre (SiO_4) et de feuillets d'alumine octaèdre ($\text{Al}(\text{OH})_6$).



- a) et c) *Tétraèdre de silice d'après Grim (1959).*
 b) *Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre d'après Grim (1959).*
 d) *Schéma du feuillet de silice d'après Lambe (1953).*
 e) *Structure du tétraèdre SiO_4 d'après Cabane (2004)*

Figure I.2 : Feuillet en tétraèdre



- a) et c) *Octaèdre d'aluminium d'après Grim (1959).*
 b) *Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre d'après Grim (1959).*
 d) *Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (d'après Lamb (1953).*
 e) *Structure de l'octaèdre Al_2O_6 d'après Cabane (2004)*

Figure I.3 : Feuillet en octaèdre

Alors que la méthode la plus précise pour classifier les minéraux argileux est celle de la diffraction par rayons-X. Il existe deux autres méthodes simples d'approximation, la première consiste à calculer le coefficient d'activité (A) en utilisant la formule

$$\text{suivante Holtz (1991): } A = \frac{I_p}{\% \text{ Argile}}$$

où : A = Coefficient d'activité

I_p = Indice de plasticité

Le tableau I.1 illustre la corrélation entre le coefficient d'activité et le type de minéral argileux.

<i>type de minéral</i>	<i>le coefficient d'activité</i>
<i>Montrnorillonite</i>	1,0 - 7,0
<i>illite</i>	0,5 - 1,3
<i>Kaolinite</i>	0,3 - 0,5
<i>Chlorite</i>	n.d.

Tableau I.1 : le coefficient d'activité de différents types de minéral argileux.

Holtz (1991) ; Mitchell (1976)

Une deuxième méthode proposée par Casagrande *Holtz (1991)* suggère d'utiliser les limites d'Atterberg comme méthodes indirectes. En effet, l'abaque de plasticité de Casagrande (Figure 1.4) peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision par diffraction ou par différentiation thermique *Holtz, (1991)*. Connaissant la limite de liquidité (WL) et l'indice de plasticité (I_p), le minéral peut être déterminé en plaçant les points sur la figure 1.4.

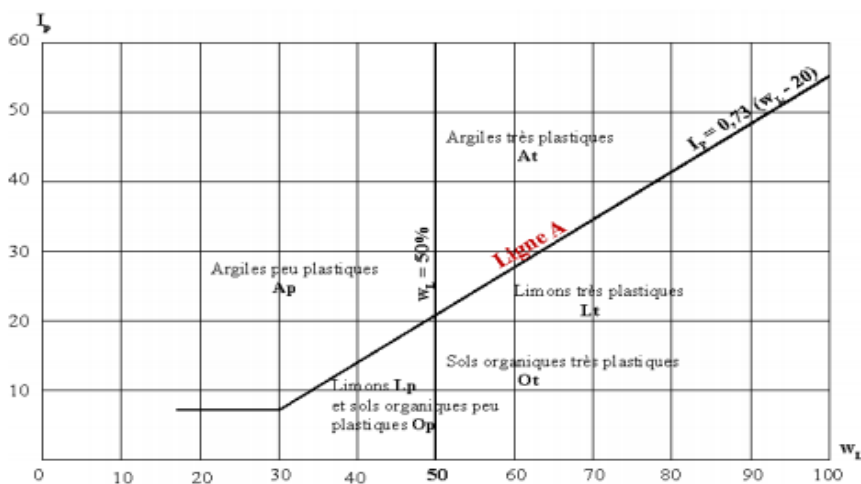


Figure 1.4 : Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande

I. 2.4 -La nature et les différents types des sols argileux :

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes.

Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes.

Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents : kaolinite, illite, montmorillonite, ... etc.

Les types d'argiles les plus fréquents sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (Figure I.5). Ces différents types d'argiles se comportent différemment vis à vis de l'eau.

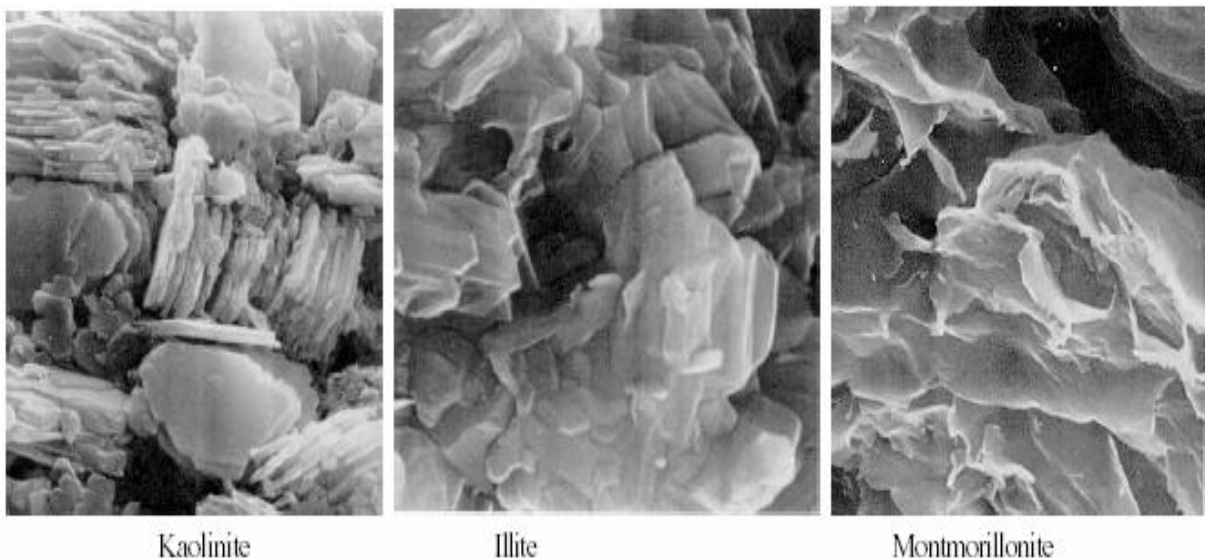


Figure I.5 : Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006).

I. 2.4.1- Kaolinite

Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'un feuillet tétraédrique SiO_4 avec un feuillet octaédrique $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$ (Figure I.6). Les argiles de cette famille sont dites argiles **T-O**

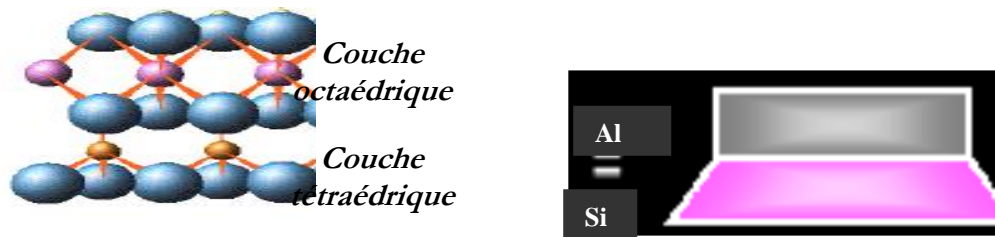
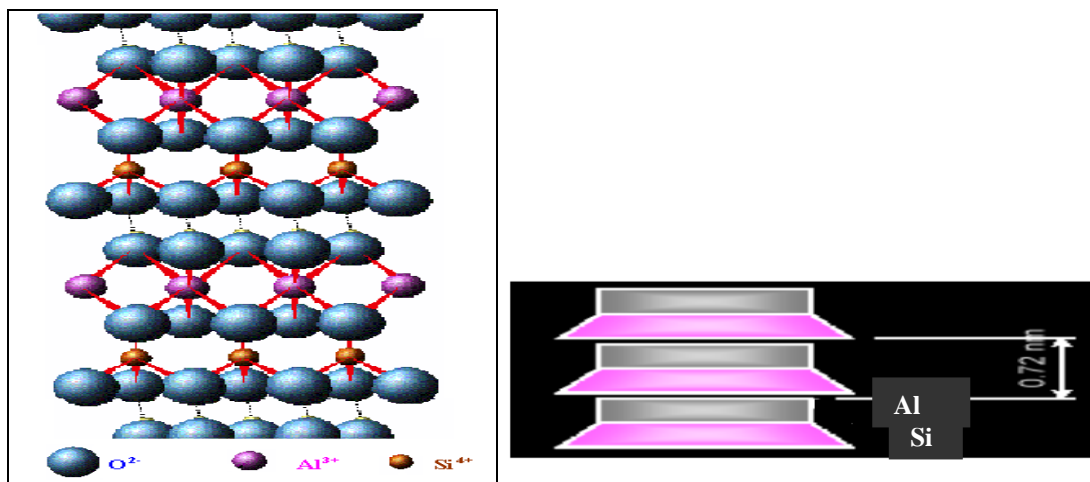
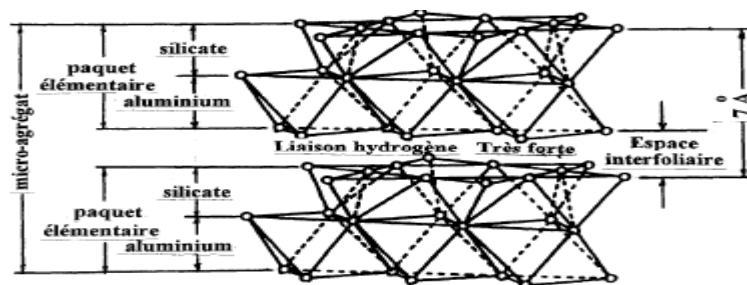


Schéma de la structure élémentaire de la kaolinite Lambe (1953).



Vue isométrique de la structure atomique de la kaolinite



Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite Parcevaux (1980), Philipponnat (1979) et Tefal (1993)

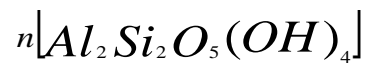
Figure I. 6 : Structure de kaolinite.

Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre.

Ces liaisons considérées comme très forte, empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension. L'espace inter-foliaire de cette famille est de 7.2 Å.

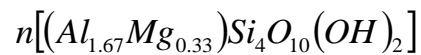
La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau et ne peut être détruite que par chauffage à 450°C.

La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante, citée par *Hafsi (1993)*.



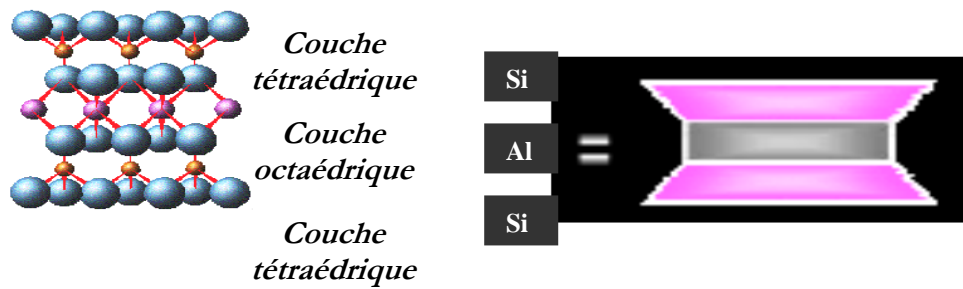
1.2.4.2- Montmorillonite

Ces minéraux sont également formés de feuillets à trois couches et sont des argiles **T-O-T** L'épaisseur d'un feuillet est de 10Å, il est constitué par l'association de deux couches tétraédrique de type $TO_4(OH)_2$. T pouvant être Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} , K^+ ,... (Figure I.7). La formule générale de la montmorillonite est la suivante, citée par *Hafsi (1993)*

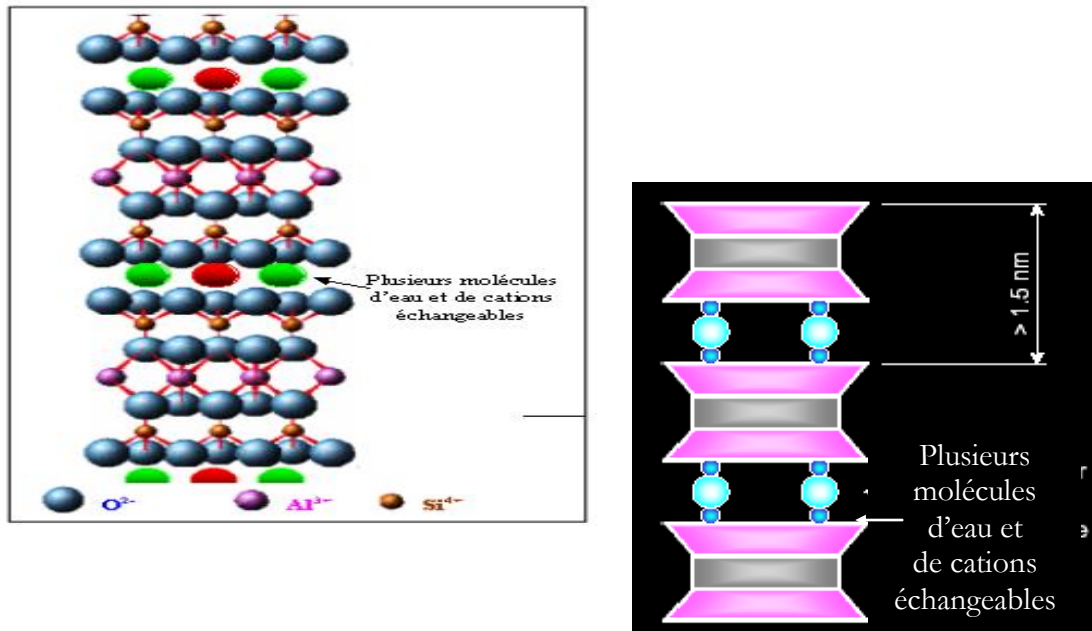


Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement.

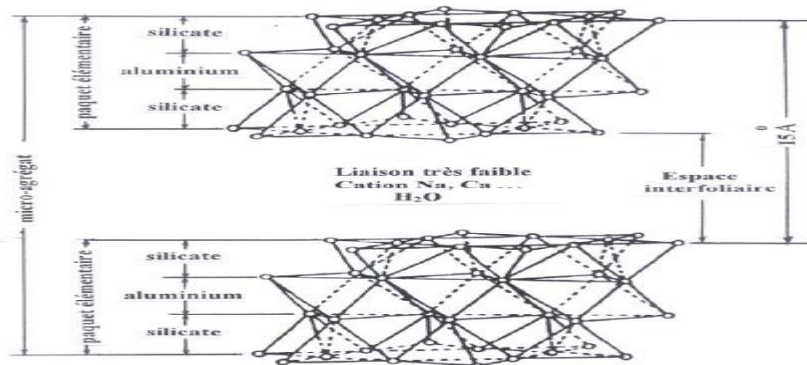
L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est considérée comme une argile de nature gonflante.



a-Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite Lambe (1953)



b-Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite. Grim(1959)



c-Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite

Low,(1973) ; Chen (1975) ; Filliat et al.(1981); Katti (1988)

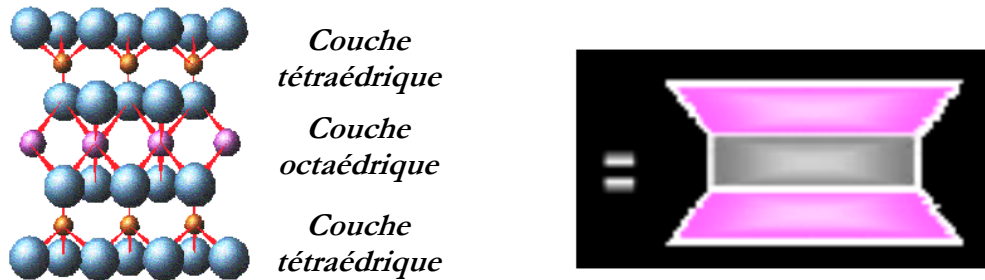
Figure I. 7 : Structure de Famille de la montmorillonite.

I. 2.4 .3-L'illite

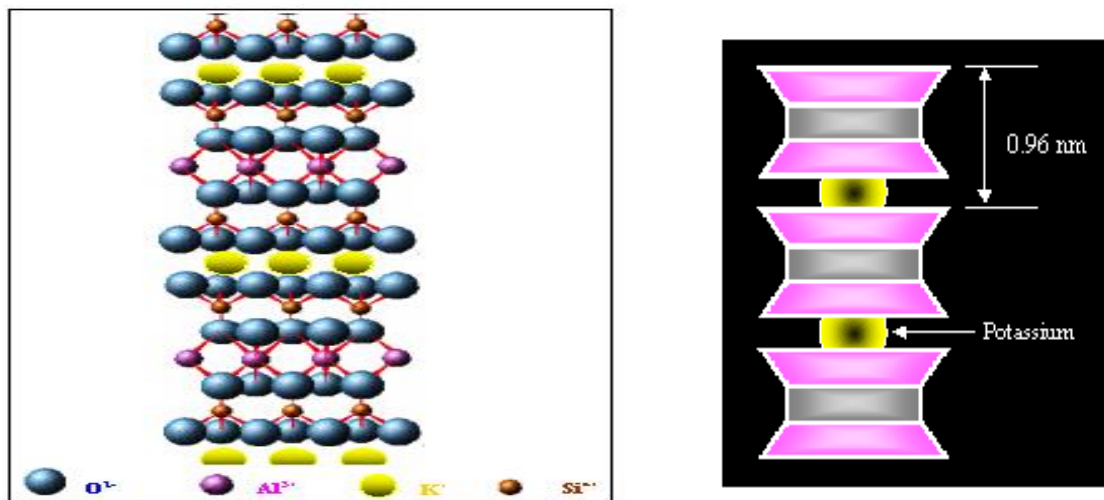
Ces argiles sont donc aussi appelées argiles **T-O-T** .La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium K^+ dans la structure (figure

I.8) rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement.

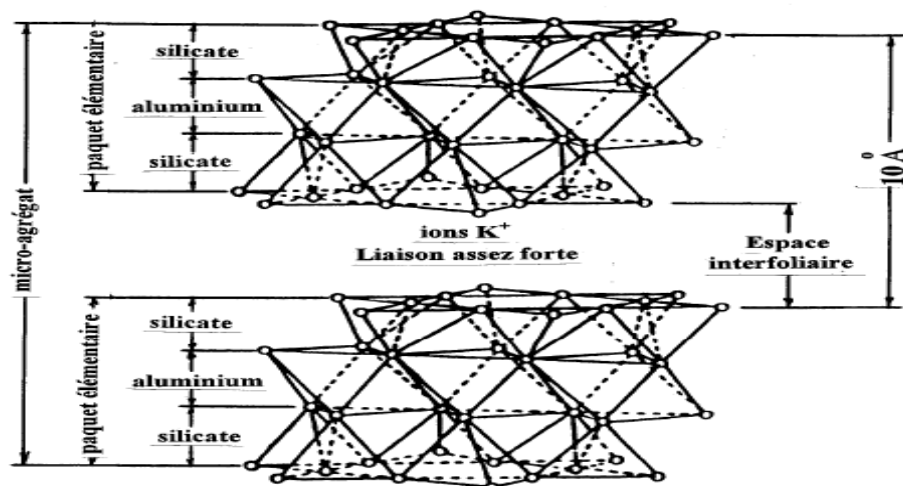
L'illite a un comportement intermédiaire (les latérites font partie de cette famille d'argile).



a-Schéma de la structure élémentaire de l'illite Lambe (1953)



b-Vue isométrique de la structure atomique et schématique de l'illite.



c-Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite

Figure I. 8 : Structure de famille de l'illite.

I.2.5-Structure des sols argileux et liaisons structurelles

La structure initiale des sols argileux se forme, en règle générale, lors de la sédimentation en milieu aqueux des produits de l'altération des massifs rocheux contenant des quantités importantes de petites particules de minéraux secondaires. Par la suite, des processus lents et variés de diagenèse peuvent modifier sensiblement la structure initiale de ces argiles. La combinaison de particules isolées et d'agrégats conduit à la formation d'un système structurel, c'est-à-dire une disposition ordonnée des particules et agrégats dans le sol indépendante de l'influence des parties gazeuses ou liquides du sol, qui se forme dans les processus de sédimentation, de diagenèse et de post-genèse. figure I.9.

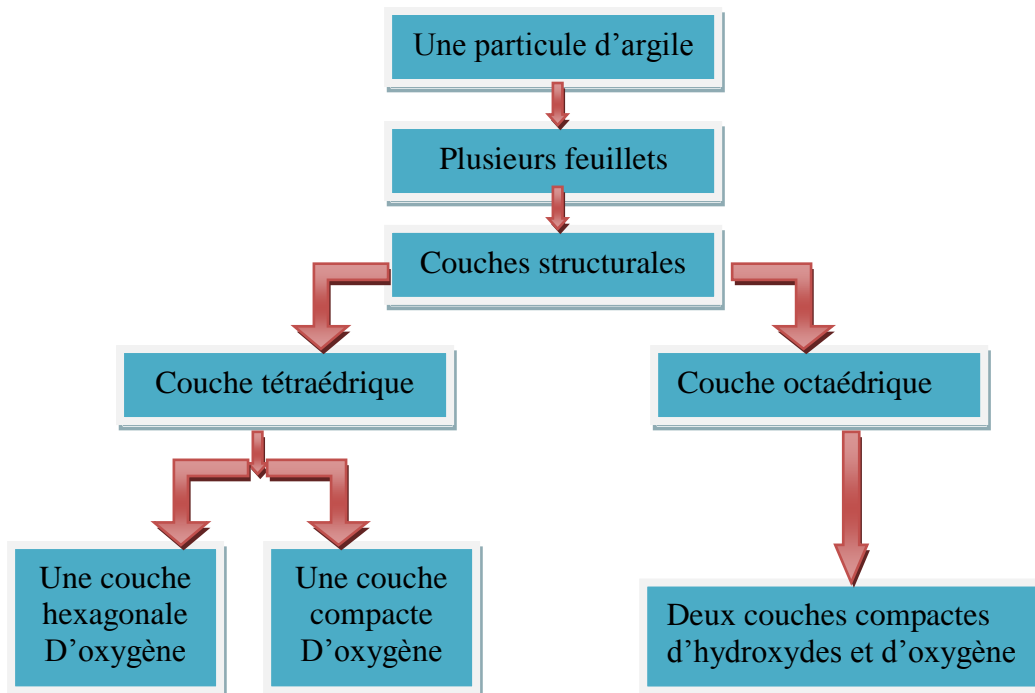


Figure I.9: Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile

Les argiles monominérales (montmorillonite, illite, kaolinite, etc.) se présentent sous forme de structures élémentaires composées de feuillets élémentaires empilés les uns sur les autres, et souvent appelés « paquets ». Sous l'influence de l'altération chimique et d'autres phénomènes, ces paquets isolés peuvent se rassembler pour former des structures élémentaires appelées micro-agrégats *Filliat et al. (1981)*.

Sous l'effet de processus variés de diagenèse, la structure initiale des micro-agrégats peut subir des modifications importantes. Lorsque la sédimentation des particules argileuses se produit sans coagulation, c'est à dire sans assemblage préalable des particules en

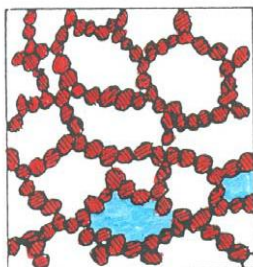
micro-agrégats sous l'effet de forces électro-moléculaires, il se forme une structure d'argile en nid d'abeille. La coagulation préalable des particules argileuses lors de la sédimentation produit une structure floconnée *Berezantsev et al. (1961) ; Filliat et al.*

(1981).

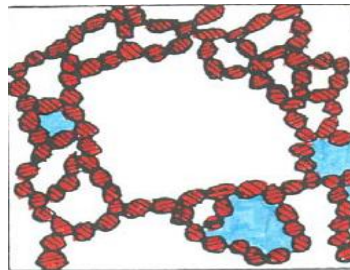
Dans ces deux types de structure, la disposition des particules d'argile est désordonnée (chaotique), ce qui s'explique par le fait que l'énergie potentielle de surface (et par conséquent aussi les forces d'attraction mutuelle des particules) est maximale dans les angles et sur les arêtes des particules minérales *Katti. (1988)*.

Sous l'influence d'une charge de compression (par exemple sous le poids des couches de sol sus-jacentes), cette disposition chaotique peut se transformer en une structure plus organisée, dans laquelle la plupart des particules sont en position horizontale et la porosité est sensiblement plus faible *Filliat et al. (1981)*

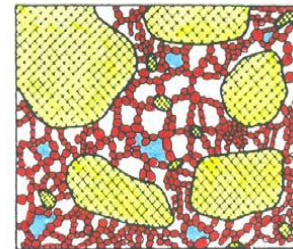
Plus les dépôts argileux sont récents, plus leur structure est voisine des formes en nid d'abeille ou en flocons et plus leur porosité est grande, pouvant atteindre 80% et plus, et leur résistance est faible.



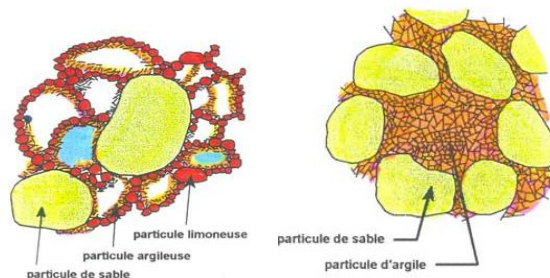
a- Structure en nid d'abeille



b- Structure floconnée.



c- Structure dispersée



d- Sol à structure lâche

e- Sol à structure dense

Figure I.10 : Différentes structures d'argiles, d'après Terzaghi (1951) cité par Houssine EJJAAOUANI (2008)

Il se produit souvent, lors de la formation des sols sédimentaires, une sédimentation simultanée de particules argileuses, limoneuses et sableuses. Si ce processus se prolonge sans interruption pendant une période assez longue, indépendamment des différences de vitesses

de sédimentation dans l'eau des particules minérales en fonction de leur dimension, les particules les plus grosses et les particules les plus petites se déposent simultanément au fond des réservoirs. Il se forme alors une structure hétérogène en nid d'abeille sous forme de paquets faiblement orientés, dans laquelle les particules les plus fines se disposent entre les particules de sable et de limon. On pourra par exemple trouver des structures lâches (Figure I.10.d) ou des structures plus denses (Figure I.10.e).

Les propriétés mécaniques des sols dispersés sont principalement déterminées par la nature des liaisons structurelles entre les particules, dans la mesure où la résistance des particules minérales est très grande et leur compressibilité très faible.

Les liaisons structurelles entre les particules des sols argileux peuvent résister à la traction et au cisaillement. La résistance au cisaillement due aux liaisons structurelles est appelée « Cohésion ». La propriété de cohésion est tellement caractéristique des sols argileux que, par opposition aux sols pulvérulents (non cohérents), on les appelle « sols cohérents ».

Entre les particules d'argile voisines, situées à une très petite distance l'une de l'autre, se développent des forces d'attraction moléculaire directe, les forces de vander- Waals. La cohésion créée par l'action de ces forces est appelée cohésion moléculaire. Plus la distance moyenne entre les particules est faible, c'est-à-dire plus le sol est dense, et plus la cohésion moléculaire est grande. Ces forces sont plus fortes lorsque les particules solides sont séparées de moins de deux fois l'épaisseur de la couche diffuse *Goldshtejn (1952) ; Florin (1959)*.

Cependant l'attraction moléculaire n'est pas la seule source de cohésion des sols argileux.

Les forces d'attraction superficielle agissant entre les parois capillaires et l'eau forment des ménisques d'eau courbes qui attirent les molécules l'une sur l'autre et tournent leur concavité vers les capillaires et, dans le liquide même, se développe une pression capillaire négative qui augmente la cohésion du sol.

Les forces capillaires permettent de diminuer le volume du sol à cause de la pression de compression capillaire, ce qui se produit dans le sol argileux lorsque les pores ne sont pas remplis d'eau, et lorsque l'humidité du sol se concentre dans les pores capillaires et maintient les particules en état d'attraction mutuelle.

Lorsque le sol n'est pas saturé, entre les particules se développent non seulement des forces capillaires, qui agissent entre les parois capillaires et la vapeur d'eau sur les ménisques concaves de l'eau dans les capillaires, mais aussi des forces osmotiques et d'adsorption, qui agissent dans les autres pores du sol.

Dans ce dernier cas se forment des liaisons électro-colloïdales. Les cations et les dipôles des molécules d'eau qui se trouvent dans l'enveloppe diffuse des particules en contact

interagissent entre eux et avec la surface des particules et, étant en moyenne orientés, forment un réseau hydro-colloïdal qui lie les particules. Lorsque les sols argileux naturels existent depuis longtemps, quelques millions d'années par exemple, les liaisons hydro-colloïdales peuvent avoir évolué en liaisons de cristallisation. La formation de liaisons de cristallisation sur les surfaces de contact des particules se produit du fait de la précipitation progressive de différents sels de la solution interstitielle concentrée (carbonate de calcium, gypse, etc.) **Berezantsev et al. (1961).**

Les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux et leur genèse sont liées par la lithogenèse c'est à dire par les processus de dessiccation et de densification qui se produisent de façon continue et par phases. Dans ces conditions, on observe des variations régulières de la densité, de la teneur en eau et de la déformabilité avec la profondeur, et les processus dominant la déformabilité sont la dessiccation et la densification.

À côté du compactage dû à la déshydratation des sols par les forces de pesanteur, il peut se produire dans les sols des transformations géochimiques qui conduisent à la consolidation des sols, en augmentant leur résistance et diminuant leur perméabilité et leur déformabilité.

Les liaisons de cristallisation sont des liaisons rigides. Lorsque la distance entre les particules varie, du fait de l'application de contraintes de cisaillement, de traction ou même de compression, leur résistance limite est dépassée et ces liaisons sont détruites de façon irréversible.

Les liaisons hydro-colloïdales, à la différence des liaisons structurales, sont plastiques par nature. En cas d'application lente de la charge, elles peuvent se déformer sans rupture. L'application rapide d'une charge, en particulier d'une charge alternée (vibration) peut détruire les liaisons hydro-colloïdales par suite de la rupture de l'orientation des cations et des dipôles de l'eau.

Lorsque l'application de l'action extérieure cesse, après un certain temps, l'ordre détruit de la disposition des particules se rétablit sous l'effet des forces d'attraction moléculaire et les liaisons hydro-colloïdales se reforment. Il ressort de ce qui a été exposé que l'eau qui se trouve dans le sol joue un rôle très important tant dans la formation des propriétés du sol que dans son comportement sous l'action de différents facteurs internes et externes.

Dans les sols on distingue l'eau de cristallisation, l'eau liée et l'eau libre. L'eau de cristallisation entre dans la composition des réseaux cristallins. L'eau liée se divise en eau fortement liée de la couche de molécules orientées fixées à la surface des particules minérales et eau faiblement liée des enveloppes diffuses, dont les molécules sont orientées autour des couches d'eau fortement liée. Le comportement de l'eau libre, qui se trouve dans les pores du

sol, hors de portée des forces moléculaires, est déterminé principalement par l'action des forces de pesanteur.

Dans l'eau libre il est indispensable de distinguer l'eau capillaire, qui est maintenue par les forces de tension des ménisques, dues à l'énergie d'activation de la surface des particules minérales, et l'eau libre proprement dite, qui est soumise à l'influence des seules forces de gravité et est appelée eau gravitaire.

Lytton attire l'attention sur la nécessité de tenir compte du processus d'aspiration de la vapeur d'eau et sur l'existence de relations entre la teneur en eau du sol et l'augmentation de son volume, les variations des caractéristiques de déformabilité du sol et sa capacité d'interaction avec les ouvrages. Cela étant, il faut noter que l'humidification du sol à différents stades peut provoquer soit un renforcement de la résistance structurelle de l'argile soit sa diminution.

Du point de vue de la théorie capillaire de Terzaghi, la première cause du gonflement du sol est constituée par les forces d'aspiration (succion) de l'eau qui apparaissent lors de la suppression de la pression capillaire due à l'augmentation de la teneur en eau, forces qui sont dirigées vers l'intérieur du sol argileux et sont égales à la pression hydrostatique extérieure.

D'après les travaux de *Sorochan (1989)*, lors du gonflement des sols argileux il se produit un phénomène d'attraction des molécules d'eau par les surfaces externe et interne des particules ainsi qu'une décompression des molécules de gaz adsorbées et, lors de la formation d'un monocouche adsorbé, apparaissent des pressions écartant les particules et des pressions capillaires. À mesure de l'humidification du sol et de l'hydratation des particules la pression capillaire diminue tandis que l'hydratation des cations d'échange développe la pression osmotique, en exerçant le même effet que la pression qui écarte les enveloppes aqueuses.

Dans le cas général, tous les types de liaisons structurelles empêchent le gonflement du sol.

Ainsi, la pression de gonflement est la différence entre la pression d'écartement des pellicules d'eau hydratées et la résistance structurelle du sol.

Si les liaisons structurelles entre les particules du sol sont solubles ou sont trop peu résistantes pour s'opposer à l'effet d'écartement des pellicules aqueuses, alors le séjour d'une éprouvette de sol dans l'eau se termine par sa rupture totale, due à son effondrement en agrégats indépendants : le sol se désagrège.

I.3 -GONFLEMENT DU SOL

Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation.

I.3.1- les sols gonflants

Les feuillets argileux ont tendance à s'agglomérer pour former des particules de taille variable (figure I.11.a). Ce degré d'organisation correspond à l'ultrastructure ou infrastructure d'un sol. À ce niveau, les vides correspondent aux espaces interfoliaires que l'on qualifiera de vides intraparticulaires.

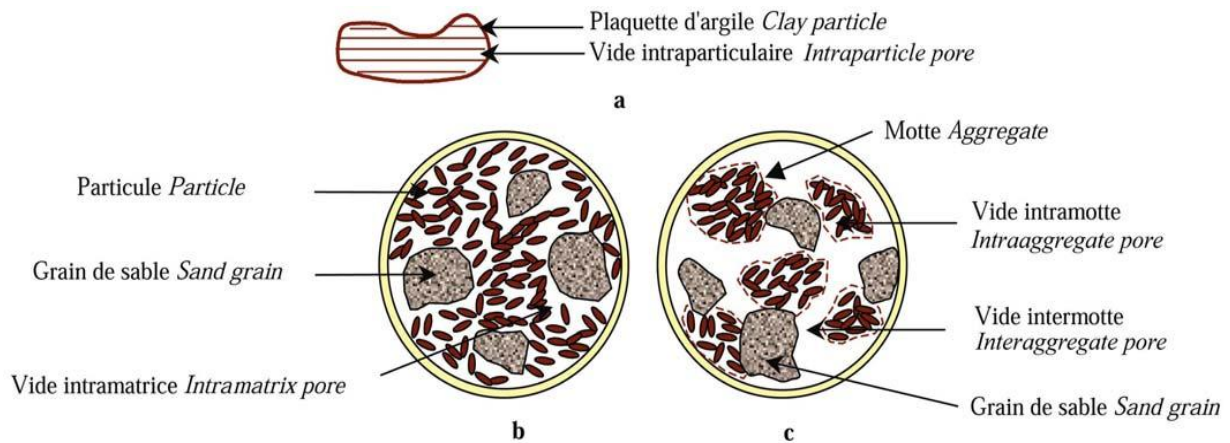


Figure I.11 : Structure des sols gonflants d'après Gens & Alonso, 1992

Il existe en fait deux grands types de structure pour les sols compactés, structures qui ont été reconnues dans un grand nombre de matériaux différents à partir d'études réalisées au microscope électronique à balayage *Collins & McGown. (1974) ; Yong & Warkenti. (1975) ; Gilliot. (1979)*. La figure I.11.b représente le premier cas où l'ensemble du matériau est constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et des autres constituants du sol. Il est alors possible de distinguer deux types de pores : les vides intraparticulaires et les vides intramatriciels. Cette structure est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum. La figure I.11.c correspond à la deuxième possibilité qui est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum. Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure, la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et la macrostructure des macropores situés entre les agrégats. *Gens & Alonso (1992)* ont repris ce schéma d'organisation, qu'ils qualifient de double structure, comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants où sont réunies l'infrastructure et la microstructure. *Al-Mukhtar et al. (1996)*, citant différents auteurs, indiquent que la taille moyenne des pores de l'ultrastructure est comprise entre 10 et 15 Å, celle des micropores entre 25 et 2 000 Å, et celle des macropores supérieure à 2 000 Å.

I.3.2-Mécanisme de gonflement

Le processus de gonflement des sols argileux au contact de l'eau et des sels dissous met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés.

I.3.3-Description du phénomène de gonflement

- *Mouroux et al. (1988) ; Popescu (1986)* ont distingués deux types de gonflement, un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et un gonflement interparticulaire (Figure I 12 et I 13).

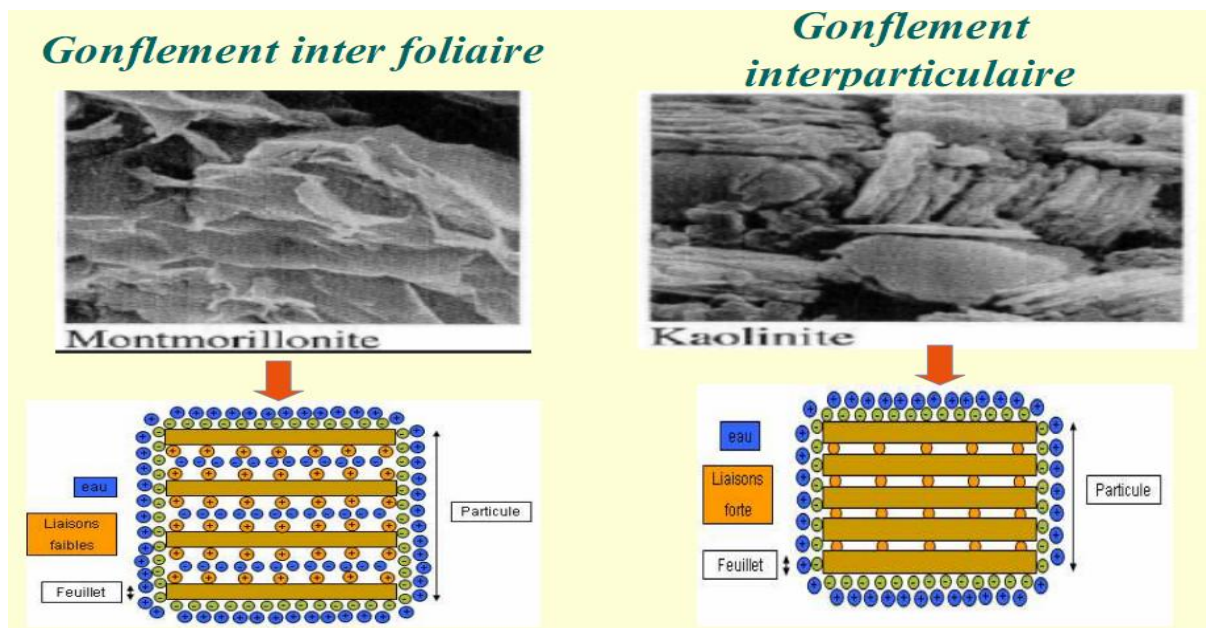


Figure I.12: types de gonflements

- **Le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire** : Il s'agit de l'adsorption de molécules d'eau sur la surface externe de la particule d'argile. Lors d'une hydratation inter particulaire, les changements de volume qui s'ensuivent sont généralement faibles.
- **Le gonflement interparticulaire** : pour les argiles dont la structure fait intervenir des cations compensateurs, il se produit au contact de l'eau une hydratation de ces cations. Le cation hydraté acquiert une taille plus importante parce qu'il s'entoure de molécule d'eau. Il en résulte une augmentation de la distance interfoliaire et par voie de conséquence un affaiblissement de la liaison entre les feuillets. Ce qui permet à d'autres molécules d'eau de s'immiscer entre les feuillets d'une même particule, c'est l'adsorption interfoliaire.

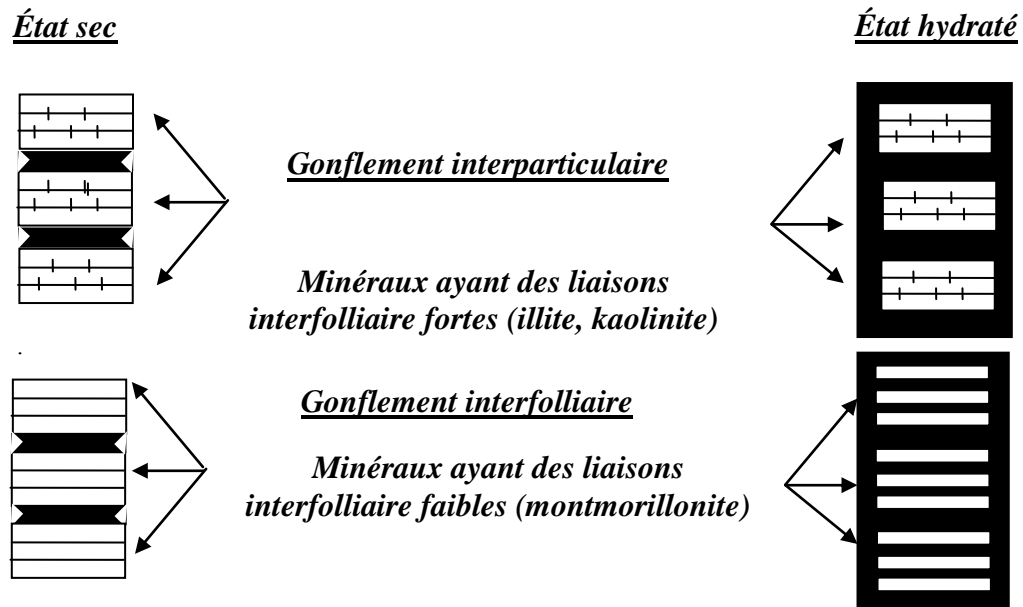


Figure I. 13 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.

Bouزيد. (1997) ; Bengraa (2004) et Gueddoudda (2005).

- **Holtz et Gibb (1956), Chen (1988)** ont divisé le gonflement en un gonflement primaire et un gonflement secondaire, (figure I.14) représente la variation relative de la hauteur d'échantillon en fonction du logarithme du temps, dans laquelle on distingue les deux phases de gonflement :

- **Gonflement primaire:** qui prend place très tôt, sa fin est caractérisée par un point d'inflexion permettant le changement de l'allure de la courbe.
- **Gonflement secondaire :** qui est caractérisé par la portion linéaire de la courbe.

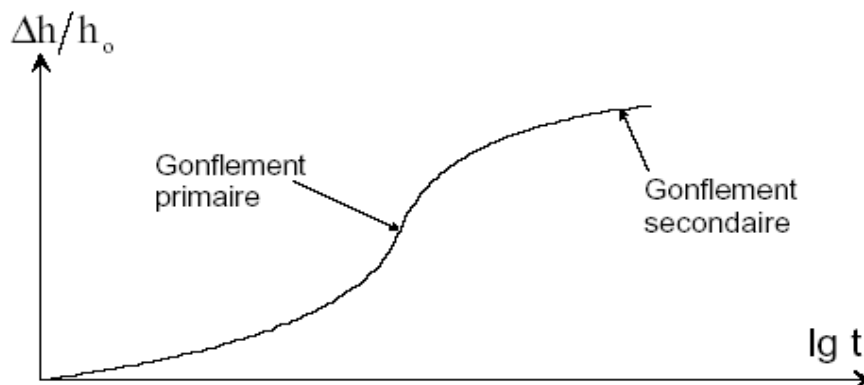


Figure I. 14 : Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988)

1.3.4-Principales causes du gonflement

Il existe quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- hydratation par adsorption.
- hydratation par osmose.
- hydratation par capillarité.
- transformations chimiques.

1.3.4.1-hydratation par adsorption

Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets. Il en résulte alors la formation de la double couche diffuse due à la fixation des cations échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes *Wakim.* (2005).

- **Forces d'attractions**

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

- **Forces de répulsion**

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

Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance interparticulaire.

Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes (Figure. I.15 et I.16)

Les variations de concentrations en cations et en anions dans la double couche diffuse sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-Boltzmann et sont présentées sur la figure I.16.

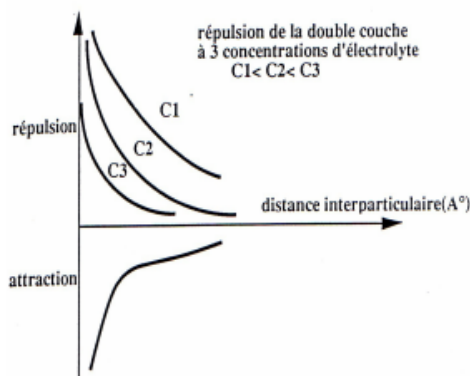


Figure I.15 : Force électrostatique dans la double couche Wakim (2005)

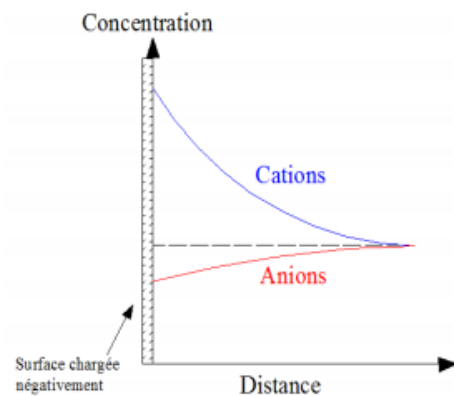


Figure I.16 : Répartition des ions autour d'une particule chargée Wakim (2005)

A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions.

- *Theng cité par Azouz (2006)*, affirme que le gonflement est d'autant plus élevé que les potentialités de développement des doubles couches sont importantes. Cette double couche dépend de la nature des minéraux argileux et des cations compensateurs.

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

Le classement général de remplacement admis est le suivant $\text{Li}^+ < \text{Na}^+ < \text{NH}_4^+ < \text{K}^+ < \text{Mg}^{2+} < \text{Ca}^{2+} < \text{Al}^{3+}$. D'après cette série, le lithium est le plus facile à remplacer alors que l'aluminium est le plus difficile.

1.3.4.2-Hydratation par osmose

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semi-perméable idéale (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution. Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique (Figure. I.17). *Wakim (2005)*.

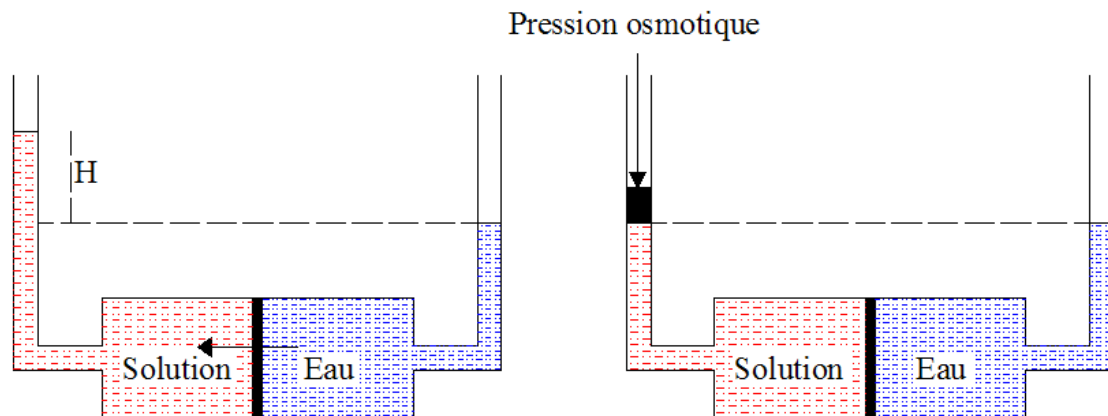


Figure I.17: Phénomène osmotique idéal Wakim. J (2005)

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, il en résulte alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance interfeuille. A contraction, il en résulte une pression osmotique d'attraction entraînant la contraction du matériau argileux.

Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins X. *(Daupley et al) cité par azouz (2006)*.

1.3.4.3-hydratation par capillarité

La capillarité est une caractéristique des matériaux non saturés de faible porosité. Elle se traduit par une extension dans la phase liquide lors de la saturation ou par une contraction lors de la désaturation.

La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux (figure.I.18).

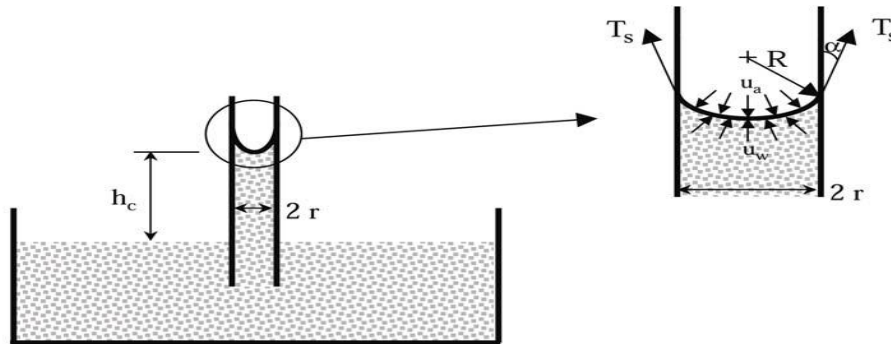


Figure I.18 :L'ascension capillaire

Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux (*Harper et al*). La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité.

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

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos \alpha}{r_e}$$

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

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

Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux :

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

Couramment, les phénomènes capillaires et osmotiques sont réunis sous le nom de succion totale ψ_t . Elle est égale à la somme de la succion matricielle due à l'hydratation par capillarité avec la succion osmotique due à la différence de concentration en sel entre deux points de la matrice solide : $\psi_t = \psi_w + \psi_a$

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

Elle est exprimée de la manière suivante : $\psi_t = \frac{RT \ln a_s}{V_w}$

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

En résumé, l'attraction de l'eau par un matériau argileux non saturé ne se réduit pas simplement à l'action de la succion totale ou interviennent également les actions d'adsorption physico-chimiques.

Santos et al cité par Azouz(2006). Ont exposé deux échantillons d'argilite initialement séchés à l'eau et à l'huile. L'échantillon mis en contact avec de l'eau est altéré.

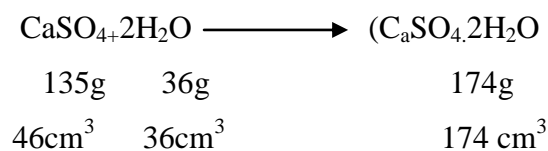
Malgré le fait que l'huile se soit infiltrée dans le deuxième échantillon, ce dernier n'a pas réagi. Les auteurs ont attribué ce phénomène aux interactions physicochimiques primordiales dans les milieux argileux et non à l'effet de la capillarité.

1.3.4.4- Transformations chimiques

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement (**Bultel Frédéric (2001)**), à savoir :

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

La transformation de l'anhydrite (CaSO₄) en gypse (CaSO₄, 2H₂O) se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique.



Cette évolution se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau **Sahores (1962) cité par azouz (2006)**. Ainsi, le sulfate de calcium sous sa forme anhydrite CaSO₄ est stable à des températures supérieures à 58°C et à une pression proche de 100 kPa. Au dessous de 38°C, l'anhydrite peut être présente si l'eau nécessaire à sa

transformation est insuffisante ; seul le gypse est stable. Entre 38°C et 58°C, les deux composés coexistent et présentent des évolutions différentes.

Wittke, a conclu que, dans la nature, deux cas sont susceptibles de se présenter : dans un volume fermé contenant de l'anhydrite et l'eau nécessaire à la transformation, le gypse se forme avec une réduction de volume :

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - (46 + 36)}{82} 100 = 9.6\%$$

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - 46}{46} 100 = -61\%$$

Par contre, si l'eau provient de l'extérieur, c'est-à-dire dans un système ouvert, théoriquement, un gonflement s'observe :

Dans la nature, les conditions sont plus proches de celles du système ouvert, c'est pourquoi on assiste généralement à un gonflement.

○ **L'oxydation de la pyrite (FeS₂)**

Est le processus le plus important de décomposition chimique des roches sédimentaires à granulométrie fine. Cette oxydation conduit à la formation de l'acide sulfurique. L'acide réagit à son tour avec les carbonates de calcium. Cette réaction produit du sulfate et peut former du gypse dont la cristallisation provoque l'éclatement du matériau argileux. **Wakim (2005)**.

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

○ **La dissolution des carbonates dans l'eau**

La dissolution des carbonates dans l'eau rend l'argilite de plus en plus sensible à la variation de son état hydrique. A long terme, la dissolution des carbonates rend les matériaux argileux de plus en plus ductiles. **Wakim (2005)**.

I.3.5-les principaux facteurs qui influencent le gonflement du sol

1.3.5.1-Facteurs intrinsèques

a. Composition minéralogique

Ce facteur est très important pour estimer le gonflement d'un sol. Les propriétés gonflantes du matériau seront d'autant plus marquées que le pourcentage d'éléments argileux est grand (<2 μm).

- **Suratman (1985)** étudié le gonflement libre de trois types d'argile : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Il constate des différences dans le taux et la cinétique du gonflement entre les trois argiles utilisées avec une supériorité remarquée pour la montmorillonite.

b. Capacité d'échange cationique (CEC)

C'est la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et représente la charge (sous forme de cations attirés à la surface de la particule) nécessaire pour l'électroneutralité.

Cette aptitude des argiles à libérer leurs cations dépend de la valence et la masse atomique du cation présent dans la solution, selon l'ordre croissant suivant:

$Li^+ < Na^+ < K^+ < H^+ < Mg^{++} < Ca^{++} < Al^{+++}$ (voir tableau I.2). Le Principe de la mesure est montré sur la figure I.19.

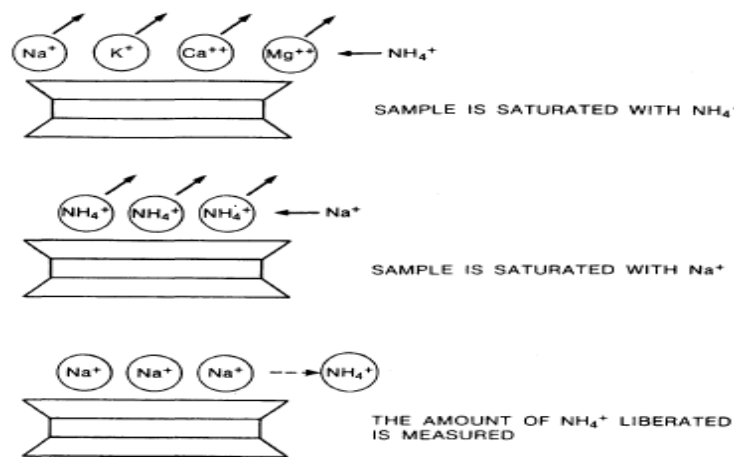


Figure I. 19 : Mesure de la CEC. Eslinger et Peaver,(1988).

Cations	ordre de gonflement
Monovalents	Na ⁺ >K ⁺ >NH ₄ ⁺ >H ⁺
Bivalents	Ca ²⁺ >Mg ²⁺ >Sr ²⁺ >Ba ²⁺
Trivalent	AL ³⁺ >Cr ³⁺ >Fe ³⁺

Tableau I.2 : Relation entre type de cations et gonflement

Gupta et al (1967)cité par Gueddouda, (2005)

c. Surface spécifique d'une particule argileuse

Elle est comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé.

Le tableau I.2 représente les principales caractéristiques des quatre types d'argiles.

Minéraux argileux	Type de structure	Taille De la particule	S.S.T (m^2/g)	C.E.C (meq/100g)	Espace interfoliaire (Å)
Kaolinite	T-O	Grande (> 1µm)	10-20	5-15	7,1-7,2
Montmorillonite (Smectite)	T-O-T	Petite (<1µm)	600-800	80-100	14,0-15,0
Illite	T-O-T	Moyenne (<1µm)	90-130	20-40	9,9-10,1
Chlorite	T-O-T	Petite (<1µm)	100-175	10-30	13,6-14,7

Tableau. I.3 : Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants. Grim (1959).

d. Activité des argiles

Les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et ceci représente la quantité d'argile présente dans le sol. *Skempton (1953)* a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (I_p) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ($C < 2\mu m$).

$$A_1 = -\frac{I_p}{C}$$

- *Skempton* a classifié les argiles selon leurs activités comme suit :
 1. **Argile inactives** : pour ceux qui ont une activité inférieure à 0,75. Ces argiles sont à base de kaolinite, ou qui contiennent peu de minéraux argileux.
 2. **Argile normale** : qui a une activité comprise entre 0,75 et 1,25.
 3. **Argile active** : dont l'activité est comprise entre 1,25 et 2.
 4. **Argile très active** : ceux qui ont une activité supérieure à 2.

Seed et al.(1962) ont modifiés cette formulation de *Skempton* pour les argiles compactées.

$$A_2 = -\frac{I_p}{C-n}$$

n = 5 cas des sols naturels, n = 10 cas des sols reconstitués.

- D'après l'abaque donné par *Williams et Donaldson* l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns (figure. I.13).
- *Seed et al (1962)*, *Williams et Donaldson* ont proposés un abaque permettant d'évaluer le potentiel de gonflement à partir de l'activité et du pourcentage de particules fines ($C_2 < 2\mu\text{m}$). Figure (I.20 et I. 21).

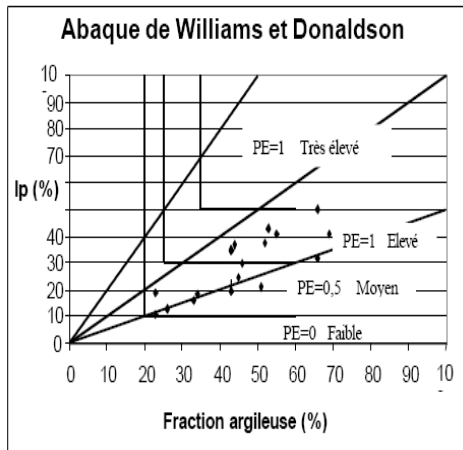


Figure I. 20 : Abaque pour l'identification des sols gonflants d'après Williams et Donaldson)

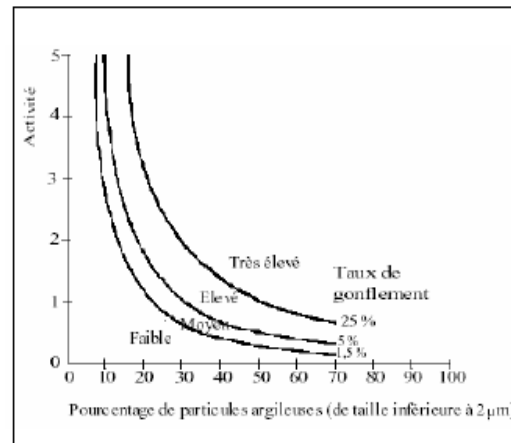


Figure I. 21: Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement d'après Seed et al, (1962)

e. Théorie de la double couche

La figure I.22. (a) présente le modèle de *Gouy-Chapman*. Avec des smectites qui sont mises en solution. Si la concentration en smectite est faible, on remarque qu'ils vont se disperser, l'eau va se troubler et il y aura peu de sédimentation. On obtient dans ce cas une solution colloïdale. Sans eau, les couches T-O-T sont liées par des forces électrostatiques mais en présence d'eau les couches T-O-T sont isolées. Vu la surface négative des argiles, les cations de la solution vont être attirés par la surface des particules argileuses pour atteindre un nouvel équilibre. La concentration en cation sera plus grande à proximité de la surface des argiles. Un gradient va s'établir et les cations vont avoir tendance à diffuser vers la solution. On atteint une situation d'équilibre dans laquelle il existe une zone limitée, mais la diffusion de la concentration en cation diminue avec la distance jusqu'à ce que la concentration égale celle de la solution. Deux couches s'individualisent : (1) une couche négative à la surface des argiles ; (2) une couche positive juste à côté (d'où la notion de double couche).

Il existe une variation du modèle précédent connu sous le nom, modèle de Stern. Ce modèle considère que les cations ont des dimensions finies. La charge négative des argiles est

compensée par les cations adsorbés dans la couche de Stern et dans la couche diffuse. (Figure I.22 (b)).

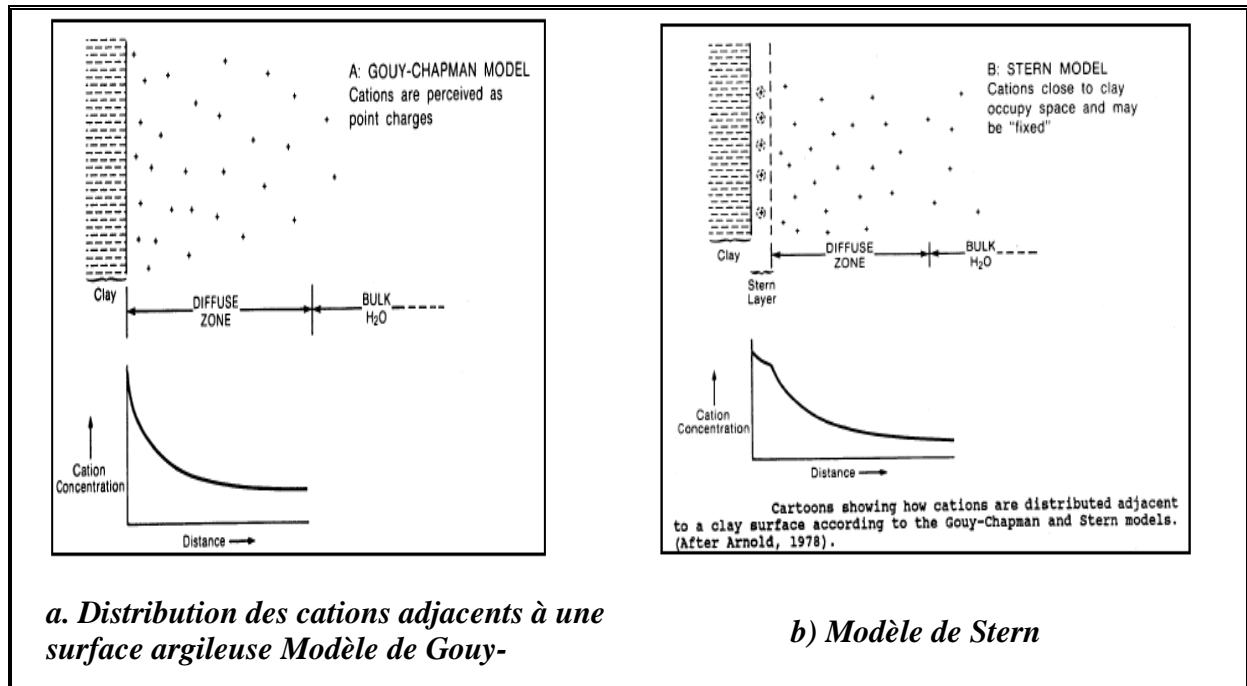


Figure I. 22 : Distribution des cations adjacents à une surface argileuse selon le Modèle de Gouy et Stern.

1.3.5.2-Facteurs externes

Ces facteurs sont définis à l'échelle macroscopique contrairement aux facteurs précédents qui interviennent à l'échelle microscopique.

a- Teneur en eau initiale :

C'est le poids d'eau contenu dans le volume rapporté à l'unité de poids des grains solides contenu. Le caractère dipolaire de la molécule d'eau lui confère la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse.

Trois types d'eau, existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués (figure I.23) :

- **L'eau libre:** remplissant les macropores entre les particules : elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C.
- **L'eau liée :** occupant les espaces interfeuilletés par des interactions chimiques et électriques : elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée. Sa densité et surtout sa viscosité sont plus élevées que celles de l'eau libre. Sa quantité totale dépend de la surface spécifique, de la densité de charge et de la capacité d'échange cationique des minéraux argileux.

- **L'eau cristalline** : se situe au niveau des feuillets argileux et a besoin d'une température de 550 °C pour être éliminée. *Wakim (2005)*.

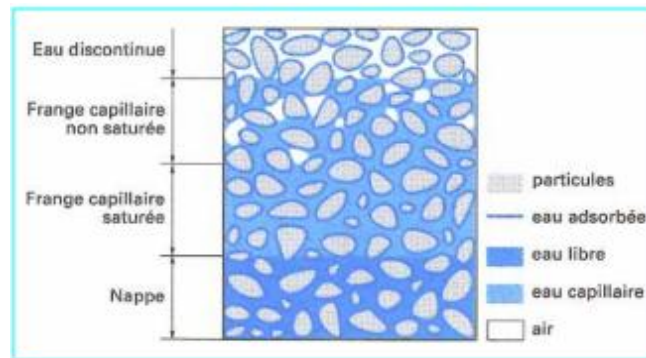


Figure I.23 : Différents états de l'eau dans les sols

Le changement de la teneur en eau liée et cristalline peut être le seul facteur de changement de la structure interne du matériau argileux *Santos et al. cité par Wakim (2005)*. Ces trois types d'eau sont influencés par la nature des minéraux argileux et par le chimisme de la solution d'hydratation.

De nombreux travaux ont montré que la teneur pouvait influer sur le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux.

- *Alonso et al (1987) cité par Bengraa (2004)* montrent que le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une loi linéaire (figure I.24). La nature de cette relation autorise la définition d'une teneur en eau critique (égale à 22%) qui donnerait lieu à un gonflement apparent nul.

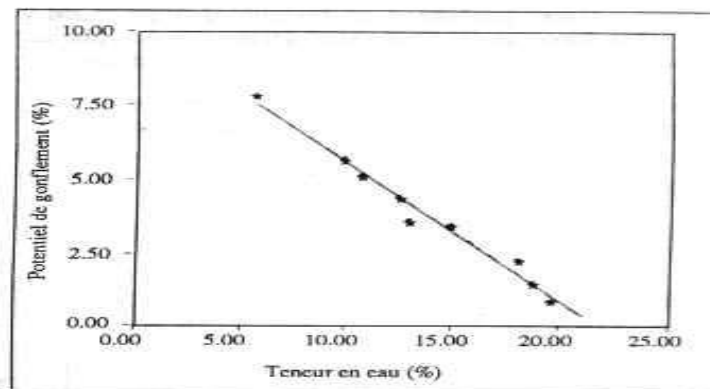


Figure I. 24 : Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale.

(Alonso et al. 1987).

- *Hachichi et Fleureau (1999)* montrent qu'il y'a une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente. Ils confirment que l'augmentation

de la teneur en eau initiale ne conduit à une diminution du gonflement qu'au dessus de la limite de retrait ; pour les teneurs en eau inférieurs à cette limite, le gonflement ne change pas.

- **Hachichi (2006)** a étudié l'influence de la teneur en eau sur le gonflement. Pour cela il a réalisé cinq essais pour deux argiles à différentes teneur en eau : 0, 5, 10, 15 et 20%, Selon la figure I.25, la relation entre le gonflement et la teneur en eau initiale est presque linéaire, et l'augmentation du gonflement est inversement proportionnelle à la teneur en eau initiale, ce qui confirme les résultats d'Alonso et al, (1987).

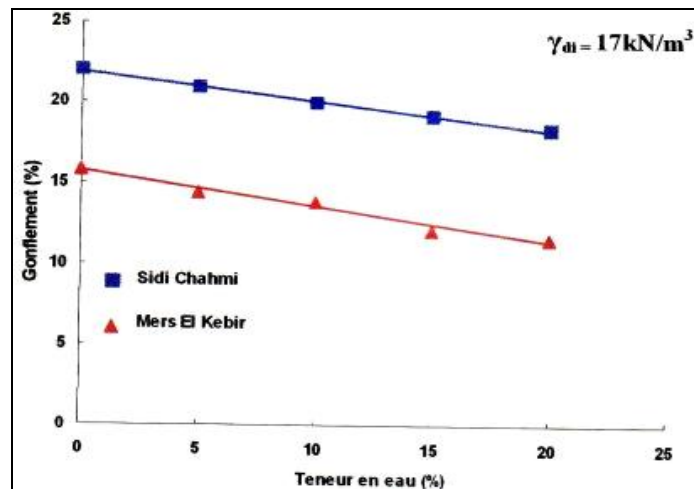


Figure I.25 : Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale, Hachichi, (2006).

- **Edil et Alanazy (1992)** trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les caractéristiques du gonflement, le gonflement latéral et vertical augmente lorsque la teneur en eau initiale diminue.
- Les essais réalisés par **Al-Mukhtar et al. (1999)**; sur l'argile (Laponite) à différentes humidités initiales montrent que la pression de gonflement est invariable avec le degré d'humidité initial tandis que le gonflement augmente avec la diminution de ce degré.

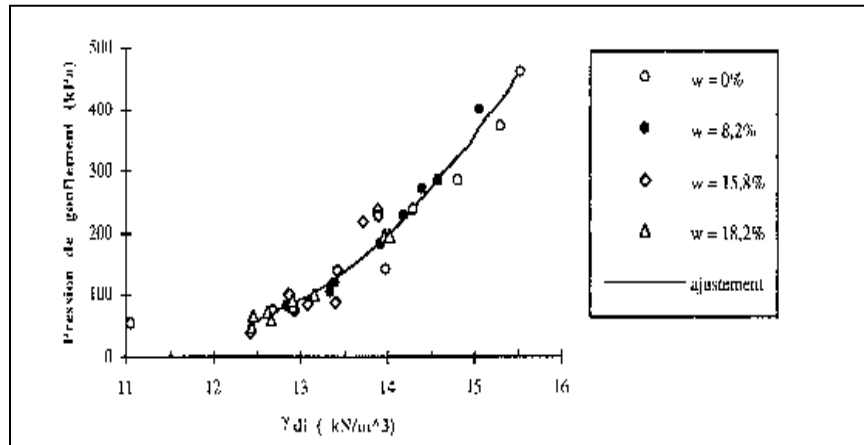
b-Densité sèche

C'est le rapport poids volumique d'un sol sec et poids volumique du l'eau.

La densité sèche initiale influence considérablement sur le gonflement et la pression de gonflement.

- **Sridaharan et al. (1986)** ont menés 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau initiale. Ou il a constaté que la pression de gonflement varie proportionnellement à la densité et inversement proportionnelle à la teneur en eau (Figure I.26).

- **Komine et Ogata (1994)** ont effectués des essais de gonflement sur quatre bentonites sodiques « Na » compactées à différentes densités sèches initiales. Ils ont remarqué que le taux de gonflement croît linéairement avec la densité sèche initiale. Figure 1.24



Densité sèche (KN/m³)

Figure 1.26 : Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité Sèche. Sridaharan et al.(1986).

- **Hachichi (2006)**, a étudié l'influence de la densité sèche sur le gonflement. Pour cela il a effectué des essais sur des échantillons reconstitués de deux argiles, en variant la densité sèche entre 13 jusqu'à 17 KN/m³ à une teneur en eau initiale de 20%. Il a constaté que le gonflement libre maximal croît linéairement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. (Figure I.27).

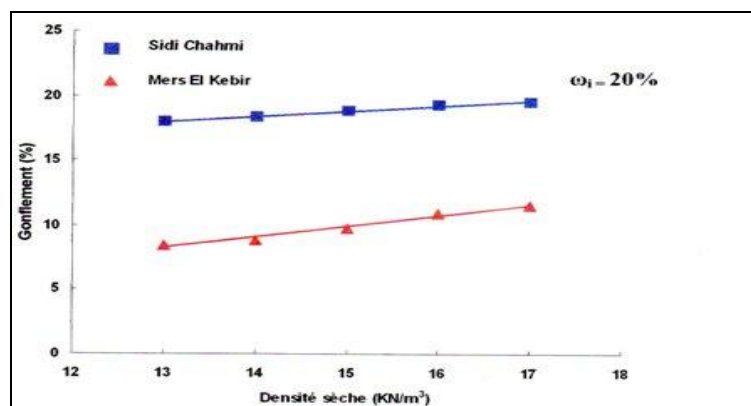


Figure I.27 : Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale, Hacchichi, 2006

b- Mode et l'énergie de compactage

Certains auteurs ont abordés les modes de compactages (statique où dynamique)

- *Seed et al (1962)* constatent qu'un échantillon compacté statiquement aboutit à un gonflement plus fort.
- *Hachichi et Fleureau (1999)* ont observé un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour des échantillons intacts.
- *Perches et Lu (1965)* ; affirment que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par malaxage et aboutit donc à un gonflement plus important.
- *Edil et Alanazy (1992)* constatent qu'il n'y a pas un consensus sur le type de structure obtenue par les différentes méthodes de compactage.
- *Gueddouda (2005)* a réalisé des essais de gonflement libre sur deux types des sols en utilisant deux modes de compactages (compactage statique et compactage dynamique), les résultats obtenus montrent que le compactage statique conduit à un taux et pression de gonflement élevé à celui du compactage dynamique (figures I.28 et I.29)

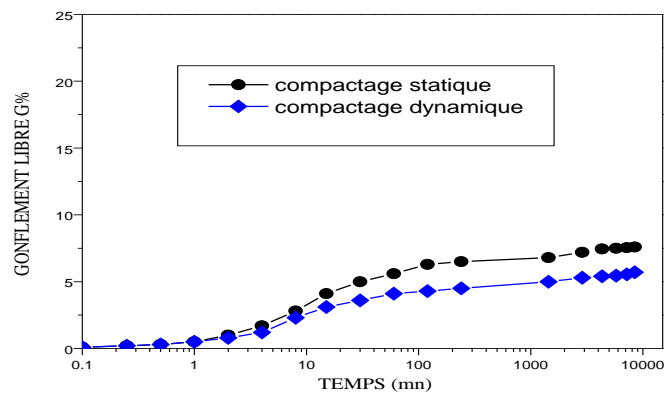


Figure I.28 : Évolution de gonflement libre en fonction du temps, Gueddouda et al. (2007)

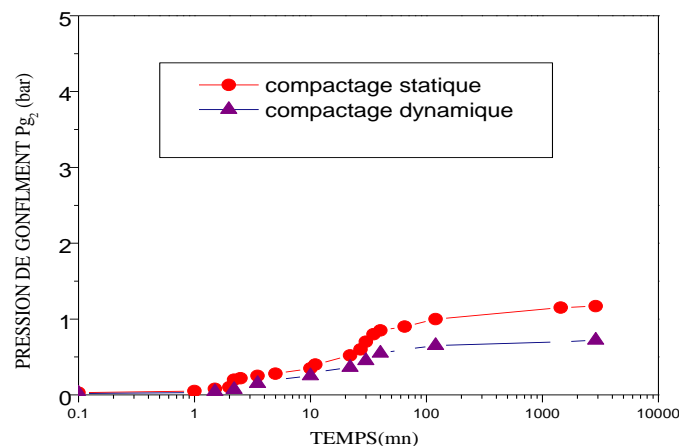


Figure I.29: Évolution de la pression de gonflement en fonction du temps. Gueddouda et al.(2007).

- **Sridharan, Gurtug, (2004)**; ont étudié l'influence par l'énergie de compactage, ils ont fait avec de la Kaolinite et l'argile de montmorillonite fortement en plastique. Ils ont trouvé l'effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement. Le tableau suivant I-4 récapitule les résultats des essais effectués pour voir l'effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement.

Sol	Énergie compactage					
	Standard Proctor		Proctor modifié réduit		Proctor modifié	
	SP		RMP		MP	
	Gonflement (%)	Pression de gonflement (Kpa)	Gonflement (%)	Pression de gonflement (Kpa)	Gonflement (%)	Pression de gonflement (Kpa)
Kaolinite	0,26	8,50	2,96	135,70	4,19	126,70
Degirmenlik	0,84	115,00	4,18	175,00	9,34	430,00
Akadimiz	3,61	184,20	10,48	466,70	15,26	866,70
Tuzla	5,63	150,00	14,27	650,00	24,32	1900,00
Montmorillonite	10,73	466,70	19,86	1000,00	27,49	5000,00

Tableau I.4: taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs type du Sol à différentes énergies de compactage. A. Sridharan, Gurtug (2004).

d- Effet de l'échelle

C'est l'influence de la hauteur ou du diamètre de l'échantillon sur le gonflement libre ou sur la pression de gonflement.

- **Khaddaj cité par Azouz(2006)** a réalisé des essais sur l'argile de Flandre, cette étude montre qu'il a une diminution du potentiel de gonflement de 20% quand l'épaisseur de l'échantillon passe au double de 12 à 24 mm
- **Hachichi (2006)** a réalisé des essais sur des échantillons de trois argiles, argile de Sidi Chahmi (SC), argile de Mers el Kébir (MK) et argile du bassin Parisien avec des hauteurs 10, 12 et 20 mm, et de 40, 70 et 50 mm de diamètre respectivement et il a déduit qu'il y'a une diminution du gonflement mesuré lorsque la hauteur de l'échantillon augmente, dû au frottement sur la paroi du moule (figure I.30).

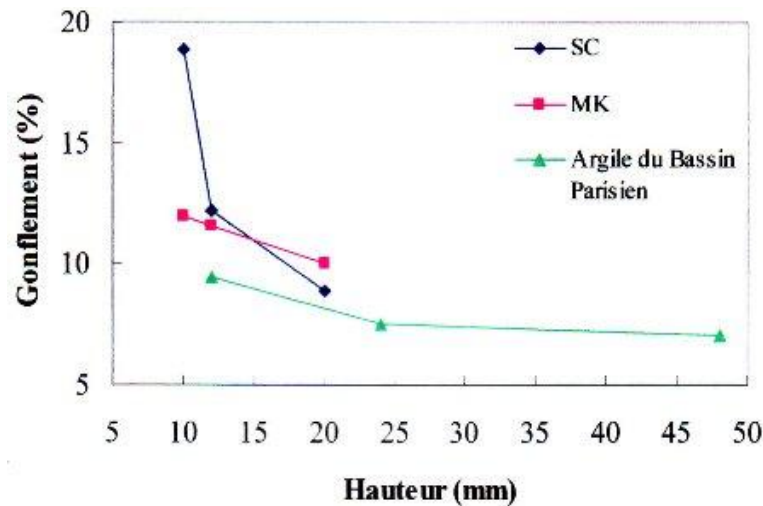


Figure I. 30: Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons, Hachichi (2006).

e-Influence du poids volumique sec initial:

Le poids volumique sec initial est reconnu comme le facteur ayant le plus d'importance sur le potentiel et la pression de gonflement. Tous les auteurs indiquent que les valeurs du potentiel et de la pression de gonflement augmentent lorsque, toutes valeurs égales par ailleurs, le poids volumique sec augmente. En effet, la pression de gonflement est d'autant plus grande que la distance entre les particules est petite. Comme le gonflement est expliqué par la répulsion entre les particules de charges de même signe, celles-ci vont se repousser davantage si la distance qui les sépare est petite, donc si la densité de l'échantillon est grande.

- **Komine et Ogata (1994)** : ont effectué des essais oedométriques d'hydratation à succion nulle sous différentes charges sur une argile gonflante fortement compactée (bentonite Na) à différents poids volumiques secs initiaux. Les résultats sont représentés sur la figure I-31.

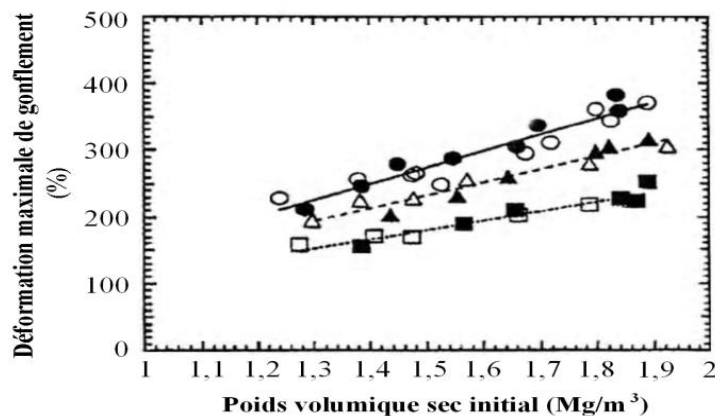


Figure I.31 : Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initial Komine et Ogata (1994)

- *Komine et Ogata (1994)* ont également montré que la pression de gonflement croît de façon exponentielle avec le poids volumique sec initial (figure I-32).

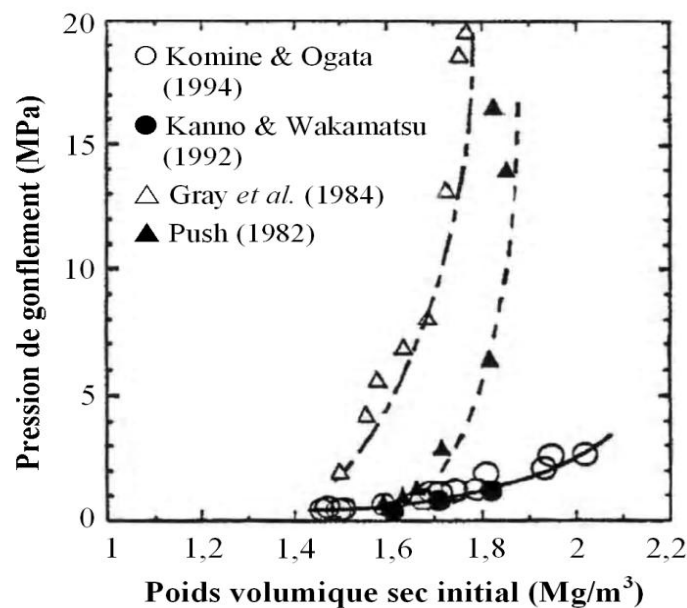


Figure I.32 : Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement Komine et Ogata (1994)

f-Influence du frottement latéral

- *Surastman (1985), Hachichi et Fleureau (1999)* ont remarqué que le gonflement diminue lorsque la hauteur de l'échantillon augmente et ceci est dû au frottement latéral entre l'anneau volumétrique et l'échantillon la figure (I-33) représente les résultats de Chen (1965) effectués sur la région de DENVER.

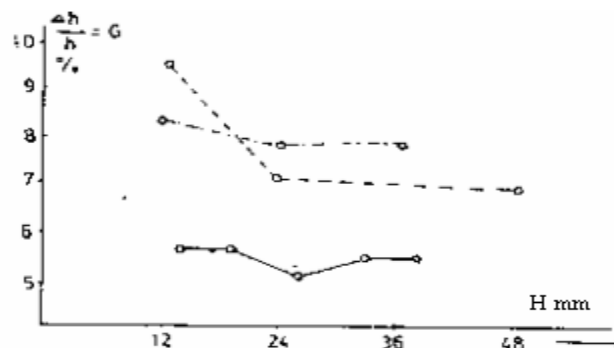


Figure I.33 : Influence de la hauteur initiale sur le gonflement Mehmit (1982).

g-Influence de la température

- *Mouroux (1969), Mehmit et Ishibashi (1982), cité par Bengraa (2004)* ont trouvé que la température affecte le taux de gonflement, et les expériences menées ont montré une réduction de 17% à 28% quand la température diminue de 66°C jusqu'à 24 °C.

h-Influence des cycles retrait-gonflement

- *Chen (1965), Chen Et Mou (1973), Chen et al. (1985), Chen et Ma (1987), Subba Rao et Satydas (1987), Dif et Bluemel (1991) cité par bengeneb(2009)*, ont conclu qu'après chaque cycle d'humidification et de la dessiccation, la teneur initiale des échantillons en eau à diminution de potentiel de gonflement des argiles.
- *Popesco (1980), Osipov et al (1987) et Day (1994)*, disent que la teneur initiale en eau augmente qu'après chaque cycle de (humidification- dessiccation) répétitif ce qui induit à l'augmentation de potentiel de gonflement. (Figure I-34).

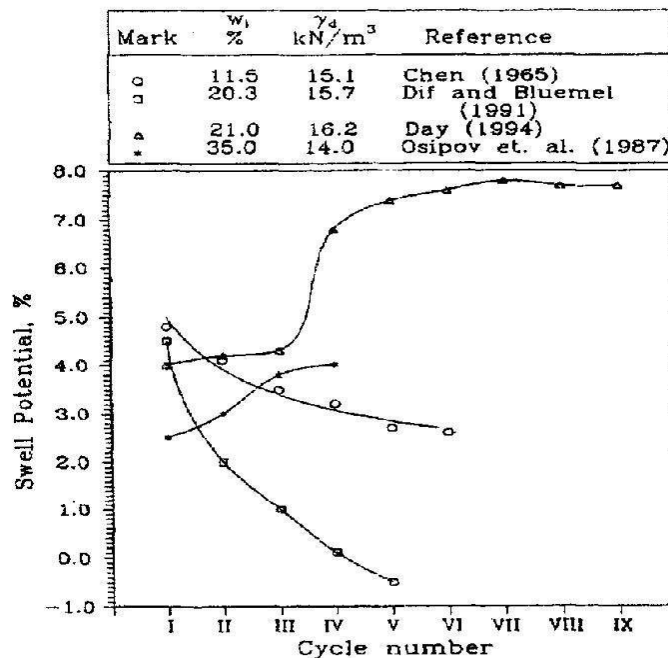


Figure I.34 : le potentiel du gonflement en fonction du comportement cyclique (gonflement/retrait) selon des différents chercheurs .cité par Homoud .AL et al, (1985)

i-Influence de la durée des essais

La durée d'essai est aussi un facteur influant sur l'estimation du gonflement. Il a été constaté que le gonflement est rapide durant les premiers jours d'essais, puis devient de plus en plus lent, et après une semaine le phénomène se stabilise .Cette constatation n'est pas toujours vraie par ce que nous avons trouvé des essais qui ont duré 15 jours ou plus pour atteindre la stabilisation.

Suivant la nature des sols étudiés, la stabilisation du gonflement peut être obtenue après plusieurs jours. *Therriault. (2000)*.

I.3.6-Impact du gonflement sur les ouvrages

I.3.6.1-Ouvrages superficiels

Les ouvrages superficiels sujets au gonflement sont principalement les fondations et les murs de soutènement des bâtiments. Parmi ces derniers, les maisons individuelles construites sans mesures de précaution sur des sols gonflants présentent des dégradations et des fissures au niveau des murs porteurs, des murs de remplissage et des fondations (radier, semelle superficielle ou filante et les pieux). (Figure.35 et I-36)



Figure I.35 : Tassement différentiel du terrain sous Les fondations d'une station de pompage (SP13, Garb)



Figure I.36 : Hôpital Moulay Ismail, (Meknès) dégradations dues au gonflement du sol

I.3.6.2-Ouvrages souterrains

Les ouvrages souterrains sujets au gonflement les plus communément répandus sont

- les tunnels,
- les puits pétroliers,
- les cavités de stockage des déchets radioactifs,
- les monuments historiques.

I.3.6.3-Tunnels

Les tunnels en milieu gonflant posent de très importantes difficultés aussi bien lors de leur construction qu'après leur mise en service.

Le creusement du tunnel entraîne une modification des contraintes autour de l'ouvrage. Cette modification engendre souvent l'apparition de fissures facilitant la circulation de l'eau et l'hydratation des minéraux argileux. Cette dernière entraîne le gonflement qui se manifeste par un déplacement de la paroi du tunnel avant la mise en place du revêtement en béton ou par une pression de gonflement après cette mise en place.

Pour mieux décrire le comportement des tunnels excavés, Einstein et Bisho ont identifié différents types de déformations :

- l'adsorption de l'eau provoque une augmentation de volume en fonction du temps. Ce gonflement est causé par la différence de concentration chimique, de liaisons types non saturées ou partiellement saturées,
- les modifications de contraintes entraînent l'absorption de l'eau, autrement dit une augmentation supplémentaire de volume,
- l'adsorption de l'eau peut aussi être responsable de la modification des contraintes s'accompagnant d'une augmentation supplémentaire de volume.

Les désordres caractéristiques qui affectent le plus souvent les tunnels localisés dans un milieu gonflant sont les suivants certains chercheurs.

- soulèvement puis dislocation du radier (Figure. I.37)
- bombement et convergence des piédroits,
- pincement de la voute en clé.



Figure I.37: Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel

I.3.7-Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants

Pour assurer la stabilité, la résistance et une exploitation satisfaisante des bâtiments et ouvrages construits sur des sols gonflants, il convient de respecter les dispositions principales suivantes :

- protéger le sol de toute humidification ;
- traverser les couches superficielles de sol gonflant pour appuyer les fondations sur les couches plus profondes de sols à structure stable ;

- encastrent partiellement les fondations dans le sol gonflant mais en s'appuyant sur une couche de sol gonflant qui provoque un soulèvement admissible du bâtiment en cas d'humidification ;
- effectuer une substitution totale ou complète du sol gonflant par un matériau à structure stable. La substitution peut se faire dans les conditions du point 3 ;
- utiliser des fondations sur pieux de différents types, traversant ou non la couche de sol gonflant.
- mettre en œuvre des types de fondations spéciaux.

I.4- MESURE DU POTENTIEL ET LA PRESSION DU GONFLEMENT

I.4.1-Mesure indirecte du potentiel du gonflement

L'identification du potentiel est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires. Or, cette identification se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres ni sur le même nombre.

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

Ainsi, la classification *d'Altmeyer (1955)* donnée par le Tableau I.5, celle de **Seed, Woodward et Lundgren (1962)** donnée par le tableau I.6, celle de *Ranganatham et Satyanarayana (1955)* donnée par le tableau I.7 et celle de *Snethen (1980)* donnée par le tableau I.8 se basent tous sur un seul paramètre.

I_p	S (%)	Taux de gonflement
0 – 10	0 – 1,5	Faible
10-20	1,5 - 5	Moyen
20-35	5 - 25	Fort

Tableau I.5 : Potentiel de gonflement d'après d'après Altmeyer (1955)

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

Tableau I.6 : Potentiel de gonflement Seed, Woodward et Lungreen (1962)

<i>Potentiel de gonflement</i>	<i>I_R</i>
Faible	0-20
Moyen	20-30
Fort	30-60
Très fort	>60

Tableau I.7 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)

<i>Potentiel de gonflement</i>	<i>I_R</i>
Faible	>35
Moyen	22-48
Fort	22-32
Très fort	<18

Tableau I.8 : Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)

Les classifications basées sur deux paramètres sont celle établie par l'établissement de recherche en bâtiment *Grande Bretagne (1980)* donnée par le tableau I.9, celle établie par *Ghen (1988)* donnée par le tableau I.10, celle établie par *Vijavergia et Ghazzaly (1793)* et celle établie par *Dakshanamurphy et Raman (1973)*. Ces deux dernières classifications utilisent l'abaque de plasticité de Casagrande : la ligne A sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (au-dessous). *Dakshanamurphy et Raman (1973)* y introduisent des bornes en fonction de la limite de liquidité.

<i>Potentiel de gonflement</i>	<i>P<2μm</i>	<i>I_p (%)</i>
Très fort	>95	>35
Elevé	60 - 95	22-48
Moyen	60 - 30	18 - 22
Faible	<30	<18

Tableau I.9. Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment (1980).

<i>Potentiel de gonflement</i>	<i>Pression de gonflement (6ans)</i>	<i>W_L (%)</i>	<i>P<74μm</i>
Très élevé	10	>60	>95
Elevé	2,5 – 5	40-60	60-95
Moyen	1,5 – 2,5	30-40	30-60
Faible	<0.5	<30	<30

Tableau I.10 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)

Enfin, dans la catégorie des classifications utilisant trois facteurs, on cite la classification de *Holtz et Gibs (1956)* donnée par le tableau I.11, celle de *Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)* donnée par le tableau I.12, celle de *Seed et al. (1962)* et celle de *Williams et Donaldson (1980)*. Ces deux dernières classifications sont données respectivement par les figures I.38 et I.39 données ci-après. Sur ces figures est représenté le nuage de points représentatifs des sols testés.

<i>Potentiel retrait</i>	<i>Pourcentage de retrait</i>	<i>WR (%)</i>	<i>L_p (%)</i>	<i>P<2um</i>
Très élevé	>30	<10	>35	>28
Elevé	20-30	7-10	20-40	20-30
Moyen	10-30	10-15	15-30	13-23
Faible	<10	>15	<18	<15

Tableau I.11 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956)

<i>WL (%)</i>	<i>WR (%)</i>	<i>L_p (%)</i>	<i>Potentiel de gonflement</i>
20-35	>15	<18	Faible
35-50	10-15	15-25	Moyen
50-70	7-12	25-41	Fort
>70	<11	>35	Très fort

Tableau I.12 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman(1973).

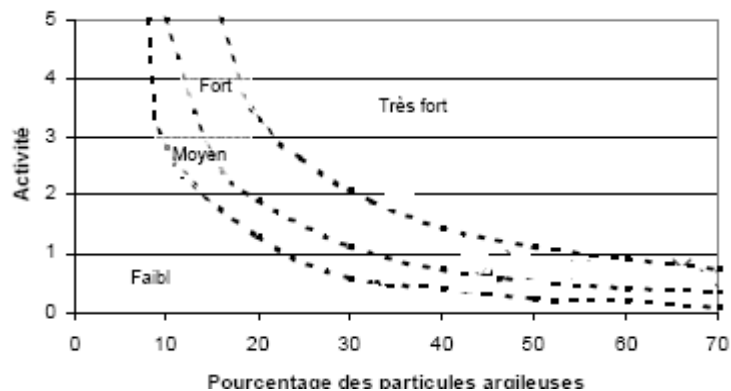


Figure I.38 : Classification de Seed et al. (1962)

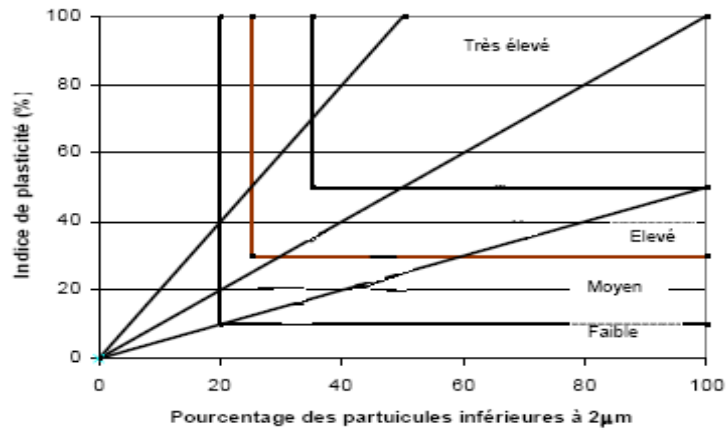


Figure I.39 : La classification de Williams et Donaldson (1980).

La classification de Williams et Donaldson (1980) sont très pratiques et peuvent être d'une grande utilité. Mais la classification de Dakshanamurphy et Raman (1973) a l'avantage d'utiliser le très répandu abaque de plasticité de Casagrande.

I.4.2-Mesure directe des paramètres du gonflement

I.4.2.1-Mesure de gonflement libre

Le gonflement est défini comme la déformation volumétrique totale :

$$\Delta V/V_0 = \Delta H/H_0, (V_0 : \text{volume initial de l'échantillon}, H_0 : \text{hauteur initiale de l'échantillon}).$$

Les essais de gonflements s'effectuent en utilisant l'oedomètre. L'échantillon est soumis au seul poids du piston, et mis en contact à un réservoir d'eau à charge nulle. La variation de la hauteur du piston est mesurée en fonction du temps jusqu'à ce qu'elle se stabilise, la valeur finale permet de calculer la variation relative du volume de l'échantillon noté G exprimé en pourcentage (%).

$$G(\%) = \frac{H_f - H_i}{H_i} \times 100$$

$H_i = H_0$: hauteur initiale.

H_f : hauteur finale après stabilisation.

I.4.2.2-Mesure de la pression de gonflement

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer la pression de gonflement à l'oedomètre (Figure I.40, 41) les essais les plus répandues sont les suivants :



Figure I.40 : Oedomètres



Figure I.41 : cellules oedométriques

a) Méthode du gonflement libre

Après la phase de gonflement libre sous faible charge, l'échantillon quasi saturé suit un chemin de chargement jusqu'à ce que son volume revienne à sa valeur initiale. La contrainte correspondante est la pression de gonflement *Jennings et Knight (1957), Chen (1988)*.

(Figure .42)

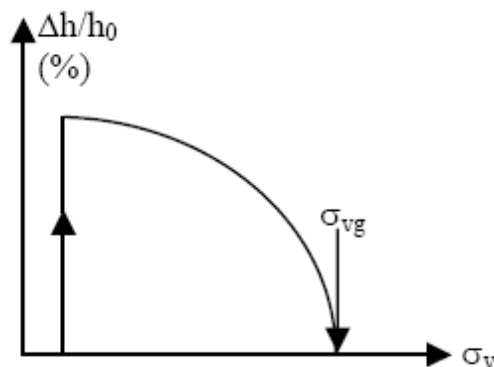


Figure I.42 : Méthode de gonflement libre à l'appareil oedométrique

b) Méthode du volume constant

La méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM se résume comme suit : La tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm. La valeur de la charge lorsque l'échantillon est stabilisé est la pression de gonflement *Sullivan & Mac Lelland (1969); Dédier et al., (1987), cité par Chen (1988)*. (figure.43)

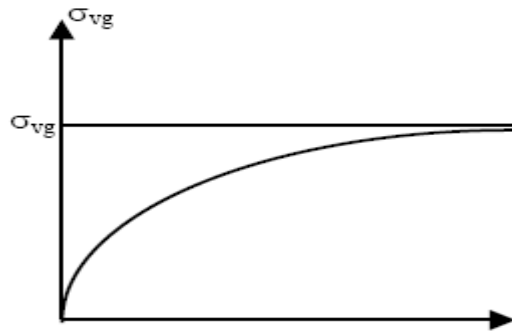


Figure I.43 Méthode de gonflement à volume constant

c) Méthode sous charge constante

Quatre éprouvettes au moins sont soumises à quatre pressions verticales différentes. Ces quatre éprouvettes sont ensuite humidifiées et le potentiel de gonflement final est déterminé dans chaque cas. La courbe $\Delta h/h$ en fonction de la pression appliquée lors de l'humidification est tracée. Une interpolation linéaire est réalisée entre les quatre points pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul. Cette pression correspond à la pression de gonflement (figure I.44). Le potentiel de gonflement dans cette méthode est variable, il correspond à la variation de hauteur sous une pression donnée. Deux variantes de cette procédure existent, différant par le mode d'application de la charge verticale. La charge est appliquée, puis l'humidification suit 5 mn après. La procédure AFNOR nécessite la stabilisation des déformations avant le début de l'humidification.

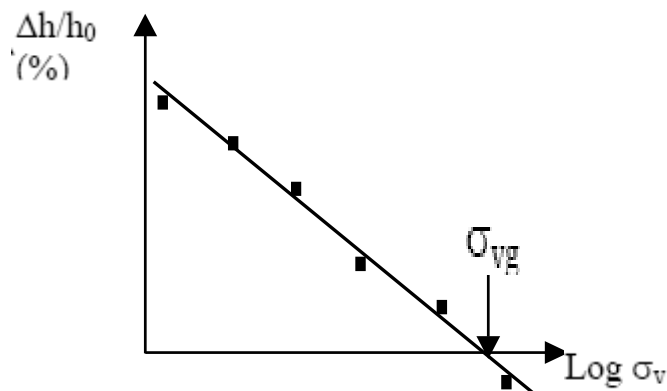


Figure I.44 : Méthode sous charge constante

d) Méthode de gonflement sous différentes pressions

Cette méthode est appelée aussi essai de gonflement en parallèle ou encore essai gonflement-effondrement, l'essai consiste à placer plusieurs éprouvettes d'un même matériau dans différentes cellules œdométriques. Chaque éprouvette est chargée par une contrainte axiale constante après inondation, les résultats obtenus après stabilisation des déformations (gonflement ou tassement) seront représentés sous forme d'une courbe en ordonnée les déformations et en abscisse les contraintes axiales. L'intersection de la courbe avec l'axe des abscisses ou les déformations sont nulles représente la pression de gonflement *Sridharan et al.(1986)*.

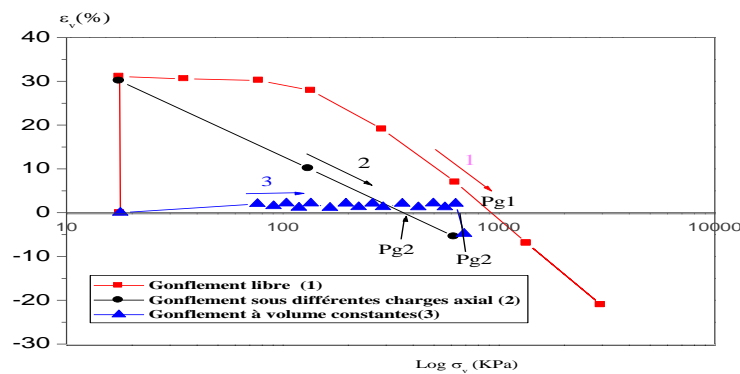


Figure I.45: Différentes procédures d'essais de gonflement *Sridharan et al. (1986)*.

e) La méthode à double œdomètre Jennings et Knight(1958)

Deux échantillons prélevés à une même profondeur en deux points adjacents sont placés dans deux œdomètres. Le premier échantillon maintenu à sa teneur en eau initiale, est soumis à un essai de consolidation classique. Le second échantillon est maintenu à un gonflement sous une faible pression, après stabilisation, l'échantillon est ensuite soumis au même chemin de consolidation classique suivi par le premier échantillon. Les deux courbes sont représentées dans le même graphe et afin d'assurer la coïncidence des sections vierges des courbes, une des deux courbes est translatée pour l'ajustement. La différence entre les deux courbes permet de déterminer la variation du volume à l'inondation. (Figure I.46).

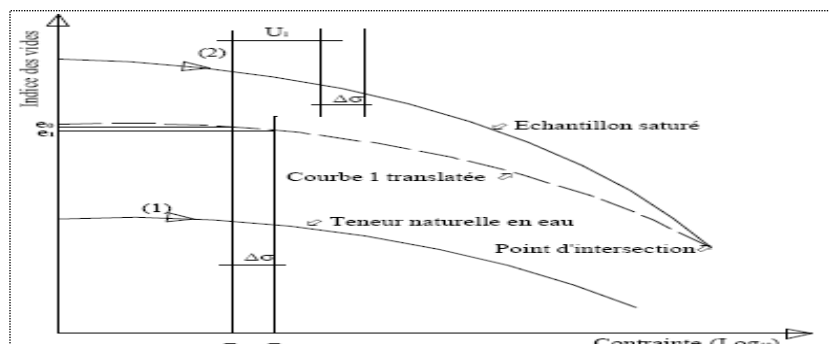


Figure I.46 : Pression de gonflement selon la méthode à double œdomètre

1.4.2.3 -Comparaison des différentes procédures d'essais

Hormis l'essai *d'Huder-Amberg* qui semble convenir beaucoup plus aux sols rocheux, trois techniques (essai de gonflement libre, essais de gonflement en parallèle, essai à volume constant) peuvent être mises en œuvre pour déterminer la pression et l'amplitude de gonflement des sols fins. Cependant, même avec ces techniques, les valeurs trouvées peuvent varier dans une assez grande échelle.

De nombreux auteurs ont essayé de comparer, sur des sols équivalents, les différentes méthodes afin d'identifier celles qui sont les plus cohérentes avec les valeurs relevées sur place. *Sridharan et al. (1986)* ont mené une étude exhaustive de comparaison des différentes méthodes, dont les conclusions sont les suivantes :

- la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes ;
- la méthode consistant à recharger par paliers l'éprouvette d'essai ayant libérée tout son potentiel de gonflement surestime la pression de gonflement ;
- la méthode de mesure sous charges variables donne des valeurs plus faibles.

Cette étude a par ailleurs montré qu'à partir de modes opératoires combinés, on peut obtenir des valeurs encore différentes de pression de gonflement. Par exemple, si on réalise un essai à volume constant avec déchargement par paliers successifs suivi d'un essai de gonflement libre avec rechargement, la pression de gonflement obtenue est alors inférieure à la pression de gonflement donnée par la seule méthode du gonflement libre. On se rend compte de l'importance énorme du chemin de contraintes suivi au cours du gonflement (la pression de gonflement n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend fortement du chemin de chargement).

En comparant les déformations de gonflement mesurées in-situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain *Erol, (1987)*, soient donc les plus pertinentes. *Khaddaj (1992)* arrive aux mêmes conclusions et préconise l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais en parallèle) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre *Bultel, (2001)*.

I.5- CONCLUSION

Cette partie a été consacrée à la description des argiles en général et tout particulièrement celles présentant un caractère gonflant. Nous avons présenté les différents types d'argiles et les liaisons structurelles. Cependant, l'explication du phénomène du gonflement des argiles a permis de mettre en évidence plusieurs formes de gonflement. Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et d'approches mises au point pour estimer le potentiel de gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans effectuer d'essai de gonflement. D'un point de vue expérimental, il existe des essais œdométriques classiques qui permettent l'évaluation des paramètres du gonflement tels que le potentiel et la pression.

CHAPITRE II

Les principales méthodes de stabilisation des sols gonflants

II.1-INTRODUCTION

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Un bon nombre de solutions ont été proposées afin de résoudre ce problème, il existe plusieurs techniques de stabilisation, parmi elles, on peut citer deux méthodes principales:

- Stabilisation mécanique (compactage, substitution ; pré humidification, ajout de sable etc....).
- Stabilisation chimique (par ajout de matériaux comme les sels, le ciment, la chaux, cendres volantes, etc...).

Dans cette partie de la recherche bibliographique consacré sur la présentation de quelques résultats obtenus par des différents chercheurs dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.

II.2- METHODE DE COMPACTAGE

Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du sol traité. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par diminution de l'indice des vides). Cette densification n'est pas un but en soi. Elle est recherchée parce qu'elle entraîne d'autres conséquences :

- **La première**, liée à la notion de compacité, est la suppression ou du moins la limitation des tassements. Cet objectif, qu'il soit spécialement recherché ou non, est toujours atteint ou au moins partiellement par le compactage,
- **La deuxième conséquence** est la diminution de la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de l'eau,
- **Une troisième conséquence** possible du compactage est l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance au cisaillement.

Pour les sols fins, une réserve s'impose, une augmentation de compacité pouvant à des teneurs en eau élevées, entraîner une diminution brusque de la portance et du module de déformation.

- *Dawson et Chen (1988) cité par Bengraa (2004)* recommande de compacter les argiles gonflantes à des densités minimales.
- *Holtz et Gibbs (1956) cité par Gueddouda (2005)* montrent l'influence de la densité et de l'humidité sur le compactage de l'argile gonflante. le gonflement sera faible lorsqu'elle est compactée à une basse densité et à une grande teneur en eau.
- *Seed et al (1961) cité par Bengraa (2004)* notent que les argiles compactées du côté sec de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées du côté humide.

II.3-METHODE DE SUBSTITUTION

C'est la suppression du sol gonflant.

- *Mouroux (1969) cité par Bengraa (2004)*
 - Si la couche à une faible épaisseur, il est possible de la supprimer totalement.
 - Si la couche à une grande épaisseur, on ne peut envisager une suppression complète, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable ou un autre matériau graveleux.

II.4-METHODE DE PREHUMIDIFICATION

C'est d'augmenter la teneur en eau du sol jusqu'à la saturation. Pour cela deux techniques sont utilisées:

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassin au dessus du sol gonflant.

II.5-STABILISATION PAR AJOUT DE SABLE

- *Satyanarayana (1969), cité par Bengraa (2004)*. a étudié le comportement de l'argile de Black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec du sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue.
- *Komornit et Livnet (1969) cité par Gueddouda (2005)*, ont réalisé des mélanges d'argiles traités par l'ajout de sable à différents pourcentages. Ils ont montrés que l'ajout de sable augmente la densité sèche maximale et diminue la teneur en eau optimale pour des pourcentages allant de 10 à 30% de sable.

- **Didier (1972), cité par Hachichi (2006)**, a étudié l'évolution du comportement d'une montmorillonite par ajout de sable. Il a montré qu'un ajout de 10% de sable suffisait pour réduire la pression de gonflement de 50% environ et que la relation qui lie le pourcentage du sable à la pression de gonflement était logarithmique.
- **Mehmit et Ishibashi (1982) cité par Azouz, (2006)** ont menés une recherche expérimentale sur 8 mélanges d'argile-sable, en étudiant la variation du gonflement en fonction de la température à (24C°, 38 C° et 66 C°). ils ont constaté que plus le pourcentage du sable augmente, plus le gonflement diminue, en remarquant aussi qu'une réduction de 17% à 28% du gonflement quand la température diminue.
- **Suratman (1985), cité par Azouz (2006)** a étudié la variation du gonflement d'un mélange de montmorillonite et de sable à différents pourcentages (10% à 50%); le sable étant de granulométrie moyenne ($0.1\text{mm} < D < 0.5\text{mm}$). Il a constaté une réduction du gonflement libre de 50% pour 30% de sable et une réduction de 70% pour 50% de sable.
- **Bengraa. (2004)** a menés des recherches sur des argiles gonflantes de la région d'Oran, par addition de trois types de sables (sable carrière, sable de rivière et sable de plage) à des différents pourcentages variant de 10% à 40%. Elle a montrée que plus le pourcentage de sable est augmenté plus le taux et la pression de gonflement diminuent.
- **Gueddouda (2005)**, travaillant sur des argiles gonflantes de la région de Laghouat par addition de sable de dune à des différents pourcentages (15%, 30% et 45%). Il est arrivé aux mêmes constatations que Bengraa est que le sable de dune aussi diminue le taux et la pression de gonflement, ainsi augmentant la résistance mécanique pour des sols saturé et non saturé.
- **Gueddouda et al, (2007)** ont étudiés la stabilisation des trois argiles gonflantes la Bentonite de Maghnia, l'argile de Laghouat et l'argile de Ain Aminas par l'ajout du sable dunaire et par l'ajout du sel + sable. Ils ont arrivés que certaines combinaisons montrent une réduction de 90% du potentiel de gonflement.
- **Hachichi et al (2009)** : ont étudiés la stabilisation des deux argiles gonflantes (Sidi Chahmi et Mers El Kébir) tel que la tendance de la variation du gonflement dans le temps est la même pour tous les mélanges, car d'après les graphes, plus le pourcentage de sable augmente, plus le potentiel de gonflement diminue.(figure II.1) Il est à noter également qu'au début des essais, le gonflement de l'argile sans ajout est plus faible que celui avec ajout, mais avec le temps, ce gonflement augmente et devient plus grand. Dans la première phase de gonflement, l'eau pénètre entre les particules et conduit à un relâchement des

tensions dans les vides ; puisque l'argile seule est plus dense que mélangée avec le sable, alors l'eau prendra plus de temps pour relâcher les tensions. Au contraire, pour l'argile avec ajout, les vides apportés par le sable sont plus importants et par conséquent, ils favorisent le gonflement des particules d'argile dans les mélanges. En revanche, dans la deuxième phase, le potentiel de gonflement est épuisé pour les mélanges avant qu'il le soit pour l'argile seule; en effet, dans l'argile seule, l'eau continue à pénétrer entre les particules qui sont plus nombreuses tandis que, dans les mélanges, les vides créés par le sable encaissent une bonne partie du gonflement.

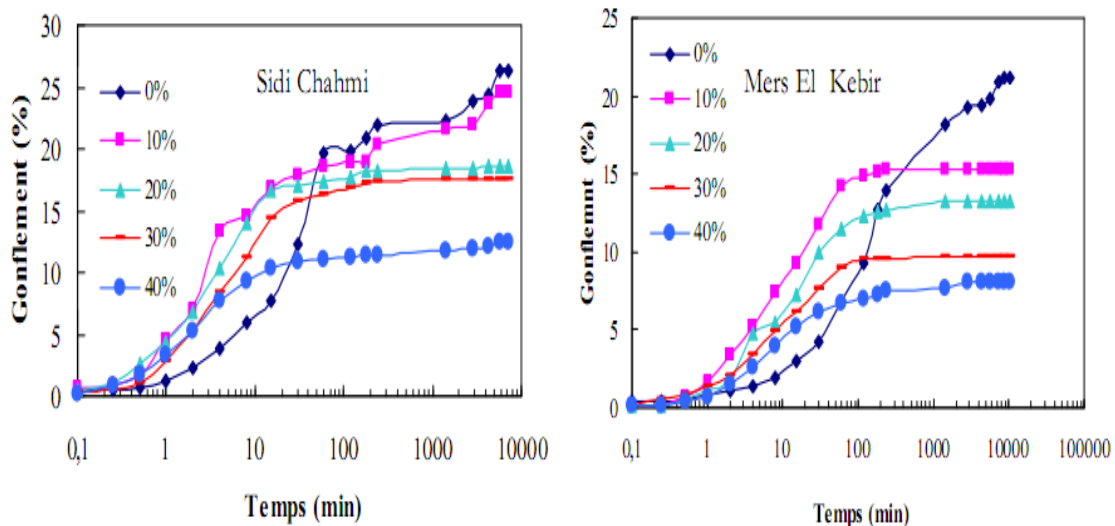


Figure II.1 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps du mélange argile de Sidi Chahmi et Mers El Kébir +sable de rivière.

II.6- STABILISATION PAR DES SOLUTIONS SALINES

Afin de vérifier l'efficacité des solutions salines en place, il faut prélever des échantillons intacts avant et après traitement et mesurer leur gonflement au laboratoire. L'application de la technique de stabilisation des sols gonflants par les sels à des ouvrages réels doit être envisagée avec prudence car il n'est pas impossible que les sels soient lessivés par l'eau et que leur effet finisse par disparaître. Pour cela, il faudrait mener une étude spécifique détaillée de lixiviation, si possible dans les conditions du site, avant chaque cas de traitement, afin de définir la nature et la concentration des solutions salines à utiliser.

- **Hachichi et Fleurreau (1999), cité par Azouz (2006)** ont étudiés la réduction du gonflement de plusieurs échantillons intacts d'Algérie par des sels. Dans cette étude, des réductions substantielles ont été obtenues avec de fortes concentrations de sels.
- **Hachichi et al (2000), Bouroukba (2003)**, ont étudiés la réduction du gonflement des argiles de la région d'Oran par des sels des polymères. Des réductions importantes ont été observées par l'association d'un sel de chlorure d'ammonium et des polymères.
- **Aboubekr et al. (2003)** ont étudiés l'influence des sels sur le gonflement libre des argiles. L'étude a été effectuée sur des échantillons d'argiles naturelles et artificielles en utilisant quatre sels différents (chlorure de potassium, chlorure de sodium, chlorure de calcium, sulfate d'Ammonium. Des réductions importantes ont été observées par l'association d'un sel de chlorure de potassium mais pour chlorure de calcium est moyen à faible.
- **Hachichi (2006)**, a étudié l'influence des sels sur le potentiel de gonflement et la pression de gonflement, en utilisant les sels, le chlorure de potassium et le chlorure de calcium et le chlorure de sodium, les meilleurs résultats obtenus étaient avec le chlorure de potassium et le chlorure de calcium. En travaillant aussi sur l'effet sel + polymères sur le gonflement final et la pression de gonflement, il a montré que son effet est plus important que celui de l'action du sel seul.
- **Azouz (2006)** a étudiée l'effet des sels sur la stabilisation en utilisant les sels Chlorure de calcium, chlorure de magnésium, chlorure de potassium, chlorure de sodium et chlorure d'ammonium (figure II.2), les diverses actions des solutions salines ont conduit aux conclusions suivantes:
 - Le chlorure de calcium et le chlorure de Magnésium sont plus efficaces à fortes concentrations.
 - Le chlorure de potassium réduit le gonflement grâce à la fixation de ces cations entre les feuillets, le gonflement diminue et sa vitesse est rapide même à faibles concentrations.
 - Le chlorure de sodium réduit lui aussi le gonflement mais à un degré faible.
 - Le chlorure d'ammonium réduit moyennement le gonflement avec une forte concentration.

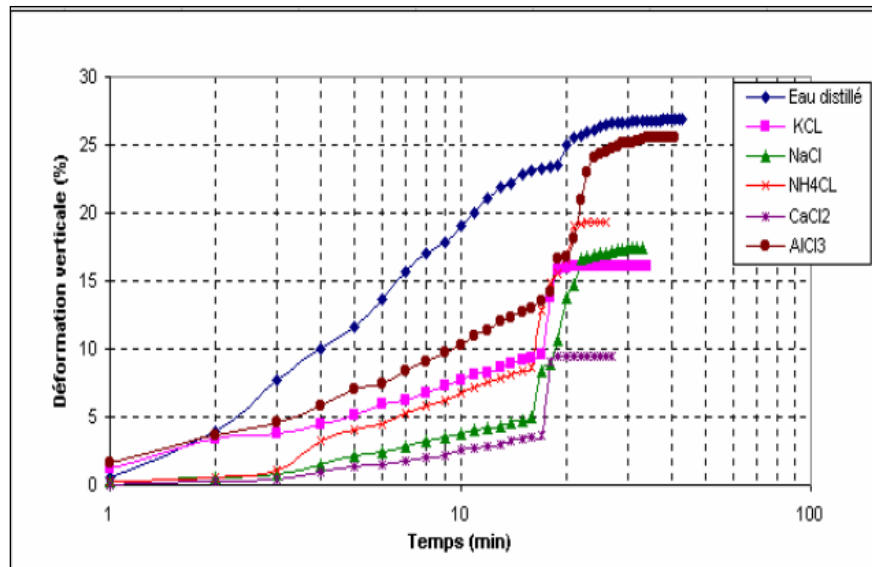
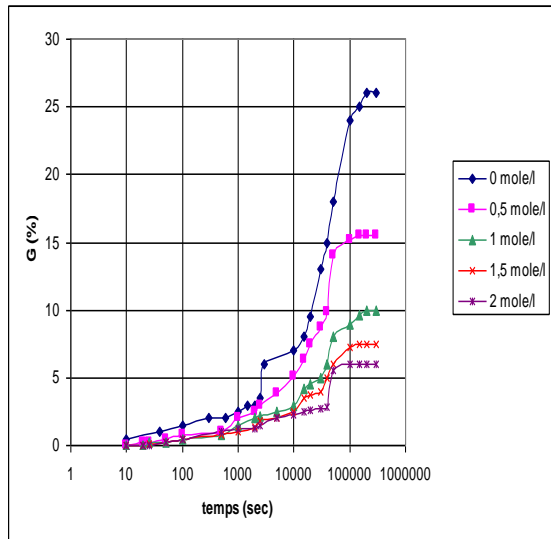
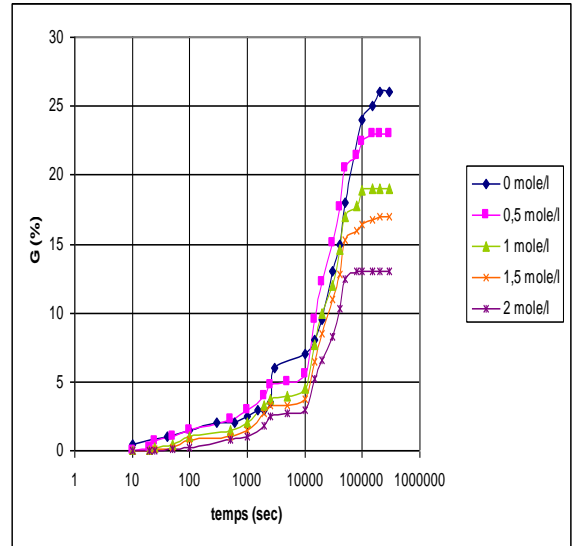


Figure II.2 : Action des différents types de sels sur le le taux de gonflement
Azouz (2006).

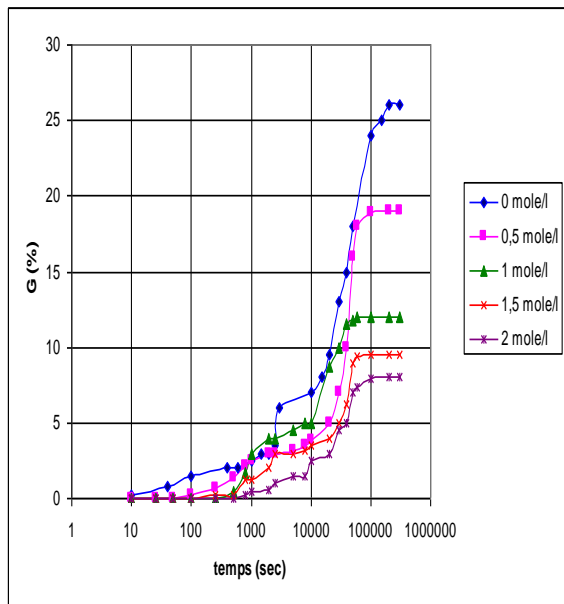
- **Lamara et al, (2006) cite par Smaida (2010)** ont étudiés deux sol, l'un provenant de la région de Laghouat l'autre provenant de la région d'in-Aménas par une solution saline à base de Nacl avec les concentrations : 0.1M ; 0.5M ; 1.5M, ils ont conclus que le potentiel et la pression de gonflement diminue quand la concentration augmente. à 1.5M la réduction de gonflement de sol de Laghouat est de 51.26% et 81.25% pour la réduction de la pression de gonflement tandis que pour le sol d'in-Aménas la réduction à 1.5M est de 44.74% de gonflement total pour le potentiel du gonflement et de 86.49% pour la pression de gonflement.
- **Bengueneb (2009)** Figure II.3 et II.4 : remarque que Le potentiel de gonflement diminue avec l'augmentation des concentrations salines. Exemple le KCl est un bon réducteur du potentiel de gonflement, pour une concentration de 0,5 mol/l en KCl a permis une réduction de près de 40 % pour la bentonite de M'zila et 46 % pour l'argile de Bourmadia. Pour la pression de gonflement constaté que une faible réduction par rapport au potentiel de gonflement avec tous les sels utilisés, il faut une forte concentration saline pour permettre de diminuer la pression de gonflement (figure II.5).



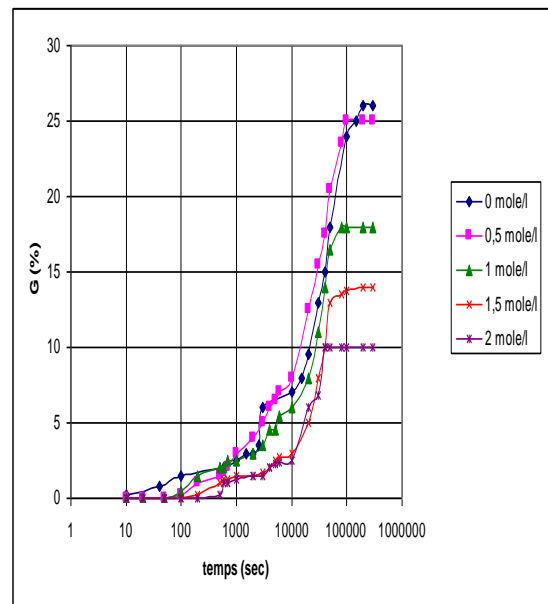
Action de chlorure de potassium



Action de chlorure de sodium

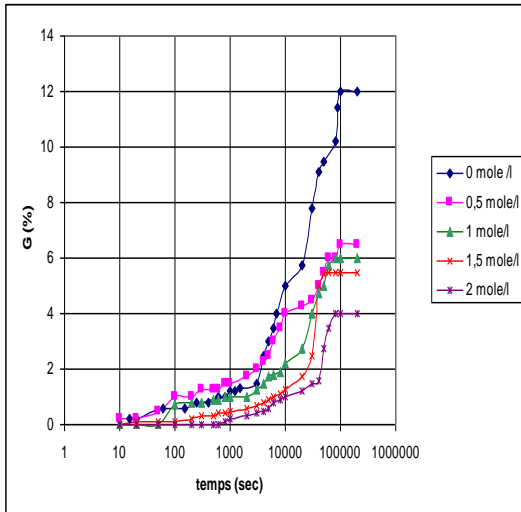


Action de chlorure de calcium

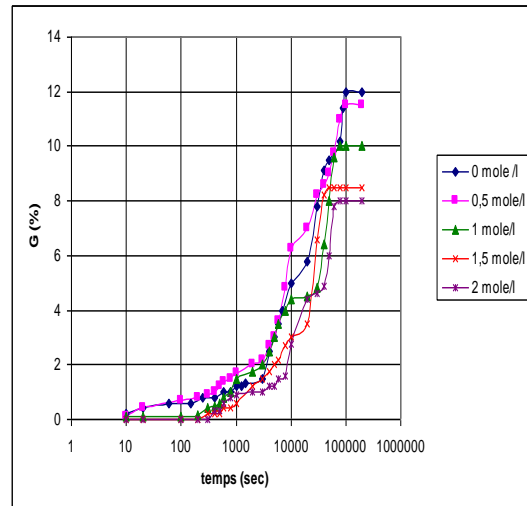


Action de chlorure d'aluminium

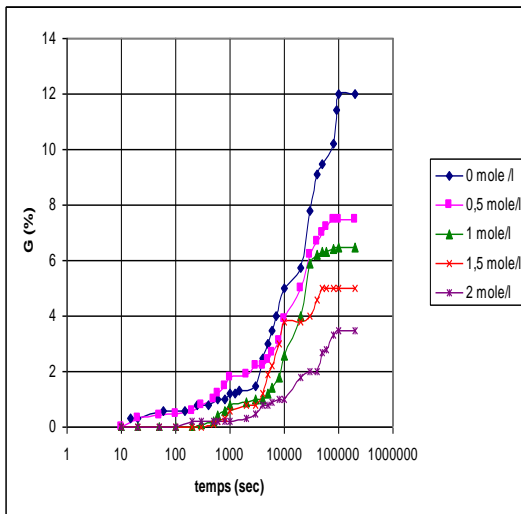
Figure II.3 : Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en Présence de différentes concentrations salines la bentonite de M'zila



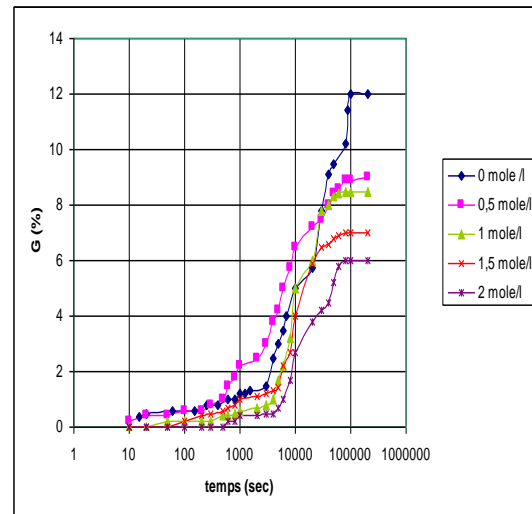
Action de chlorure de potassium



Action de chlorure de sodium

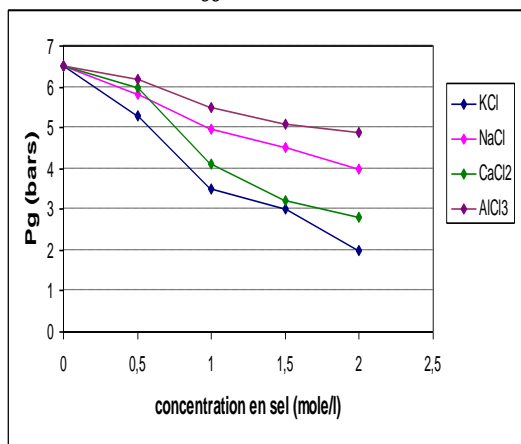


Action de chlorure de calcium

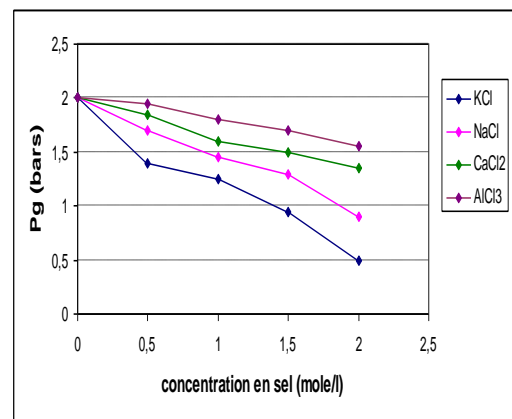


Action de chlorure d'aluminium

Figure II.4 : Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en Présence différentes concentrations salines de l'argile de Bourmadia



a-bentonite de M'zila



b- l'argile de Bourmadia

Figure II.5 : Évolution finale de pression de gonflement en fonction de différentes concentrations salines de la bentonite de M'zila et l'argile de Bourmadia.

- Hachichi et al (2009)** : ont étudiés la stabilisation des deux argiles gonflantes (Sidi Chahmi et Mers El Kébir) par les sels minéraux (figure II.6): la présence des sels qui ont donné le plus grand pourcentage de réduction. est surtout observée pour de fortes concentrations en chlorure de potassium et en chlorure de calcium (66% et 52%) pour l'argile de Sidi Chahmi, (44% et 48%) pour celle de Mers El Kébir. Par contre, le chlorure d'ammonium est moyennement efficace à forte concentration pour l'argile de Sidi Chahmi (29%) et pour l'argile de Mers El Kébir (38%). Le chlorure de sodium à forte concentration ne donne pas de bons résultats (22% et 28%) pour l'argile de Sidi Chahmi et pour celle de Mers El Kébir, respectivement, mais il a l'avantage d'être moins coûteux.

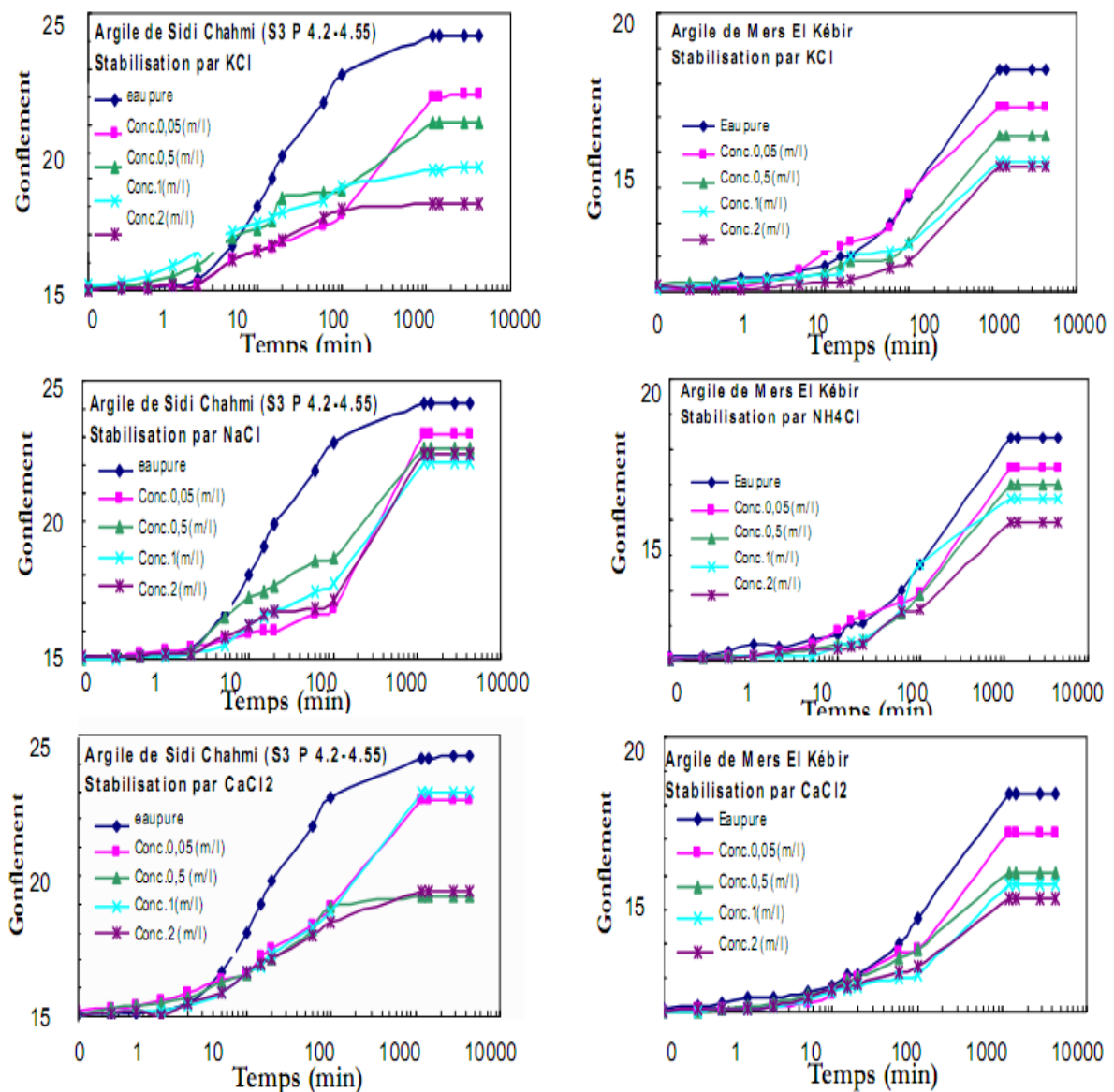


Figure II.6 : Courbes de gonflement des argiles de Sidi Chahmi et Mers El Kébir en présence de différents sels minéraux à différentes concentrations

II.7- STABILISATION PAR LES LIANTS HYDRAULIQUES (CHAUX, CIMENT)

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne : Grande Muraille de Chine localement en argile traitée à la chaux; voies romaines, habitations (chaux+sable+terre argileuse).

L'utilisation du ciment date du début du siècle : en Allemagne, un grand nombre de sols d'aérodromes ont été stabilisés au ciment durant la deuxième guerre mondiale. Mais surtout depuis vingt ans, l'emploi de ces liants s'est développé en technique routière. Elle concerne essentiellement les sols fins (argileux, limoneux...).

La chaux et le ciment ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique. Parmi les stabilisations les plus couramment utilisés:

II.7.1-Stabilisation par ajout de la chaux

On utilise la chaux aérienne sous forme de chaux éteinte ou de chaux vive, qui produit un abaissement plus important de la teneur en eau mais qui est plus délicate à manipuler (3% de chaux vive ont les mêmes effets que 4% de chaux éteinte), *cité par les Haras nationaux (2004)*

La chaux provoque deux actions différentes dans le sol :

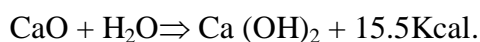
- L'action immédiate: se produit directement après que la chaux soit mélangée au sol.
- L'action à long terme: peut durer entre plusieurs mois et quelques années après la mise en œuvre.

a.1) Action immédiate

▪ La chaux vive

La chaux vive diminue la teneur en eau du sol via les phénomènes:

- L'hydratation de la chaux vive : une partie de l'eau disparaît à cause de la réaction exotherme avec la chaux vive.



Chaux vive + eau = Chaux éteinte + Chaleur.

- L'évaporation d'une partie d'eau, provoquée par la chaleur dégagée par l'hydratation de la chaux vive (15,5 Kcal/mol), *cité par Azouz (2006)*.
- L'apport de la matière sèche qui diminue le rapport de la masse d'eau à la masse de solide (teneur en eau).

La diminution de la teneur en eau est de l'ordre de 1% de teneur en eau par pourcent de chaux vive introduite.

L'adjonction de chaux au sol provoque une modification de la qualité des argiles par échange des cations alcalins (Na^+ , K^+ ...) par des cations Ca^{++} apportés par la chaux, cette action développe des forces électriques conduisant à une agglomération des fines particules argileuses en particules grossières et friables. *Cité par les Haras nationaux(2004).*

a.2) Action à long terme

▪ La chaux éteinte

La chaux éteinte diminue également la teneur en eau mais uniquement via l'apport de matière sèche dans le sol. La diminution de la teneur en eau est limitée à 0.3% de chaux éteinte introduite.

La chaux influe sur les charges électriques se trouvant autour des particules d'argiles et modifie ainsi les champs électriques entre ces particules, ceci entraîne leur floculation.

L'effet de la chaux éteinte se traduit par une augmentation de la limite de plasticité W_P , et une diminution de l'indice de plasticité ($I_P = W_L - W_P$). *Azouz (2006).*

La figure II.7 montre que la diminution de la teneur en eau naturelle du sol traité et la diminution de l'indice de plasticité peuvent faire passer d'un sol de l'état plastique (déformable, collant – difficilement compactable) à l'état sec rigide.

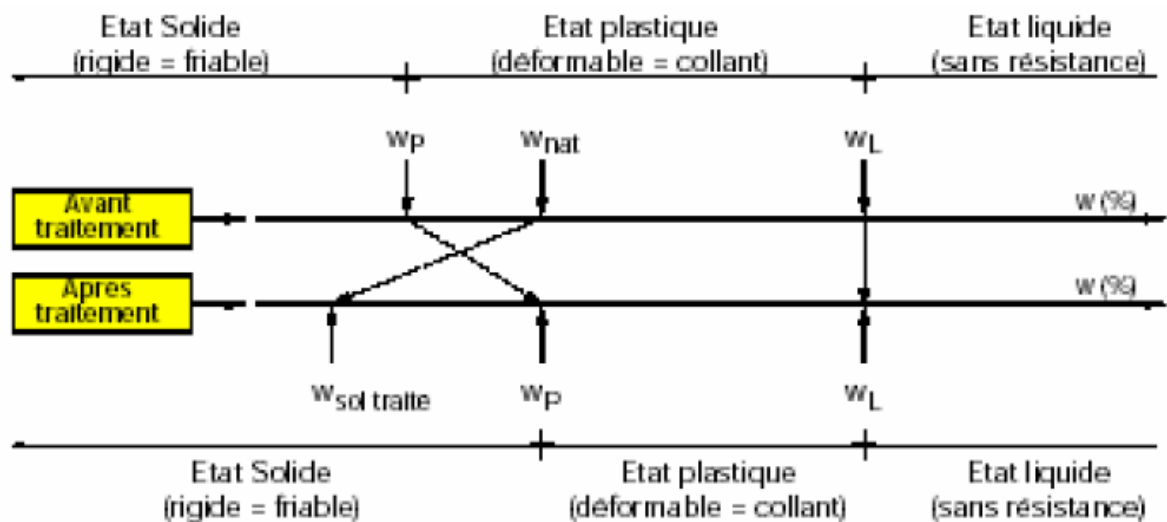


Figure II.7 : Variation de l'indice de plasticité avec l'ajout de la chaux. Azouz (2006).

La figure II.8 montre que la courbe Proctor d'un sol traité à la chaux est décalée vers la droite et vers le bas par rapport à la courbe du sol naturel non traité, ce déplacement prouve que le sol réagit bien avec la chaux.

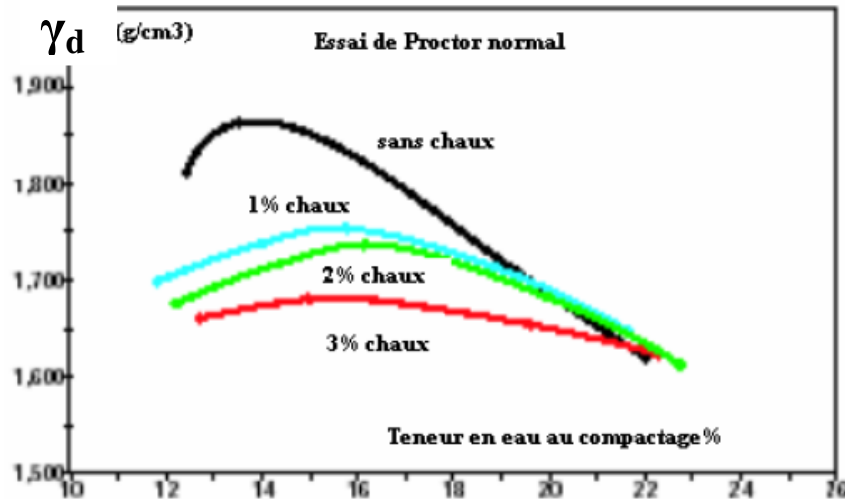


Figure II.8 : Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage, Azouz, (2006)

- **Galloway et Buchanan (1951) cité par Azouz (2006)**. ont montré que la relation de la chaux avec l'argile est le résultat de deux processus:
 - Une réaction d'échange ainsi qu'une adsorption d'ions calcium non échangé, le résultat se traduit par une diminution de la capacité d'échange.
 - Un agent cimentant se forme, il lie les particules entre elles, la chaux peut en effet réduire le potentiel de gonflement des argiles gonflantes.
- **Goblet et al. (1969)** ont montrés que l'addition au sol d'un faible pourcentage de chaux 2% à 6% entraîne une réduction importante de gonflement et augmente sa résistance.
- **Afès et Didier (2000) cité par smaida (2010)** ont effectués des traitement de l'argile de Mila par 3% et 6% de chaux pour des temps de cure de 7, 28, et 90 jours, l'étude du gonflement de cette argile a été procédé selon deux mode de conservation du mélange chaux-argile : (1) en vrac à l'état foisonné sans perte de teneur en eau ; et (2) : compacté dans des bagues immédiatement après traitement et conservé à la teneur en eau de mélange. Les constatations tirées de cette étude sont les suivantes :
 - L'évolution des limites de consistance : la figure II.9 montre que l'argile de plasticité moyenne est évolué vers un limon de faible plasticité, cette évolution et liée au pourcentage de chaux et à la durée du temps.
 - Une diminution de la valeur au bleu (surface spécifique) est proportionnelle au pourcentage de chaux et du temps de cure, figure II.10).

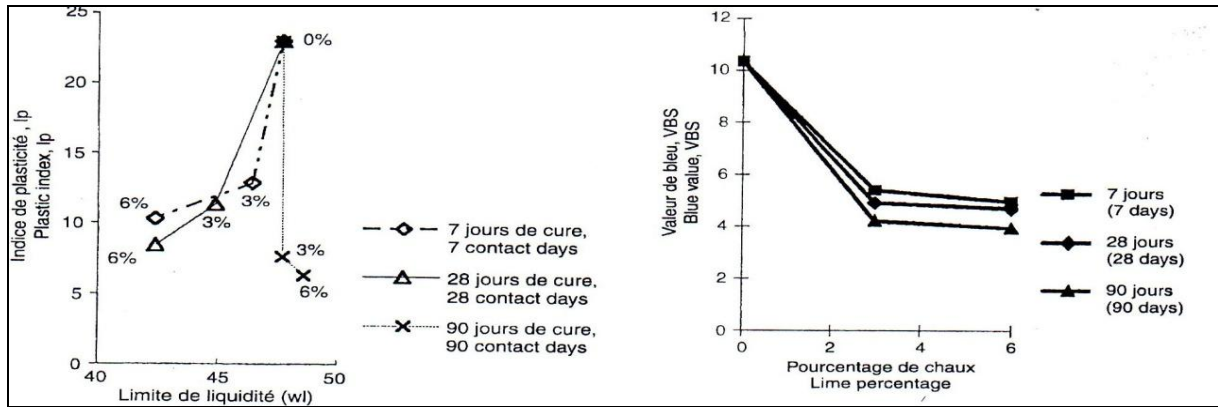


Figure II.9 : Variation des limites de consistance en fonction temps de méthylène en fonction de Pourcentage de chaux.

- Une diminution de la densité sèche maximale et augmentation de la teneur en eau optimale. Figure II.11.

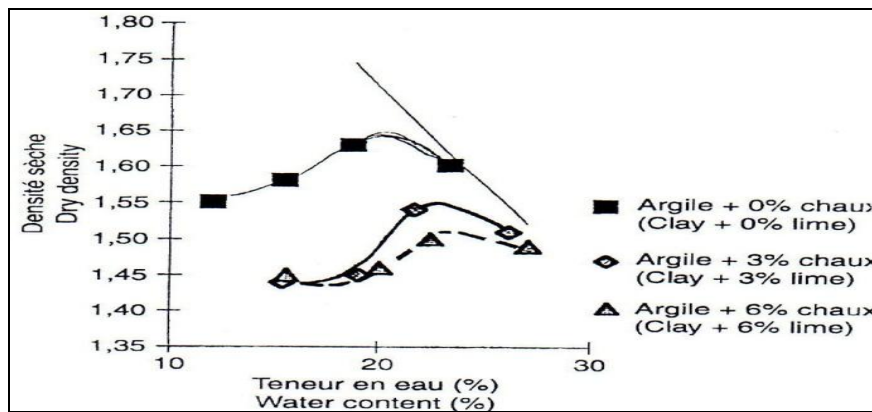


Figure II.11: Courbe Proctor de l'argile traitée à la chaux et non traitée

- Le potentiel de gonflement final et la pression de gonflement finale diminuent en fonction du pourcentage de chaux et du temps de cure. figures II.12 et II.13.

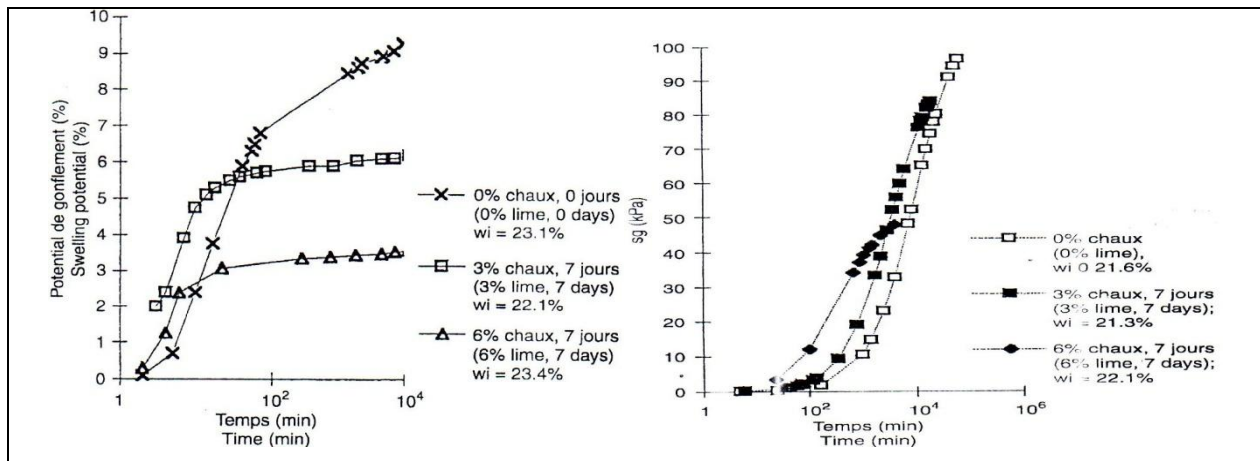


Figure II.12 : Evolution du potentiel de gonflement des éprouvettes traitées à 3 et 6% de chaux conservées Figure II.13 : Évolution de pression gonflement suivant le premier mode.

- **Khatab (2002) cité par Hachichi (2006)**, a effectué des essais de pression de gonflement sur des échantillons d'une argile gonflante (argile de la région Parisienne, France nommée FoCa), compactés à l'optimum Proctor à différentes teneur en chaux et pour des temps de mûrissement de 0,7, 30, 90, et 270 jours, a conclu que les résultats montrent que la pression de gonflement a pratiquement été éliminée après 7 jours en utilisant 4% de chaux, et qu'une quantité de chaux de plus de 4% contribue très peu à la réduction de la pression de la pression de gonflement (figure II.14).

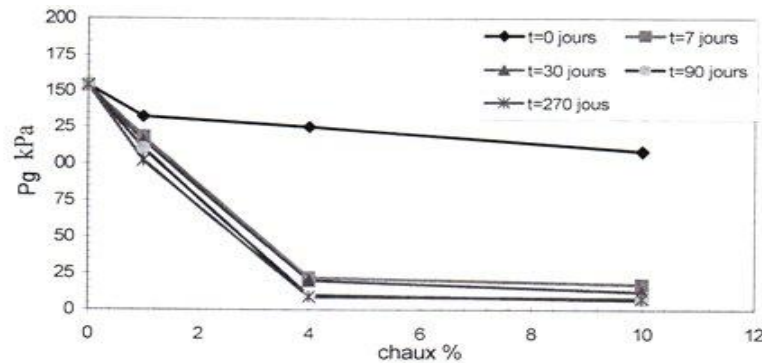


Figure II.14 : Effet de la chaux sur la pression de gonflement des échantillons traités compactés à l'OPN Khatab (2002) ; cité par Hachichi (2006)

- **Djedid et al, (2005)** (figure II.15), ont conclu d'après des résultats des essais de gonflements libre effectués sur des échantillons reconstitués d'argile de Tlemcen et dosés à différents taux de chaux et de ciment que :
 - le gonflement diminue quand le dosage augmente.
 - La chaux et le ciment ont des effets pratiquement similaires sur les paramètres du gonflement.
 - Pour un taux de dosage identique, le gonflement produit est presque identique.
 - Le gonflement est pratiquement nul pour le dosage à 12%.

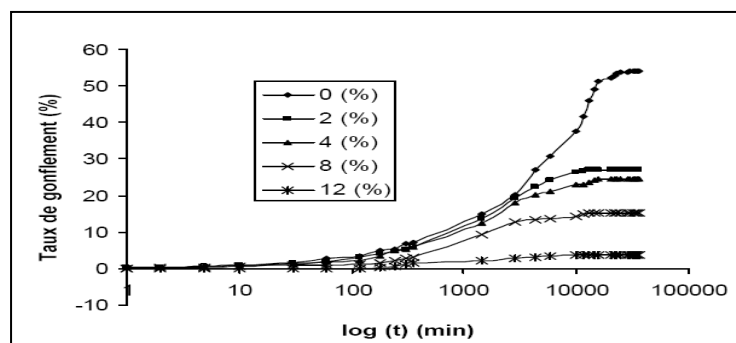
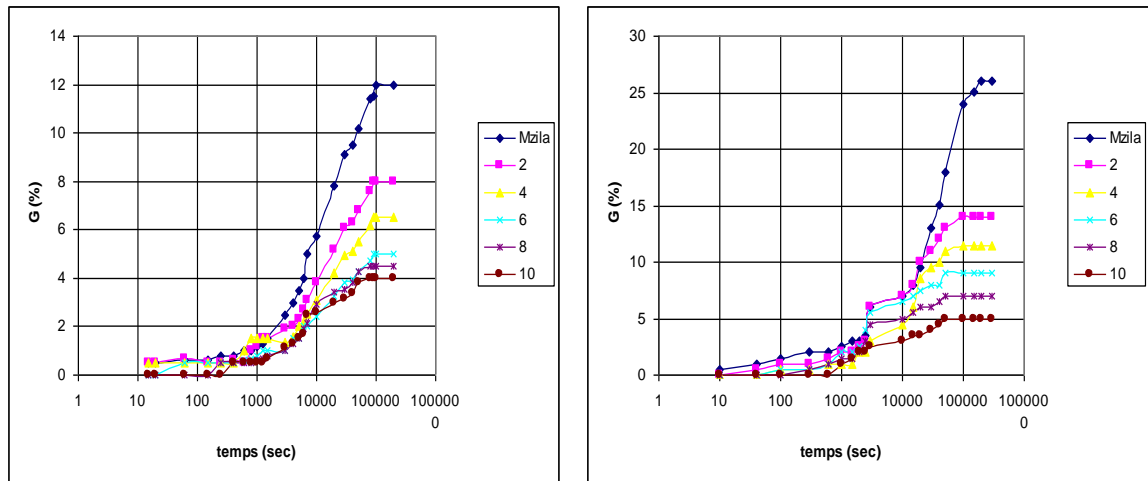


Figure II.15 : Effet du dosage à la chaux sur le gonflement de la Bentonite de Meghnia. A. Djedid, et al (2005).

- **Menad (2008)** : est conclu d'après des résultats des essais oedométrique effectués sur des échantillons reconstitués d'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila et dosés à différents taux de chaux (2%,4%,4%,6%,8%,10%) :
 - La tendance de la variation du gonflement dans le temps est la même pour tous les mélanges (pour les deux sols) et plus le pourcentage de chaux augmente plus le potentiel de gonflement diminue. la figure II.16

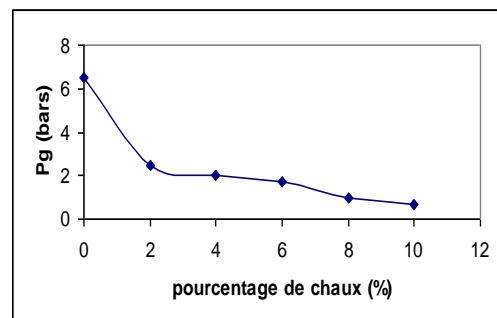
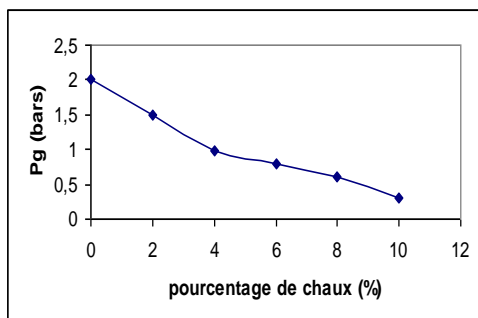


a-argile de Bourmadia

b-bentonite de M'zila

Figure II.16 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps en fonction du pourcentage de chaux utilisé

- la pression de gonflement diminue avec l'augmentation du pourcentage de chaux et ça pour les deux sols. la figure II.17
- la variation la plus remarquable est celle après ajout de 2% de chaux à la bentonite de M'zila ou on a enregistré une diminution de 61% de la pression de gonflement.
- pour les autres pourcentages de chaux les variations sont presque identiques pour les deux matériaux.



a-argile de Bourmadia

b-bentonite de M'zila

Figure II.17 : Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de chaux utilisé

- *Aissiou, Nechnech (2009)* : a effectué des essais géotechniques sur deux échantillons du sol [Chéraga(ech1), Ouled Fayet(ech2)], la chaux utilisée pour amélioration est une chaux éteinte produite dans la ville de Hassasna, Unité Erco, wilaya de Saida. Les constatations tirées de cette étude sont les suivantes :

- L'ajout de la chaux à 4% double la résistance à la compression pour les sols argileux. Figure II.18.

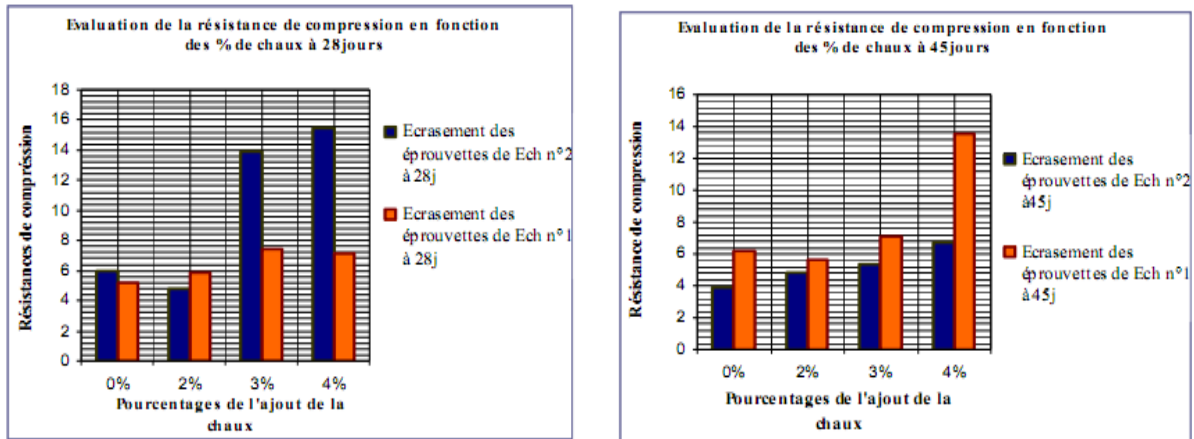


Figure II.18 : Histogramme de résistances de compression des sols en fonction des dosages en chaux à 28jours et 45jours

- la même teneur à donné des résultats satisfaisants vis-à-vis de la résistance au cisaillement qui a été améliorée et pratiquement doublée avec 4% de chaux, l'angle de frottement a connu des augmentations de valeurs l'or de différents dosages, la cohésion qui était petite initialement a connu une légère amélioration à 2% de dosage pour l'échantillon n°2 et une amélioration remarquable à 4%, l'amélioration de la cohésion pour le 1ér échantillon a été révéllé à 6%. Ceci est du à la réaction qui prend place quand le sol est compacté est pouzzolanique par nature. Figure II.19

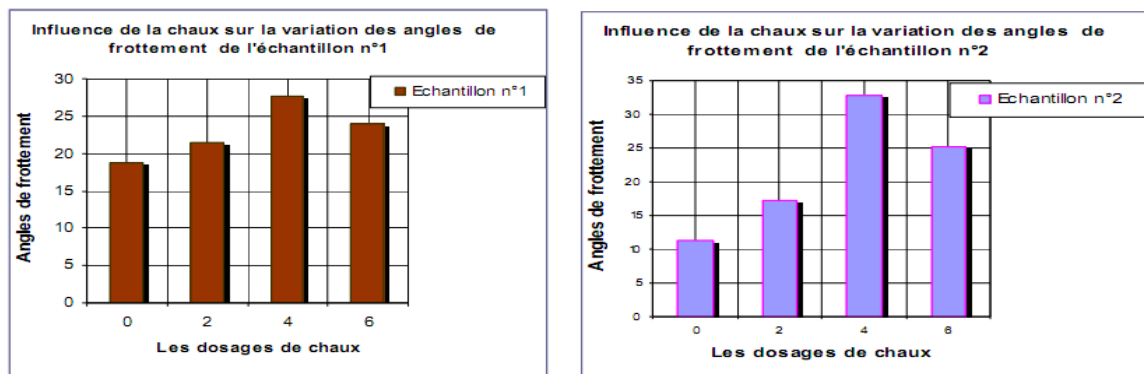


Figure II.19 : Histogramme de variation de l'angle de frottement des deux échantillons en fonction des dosages de chaux

a.3-Implications économiques :

Le traitement des sols à la chaux assure une diminution directe de la teneur en humidité et une augmentation directe de la portance. De cette manière, le délai d'exécution de travaux est sensiblement réduit et il est possible de continuer des travaux en périodes de temps humide. Il est bien entendu exclu de travailler par temps de forte pluie, mais le travail peut être repris dès que la pluie a cessé. Pour cette raison, la technique a été utilisée au départ pour d'importants terrassements. Une réduction de la quantité des terres à mettre en décharge et du sable d'apport à exploiter procure des avantages macro-économiques importants.

Cela permet en effet d'éviter que l'exécution de grands travaux entraîne immédiatement un réajustement des routes. Une réutilisation en place réduit le transport d'un facteur 15 à 20. Cela représente un bénéfice important au niveau de la charge de trafic (files), de la sécurité et des nuisances et une usure nettement moindre des routes dans les environs immédiats du chantier. A moyen terme cette usure moindre signifie également moins d'entretien et dès lors moins de gênes pour l'environnement.

Lors d'une analyse micro-économique les coûts par mètre cube de remblai ou de fondation s'avèrent être inférieurs de 40 à 50 % à ceux des techniques classiques. Trois facteurs font la différence: le transport pour l'évacuation des excédents de terres vers une décharge agréée, l'indemnité de mise en décharge et le transport pour l'apport de matériaux de remplacement vers le chantier. Les frais de transport dépendent surtout de la disponibilité ou non à proximité du chantier d'une décharge et de matériaux de remblai. L'avantage économique dépendra donc fortement de la situation individuelle du projet.

II.7.2-Stabilisation par ajout du ciment

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles. Ce traitement augmente la cohésion, la résistance mécanique et améliore la stabilité à l'eau et au gel.

En tant que liant fort, le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui peut évoluer encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains d'argile entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, ceci aboutit à l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel *cité par Haras nationaux (2004)*.

L'hydratation du ciment est une réaction pouzzolanique très compliquée. Il est bien admis que l'addition d'un certain pourcentage de ciment de 2 à 6%) à des argiles gonflantes conduit à des effets équivalents à ceux de la chaux *cité par Azouz (2006)*.

- *Djedid (2005)*, ont effectués aussi des essais de gonflement libre sur des échantillons reconstitués d'argile de Tlemcen et dosés à différents taux de ciment, les résultats obtenus (figure II.20).

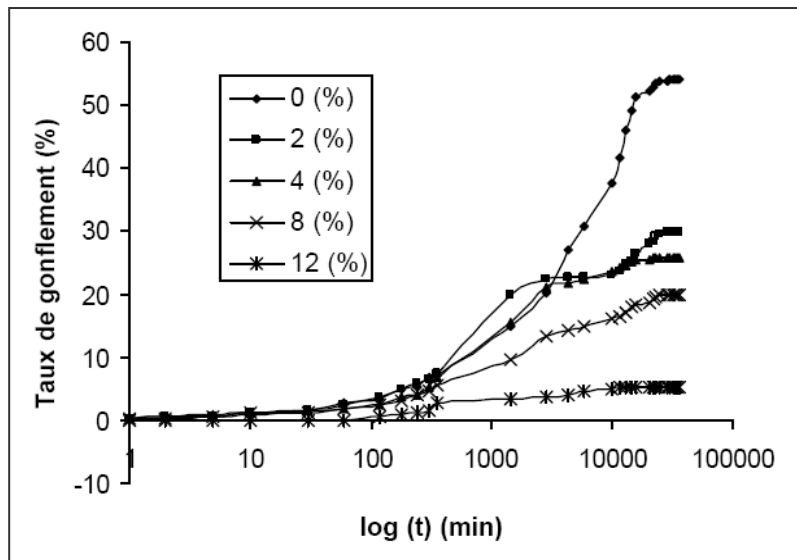


Figure II.20 : Effet du dosage au ciment sur le gonflement de la Bentonite de Meghnia. Djedid, (2005).

- *Al-Rawas et al. (2005)*, ont étudié un sol gonflant de nord de Oman (Al-Khod) par la chaux et le ciment et la combinaison chaux avec ciment et la pouzzolane artificielle (Sarooj). les différents pourcentages utilisés sont donnés par le tableau II.1 suivant :

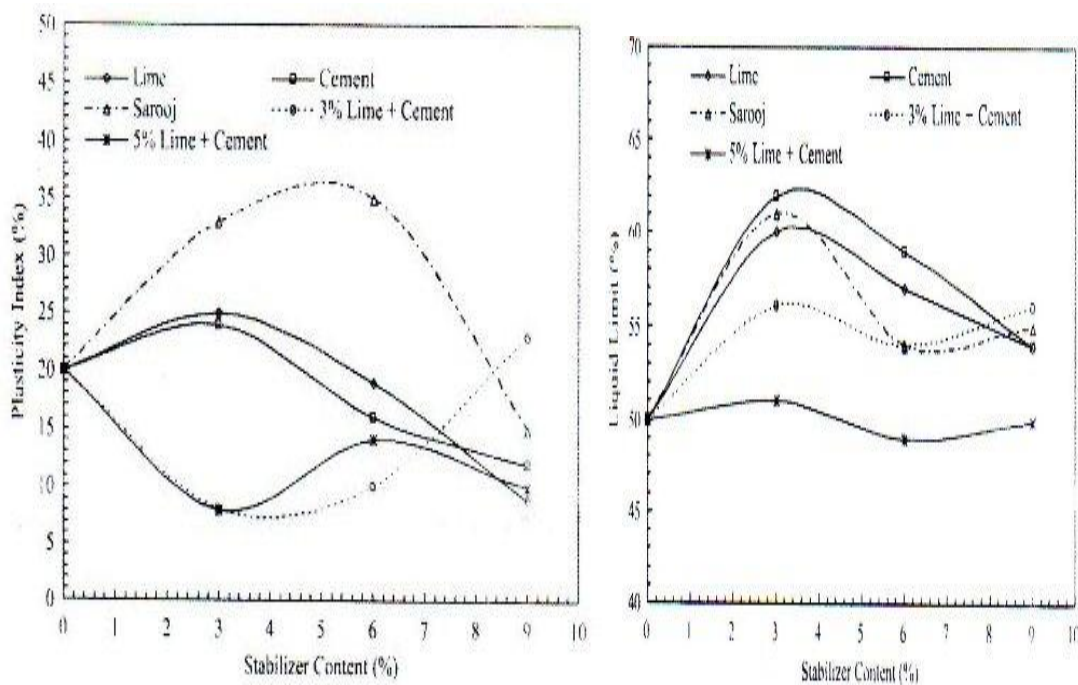
Chaux	Ciment	Pouzzolane	Chaux+Ciment
3%	3%	3%	3%Ch+3%Ci
6%	6%	6%	3%Ch+6%Ci
9%	9%	9%	3%Ch+9%Ci
/	/	12%	5%Ch+3%Ci
/	/	/	5%Ch+6%Ci
/	/	/	5%Ch+9%Ci

Tableau II.1 : les pourcentages d'ajouts utilisés.

Les résultats obtenus sont les suivants:

- une amélioration de la consistance de l'argile traitée par les différents stabilisants.
- une réduction totale de taux de gonflement et de la pression de gonflement à des teneurs de 6% et 9% de chaux (le taux de gonflement et la pression de gonflement de sol non traité sont respectivement (9,39% et 249Kpa).
- Dans le cas de ciment, la réduction de taux de gonflement et la pression de gonflement dépend de pourcentage utilisé.
- Une légère augmentation du taux de gonflement et de la pression de gonflement par rapport au sol non traité.
- Les meilleures combinaisons qui ont donnés une bonne réduction du gonflement et de pression de gonflement sont 3%chaux+3%ciment et 5%chaux+3%ciment.

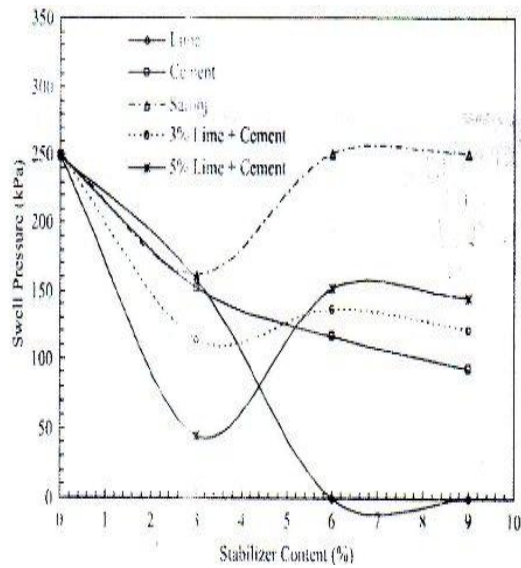
Les figures II.21 et II.22 montrent l'effet des stabilisants sur les limites de consistances et sur les paramètres du gonflement.



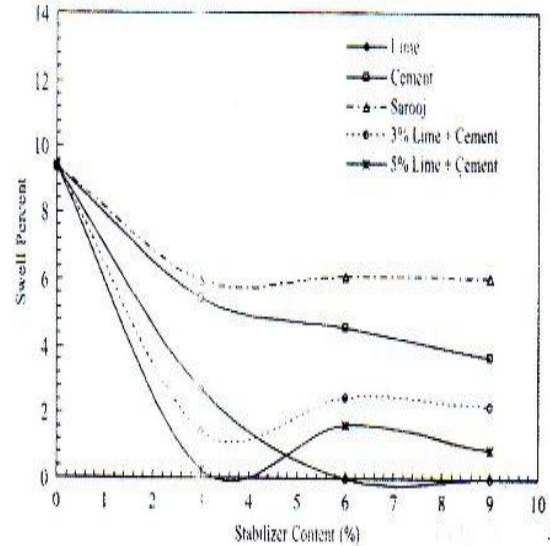
a-Effet des stabilisants sur la limite de liquidité W_L (%).

b- Effet des stabilisants sur l'indice de plasticité I_P (%).

Figure II.21 : Effet des stabilisants sur les limites des consistances.



c- Effet des stabilisants sur le potentiel du gonflement.



d- Effet des stabilisants sur le potentiel du gonflement.

Figure I.22 : Effet des stabilisants sur les paramètres mécaniques de gonflement.

- Hachichi et al (2009)** : ont confectionnés des échantillons (Sidi Chahmi et Mers El Kébir) à différents pourcentage de chaux (2, 4, 6 et 8%), de ciment (2, 4 et 6%) et de ciment+chaux (1+3, 2+2, et 2+4%)., l'effet des trois ajouts est presque le même sur cette argile, et que pour 6% d'ajout de ciment, plus grande réduction du potentiel gonflement (66%). Pour ce qui est de la chaux, la valeur de 6% est une valeur limite au delà de laquelle la réduction du gonflement reste constante. (Tableau II.2).

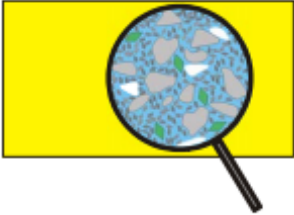

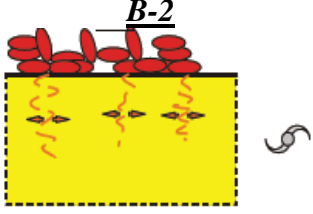
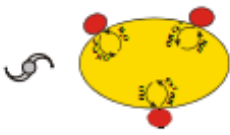
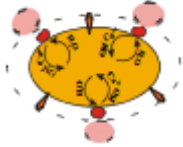
Argile		0%	Ciment			Chaux				Ciment + chaux		
			2	4	6	2	4	6	8	1+3	2+2	2+4
Sidi Chahmi	G%	9.5	7.98	4.33	3.23	8.03	4.56	3.58	3.49	4.90	8.25	3.78
	G/G	0	16	54.4	66	12.5	52	62.3	63.3	48.4	13.2	60.2

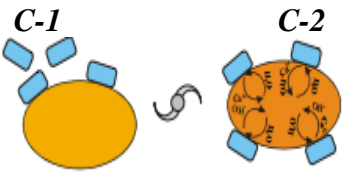
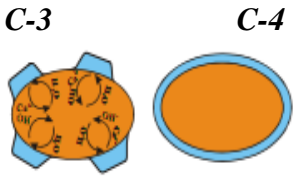
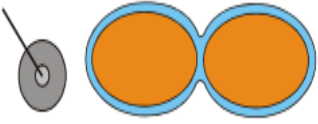
Tableau II.2 : gonflement final et la variation relative du gonflement de tous les mélanges

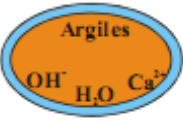
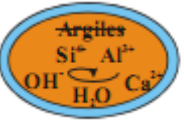
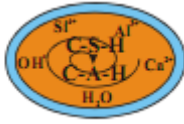
II.7.3-Mécanismes de la stabilisation des sols aptes à la chaux et aux liants hydrauliques

D'après *Nicolas Cabane (2004)* Les procédés de la stabilisation des sols à la chaux et aux liants hydrauliques font appel à plusieurs mécanismes et conduisent ainsi à la formation :

- d'une entité de taille millimétrique : le grumeau
- de deux générations d'hydrates qui contribuent tous deux à l'amélioration des caractéristiques mécaniques :
 - la première génération d'hydrates découle directement des ciments par la prise et le durcissement des ciments. Ces hydrates enrobent et lient les grumeaux.
 - La seconde se forme grâce à la réaction pouzzolanique entre les argiles des grumeaux et l'excès de calcium apporté par l'ensemble des liants. Le développement de ces hydrates est lent. Cependant leur développement est accéléré en condition de cure immergée à 40 °C. Ces hydrates consolident les grumeaux à long terme. Ce volet de l'étude permet de considérer les sols traités comme des bétons pauvres en ciment. Dans cette analogie, les grumeaux sont assimilés à des granulats et le réseau de coques de ciment à la matrice cimentaire. À la différence des granulats, les grumeaux sont des matériaux initialement mous qui peuvent se consolider grâce à la formation de nouveaux hydrates par réaction pouzzolanique entre les argiles et l'excès de calcium apporté par les liants. La cinétique de cette réaction est fonction de la température de cure.
- Les mécanismes d'une stabilisation réussie ont pu ainsi être mis en évidence grâce aux passerelles que nous avons pu établir entre les observations et les caractérisations aux échelles macroscopique et microscopique. Ainsi pour comprendre l'origine des caractéristiques physiques et mécaniques des sols traités avec la formulation retenue, l'observation au MEB s'est révélée être la technique analytique la mieux discriminante en localisant et analysant les différents.

<i>Le sol:</i>	
<p>État initial <u>A-1</u></p> 	<p style="text-align: center;">A-1</p> <p>Le sol est un assemblage isotrope de particules minérales comprenant, entre autre, du quartz et des argiles</p> <p>Le sol est considéré comme un massif homogène en ce qui concerne la minéralogie et la teneur en eau.</p>
<p>Épandage de la chaux <u>B-1</u></p>  <p><u>B-2</u></p> 	<p style="text-align: center;">B-1 et B-2</p> <p>En sus d'une contribution au séchage du sol par réaction exothermique, l'épandage de chaux vive sur le sol provoque le début de la floculation des argiles. La chaux enrichit l'eau interstitielle en ions calcium et hydroxyle. Ces ions dissous diffusent dans le sol entraînant une évolution de sa rhéologie.</p> <p>La fragmentation est facilitée lors du malaxage.</p>
<p>Malaxage <u>B-3</u></p>  <p><u>B-4</u></p> 	<p style="text-align: center;">B-3 et B-4</p> <p>Le malaxage permet la fragmentation du sol en agrégats de taille millimétrique, il favorise ainsi la dispersion des grains de chaux à la surface des agrégats. La saturation du milieu basique par les ions calcium provoque la liaison des particules d'argiles au moyen de ponts calcium. Cette liaison contribue à une augmentation de la cohésion du sol et à une première rigidification de l'agrégat .L'action de la chaux induit la contraction des agrégats</p> <p>On parle alors non plus d'agrégats mais de grumeaux.</p>

L'action du liant hydraulique: stabilisation par prise et durcissement	
<p>Adition du liant hydraulique</p> 	<p style="text-align: center;">C-1 et C-2</p> <p>Le ciment, introduit sous forme de poudre, est malaxé avec les grumeaux. Le malaxage permet de disperser les grains de ciment à la surface des grumeaux. Cet ajout de ciment induit la consommation d'une nouvelle fraction de l'eau interstitielle du grumeau. L'hydratation s'accompagne d'un transfert d'ions Ca^{2+} OH^- vers l'intérieur du grumeau.</p>
	<p style="text-align: center;">C-3 et C4</p> <p>L'hydratation du ciment transforme les grains anhydres en pâte. La dispersion préalable des grains à la surface de chaque grumeau permet leur enrobage par la pâte. L'épaisseur de l'enrobage est fonction de la proportion de ciment ajouté et de la granulométrie des grumeaux.</p>
<p style="text-align: center;">Compactage</p> <p style="text-align: center;">C-5</p> 	<p style="text-align: center;">C-5</p> <p>Le compactage du sol traité est effectué ayant que la prise du ciment ne commence.</p> <p>Il sert à rapprocher les grumeaux et à combler la macro-porosité. Il permet la coalescence des pâtes enrobant les différents grumeaux.</p> <p>A la suite de ce compactage, le sol traité est laissé au repos, permettant ainsi la prise du ciment, la pâte enrobant les grumeaux plus ou moins déformés lors du compactage devient une "coque" formée par les hydrates de 1ere génération .le sol stabilisé est alors constitué d'un réseau de coque rédiges enfermant es grumeaux encore "mous".</p> <p>Au cours des deux premiers mois, le développement des caractéristiques mécaniques du sol traité résulte du durcissement de cette coque.</p>

L'action de calcium excédentaire apportée par la chaux et les liants	
Hydrauliques: stabilisation par réaction pouzolanique	
<p><u>D-1</u></p> 	<p>B-1 et B-2 D-1</p> <p>Au cœur du grumeau, le milieu est basique et saturé en calcium en raison des apports de chaux et de liants hydrauliques. Ces conditions chimiques sont propices à l'attaque des argiles selon la réaction pouzolanique.</p>
<p>Effet du temps</p> <p><u>D-2</u> <u>D-3</u></p>  	<p>D-2 et D-3</p> <p>Les argiles se dissolvent partiellement et libèrent la silice et l'alumine les constituant.</p> <p>Ces constituants réagissent avec les ions calcium et hydroxyle pour former des hydrates de calcium (C-S-H et C-A-H) ces hydrates qui sont observés après plusieurs mois de cure, contribuent à consolider le grumeau.</p> <p>La persistance de l'augmentation des caractéristiques de l'augmentation des caractéristiques mécaniques après plusieurs mois de traitement s'explique par le développement de ces hydrates de 2^{ème} génération.</p>

II.7.4-Mécanismes de perturbation de la stabilisation des sols

D'après *Nicolas Cabane (2004)* la stabilisation a été vérifiée sur différents sols avec une formulation de traitement comprenant 1 % de chaux et 5 % de liant hydraulique. Dans les cas de sols inadaptés à la stabilisation, il a montré que les dysfonctionnements observés sur les chantiers pouvaient être reliés à deux origines à savoir :

- d'une part, une origine microstructurale : les micas ou plus généralement les particules de morphologie aplatie affaiblissent la tenue mécanique du sol traité du fait de la présence de :
 - paillettes de micas au niveau de coque qui réduisent la qualité de la liaison entre coques.
 - fragments plats de roches qui entraînent l'anisotropie du grumeau.
- D'autre part, une origine physico-chimique : les composés tels que les composés du soufre et les substances chimiques sont susceptibles d'interférer dans les réactions chimiques accompagnant la stabilisation des sols.

Dans le cas du soufre, l'ettringite se développe aux dépens de C-A-H et C-S-H. Tout en

réduisant la quantité d'hydrates aux propriétés liantes, ce minéral expansif provoque la rupture des coques d'hydrates de 1^{ère} génération. L'expansion provoque aussi les gonflements volumiques observés à l'échelle macroscopique. L'ampleur des perturbations est liée à la quantité de soufre disponible et à la possibilité de transferts des ions au sein du sol.

Dans le cas des substances humiques, une partie des ions calcium apportés par les liants sont complexés par ces composés organiques. Ce calcium n'est plus disponible pour la stabilisation des sols se traduisant pour les ciments par une modification de la cinétique de prise.

II.8- STABILISATION PAR AJOUT DES CENDRES VOLANTES

Les cendres volantes, produites dans la combustion des charbons subbitumineux, présentent des caractéristiques de cimentage et peuvent être utilisées dans une large gamme des applications de stabilisation. Le traitement de cendres volantes peut efficacement réduire le potentiel de gonflement des argiles fortement plastique et empêcher le gonflement sous les pressions plus petites de base.

- *Zalihe, Nalbantoglu (2004); cite par Azouz (2006)* a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les cendres volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités. Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement.

La réduction en valeurs de la pression de gonflement des deux sols indique que le gonflement des sols est empêché pour de petites valeurs de pression. *Nalbantoglu (2004) et Nalbantoglu, Gucbilmez (2002) citè par Azouz (2006)*. Figure II.23 et II.24

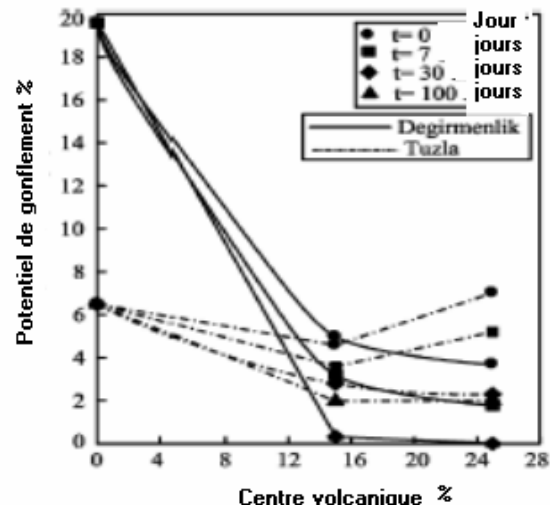


Figure II.23 : La variation du potentiel du gonflement en fonction des pourcentages des Cendres volcanique et du temps, pour des sols de degirmenlik et de tuzla (Nalbantoglu, et Gucbilmez, (2002)) cite par Azouz (2006).

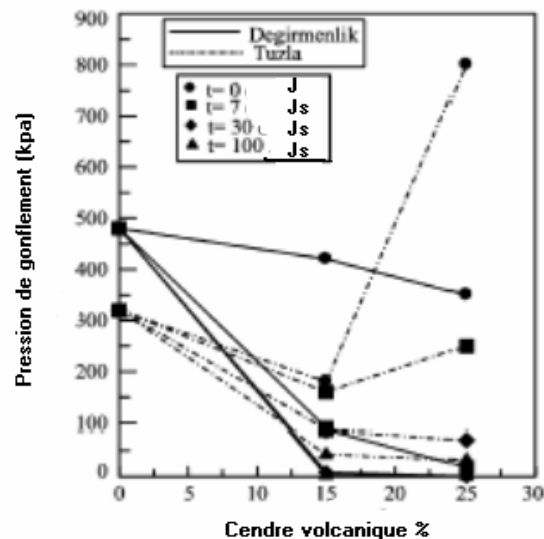


Figure II.24 : Effet des cendres volantes et du temps traitant sur les valeurs de pression de gonflement des sols de Degirmenlik et de Tuzla. (Nalbantoglu, et Gucbilmez, (2002)) cité par Azouz (2006)

Dans la même étude, des valeurs de CEC de capacité (d'échange) cationique ont été mesurées pour indiquer les changements de la minéralogie des cendres volantes des sols traités et ce pour expliquer la réduction du potentiel de plasticité et d'absorption de l'eau. (Figure I.23)

Les faibles valeurs de CEC indiquent que le traitement par les cendres volantes change la minéralogie du sol traité et produit de nouveaux minéraux secondaires.

L'utilisation des cendres volantes comme matériaux de stabilisation pour le sol semble être une solution intéressante. Cette utilisation aurait des avantages, en plus de la stabilisation, environnementaux.

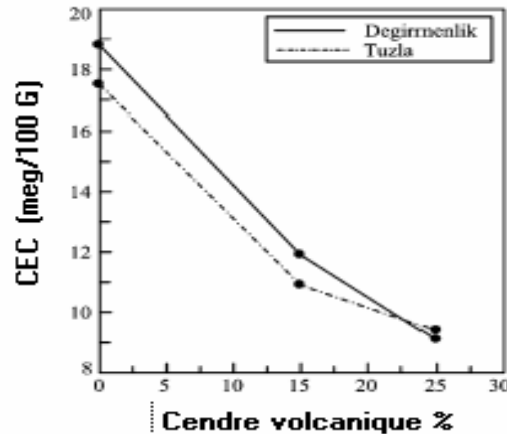


Figure II.23 : Capacité d'échange cationique, valeurs de CEC des cendres volantes traitées Sols de Degirmenlik et de Tuzla. (Nalbantoglu, et Gucbilmez, (2002)) cité par Azouz (2006)

II.8.1-Mécanisme de la réaction entre la chaux et les cendre volantes

Le mélange de la chaux et les cendres volantes avec le sol une partie de la chaux se combine avec les particules du sol, une partie avec l'oxyde de carbone présent dans le sol-air et le sol-eau et une partie avec les cendres volantes par une réaction pouzzolanique. La chaux réagit avec les minéraux de l'argile dans le sol de deux manières. Une ionique par nature, est une réaction complexe dans laquelle l'excès de cations de calcium, fourni par la chaux cause par son action de saturation sur les particules d'argile une floculation du sol et aussi un échange de calcium avec d'autres cations dans la structure de l'argile. Par cette réaction la plasticité diminue, la facilité pour la manipuler augmente grandement et les changements de volume dûs à l'humidité sont moins importants. L'autre réaction qui prend place quand le sol est compacté est pouzzolanique par nature. Des minéraux de quartz, de la taille de limon fin, en plus des minéraux de l'argile, prennent très probablement part à cette réaction. Des produits à réaction aglutinante se forment et augmentent la capacité de résistance du sol. Les produits aglutinants principaux sont les silicates et les aluminates de calcium.

L'oxyde de carbone se combine avec la chaux pour former du carbonate de calcium ou du carbonate de calcium-magnésium, suivant la chaux employée. Cette combinaison se retrouve à un rythme très bas dans les mélanges sol-chaux-cendres volantes. On a trouvé que la présence d'oxyde de carbone dans l'air n'affecte pas la résistance à la compression des sols limoneux et argileux stabilisés avec de la chaux et des cendres volantes. Cité par M. Mateos.

II.9-LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DES TECHNIQUES DE STABILISATION COURAMMENT UTILISEES : Dans le tableau suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque technique de stabilisation.

<i>Technique</i>	<i>procédés</i>	<i>Les avantages</i>	<i>Les inconvénients</i>
<i>Stabilisation mécanique</i>	compactage	-Le compactage est le plus économique. - Réduire le potentiel expansif.	- il faut une grande quantité d'eau. (compacter au dessus de l'optimum avec une W_n élevée).
	Substitution	-	-L'épaisseur de la couche - la disponibilité des matériaux.
	Pré humidification	-	- Le temps de l'opération - la distribution uniforme de w_n
	Méthode de contrôle	- Minimiser L'humidification ou dessèchement.	-La sensibilité a la variation de la teneur en eau.
<i>Stabilisation thermique</i>	- Augmenter la température	- Réduire la répulsion électrique entre les particules.	- très coûteuse.
<i>Stabilisation chimique (par ajout de matériaux)</i>	Les sels	- Augmenter la concentration Tonique de l'eau libre. - Réduire le phénomène d'échange.	- le choix de type de dosage et de la méthode 'addition d'un produit. (valence et rayon du cation)
	Le ciment	- augmenter la résistance. - diminuer la plasticité - réduire le potentiel de variation de volume. - Augmenter la limite de retrait	- utilisation d'un dosage important.
	La chaux	- diminuer la plasticité. La densité sèche et la pression u gonflement. - Augmenter la résistance et W_n opt - utilisation d'un faible dosage.	Carbonations de la chaux.

Tableau II.3 : les principaux avantages et inconvénients de chaque technique.

II.10- CONCLUSION

Suite aux conséquences des sols expansifs sur les ouvrages géotechniques en surface et souterrains, plusieurs chercheurs se sont intéressés sur leur stabilisation. Les différentes recherches se sont orientées sur les ajouts qui minimisent le plus le potentiel et la pression de gonflement.

Un grand nombre de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Ce chapitre a été consacré à l'étude bibliographique présentant l'état d'avancement de la recherche dans le domaine de la stabilisation des sols argileux .

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que : les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

CHAPITRE III

Caractérisation et identification des matériaux utilisés

III.1-INTRODUCTION

L'identification des sols est indispensable avant tout démarrage de travaux pour avoir une connaissance des caractéristiques du sol étudié et, ainsi, avoir une idée sur les éventuels problèmes posés.

Une bonne connaissance du sol permet:

- d'évaluer l'intérêt du traitement de sol et de la méthode de stabilisation à adopter.
- de déterminer le type d'agent de traitement à utiliser.
- d'avoir une première idée de la quantité d'agent de traitement à utiliser.

III.2 -CHOIX DES MATÉRIAUX UTILISÉS

Le premier sol utilisé dans cette étude a été obtenu à partir d'un site (projet de construction) appartenant au chantier de « réalisation des bâtiment » de **Bourmadia** situé approximativement à 2 km à l'ouest de la ville de **Relizane**. Ce sol est à l'origine de dégradations et fissurations de constructions récentes dues au phénomène de gonflement. Le deuxième sol a été obtenu à partir d'un site de **M'zila** (Daira de Sidi Ali) située à environ 45km au nord-est de la ville de **Mostaganem**.

Pour l'étude de stabilisation de ces deux argiles, il a été opté d'utiliser la pouzzolane de **Beni-Saf** (**W. Temouchent**).

III.3 -DESCRIPTION DES MATÉRIAUX UTILISÉS

Il est présenté dans ce paragraphe une description de la pouzzolane et de l'eau utilisés dans nos travaux d'identification et de stabilisation des argiles choisies.

III.3.1 la pouzzolane de BENI SAF

La pouzzolane naturelle utilisée est une lave rougeâtre, extraite du gisement de **Bouhamidi** de la région de **Béni-Saf** de l'Ouest de l'Algérie.

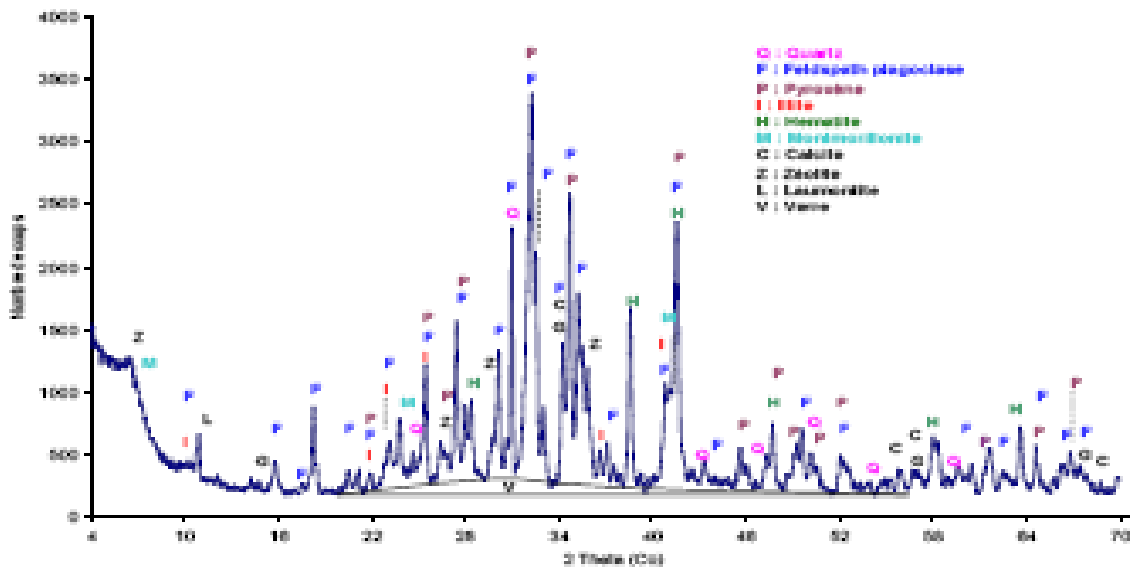
<i>Caractéristiques physiques</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Masse volumique apparente (g/cm³)</i>	0.98
<i>Masse volumique absolue (g/cm³)</i>	2.75
<i>Surface spécifique Blaine (cm²/g)</i>	3560
<i>Pouzzolanité (%)</i>	85
<i>Absorption (%)</i>	58.70
<i>Porosité (%)</i>	57.10
<i>Humidité (%)</i>	2.50
<i>Perte au feu (%)</i>	5.60

*Tableau III.1 : Caractéristiques physiques de la pouzzolane naturelle [ENSET-LTPO].
BENKADDOUR et al(2009).*

<i>Les composants</i>	<i>SiO₂</i>	<i>Al₂O₃</i>	<i>CaO</i>	<i>Fe₂O₃</i>	<i>MgO</i>	<i>SO₄</i>	<i>Cl</i>	<i>P.F</i>	<i>Total</i>
<i>Les teneurs (%)</i>	74.48	12.83	1.51	3.92	0.34	Nul	Nul	0.21	100.29

Tableau III.2 : Caractéristiques chimiques de la pouzzolane naturelle BENKADDOUR et al(2009).

L'analyse de la diffraction aux rayons X (**DRX**) de cette pouzzolane (figure III.1) montre qu'elle est constituée de minéraux cristallins riches en silice, alumine, fer et magnésium (Feldspath plagioclase, Pyroxène, quartz...) avec des minerais d'argile (montmorillonite, ...) plongés dans une masse amorphe (verre volcanique).



*Figure III.1 : Spectre de diffraction des rayons X de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf
BENKADDOUR et al(2009).*

III.3.2-L'eau

L'eau utilisée pour les essais est l'eau distillée.

III.4-DESCRIPTION DU PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

III.4.1- Prélèvement des argiles

Les prélèvements des argiles ont été effectués en février 2011. En ce qui concerne l'argile de Bourmadia, le prélèvement a été effectué sur une profondeur de 1,50 m environ. Par contre, le prélèvement de la bentonite de M'Zila a été réalisé sur un dépôt.

III.4.2- Stockage

Les matériaux une fois réceptionnés au niveau du laboratoire, ont été mis dans des sacs en plastique. Ils n'ont subi ni prédessiccation ni conditionnement.

III.4.3- Échantillonnage

Sachant que tous les traitements et analyses doivent porter sur un échantillon homogène. Il a été procédé à un mélange à partir des prélèvements élémentaires, sans prédessiccation ni conditionnement. Un échantillon global a été constitué et à partir duquel, il a été prélevé une quantité considérée comme échantillon.

III.4.4-Essais réalisés

Nous avons procédé à deux types d'essais.

a- Essais d'identification au laboratoire :

Les essais présentés ci-après sont nécessaires pour apprécier les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques de nos deux argiles, sachant qu'ils ont une impacte sur le comportement mécanique général.

1. L'essai de sédimentométrie et la granulométrie par voie humide permettant de connaître la distribution granulométrique.
2. L'essai au pycnomètre qui permet de connaître le poids spécifique des grains solides.
3. L'essai au calcimètre servant à connaître le taux du pourcentage en CaCO_3
4. L'essai au bleu de méthylène qui sert à connaître l'activité de la fraction argileuse.
5. Les essais aux limites d'Atterberg permettant de connaître l'état de consistance des argiles.
6. L'essai de Proctor pour déterminer le teneur en eau optimum et poids volumique sec
7. L'essai de compressibilité pour déterminer le coefficient de gonflement et de compressibilité
8. L'essai de capacité d'échange cationique
9. L'essai de cisaillement direct permettant la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du sol, à savoir l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c).
10. L'essai de CBR pour déterminer l'indice de CBR.

b- Essais oedométrique pour déterminer les paramètres du gonflement :

L'appréciation du comportement du gonflement des deux sols a été réalisée par les essais oedométrique.

III.5-IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES ARGILES

III.5.1-Distribution granulométrique

L'étude granulométrique des éléments constitutifs de nos argiles est menée selon les procédures suivantes :

- tamisage (NF P 94-041) qui fournit la répartition des grains qui ont un diamètre $\geq 80 \mu\text{m}$ (figure III.2-a).
- par sédimentométrie (NF P 94-057) qui complète la première et analyse et fournit la distribution en poids des éléments $\leq 80 \mu\text{m}$ (à noter que l'essai sédimentométrique a été réalisé sans défloculation) (figure III.2-b).



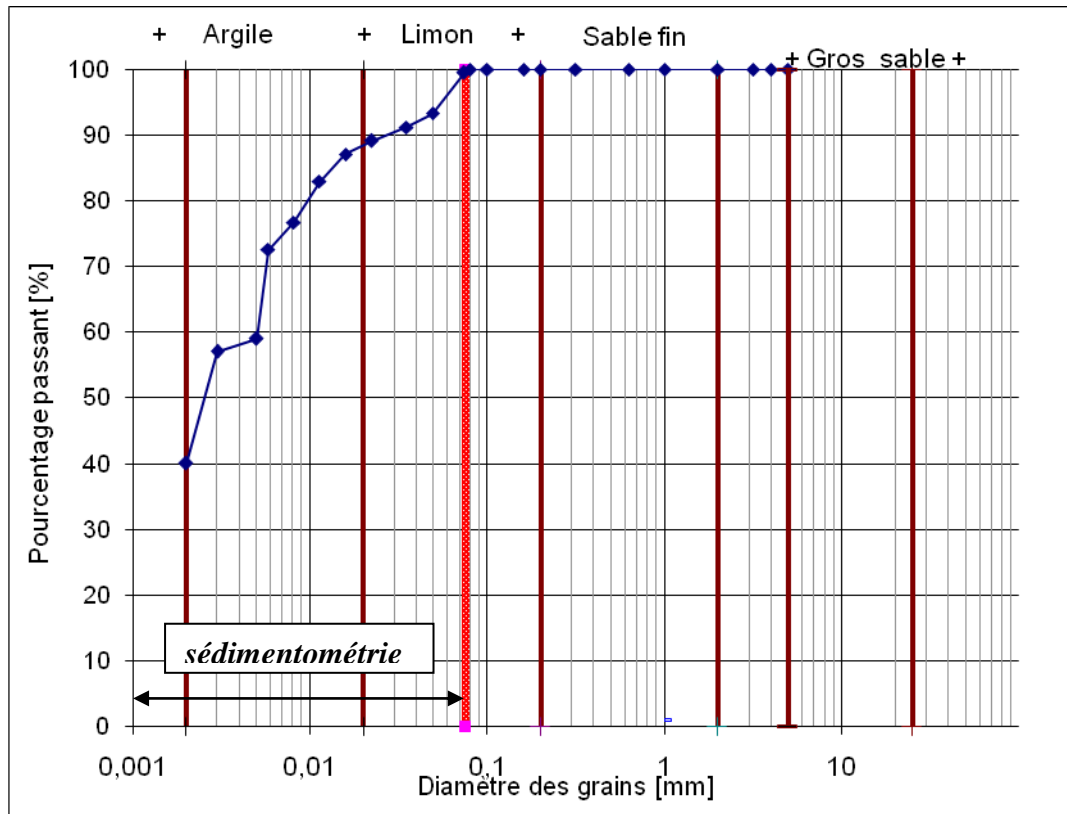
a- la granulométrie par tamisage



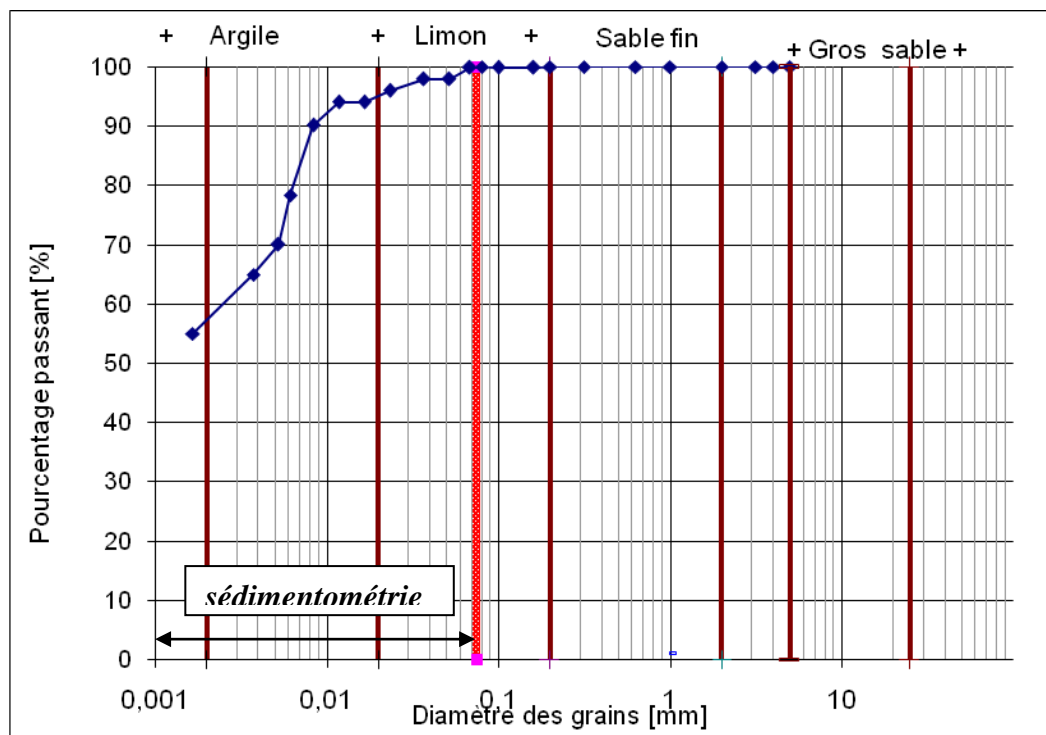
b- sédimentométrie

Figure III. 2 : essais granulométriques par tamisage et sédimentométrie

L'essai nous a permis de mettre en valeur la distribution granulométrique des nos argiles, qui est indiquée dans le tableau III.3 et illustrée par les figures III.3 et III.4.



a- L'argile de Bourmadia



b- Bentonite de M'Zila

Figure III.3 : l'analyse granulométrique-argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila-

<i>Taille des particules</i>	<i>l'argile de Bouramdia</i>	<i>Bentonite de M'zila</i>
<i>Inférieure à 2 μm</i>	40	55
<i>Comprise entre 2 μm et 63μm</i>	53	43
<i>supérieure à 63μm</i>	7	2

Tableau III.3 : Distribution granulométrique

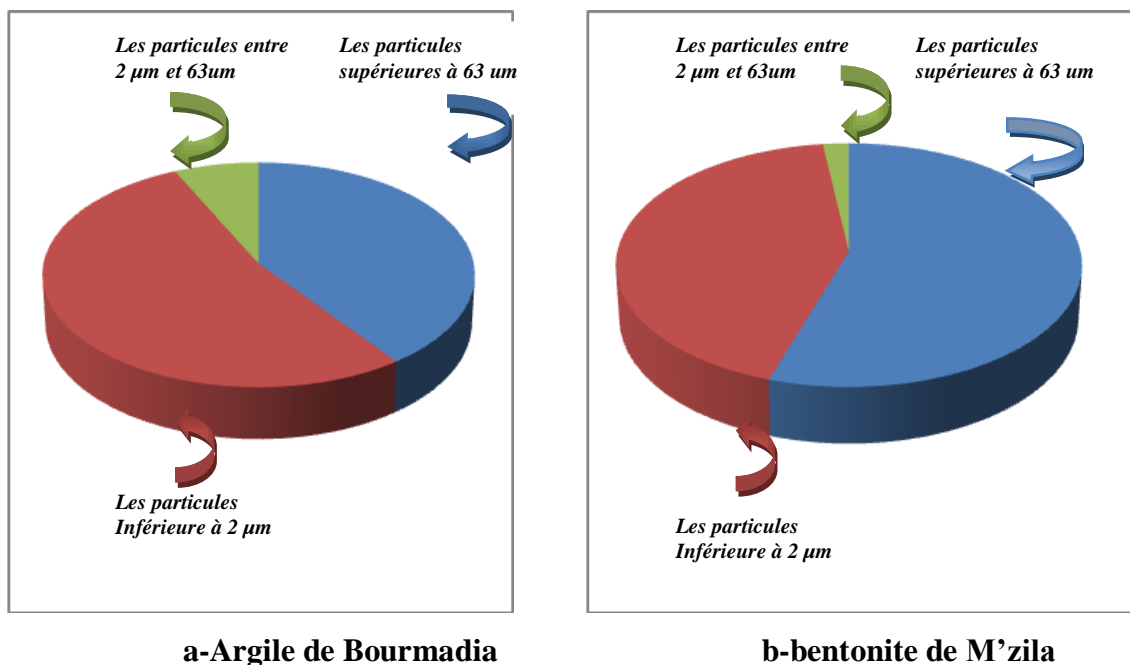


Figure III.4 : La distribution granulométrique

- **L'argile de Bouramdia**

La répartition des éléments qui composent notre argiles est en faveur des particules fines dont la taille ne dépasse pas 2 μm , avec le taux le plus élevé, soit 40%, par contre 53% pour les éléments dont la taille est comprise entre 2 μm et 63 μm , tandis que les particules ayant des diamètres supérieurs à 63 μm , elles ne représentent que 7%.

- **Bentonite de M'zila :**

Pour cette argile, la taille des particules fines ne dépasse pas 2 μm , possède le taux le plus élevé, soit 55%. Par contre, les éléments dont la taille est comprise entre 2 μm et 63 μm est seulement de 43%, tandis que les particules ayant des diamètres supérieurs à 63 μm , elles représentent que 2%.

III.5.2-L'essai de pycnomètre : NORME NF P94-054

- **But de l'essai :**

Cet essai sert à la détermination du poids spécifique des particules solides des sols.

- **Principe de l'essai :**

L'échantillon de sol est séché à l'étuve à la température de 102°C. Le volume des particules déduit par pesée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de l'eau de masse volumique connue aux particules solides.

Le tableau suivant présentent les Le poids spécifique des particules solides des différents échantillons :

<i>L'échantillon</i>	<i>Le poids spécifique des particules solides</i>
<i>Argile de Bourmadia</i>	2.45 g/cm ³
<i>Bentonite de M'zila</i>	2.23 g/cm ³

**Tableau III.4: différents poids volumiques d'échantillon
(Argile de Bourmadia et bentonite M'zila).**

III.5.3-Teneur en calcaire (CaCO₃) : NORME NF P94-048

Les teneurs en calcaire des argiles considérées ont été obtenus à partir des travaux de Menad K. (2009) et sont indiquées dans le tableau suivant :

<i>Les argiles étudiées</i>	<i>Argile Bourmadia</i>	<i>Bentonite M'zila</i>
<i>Le teneur en CaCO₃ (%)</i>	22.54	2.94
<i>La nature du sol</i>	Marne	Argile

Tableau III.5 : Les teneurs en calcaire des argiles

- **L'argile de Bourmadia**

La teneur en CaCO₃ enregistrée par le calcimètre est de l'ordre de 22.54%, ce qui place notre argile dans la catégorie des sols à dominance « Argile marneuse », compte tenu de la classification tirée des normes NF P 94-048 et dont la teneur est comprise ente 10 et 30 %.

- **Bentonite de M'zila :**

La teneur en CaCO₃ de l'ordre de 2.94%.

III.5.4-La minéralogie

La composition chimique de l'argile de Bourmadia et la bentonite de M'zila est indiquée dans le tableau III.6.

<i>Désignation</i>	<i>Composition chimique %</i>	
	<i>Argile de Bourmadia</i>	<i>Bentonite de M'zila</i>
<i>SiO₂</i>	43.40	68.69
<i>Al₂O₃</i>	13.14	12.31
<i>Fe₂O₃</i>	5.31	4.26
<i>MgO</i>	2.81	1.49
<i>CaO</i>	12.00	5.04
<i>Na₂O</i>	0.73	2.56
<i>K₂O</i>	2.01	1.32
<i>SO₃</i>	0.83	1.22
<i>Cl</i>	0.211	0.181

Tableau III.6 : Composition minéralogique de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila

○ **Argile de Bourmadia :**

Il ressort du tableau III. 6 que les taux les plus élevés sont observés pour la silice (SiO₂) avec une valeur de 43.40% suivi de Al₂O₃, qui enregistre 13.14% et enfin CaO avec 12.00%. La teneur des autres éléments varie entre 5.31% pour le Fe₂O₃ et 0.211% pour Cl.

○ **Bentonite de M'zila :**

D'après tableau III. 6, les taux les plus élevés sont observés aussi pour la silice (SiO₂) avec une valeur de 68.69% suivi, CaO qui enregistre 17.29% et l'oxyde d'aluminium (Al₂O₃) 12.17%. Par contre, la teneur des autres éléments varie entre 4.97% pour le Fe₂O₃ et 0.18% pour Na₂O. A partir de ces résultats, on constate que notre argile contient un taux élevé de SiO₂ et aussi qu'elle est du type sodique.

III.5.5-La valeur au bleu : NORME NF P 94-068

Le principe de l'essai consiste à maintenir en permanence sous agitation un mélange [échantillon (O/d) + eau] puis à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives (figure III.5), jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées, il apparaît alors un excès qui marque la fin de l'essai et qui est détecté par le test de la tâche. Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre

normalisé, une tache qui est un dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Le test est alors positif.

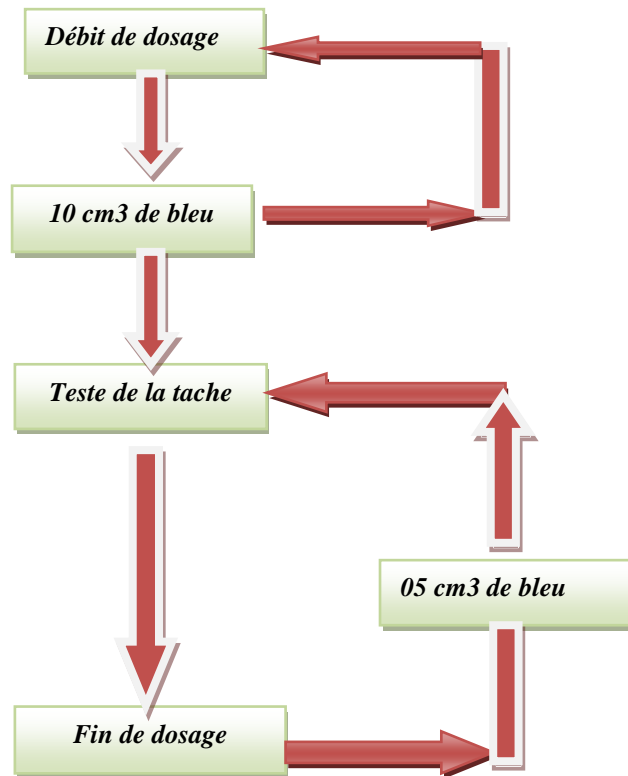


Figure III.5 : Dosage de l'essai de bleu selon (NFP 94-068)

L'essai au bleu permet une évaluation globale de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse : $VBS = \text{Nombre de cm}^3 \text{ de solution} / \text{Poids sec de la Prise}$.

où VB est la valeur du bleu

Connaissant la valeur du bleu déterminée sur l'une des fractions les plus fines O/d, on peut calculer celle de la fraction globale O/d à partir de la courbe granulométrique du sol. $VBS = (O/d) = VBS (O/d) \times P/100$

P : proportion de la classe granulaire O/d dans le sol.

Ensuite, on peut calculer la valeur du bleu pour les éléments ($< 2\mu$). Il est effectué sur la fraction 0/2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

- $VBS < 0,2$: sols sableux (sol insensible à l'eau)
- $0,2 < VBS < 2,5$: sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)
- $2,5 < VBS < 6$: sols limono-argileux, (sol de plasticité moyenne)
- $6 < VBS < 8$: sols argileux
- $VBS > 8$: sols très argileux

Les valeurs de bleu mesuré dans nos essais sont :

<i>L'argile</i>	<i>La valeur de bleu</i>	<i>Type de sol</i>
<i>L'argile de Bourmadia</i>	8.83	sols très argileux
<i>Bentonite de M'zila</i>	18.67	sols très argileux

Tableau III.7 : Récapitulatif des valeurs de bleu de nos argiles

III.5.6-Les limites d'Atterberg : NORME NF P 94-051

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. (Figure III .6).

a-Les définitions :

- **Limite de liquidité (W_L)** : Teneur en eau à laquelle un sol cesse d'être plastique pour devenir liquide si on y ajoute de l'eau (état limite). Les sols sans cohésion ne présentent pas de limite de liquidité telle que définie par cet essai. Cette limite est atteinte lorsque le sol se referme sur une longueur de 12 à 13 mm après être tombé 25 fois, dans une coupelle prévue à cet effet, à une fréquence de deux chutes par secondes et d'une hauteur de 1 cm.
- **Limite de plasticité (W_p)** : Teneur en eau à laquelle un sol cesse de présenter un comportement plastique pour devenir semi-solide si on continue à l'assécher. Les sols sans cohésion ne présentent pas de limite de plasticité. Cette limite est atteinte lorsqu'un rouleau de sol de 3 mm de diamètre commence à se fendiller à la manipulation.
- **Indice de plasticité (I_p)** : Fourchette des teneurs en eau à l'intérieure de laquelle le sol demeure plastique ou malléable .Différence entre les limites de plasticité et de liquidité, soit :

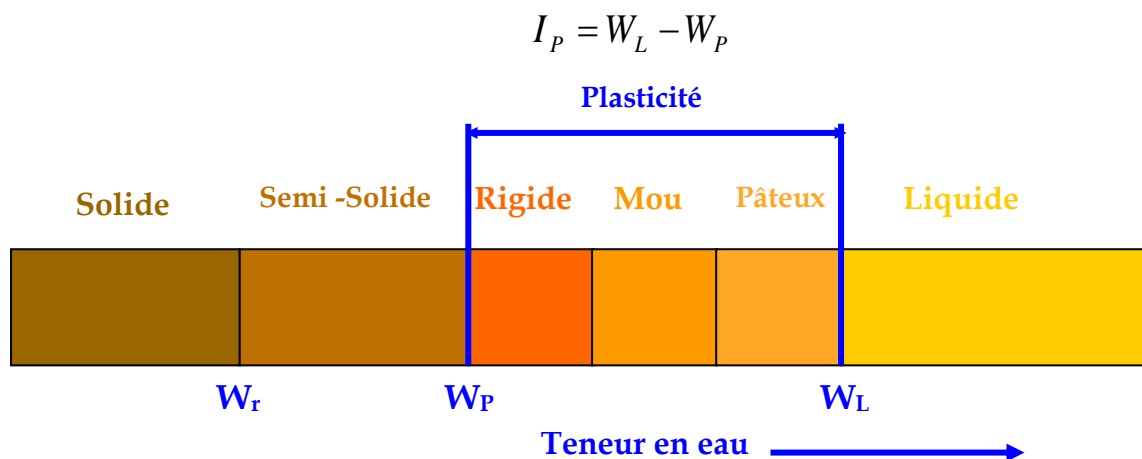


Figure III .6 : Différents états de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau.

b-Principe de l'essai :

Les limites d'Atterberg consistent en des teneurs en eau limites qui marquent la transition entre deux états de consistance dans un sol cohérent. Ces limites permettent de classer les sols selon leur plasticité et sont obtenues de manière empirique à l'aide de méthodes normalisées. (Figure III.7).



Figure III.7 : l'essai des limites d'Atterberg

Les argiles	La limite de liquidité W_L (%)	La limite de plasticité W_P (%)	L'indice de plasticité IP	Type de sol
L'argile de Bourmadia	65.50	28.06	37.44	Sol très plastique
Bentonite de M'zila	126.36	51.42	74.94	Sol très plastique

Tableau III.8 : Récapitulatif des limites d'Atterberg de nos argiles.

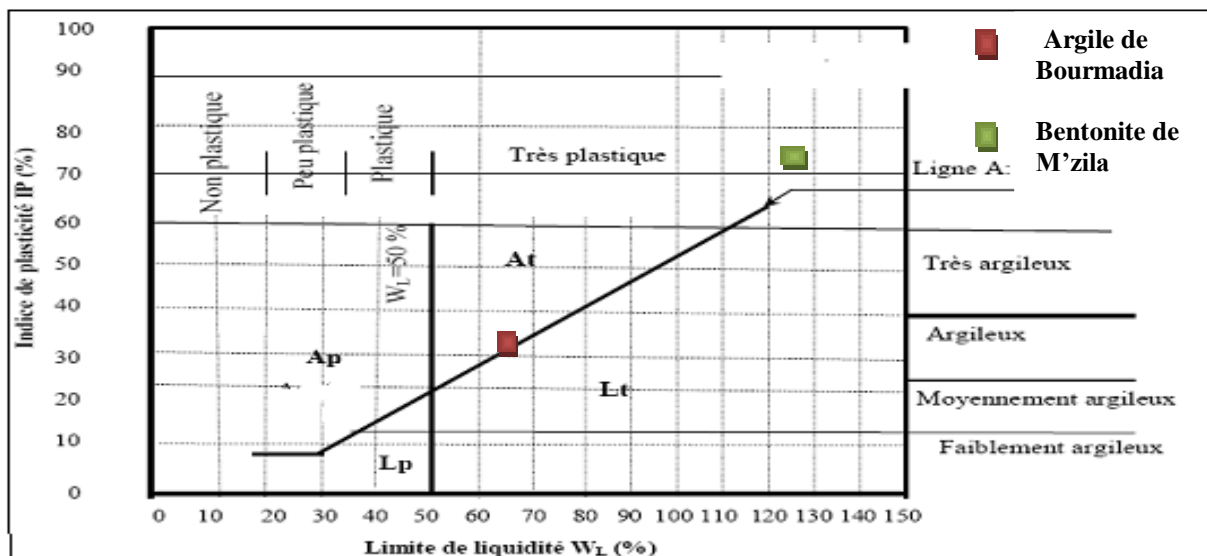


Figure III. 8: Résultat (W_L , IP) de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila placé dans le diagramme de plasticité de Casagrande.

III.5.7-Essai Proctor : NORME NF P 94-093

Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises.

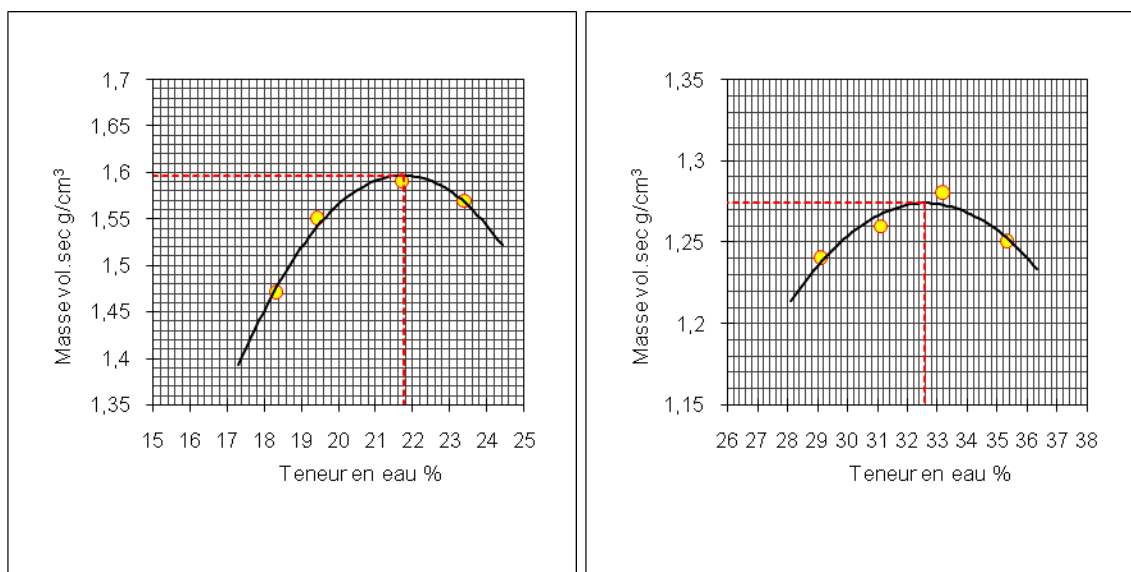
On compacte des échantillons de sol dans un moule normalisé, en adoptant diverses valeurs. Pour chaque essai, on détermine la masse volumique apparente de teneur en eau correspondante. (Figure III.9).

Puis les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum Proctor.

L'abscisse du maximum de cette courbe représente le teneur en eau optimum W_{opt} , ordonnée la densité sèche maximum $\gamma_{d max}$. (figure III.10).



Figure III.9 : l'essai de Proctor



a-Argile de Bourmadia

b-Bentonite de M'zila

Figure III.10 : Essai de compactage

<i>l'argile</i>	<i>la densité sèche maximum</i> $\gamma_{d\ max} [g/cm^3]$	<i>le teneur en eau optimum</i> $W_{opt} [%]$
<i>bentonite de M'zila</i>	1.27	32.60
<i>Argile de Bourmadia</i>	1.6	21.70

Tableau III.9 : la densité sèche maximum et le teneur en eau optimum de nos argiles.

Il est facilement remarqué que les deux sols présentent une forte sensibilité à l'eau autour de l'optimum Proctor. C'est une caractéristique des sols argileux.

III.5.8-Essai de compressibilité à l'œdomètre : NORME NF P 94-090-1

a-Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes provenant d'un même échantillon et prélevé sensiblement au même niveau. Chaque éprouvette de sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre) et un dispositif qui applique sur cette éprouvette un effort axial vertical maintenu constant. L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente après chaque consolidation et à mesurer la variation de la hauteur lorsqu'elle est mise en présence d'eau.

b-Mode opératoire :

- Préparer les échantillons des deux sols.
- Mettre les échantillons ainsi préparés entre deux pierres poreuses.
- Porter à saturation à l'aide du dispositif de l'œdomètre.
- Appliquer le chargement de l'échantillon par paliers de contraintes à l'aide du piston de l'œdomètre
- Effectuer la lecture du comparateur lorsque le tassement est stabilisé (Consolidation)

c- Les paramètres initiaux :

- **La section oedométrique S:** est la section transversale de l'enceinte oedométrique avec un rayon R, telle que : $S = R^2 * \Pi$
- **Hauteur initiale h_0 :** est la hauteur de l'enceinte

- **Le poids sec w_s** : le poids sec est le poids de l'échantillon oedométrique après passage à l'étuve, le poids sec de l'échantillon nous aide pour calculer le poids spécifique de sol (γ_d) tel que : $\gamma_d = w_s / s * h_p$
et pour calculer la hauteur pleine h_p tel que : $h_p = w_s / \gamma_s * s$
- **Indice de vide initiale e_0** : est l'indice du vide de l'échantillon à $T=0s$ et $P=0$ tel que : $e_0 = h_0 / h_p - 1$
- **Contrainte effective de pré consolidation « σ'_{pc} »** : qui correspond à la contrainte effective verticale maximale supportée par l'échantillon au cours de son histoire. Courbe ($e - \log \sigma$).
- **Indice de compressibilité « C_c »** : qui représente la pente de la droite ($e - \log \sigma'_v$) pour le cas du chargement, il est donc défini par : $C_c = -\Delta e / \Delta(\log \sigma'_v)$
- **Coefficient de gonflement « C_g »** : qui représente la pente de la droite ($e - \log \sigma$) pour le cas du déchargement et il a la même expression que C_c .

$$C_g = \Delta e / \Delta(\log \sigma'_v)$$

d-Traçage de courbe oedométrique :

La courbe de compressibilité d'un sol gonflant est représentée dans la figure suivante :

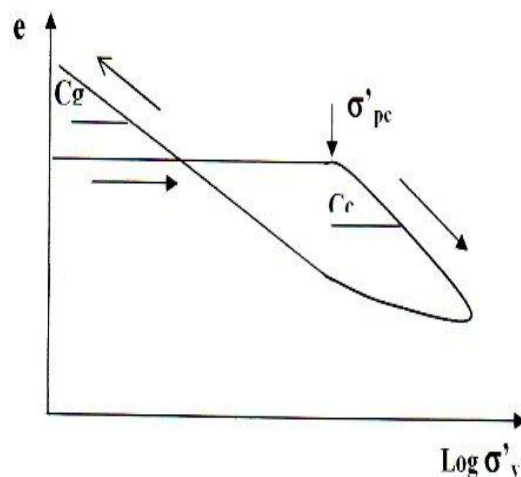


Figure III.11 : Courbe de compressibilité d'un sol gonflant.

Les essais de l'œdomètres sont effectués sur les deux argiles (l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila).

Les figures suivantes présentent les courbes œdométriques des deux échantillons :

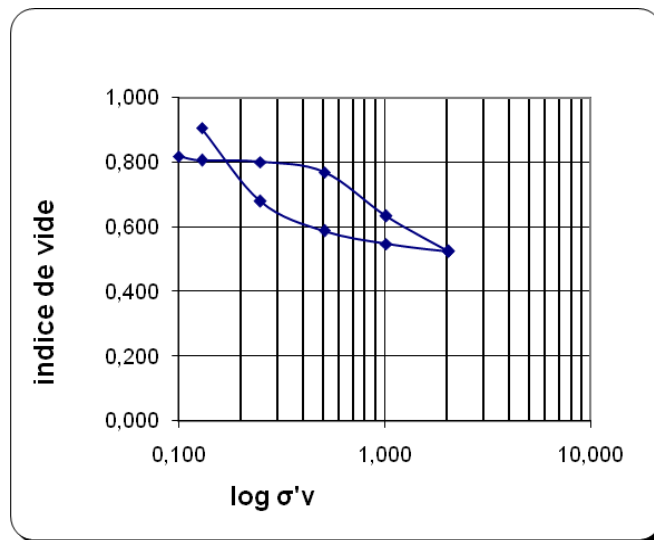


Figure III.12: Courbe œdométrique de l'argile de Bourmadia

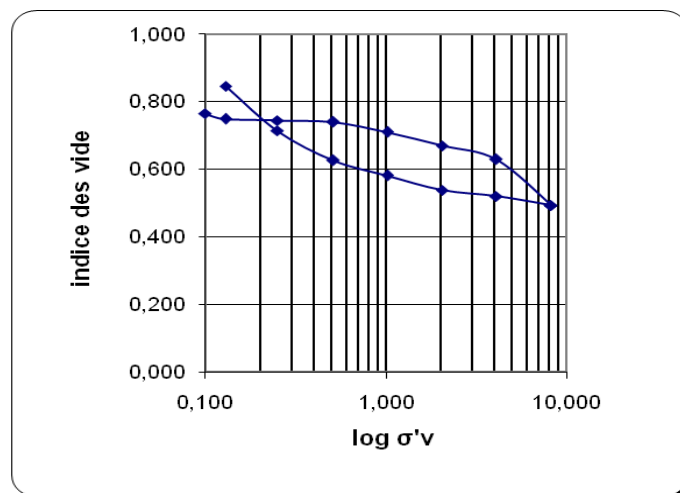


Figure III.13: Courbe œdométrique de la Bentonite de M'zila

A partir de ces courbes, on peut déterminer les coefficients de gonflement et de compressibilité des sols, qui sont essentiels à la classification des sols considérés.

Les résultats sont regroupés dans le tableau II.10.

Argile	e_0	C_c	C_g
Argile de Bourmadia	0.81	0,10	0.12
Bentonite de M'zila	0.76	0.13	0.15

Tableau II.10 : Résultats des essais œdométriques des deux argiles.

Le classement des argiles selon leurs indices de compressibilités et indices des vides, est donné par *Philipponnat et Hubert (1997)*.

- $Cc/1+e_0 < 0,015$ —————> sol incompressible.
- $0,015 < Cc/1+e_0 < 0,05$ —————> sol peu compressible.
- $0,05 < Cc/1+e_0 < 0,2$ —————> sol moyennement compressible.
- $Cc/1+e_0 > 0,2$ —————> sol très compressible.

Le tableau II.11 représente le classement des argiles utilisées selon leurs indices de compressibilité.

<i>Argile</i>	<i>$Cc/1+e_0$</i>	<i>Classement</i>
<i>Argile de Bourmadia</i>	0.084	moyennement compressible
<i>Bentonite de M'zila</i>	0.073	moyennement compressible

Tableau III.11 : Classement des échantillons selon leurs indices de compressibilités

A partir des résultats obtenus, on constate que les deux argiles se classent parmi les sols moyennement compressibles.

III.5.9-Mesure de la capacité d'échange cationique par la méthode au bleu de méthylène:

La capacité d'échange cationique a évidemment un rôle important, car plus les feuillets possèdent des sites compensables, plus ils peuvent adsorber des ions. Donc ce paramètre, nous permet d'avoir une connaissance assez précise sur le comportement au gonflement du matériau étudié.

○ Mode opératoire :

L'expérience a été réalisée à la température ambiante en mettant en contact une masse fixe de 0.4g d'argile (tamis 500µm) en suspension avec une solution aqueuse de bleu méthylène (BM) à 0.5g/l de volume variable. Les volumes en suspensions obtenus sont ajustés à 100ml par l'eau distillée. Les suspensions sont agitées durant deux heures après quoi, elles sont centrifugées durant 20 minutes. Dans le surnageant, on mesure la concentration en BM par spectrophotométrie à la longueur d'onde de 665nm.

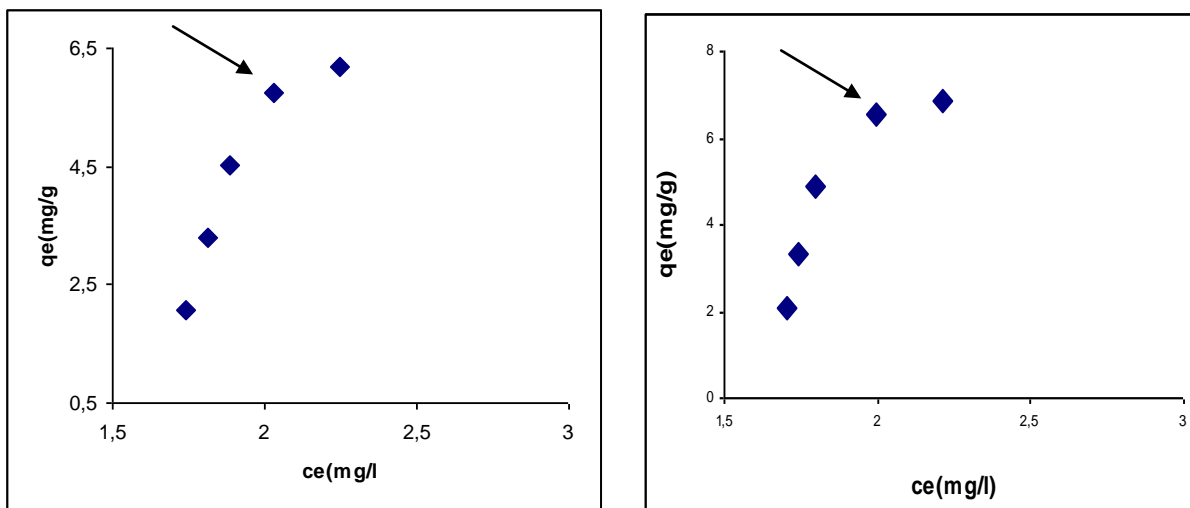
Nous avons établi la courbe d'étalonnage et $y=0.0298x$ avec coefficient de détermination $R^2=0.995$

○ **Appareillage :** cette méthode nécessite d'utiliser des instruments à savoir : Agitateur magnétique –burettes-béchers de 1000ml-tige de verre d=8mm-fioles de 100ml-papier filtre-centrifugeuse –spectrophotométrie

Les résultats obtenus sont présentés dans Le tableau III.12 et la figure III. 14 :

Argile de Bourmadia	<i>concentration</i>					
	<i>Ce (mg /l)</i>	1,74	1,81	1,88	2,03	2,03
	<i>qe (mg/g)</i>	2,06	3,30	4,53	5,74	6,12
Bentonite M'zila	<i>concentration</i>					
	<i>Ce (mg /l)</i>	1,70	1,74	1,80	1,99	2,21
	<i>qe (mg/g)</i>	2,07	3,31	4,88	6,54	6,87

Tableau III.12 : les résultats après spectrophotomètre de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'zila



a-argile de Bourmadia

b-bentonite de M'zila

Figure III. 14 : Les courbes d'adsorption

Le tableau suivant résume les résultats de l'essai CEC pour nos sols.

Tel que :

$$CEC = q_e \times 10$$

Matériaux	Capacité d'échange cationique CEC meq/100g
Argile de Bourmadia	55
Bentonite de M'zila	65

Tableau III.13 : les valeurs de la CEC

- La capacité d'échange de nos argiles est faible par rapport à ceux indiquées dans le tableau. I.3 (chapitre I). Ceci peut être expliqué par la présence d'impuretés.
- D'après les résultats de tableau (III.13), nous avons constaté que la valeur de la capacité d'échange cationique de l'argile de Bourmadia est faible par rapport à celle de la bentonite de M'zila. Cette différence indique que la bentonite de M'zila est caractérisée par un potentiel de gonflement et une pression de gonflement plus importants que ceux de l'argile de Bourmadia.

III.5.10-Etude du comportement mécanique par l'essai de cisaillement rectiligne : NORME NF P 94-071-1 :

Dans l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'échantillon est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre. On applique à l'échantillon un effort normal de compression N , verticalement, par l'intermédiaire d'un piston et un effort de cisaillement T , horizontalement, en déplaçant la demi-boîte inférieure.

Un comparateur de mesure de la variation de la hauteur de l'échantillon est utilisé. (Figure III.15).

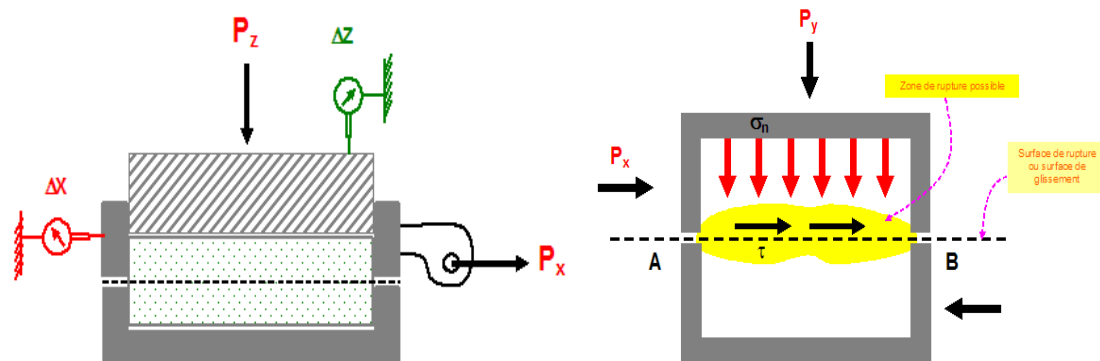


Figure III.15: Principe de l'essai de cisaillement rectiligne

L'objectif de cette partie expérimentale est de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement des deux argiles, à savoir l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion c .

○ Préparation des échantillons

Les échantillons sont préparés en utilisant le compactage statique, avec les caractéristiques du compactage normal proctor (γ_{max} , et w_{opt}).

Le principe de l'essai consiste à appliquer un effort de cisaillement à un échantillon placé dans une boîte de dimension 6cm de côté (forme carrée) et de hauteur 2,3cm, constituée de

deux demi boîtes indépendantes. La boîte est placée sur un bâti, par la suite après avoir désolidarisé les deux demi- boîtes en enlevant les vis de jonction, un moteur permet l'entraînement du dispositif de déplacement latéral, qui permet de déplacer la demi- boîte inférieure, alors que la demi boîte supérieure reste immobile (voir la III.16).



Figure III.16 : L'essai de l'appareil de cisaillement

Sur la courbe Contrainte-Déformation (déplacement horizontal), la résistance au cisaillement est définie comme étant (voir figure III.17):

- 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 de très grande déformation.

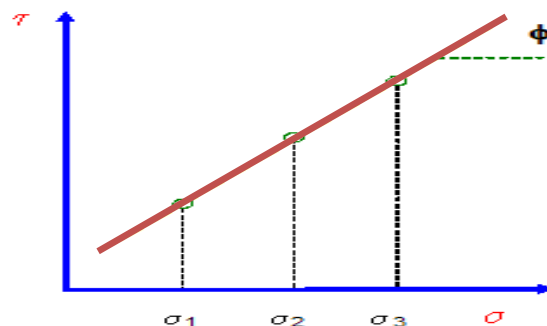
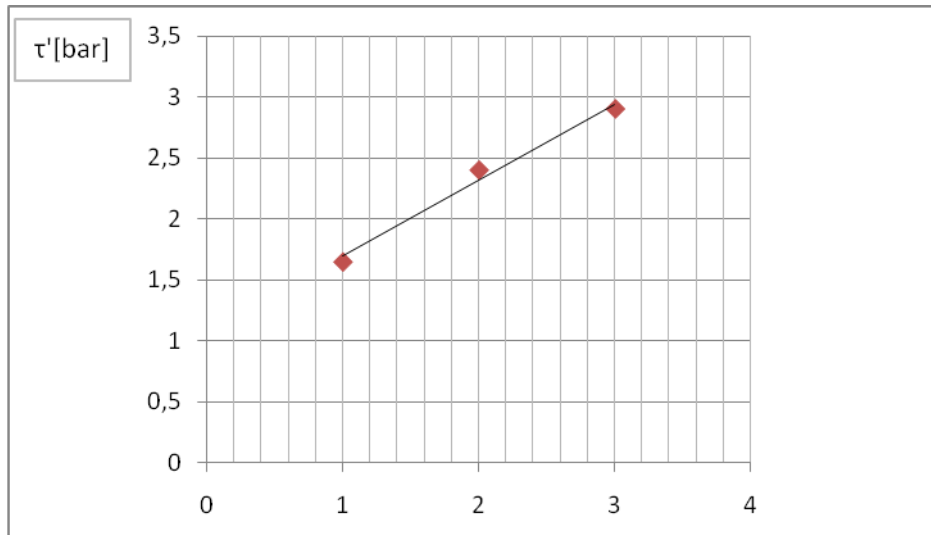


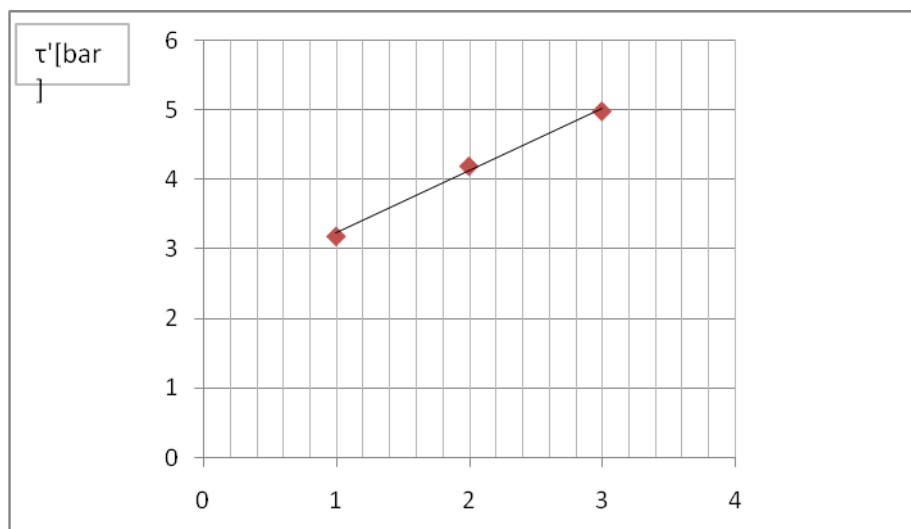
Figure III.17: Les caractéristiques mécaniques en résistance au cisaillement.

- Les contraintes normales utilisées pour mener cet essai sont :
 - $\sigma_1 = 1 \text{ bar}$
 - $\sigma_2 = 2 \text{ bars}$
 - $\sigma_3 = 3 \text{ bars}$

- La vitesse de cisaillement utilisé est de 1.5 mm/mn.



a-Argile de Bourmadia



b- Bentonite de M'zila

Figure III.18 : Essai de cisaillement de l'argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila

Le tableau suivant résume la cohésion et l'angle de frottement des deux sols étudiés

<i>Matériaux</i>	<i>La cohésion (c')</i>	<i>L'angle de frottement (φ')</i>
<i>Argile de Bourmadia</i>	1.34	23.81
<i>Bentonite de M'zila</i>	2.74	32.12

Tableau III.14: les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement

III.5.11-L'essai de CBR : NORME NF P 94-078

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. (Figure III.19).



Figure III.19 : l'appareil de CBR

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 diminuée).

La charge apportée par le pneu sur la chaussée poinçonne le sol de fondation. Ce poinçonnement est d'autant plus petit que l'épaisseur de la chaussée est grande.

- P: pression appliquée par le pneumatique sur le sol de fondation.
- Q: surcharge simulant l'action de la chaussée qui s'oppose au déplacement vertical du sol de fondation lors de l'action du pneu.

On peut reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.

On lui applique les conditions hydriques prévues pendant la vie de l'ouvrage:

- immersion pendant 4 jours dans de l'eau. (figure III.20).
- pas d'immersion : essai immédiat.

On applique ensuite une charge voisine de ce que sera la charge de service et on poinçonne

le matériau dans des conditions déterminées (vitesse constante et déterminée) tout en mesurant les efforts (F) et les déplacements (Δh) en résultant.



Figure III.20 : Immersion dans l'eau pendant 4 jours.

Les figures suivantes présentent les courbes de CBR des deux échantillons :

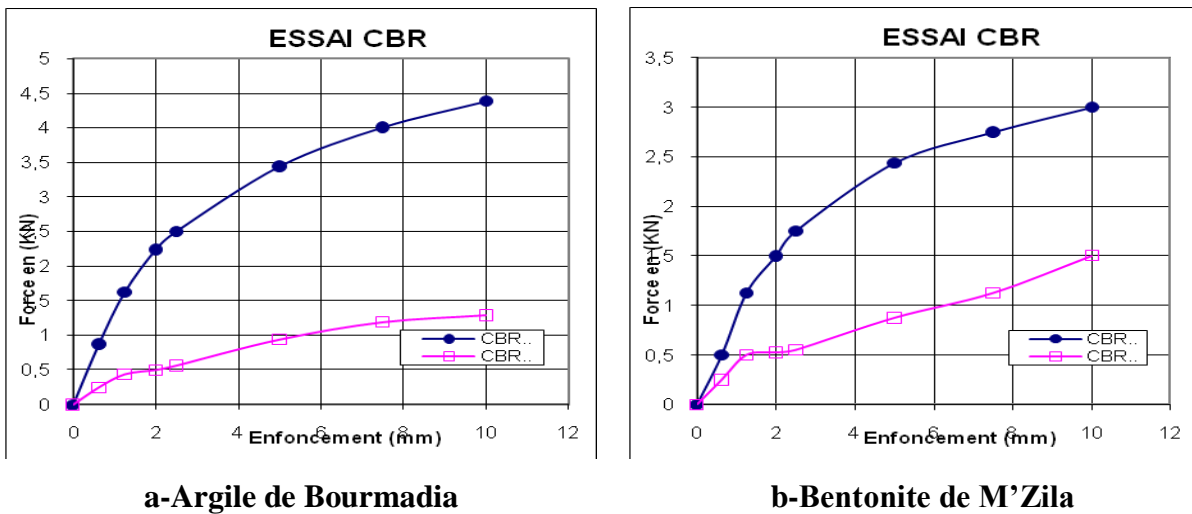


Figure III.21 : Les courbe de CBR-argile de Bourmadia et Bentonite de M'zila-

Les résultats sont regroupés dans les tableaux III.15 et III.16 :

o CBR immédiat

Argile	F1:effort de pénétration a2.5mm(KN)	F2:effort de pénétration a5mm(KN)	L'indice C.B.R. immédiat1	L'indice C.B.R. immédiat 2	L'indice C.B.R. immédiat supérieur (1,2)
Argile de Bourmadia	2,5	3,4375	18,7	17,187	18,7
Bentonite de M'Zila	1,75	2,4375	13,1	12,187	13,1

Tableau III.15 : Essai de portance CBR Immédiat

Pour une teneur en eau égale à la teneur en eau W_{opt} , les deux échantillons considérés ont présenté un indice CBR suivant :

- L'indice C.B.R. immédiat=18.7 pour l'argile de Bourmadia.
- L'indice C.B.R. immédiat=13.1 pour bentonite de M'zila

A la teneur en eau W_{opt} , il est constaté que la bentonite de M'zila présente un indice CBR plus faible que celui de l'argile de Bourmadia.

- **CBR imbibé 04 JOURS**

<i>Argile</i>	<i>F1:effort de pénétration a2.5mm(KN)</i>	<i>F2:effort de pénétration a 5mm(KN)</i>	<i>L'indice C.B.R. immédiat1</i>	<i>L'indice C.B.R. immédiat2</i>	<i>L'indice C.B.R immédiat supérieur (1,2)</i>	<i>gonflement (mm)</i>
<i>Argile de Bourmadia</i>	0,5625	0,9375	4,21	4,6875	4,6875	2.67
<i>Bentonite de M'Zila</i>	0,55	0,875	4,12	4,375	4,375	3,21

Tableau III.16: Essai de portance CBR imbibé.

Ici les échantillons sont immergés et le comportement mécanique est différent par le fait du phénomène de gonflement. D'après la figure III.21 on constate ce qui suit :

- pour les deux échantillons, on remarque : une chute de résistance (par comparaison avec les résultats de l'ICBR immédiat).

On conclue que la teneur en eau est un facteur majeur sur le comportement mécanique, notamment la portance du sol avec ou sans immersion.

III.6-MESURE DES PARAMÈTRES DU GONFLEMENT

III.6.1-Estimation indirecte du potentiel de gonflement

Un nombre considérable d'approches empiriques, proposées par différents chercheurs, sont utilisées pour l'évaluation du potentiel de gonflement. Ces approches sont basées sur des caractéristiques physiques du sol tels que : la limite de liquidité, et l'indice de plasticité. Ces échantillons sont à caractère gonflant élevé, très élevé et critique, donc on s'attend à des pressions de gonflement assez fortes (tableau III.17).

Échantillons utilisés	Les paramètres		Approches/Chercheurs	potentiel de gonflement
	W_L [%]	I_P [%]		
Argile de Bourmadia	65.50	37.44	W_L (50 – 70) <i>Dakshanamurthy et Raman</i> (1973)	Elevé
			$I_p > 35$ <i>Sanglerat</i> (1981)	Très élevé
Bentonite de M'zila	126.36	74.94	$W_L > 90$ <i>Dakshanamurthy et Raman</i> (1973)	Critique
			$I_p > 35$ <i>Sanglerat</i> (1981)	Très élevé

Tableau III .17 : Classification du Potentiel de gonflement des échantillons de deux sols Selon quelques approches des chercheurs

III.6.2-Estimation directe du potentiel et de la pression de gonflement

○ Préparation des échantillons :

Il est à noter que tous les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés, préparés par broyage puis compactage quasi statique à la densité et à la teneur en eau désirées. Nous avons pris des densités et des teneurs en eau égale à l'optimum proctor. La teneur en eau était de 21.70 % pour l'argile de Bourmadia et de 32.60 % pour la bentonite de Mzila, et la densité sèche égale à 1.60 g/cm^3 pour l'argile de Bourmadia et 1.27 g/cm^3 pour celle de M'zila.

L'échantillon est ensuite prélevé en enfonçant l'anneau oedométrique, puis lissé et arasé aux niveaux supérieur et inférieur de l'anneau en comblant les vides éventuels. (Figure III.22)

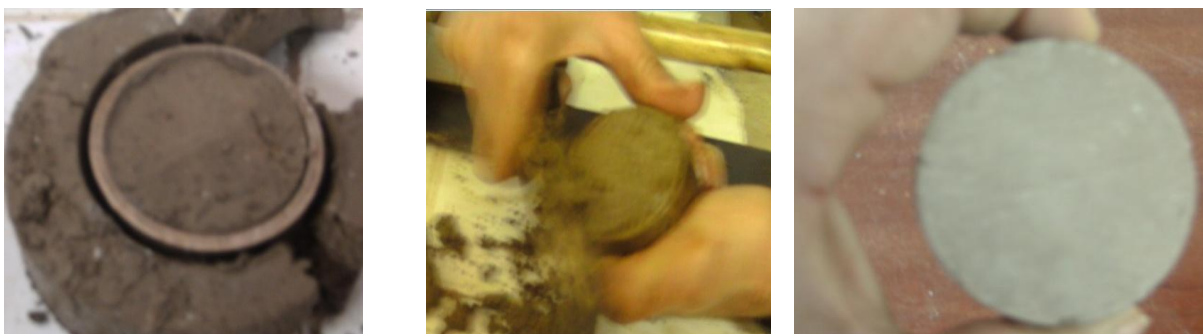
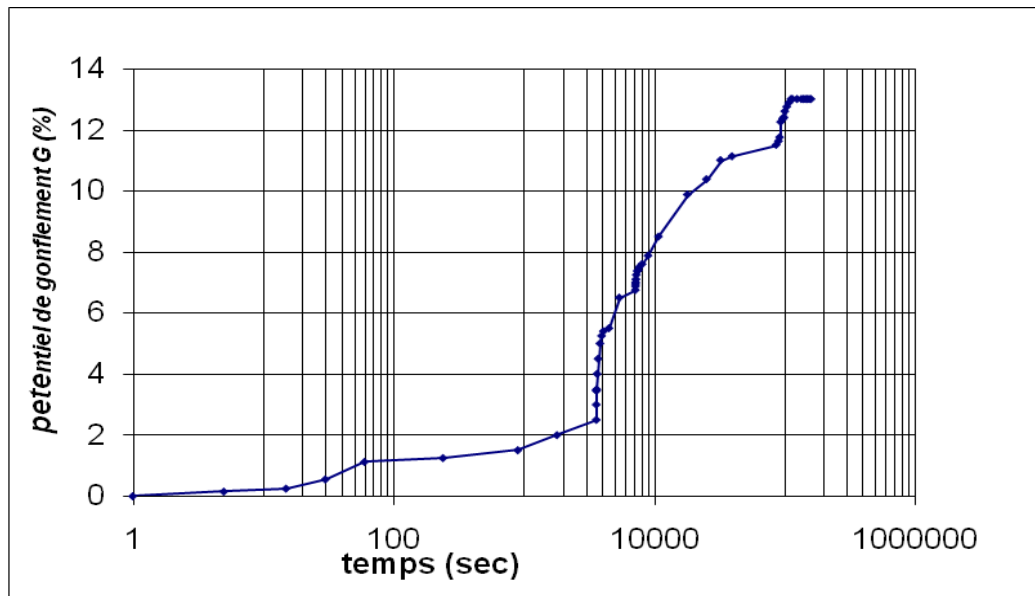


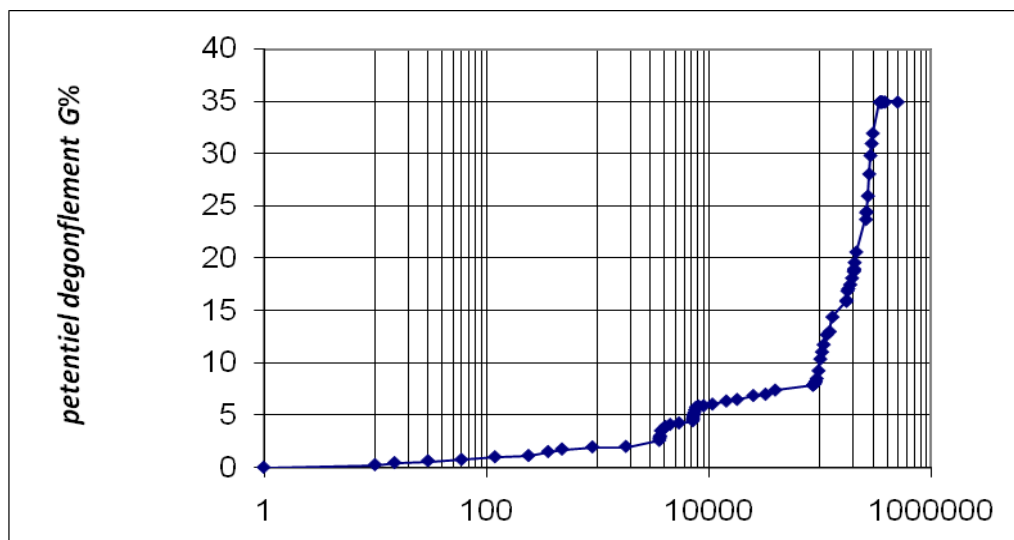
Figure III.22 : Préparation des échantillons

○ **Potentiel de gonflement**

Le gonflement libre est mesuré à l'œdomètre sur un échantillon soumis au seul poids du piston, mis en contact avec un réservoir d'eau à charge nulle. La variation de la hauteur du piston est mesurée en fonction du temps jusqu'à ce qu'elle se stabilise. Figure III.23.



a-argile de Bourmadia



b-Bentonite de M'zila

**Figure III.23 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps
(Argile de Bourmadia et bentonite M'zila)**

○ La pression de gonflement

Pour la mesure de la pression de gonflement, nous avons utilisé pour notre cas la méthode de gonflement à volume constant selon la norme **ASTM D45-46-90** : la tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm. La valeur de la charge lorsque l'échantillon est stabilisé est la pression de gonflement (*Sullivan et Mac-Lelland, 1969*).

<i>l'argile</i>	<i>La pression [bar]</i>
<i>Argile de Bourmadia</i>	2.04
<i>Bentonite de M'zila</i>	8.2

Tableau III.18 : La pression de gonflement des deux argiles

III.7-CONCLUSION

Les résultats des essais présentés dans ce chapitre ont permis de vérifier quelques aspects physiques, chimiques et aussi le comportement mécanique des argiles de Bourmadia et de M'zila tels que le potentiel de gonflement et la pression de gonflement.

A partir des résultats de ces essais, on peut dégager les conclusions suivantes :

- les argiles testées sont très plastiques.
- Les deux argiles contiennent un taux élevé de SiO₂
- les deux sols présentent une forte sensibilité à l'eau.
- Les deux argiles se classent parmi les sols moyennement compressibles.
- la valeur de la capacité d'échange cationique de l'argile de Bourmadia est faible par rapport à celle de la bentonite de M'zila.
- Le taux et la pression de gonflement de la Bentonite de M'zila sont élevés par rapport à l'argile de Bourmadia ; ce qui est en accord avec les mesures indirectes basées sur les classifications d'identification.
- Les courbes de gonflement libres présentent deux phases distinctes, la première où le gonflement est rapide (gonflement primaire), la seconde phase, où le gonflement est lent, (gonflement secondaire), ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par différents auteurs dans la littérature (**Holtz et al, 1956 ; Chen, 1988**).
- les essais oedométriques présentent un phénomène de gonflement élevé, de ce fait, nous avons procédé à leur stabilisation par ajout naturel qui est la pouzzolane avec différents pourcentages. Cette expérimentation fera partie du chapitre IV suivant.

CHAPITRE IV***Étude expérimentale de la stabilisation des sols par l'ajout de pouzzolane*****IV.1 INTRODUCTION**

Cette partie est consacrée à l'étude de stabilisation des sols gonflants (la région de Bourmadia et de M'zila) par ajout de pouzzolane avec différents pourcentage (2%, 4%, 6%, 8% et 10%). L'objectif de la présente étude est de mettre en évidence par un travail expérimental l'effet de cette procédure de stabilisation sur :

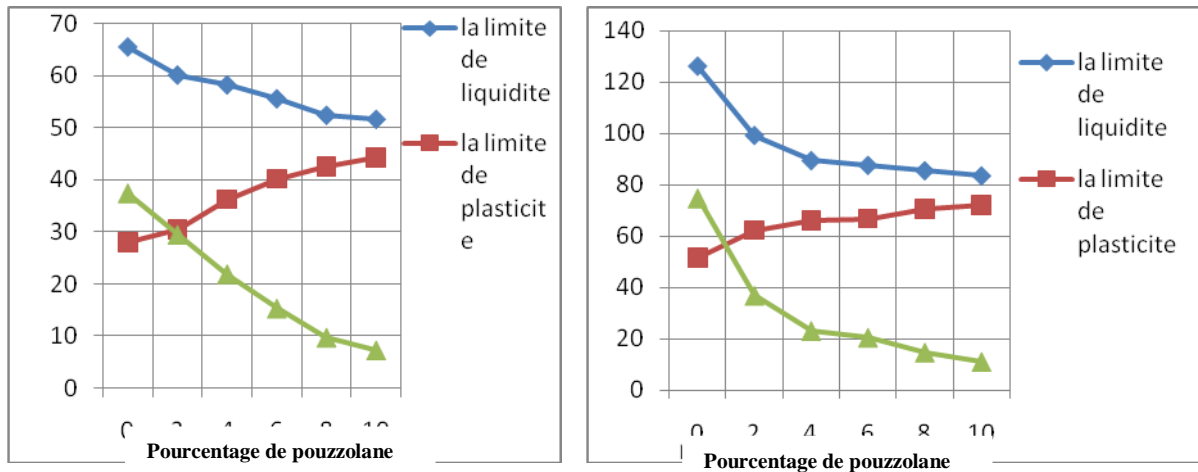
- les limites de consistance.
- teneur en eau et la compacité.
- résistance au cisaillement de sol.
- les paramètres de gonflement tels que la pression et le potentiel de gonflement.

IV.2- L'EFFET DE POUZZOLANE SUR LES LIMITES DE CONSISTANCE

L'effet de la pouzzolane sur les limites d'Atterberg est présenté dans la figure IV.1 et le tableau IV.1 qui donnent la variation de la limite de liquidité, de plasticité et de l'indice de plasticité en fonction des différents pourcentages de pouzzolane pour l'argile reconstituée de Bourmadia et Bentonite de M'zila.

<i>Échantillons utilisés</i>	<i>Argile de Bourmadia</i>			<i>Bentonite de M'zila.</i>		
	<i>La limite de liquidité</i>	<i>La limite de plasticité</i>	<i>La limite de consistance</i>	<i>La limite de liquidité</i>	<i>La limite de plasticité</i>	<i>La limite de consistance</i>
0	65,50	28,06	37,44	126,36	51,42	74,95
2	60,12	30,63	29,49	99,23	62,20	37,03
4	58,22	36,31	21,91	89,38	66,07	23,32
6	55,56	40,25	15,31	87,52	66,81	20,71
8	52,39	42,65	9,73	85,42	70,52	14,90
10	51,61	44,33	7,27	83,40	72,17	11,23

Tableau IV.1 : Influence des teneurs en pouzzolane sur les limites des sols



Argile de Bourmadia

Bentonite De M'zila

Figure IV.1 : Variation des limites de consistance en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (l'argile de Bourmadia bentonite de M'Zila)

L'analyse des résultats donnés dans le tableau IV.1 et la figure IV.1 a montré :

- La diminution de l'indice de plasticité en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane pour les deux argiles.

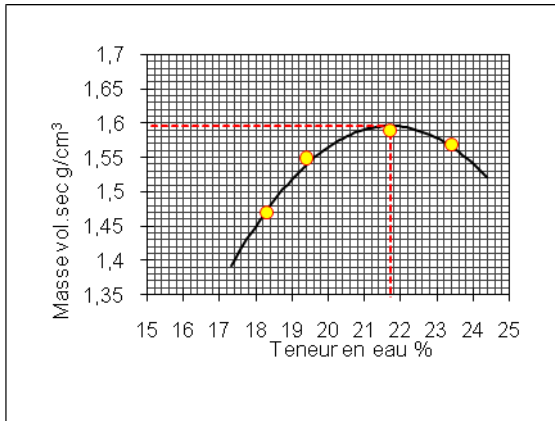
IV.3- L'EFFET DE POUZZOLANE SUR LA TENEUR EN EAU ET LA COMPACTITÉ

Les deux échantillons de sol sont mélangés avec différents dosages de pouzzolane 2%, 4%, 6%, 8% et 10%, compactés statiquement. Les résultats de la variation de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents dosages de pouzzolane sont présentés dans le tableau IV.2.

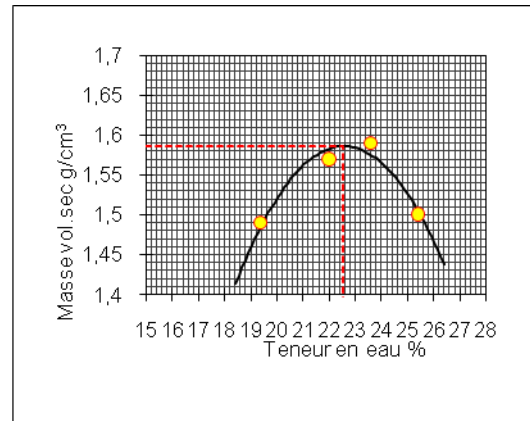
<i>Échantillons utilisés</i>	<i>Argile de Bourmadia</i>		<i>Bentonite de M'zila</i>	
	$\gamma_{d \max}$ [g/cm ³]	W _{opt} [%]	$\gamma_{d \max}$ [g/cm ³]	W _{opt} [%]
0	1.6	21.70	1.27	32.60
2	1.59	22.50	1.25	33.00
4	1.57	23.00	1.24	35.00
6	1.56	24.00	1.22	35.50
8	1.53	25.00	1.21	36.00
10	1.5	25.90	1.20	36.70

Tableau IV.2 : Variations de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum en fonction des différents dosages de pouzzolane

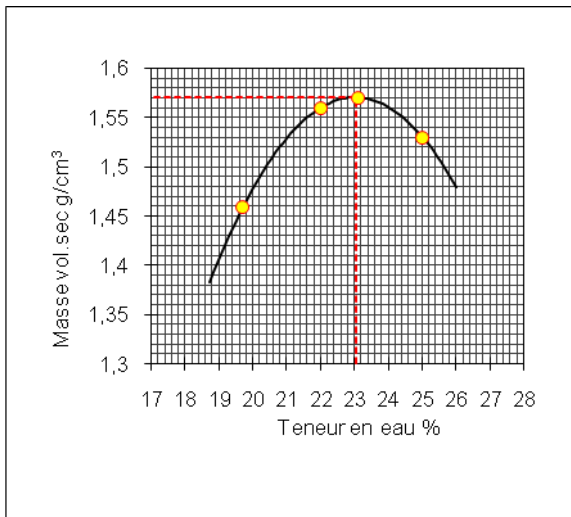
Les figures suivantes montrent les courbes de Proctor des sols traités :



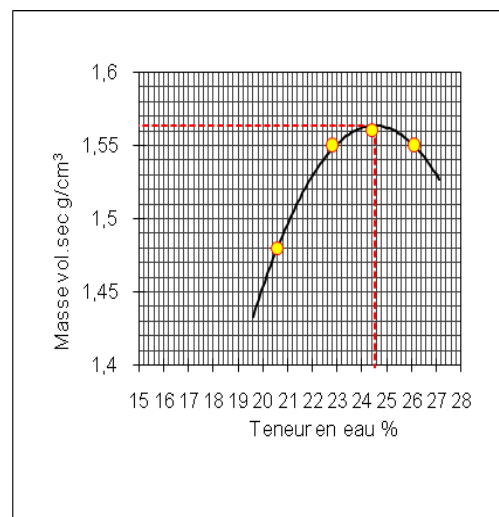
a- argile +00%pouzzolane



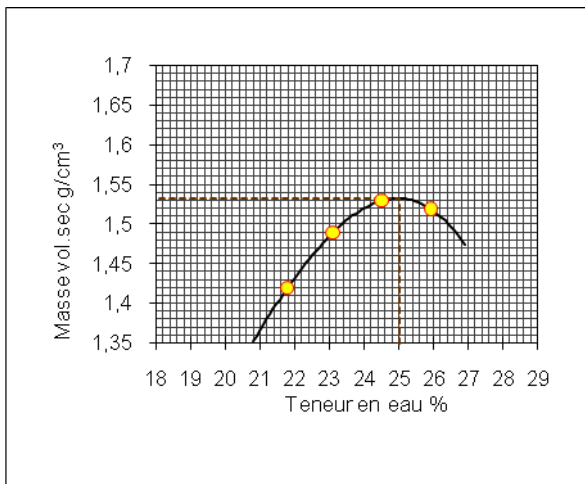
b- argile +02%pouzzolane



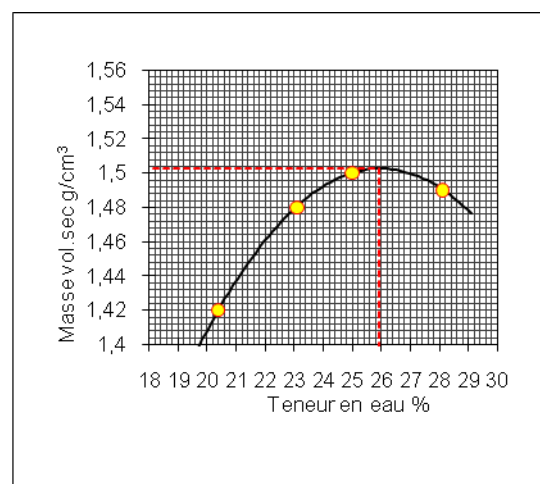
c- argile +04%pouzzolane



d- argile +06%pouzzolane

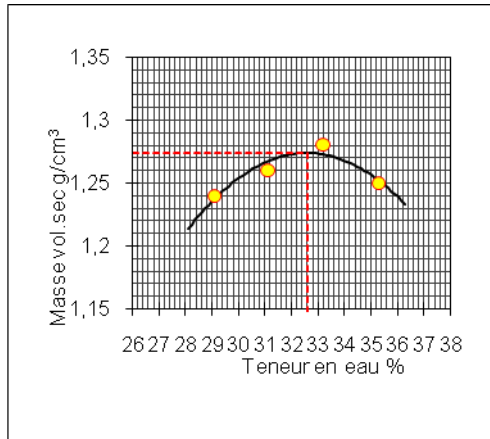


e- argile +08%pouzzolane

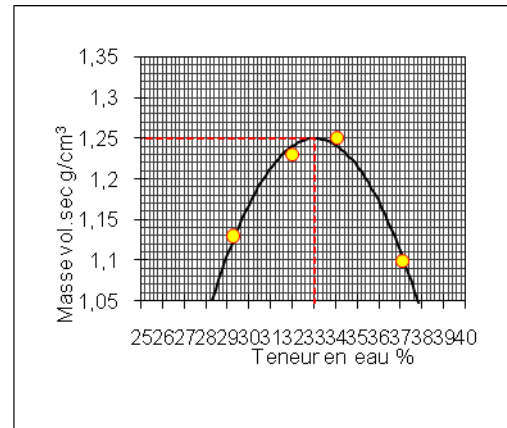


f- argile +10%pouzzolane

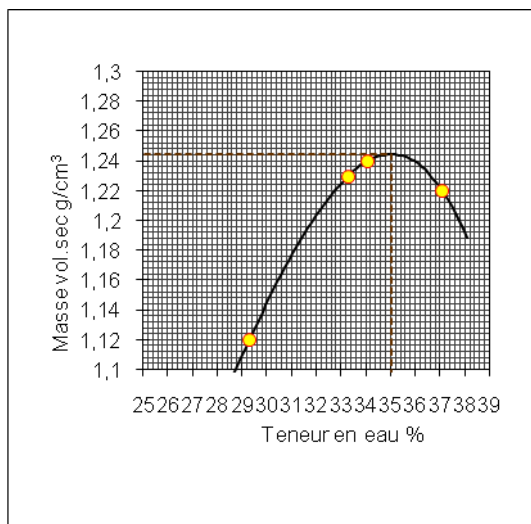
Figure IV.2 : Influence de l'addition de pouzzolane sur les courbes de compactage –argile de Bourmadia –



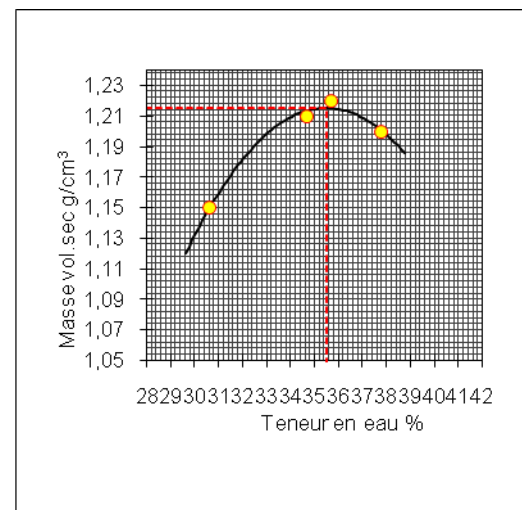
a- Bentonite +00%pouzzolane



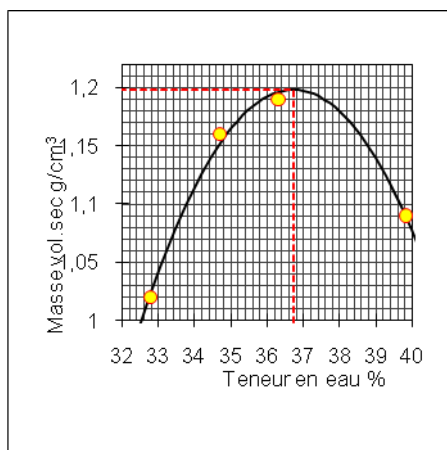
b- Bentonite +02%pouzzolane



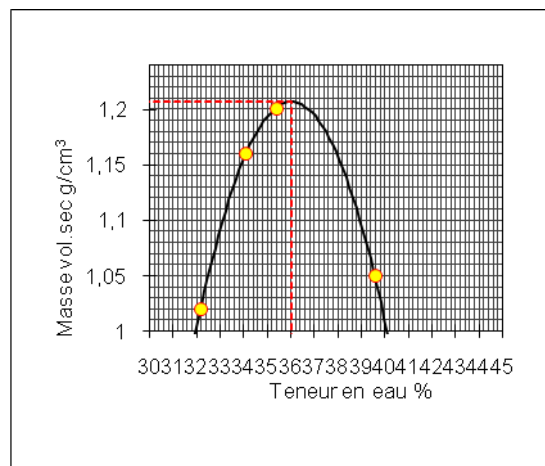
c- Bentonite +04%pouzzolane



d- Bentonite +06%pouzzolane



e- Bentonite +08%pouzzolane



f- Bentonite +10%pouzzolane

Figure IV.3 : Influence de l'addition de pouzzolane sur les courbes de compactage -Bentonite de M'zila-

Les résultats donnés dans le tableau IV.2 et les figures IV.2 et IV.3 ont montré :

- Diminution de la densité sèche maximum en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane.
- Augmentation de la teneur en eau optimum en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane.

IV.4- RÉSULTATS DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT

Les deux échantillons de sol sont mélangés avec différents dosages de pouzzolane 2%, 4%, 6%, 8% et 10%, compacté statiquement et placés ensuite dans des boîtes circulaires de 6cm de diamètre. L'essai adopté pour le cisaillement est « l'essai consolidé drainé », avec une vitesse de cisaillement de 1,5mm/min. Les résultats reçus sont présentés dans le tableau IV.3.

Échantillons utilisés	Argile de Bourmadia					Bentonite de M'Zila				
	c' [bars]	Φ' [°]	τ'_{pic} [bars]			c' [bars]	Φ' [°]	τ'_{pic} [bars]		
			σ' 1[bars]	σ' 2[bars]	σ' 3[bars]			σ' 1[bars]	σ' 2[bars]	σ' 3[bars]
0	1.34	23.81	1.65	2.40	2.90	2.74	32.12	3.19	4.20	4.99
2	1.37	30.90	1.80	2.75	3.50	2.91	43.26	3.70	4.95	6.50
4	1.44	39.93	2.00	3.50	4.50	2.66	47.94	3.50	5.30	6.80
6	1.59	32.42	2.01	3.00	3.80	3.86	44.56	3.80	5.49	6.70
8	2.02	29.82	2.40	3.40	3.99	3.95	37.52	4.59	5.69	6.90
10	2.59	26.90	3.00.	3.70	4.50	4.03	31.38	4.50	5.50	6.30.

Tableau IV.3 : Influence des teneurs en pouzzolane sur les résistances au cisaillement

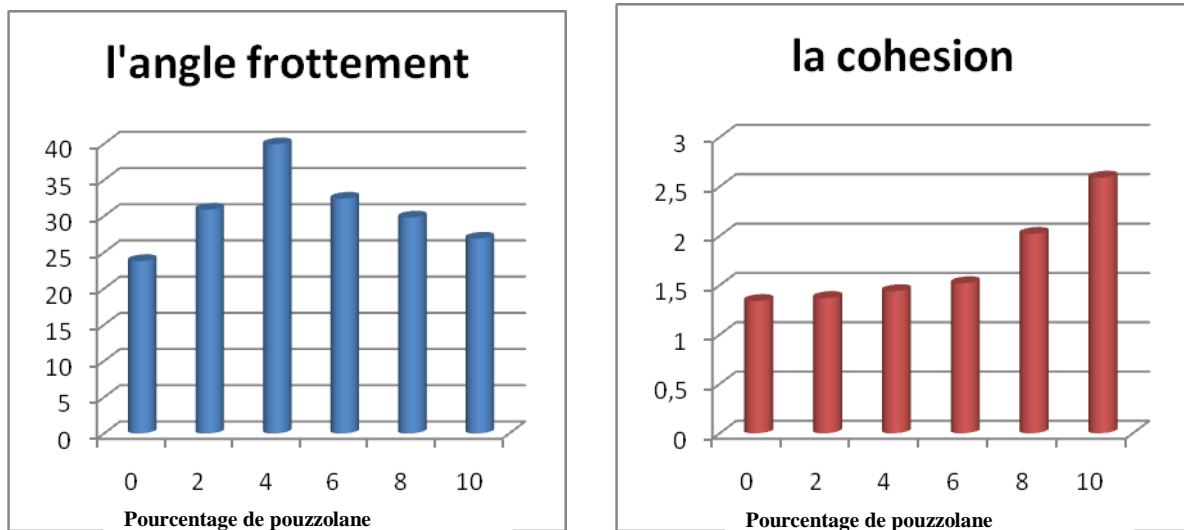


Figure IV.4 : Histogrammes de variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de pouzzolane (argile de Bourmadia)

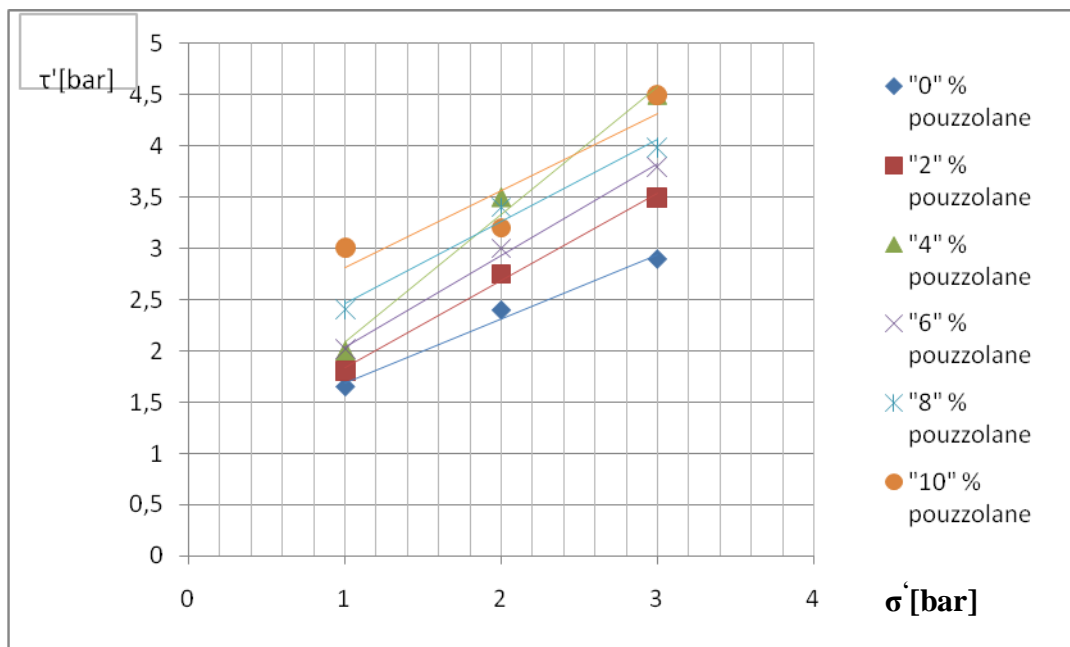


Figure IV.5 : Courbe de variation des résistances de cisaillement des deux échantillons en fonction des dosages de pouzzolane- argile de Bourmadia-

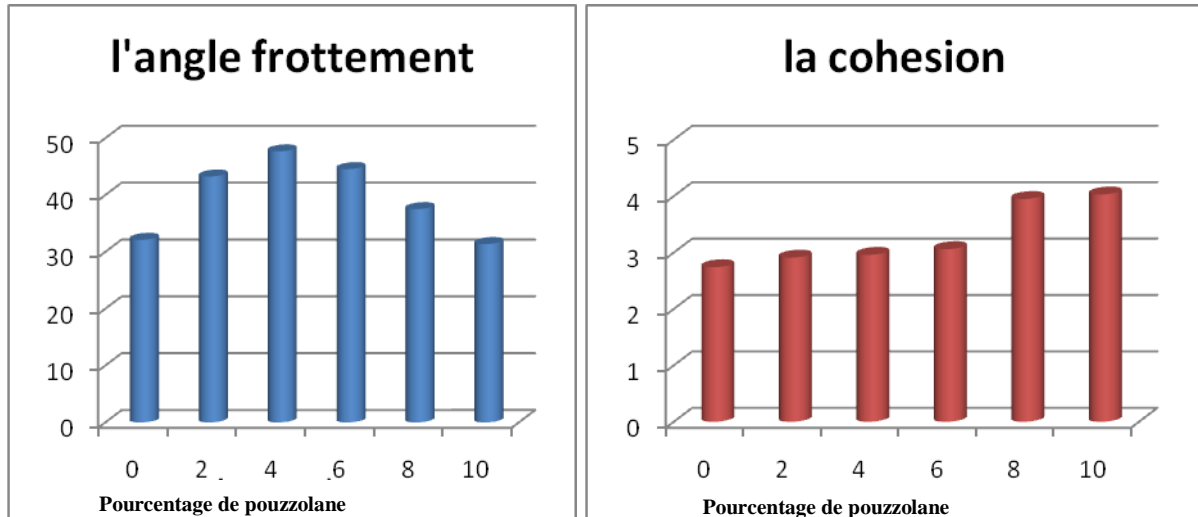


Figure IV.5 Histogrammes de variation de la cohésion et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de pouzzolane (bentonite de M'zila)

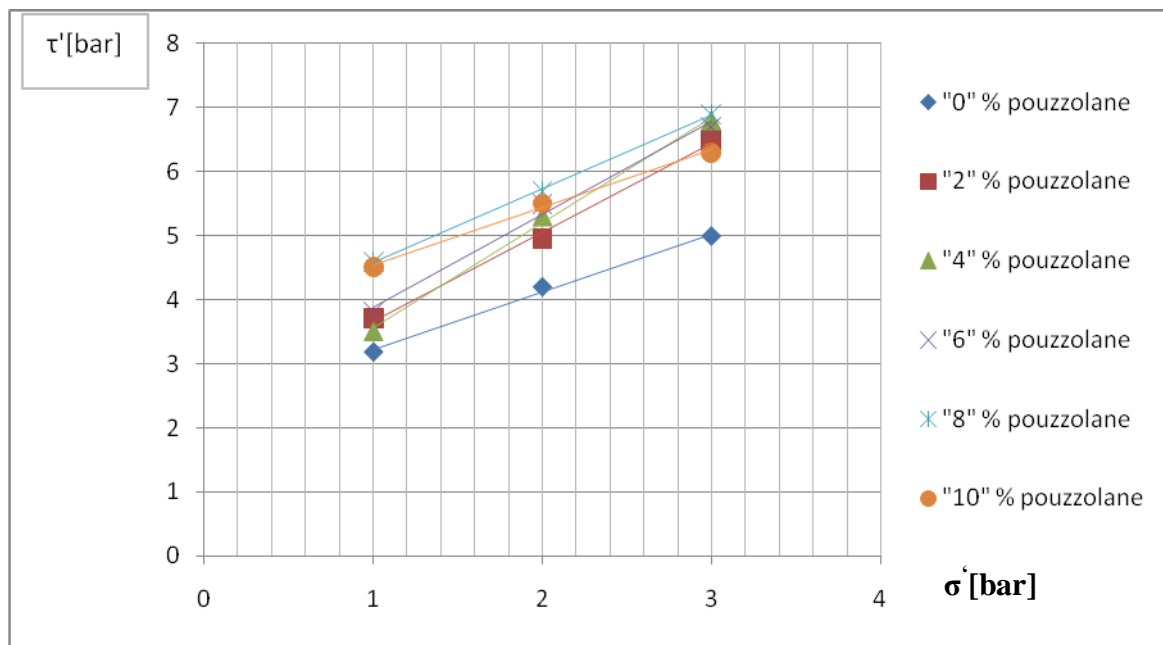


Figure IV.6 : Courbe de variation des résistances de cisaillement des deux échantillons en fonction des dosages de pouzzolane- bentonite de M'zila-

La pouzzolane a augmenté la cohésion des deux argiles en différentes teneurs en pouzzolane. L'angle de frottement pour chaque dosage en pouzzolane a connu un pic à la valeur de 4% de pouzzolane.

IV.5-INFLUENCE DE L'AJOUT DE POZZOLANE SUR LES PARAMÈTRES DE GONFLEMENT

IV.5.1- Potentiel de gonflement

La mesure du potentiel de gonflement direct a été effectuée au moyen d'essais oedométriques. Les résultats des essais de gonflement libre sur des échantillons remaniés et dosés à différents taux de pouzzolane sont illustrés sur la figure IV.7.

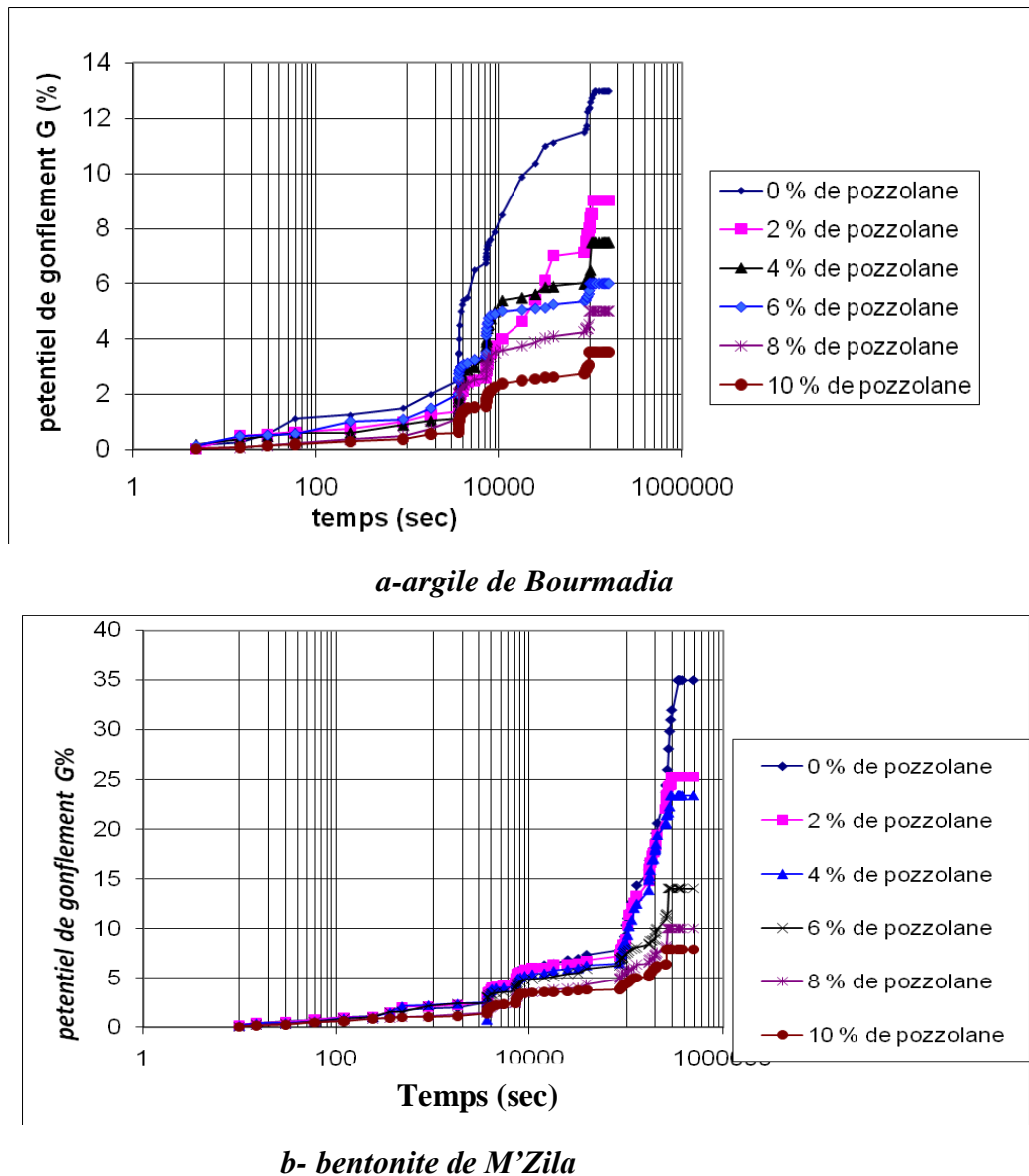


Figure IV.7 Variation du potentiel de gonflement dans le temps en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila)

La tendance de la variation du gonflement dans le temps est la même pour tous les mélanges (pour les deux sols), on peut constater clairement d'après les graphes que plus le pourcentage de pouzzolane augmente plus le potentiel de gonflement diminue.

pourcentage pouzzolane [%]		0	2	4	6	8	10
L'argile de Bourmadia	G [%]	13	9	7.5	6	5	3.5
	$\Delta G/ G$	-	30.76	42.30	53.84	61.53	73.07
Bentonite de M'Zila	G [%]	35	25.25	23.375	14	10	7.875
	$\Delta G/ G$	-	27.85	33.21	60.00	71.42	77.50

Le tableau IV.4 : présente les différents pourcentages de réduction pour les différents dosage en pouzzolane

Les variations finales du potentiel de gonflement sont représentées dans la figure VII.8.

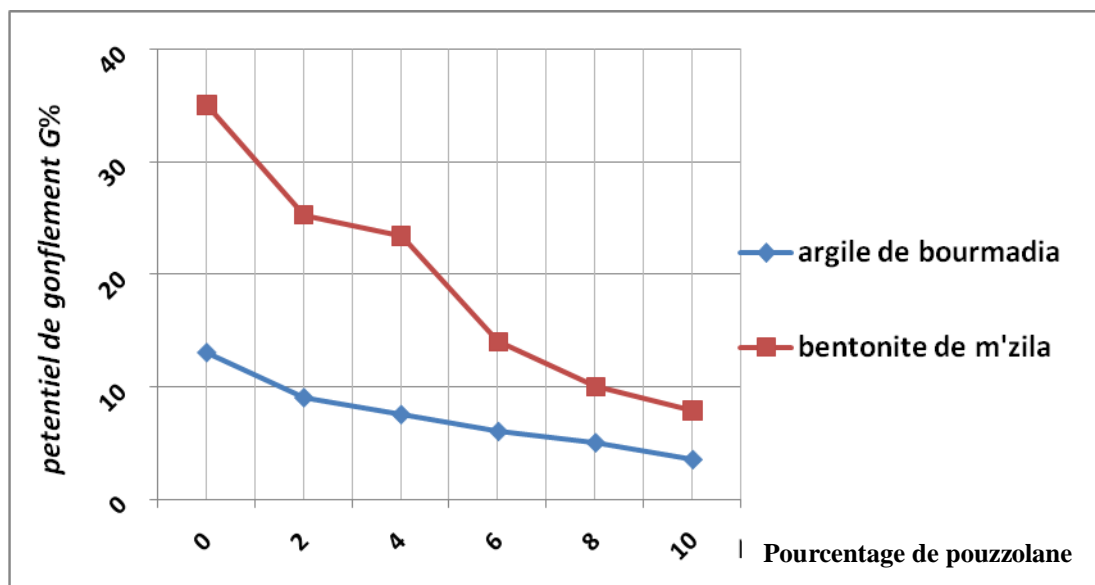


Figure IV.8 Variations finales du potentiel de gonflement en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila)

Il se dégage les remarques suivantes :

- pour les deux sols, le gonflement diminue quand le dosage augmente.
- cette diminution est beaucoup plus remarquable (77.50%) pour la bentonite de M'zila que celle de l'argile de Bourmadia (73.07%).

IV.5.2-La pression de gonflement

Pour étudier l'effet de pouzzolane sur la pression de gonflement, les méthodes utilisées sont les mêmes que celles utilisées précédemment (la méthode du volume constant) nous avons utilisé la même préparation d'échantillon et les mêmes procédures que celles utilisées pour la détermination du potentiel de gonflement.

pourcentage pouzzolane [%]		0	2	4	6	8	10
<i>L'argile de Bourmadia</i>	P_g [bar]	2.04	1.50	1.00	0.80	0.6	0.4
	$\Delta P_g / P_g$	-	26.47	50.98	60.78	70.58	80.39
<i>Bentonite de M'Zila</i>	P_g [bar]	8.20	6.00	4.10	2.50	1.50	0.90
	$\Delta P_g / P_g$	-	26.82	50.00	69.51	81.70	89.02

Le tableau IV.5 présente les différents pourcentages de réduction pour les différentes dosage en pouzzolane

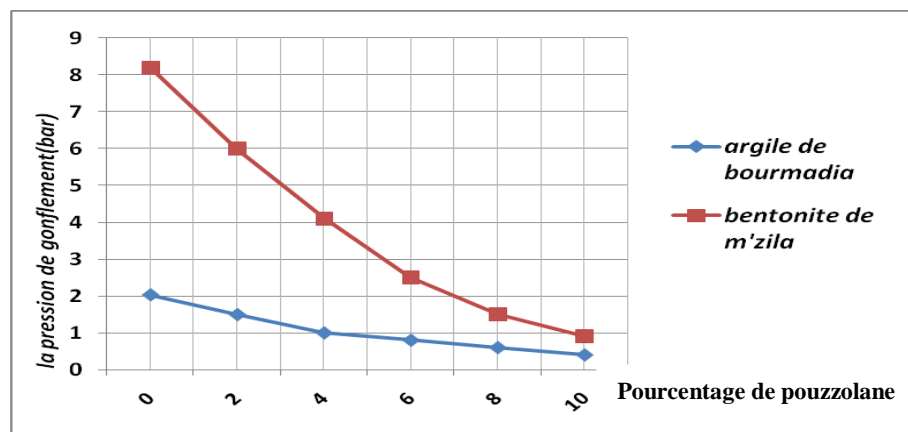


Figure IV.9 Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage de pouzzolane utilisé (argile de Bourmadia et bentonite de M'Zila)

A travers ces résultats on peut constater que : la pression de gonflement diminue avec l'augmentation du pourcentage de pouzzolane et cela pour les deux sols.

IV.6- CONCLUSION

Sur la base des résultats obtenus sur nos argiles et à la lumière des interprétations de ces résultats, plusieurs points ont été retenus :

- Diminution de la limite de liquidité et l'indice de plasticité avec augmentation de la limite de plasticité en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane.
- Diminution de la densité sèche maximum et augmentation de la teneur en eau optimum en fonction d'augmentation du pourcentage de pouzzolane.
- L'augmentation de la cohésion des deux argiles en fonction des différents teneurs en pouzzolane. Par contre, l'angle de frottement pour différents dosages en pouzzolane a connu une certaine augmentation dont la valeur maximale a été obtenue pour un dosage de 4% de pouzzolane.

Il peut être constaté clairement d'après les graphes que plus le pourcentage de pouzzolane augmente, plus la pression et le potentiel de gonflement diminuent.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE

L'étude entreprise dans ce mémoire, est une contribution aux travaux de stabilisation des sols ayant un comportement gonflant. Cette étude indique qu'il est possible d'exploiter les gisements de ressources naturelles telles que la pouzzolane de Béni -Saf pour stabiliser les sols gonflants. Ce dernier présente des intérêts incontestables du point de vue technique, économique, écologique et du point de vue durabilité envers les différents risques de gonflement. Cette approche qui consiste à unir diverses procédures d'ajouts de matériaux pour la stabilisation se montre de plus en plus réceptive à la nouvelle façon d'empêcher ou d'atténuer le gonflement des sols.

Une étude bibliographique a été présentée au début de ce mémoire pour mettre en relief l'importance et les conséquences du gonflement sur la stabilité et le comportement des ouvrages fondés dans un sol de nature gonflante. Il a permis aussi de mettre en évidence la complexité de ce phénomène, tout particulièrement à l'échelle microscopique en raison de divers interaction impliquées à savoir l'adsorption, l'osmose et la capillarité. Ces mécanismes ont été décrits théoriquement.

Aussi, il a été décrit dans ce mémoire, les différents travaux et procédures qui ont été menés pour l'identification et la caractérisation des sols gonflants. Dans le contexte de ce travail, il a été également présenté les diverses méthodes de stabilisation du gonflement des sols tout en décrivant les avantages et les inconvénients de chacune.

Comme contribution à ces travaux, il a été réalisé dans cette étude, une série d'essais expérimentaux pour l'identification et la caractérisation de deux argiles à savoir l'argile de M'Zila et l'argile de Bourmadia. Pour la stabilisation de ces deux argiles, il a été choisi d'utiliser la pouzzolane naturelle de Beni-Saf.

Les résultats expérimentaux obtenus à travers cette étude permettent de dégager les conclusions générales suivantes :

- Les essais d'identification et de caractérisation ont montré que la bentonite de M'Zila a un comportement au gonflement plus important que celui de l'argile de Bourmadia. Aussi, ces essais ont montré que les deux sols sont très plastiques et très sensible à l'eau.

L'augmentation du pourcentage de la pouzzolane a présenté les effets suivants :

- Diminution de la limite de liquidité et l'augmentation de la limite de plasticité, ce qui a comme résultats l'augmentation de l'indice de plasticité.
- Diminution de la densité sèche maximum et augmentation de la teneur en eau optimum.
- L'augmentation de la cohésion des deux argiles. Par contre, l'angle de frottement pour différents dosages en pouzzolane a connu une certaine augmentation jusqu'à une valeur maximale obtenue pour un dosage d'environ 4%.
- La constatation la plus importante à signaler dans cette étude, est que la réduction du gonflement est proportionnelle aux pourcentages d'ajout de pouzzolane (**2%, 4%, 6%, 8% et 10%**) et que le potentiel de gonflement diminue dans le temps avec l'augmentation de ce dernier. Le meilleur résultat de stabilisation est obtenu pour la teneur en pouzzolane de **10%**.

Perspectives et recommandations :

A la lumière des conclusions exposées précédemment, nous recommandons quelques perspectives et axes de recherches suivants :

- Utilisation d'autres types d'ajouts disponibles en Algérie dans la stabilisation des sols gonflants.
- Étude de l'effet des combinaisons des ajouts minéraux avec différents pourcentages sur la stabilisation des sols.
- Effectuer une étude technico-économique sur les différentes procédures de stabilisation pour permettre un choix judicieux.
- Pour l'utilisation de l'une ou de l'autre méthode de stabilisation, il faut penser à des techniques pratiques de mise en œuvre sur le site afin d'assurer la continuité entre les recherches faites aux laboratoires et leurs réalisations in situ.

Les références bibliographiques

-AFNOR, « Norme française sol: reconnaissance et essais»:

NFP 94-041 : Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

NFP 94- 051: Détermination des limites d'atterberg la limite à la coupelle – limite de plasticité au rouleau.

NFP 94-093: Essai Proctor.

NFP 94-057 : «Analyse granulométrique des sols par sedimentométrie».

NF P94-054 :L'essai de pycnomètre.

NFP94-048 : Teneur en calcaire (CaCO₃).

NFP 94- 068: «Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à tache».

NFP94-090: «Essai oedométrique – partie 1: Essai de compressibilité à sur matériau fins saturés avec chargement par paliers».

NF P 94-071 : l'essai de cisaillement.

NF P 94-078 : L'ESSAI DE CBR.

ASTM D45-46-90 : Détermination de la pression et potentiel de gonflement.

-AISSIOU F.Z, NECHNECH .A: (SBEIDCO – 1st International Conférence on Sustainable. Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) – October. 12-14, 2009) amélioration de caractéristiques mécaniques d'un sol argileux par incorporation de chaux.

-AL-MUKHTAR. M, BELANTEUR. N, TESSIER. D, ET VANAPALLI. S.K, (1996) « The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states” Applied Clay Science, vol. 11, 99-115.

-ALONSO. E, GENS. A. ET HIGHT, D. W, (1987) «Special problems soils » (session 5) General Report. 9th European Conference. Soil, mech. and Fond. Eng. Dublin.

-AL-RAWAS A..A, HUGO A.W, AL-SARMI H. (2005) Effect of lime, cement and sorooj ('artificial pozzolanne) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. Building and environment, vol 40, Esevier. pp 684-685.

-AZZOUZ F.Z (2006) « Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ». Mémoire de magister Université de Tlemcen 179p.

- BENGRAA.L (2004). « Contribution à l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout de sable, application aux sols d'Oran ». Mémoire de magister .U.S.T.Oran, soutenue le 21.06.2004.102p.

- BENGUENEB Ahmed thèse de magister en génie civil (2009), Etude du gonflement des sols actifs sous différentes conditions de salinité.
- BENKADDOUR. M, KAZI AOUAL. F., SEMCHA. A : « Durabilité des mortiers à base de pouzzolane naturelle et de pouzzolane artificielle » Revue Nature et Technologie. n° 01/Juin 2009. Pages 63 à 73.
- BEREZANTSEV V.G, KCENOFONTOV A.I, PLATONOV E.V., SIDOROV N.N., YAROSHENKO V.A. (1961). Mécanique des sols et fondations (en russe : Mekhanika gruntov, osnovaniya fundamenti). Moscou, Éditions du Ministère des Voies de Communications, Transzheldorizdat, 340 pages.
- BOUZID.F (1997). « Étude de l'aspect physico-chimique des caractéristiques mécaniques d'une argile gonflante : Bentonite ». Thèse de Magister (Université des Sciences et de la technologie Houari Boumediene Alger.1997.
- CHEN.F.H (1988). «Foundations on expansive soils».Developments in Geotechnical Engineering, Vol 54, Elsevier Pupliching Co.Amsterdam, 464 pages.
- CHEN.F.H (1975). Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, vol. 12. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam - Oxford -New York, 280 pages.
- COLLINS. K ET MCGOWN. A (1974) "The form and function of microfabric features in a variety of natural soils" Géotechnique, vol. 24, 223-254.
- CUI Yu-Jun-ENPC-CERMES, INSTITUT NAVIE consolidation des argiles
- DJEDID. A (2005) « L'identification des sols gonflants : pour une démarche unifiée ».2^{ème} JESG.
- EDIL T.B. et ALANAZY A.S. (1992) « Lateral swelling pressures ». Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, USA, vol. 1, pp. 272-323.
- EROL, O, DHOWIAN ET YOUSSEF, (1987) «Assessment of oedometer methods for heave prediction» Proc. of the 6th Int. Conf on Expansive Soils, New Delhi, 99-103.
- FILLIAT .G, ET AL. (1981). La pratique des sols et fondations. Éditions du Moniteur, Paris, 1392 pages.
- FLORIN V.A. (1959). Bases de la mécanique de sols (En russe : Osnovy mekhaniki gruntov). Strojizdat, Moscou, 380 pages.
- GENS .A ET ALONSO. E.E., (1992) « A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays" Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 29, pp. 1013-1032.
- GOLDSHTEJN M.N. (1952). Propriétés mécaniques des sols (En russe : Mekhanicheskie svojstva gruntov). Strojizdat, Moscou, 310 pages.

- GRIM.R.E. (1959) «Physico-chemical properties of soils clay minerals». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 85, N° SM 2, pp1-17.
- GRIM.R.E (1959). «Physico-chemical properties of soils clay minerals». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 85, N° SM 2, pp1-17.
- GUEDDOUDA.K. (2005). « Stabilisation des argiles gonflantes par ajout de sable de dunes ; Cas : Région de Laghouat ». Thèse Magister soutenu le 14/06/2005. 136 pages.
- GUEDDOUDA.K ET AL (2007). « Caractérisation et stabilisation des sols expansifs ». Colloque. Tunisie pp 27-34
- HACHICHI. A, BOUROKBA .S.A, BENAÏSSA A., J.M, M. HATTAB, HATTAB S.TAIBI 19 ème Congrès Français de Mécanique Marseille, 24-28 août 2009: Etude des phénomènes retrait- gonflement et stabilisation des sols gonflants de la region d'Oran.
- HACHICHI.A. (2006). « Étude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. » Thèse Doctorat d'état 129 p.
- HACHICHI A et FLEUREAU. J.M, (1999) : «Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algie», Revue Française de géotechniques.
- HAFSI. A (1993). « Théories de la double couche et gonflement des argiles non saturées »Euromech colloquium N°209: Mechanics of swelling, Rhodos, Greece, August 23-27 .1993.
- HARAS NATIONAUX (2004). Fiche techniques génie hippique. Novembre 2004
- HUIDI JI, HASHEM MOURAD, ELIOT FRIED, JOHN DOLBOW, (2006); «Kinetics of thermally induced swelling of hydrogels». International Journal of Solids and Structures 43.pp: 1878–1907.
- HOLTZ.W.G, ET GIBBS .H.J. (1956). «Engineering properties of expansive soils». Trans of ASCE, Vol. 121, pp 641-679.
- HOLTZ, R.D., KOVACS, W.D., LAFLEUR, J. (1 991). Introduction à la géotechnique. Édition de l'École Polytechnique de Montréal. Montréal, Québec. 808 p.
- HOMOUD.A. S. ET AL, (1985): «Cyclic swelling behaviour of clays» J of geotechnical and geoenvironmental engineering. pp 562- 564.
- HOUSSINE EJJAOUANI (2008). Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées « interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales »
- KATTI R.K. (1988). Shear strength and earth pressure in expansive soils. Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China, International Academic Publishers, pp. 75-110.

- KOMINE. H, ET OGATA, N. (1996) “Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite” *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 33, 11-22
- LAMBE, T.W, (1953), « The structure of inorganic soil », *Proceedings, ASCE*, vol. 79, N° 315, 49 pp.
- LOW P.F. (1973). *Fundamental mechanisms involved in expansion of clays as particularly related to clay mineralogy. Proceedings, Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction*, vol. I.
- MENAD Kamal : thèse de magister en génie civil 2008, traitement des barrières hydraulique par la chaux (investigation hydraulique).
- MITCHELL, J.K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. University of California, Berkeley. John Wiley & Sons, Inc., New-York. NY. 422 p.
- MOURoux, P., MARGON, P., ET PINTE, J.C., (1988), « La construction économique sur sols gonflants », *manuels et méthodes n° 14*, B.R.G.M, France.
- NICOLAS. C (2004). « Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l’identification et à l’analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation » Thèse doctorat soutenu le 20.12.2004. 189 p
- PARCEVAUX .P (1980). *Etude microscopique et macroscopique du gonflement des sols gonflants*. Thèse de docteur-ingénieur en géologie de l’ingénieur, Université Pierre et Marie - Curie et École nationale Supérieure des Mines de Paris.
- PHILIPPONNAT .G (1979). *Fondations et ouvrages en terre*. Éditions Eyrolles, Paris, 401 pages.
- RAO.A.A.S, ET SIVAPULLAIAH.P.V. (1986). « Swelling pressure of clays ». *Geotech.test, J.G.T.J.D.J*, Vol 9 N° 1, pp 24-33.
- SEED, H.B, R.J.WOODWARD ET R.LUNDGREN. (1962). « Prediction of swelling potential for compacted clays ». *Journal of the soil Mechanics and foundations division, ASCE*, vol.88, n° SM4, 1962, p.107-131.
- SERRATRICE, J.F et B.SOYEZ, (1996). « Les essais de gonflements ». *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*.204.Juillet –Août 1996-réf .4082-pp 65-85.
- SKEMPTON.A.W. (1953). « The collaidal activity of clays ». *Proceedings of the Third International Conférence on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Vol.1, pp 57-61.
- SMAIDA ALI thèse de magister en génie civil 2010 (Stabilisation des argiles gonflantes, l’effet de la chaux et du ciment sur les propriétés physico-mécaniques)
- SOROCHAN E.A. (1989). *Construction d’ouvrages sur les sols gonflants (en russe Stroitelstvo sooruzhenij na nabukhayushchikh gruntakh)*. Moscou, Strojizdat, 310 Pages.

-SURATMAN.I. (1985) «Contribution à l'étude de la cinétique et de la stabilisation du gonflement des argiles ». Diplôme de Docteur -Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

-TEFAL.M (1993). Évaluation de la pression de gonflement de l'argile de Berrechid à l'appareil triaxial. Travail de Fin d'Études à l'École Hassania des Travaux Publics, Casablanca.

-WAKIM.J, (2005) «Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses» T h è s e doctorat de l'école nationale supérieure des mines de paris.France.