

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**Université**  
Aboubekr Belkaïd  
Tlemcen



جامعة  
أبو بكر بلقايد  
تلمسان

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE DE DOCTORAT LMD  
FORMATION DOCTORALE : SOLS ET STRUCTURES

*Présentée par :*

**Zeyneb BELABBACI**

*sujet :*

**STABILISATION DES SOLS GONFLANTS**

*Laboratoire Risk Assesment and Management "risAM" - Tlemcen*

Soutenue en novembre 2014 devant le jury composé de :

Pr ALLAL Mohammed Amine	UABT	Président
Pr BEKKOUCHE Abdelmalek	CUAT	Directeur de thèse
Dr AISSA MAMOUNE Sidi Mohammed	CUAT	Co-encadreur
Pr HACHICHI Abdelkader	USTO	Examineur
Dr ZADJAOUI Abdeldjalil	UABT	Examineur
Pr MEKERTA Belkacem	ENPA	Examineur

# **Remerciements**

La réalisation de ce travail de recherche dans le cadre thèse de doctorat n'aurait pas être possible sans la contribution de quelques personnes à qui je souhaite exprimer ma gratitude.

Mes premiers remerciements vont à mon directeur de thèse, Monsieur BEKKOUCHE Abdelmalek professeur à l'université ABOU BEKR BELKAID TLEMEN, qui m'a témoigné son soutien et sa confiance et qui m'a prodigué un enseignement toujours judicieux et rigoureux durant toutes les phases de la thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Un remerciement tout particulier à mon Co encadreur de thèse, Monsieur AISSA MAMOUNE Sidi Mohammed, MCA au centre universitaire AIN TEMOUCHENT, qui m'a transmis une partie de son savoir. J'ai particulièrement apprécié la pertinence de ses conseils, de ses commentaires et ses encouragements pour mener à bien cette recherche.

Je tiens à remercier Monsieur ALLAL Mohammed Amine, professeur à l'université ABOU BEKR BELKAID TLEMEN, pour m'avoir fait l'honneur d'être Président du jury.

Mes remerciements vont également à Monsieur HACHICHI Abdelkader, professeur à l'université Mohamed BOUDIAF ORAN, à Monsieur ZADJAOUI Abdeldjalil, MCA à l'université ABOU BEKR BELKAID TLEMEN, et à Monsieur MEKERTA Belkacem professeur à l'école polytechnique ADRAR, qui ont accepté de juger ce travail avec grand intérêt. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

J'exprime mes sincères remerciements à toute l'équipe du Laboratoire RISAM pour leur soutien au cours de toutes ces années passées ensemble.

Le soutien moral et affectif d'êtres chers a constitué un des aspects les plus précieux tout au long de mes études de perfectionnement, sans lesquels la réalisation de cette recherche n'aurait pas été possible. Merci infiniment à mes parents, mon mari et ma sœur.

# ***Résumé***

Le phénomène du gonflement des sols a été connu pour environ aussi longtemps que le domaine de la géotechnique a été pratiqué. Pendant que la construction croissait dans des régions arides et humides, les problèmes associés au gonflement et aux sols craintifs ont commencé à susciter plus d'attention, une qualité significative de recherche a commencé à se concentrer sur les sols expansifs). L'Algérie est pleinement concernée par le problème des argiles gonflantes qui sont présentes dans les différentes régions du pays. Le phénomène de gonflement affecte chaque année diverse types de structures (Bâtiments légers, chaussées, etc....) causant des désordres considérables qui imposent des reprises en sous œuvre très coûteuses et dont la réalisation n'est souvent pas maîtrisée.

L'intérêt de notre contribution réside dans la valorisation des matériaux locaux, par une approche expérimentale de stabilisation vis a vis de gonflement (pression et amplitude).il s'agit de mettre en évidence l'apport de lait de chaux ainsi le KCl et le  $MgCl_2$  dans le domaine

Les résultats obtenus sur les échantillons provenant de Tlemcen ont permis de constater que la stabilisation par l'ajout de lait de chaux modifie les caractéristiques physico-chimiques du sol et la résistance de compression et donne des résultats tout à fait satisfaisants en réduisant considérablement le phénomène de gonflement. L'influence des solutions salines , leurs concentrations, leur valences et tailles sur l'amplitude de gonflement a été très significative.

**Mots clé :** Argile, lait de chaux, gonflement, pression de gonflement, stabilisation, sels minéraux.

# ***Abstract***

The phenomenon of swelling soils has been known for about long as the field of geotechnical engineering was performed. While construction grew in arid regions, the problems associated with swelling soils fearful and began to receive more attention during the last three decades, a significant quality of research has begin to focus on the expansive soils). Algeria is fully concerned with the problem of swelling clays that are present in many parts of the north and south. The swelling phenomenon affects annually diverse types of structures (light Building,road,etc ....) causing disorders that impose repairs whose realization is difficult.

The interest of our contribution is the development of local materials, with an experimental approach screw stabilization swelling screw (pressure amplitude) .it is to demonstrate the contribution of milk of lime and KCl and  $MgCl_2$  in the area.

The results obtained on samples from Tlemcen revealed that the stabilization by the addition of lime changes the physico-chemical characteristics of the soil and the compressive strength and the results are quite satisfactory significantly reducing the swelling, the influence of salt solutions and their concentrations, their valences and sizes on the amplitude of swelling was very pronounced.

**Keywords:** clay, milk of lime, swelling, swelling pressure, stabilization, mineral, salts.

## ملخص

ان ظاهرة انتفاخ التربة عرفت منذ القدم حتى قبل بداية ممارسة الهندسة الجيوتقنية . خلال العقود الثلاثة الأخيرة ومع بداية تطور وازدهار البناء في المناطق الجافة بدأت مشاكل انتفاخ التربة تلقى المزيد من الاهتمام من طرف الباحثين. في الجزائر تعاني العديد من المناطق الشمالية والجنوبية من هذه الظاهرة مما تسبب في العديد من المشاكل والأضرار على مستوى الهياكل و المنشآت القاعدية التي في الكثير من الأحيان يصعب التحكم فيها.

هذا العمل يندرج ضمن الإطار العام للدراسة سلوك الهيدروميكانيكي للتربة القابلة للانتفاخ في منطقة تلمسان. وبالأخص محاولة إيجاد حلول لهذه الظاهرة عن طريق إضافة الأملاح و المواد الرابطة التي يمكن أن تصبح احد الحلول الناجعة لاستقرار التربة و لتثمين واستغلال المواد المحلية .

أكدت النتائج المحصل عليها من خلال التجارب المنجزة على عينات من التربة ان استعمال ماء الجير يسمح بتغيير الخصائص الفيزيائية و الكيميائية وتحسين قوة الضغط للتربة بالإضافة الى الحد من مشكلة انتفاخ التربة بشكل كبير. فيما يخص المحاليل الملحية وتركيزها فلها تأثير واسع على انتفاخ التربة.

**الكلمات المفتاحية:** الطين' ماء الجير' انتفاخ' ضغط الانتفاخ' استقرار' معادن' أملاح.

# Liste des symboles

## LETTRES LATINES

A : Activité

$a_g$  : Anisotropie du gonflement

$A_h$ : Constante de Hamaker

$a_p$ : Anisotropie de la pression de gonflement

$a_r$ : Activité relative

B: Temps du demi-gonflement

C : Concentration saline

CEC: Capacité d'échange cationique

CEi: Capacité d'échange des sites de type i

$C_g$ : Coefficient de gonflement

$D_h$ : Gonflement radial

F : Constante de Faraday

FR(d):Résultante des forces au centre de deux feuillets

E:Module de Young

e:Charge d'un électron

G:Taux de gonflement maximal pour un temps infini

H:Hauteur

HDC: Epaisseur de la double couche diffuse

Hr: Humidité relative initiale

i : Une direction

I:Concentration de l'espèce adsorbée ou en solution

$I_p$ :Indice de plasticité

$I_R$  : Indice de retrait

K: Indice de gonflement

$K_b$  : Constante de Boltzmann

kh: Constante

$K_{ad}$  et  $K_{ds}$  : Coefficients d'adsorption et de désorption

N: Nombre d'Avogadro

$n_i$  : Nombre d'ion/m<sup>3</sup>

$N_f$ : Nombre de feuillets argileux

$P_c$  : Pression capillaire  
 $P_{max}$ : pression du gonflement maximale.  
 $S_p$ : Surface spécifique  
 $S_f$ : Surface d'un feuillet  
 $S_{max}$ :Humidité sur le gonflement libre maximal  
 $S_M$ :Gonflement maximum de la première phase  
S.S.T: Surface spécifique totale  
T: Température  
 $t_0$ :Temps de référence  
u:Tension de surface eau air  
 $u_a$  : Pression d'air  
 $u_w$ :Pression d'eau  
VBS:Valeur du bleu  
 $W_0$  : Teneur en eau initiale  
 $W_L$  : Limite de liquidité  
 $W_n$  : Teneur en eau naturelle  
 $W_P$  : Limite de plasticité  
 $W_R$  : Limite de retrait

### **LETTRES GRECQUES**

$\Psi_t$  : Succion totale  
 $\Psi_o$  : Succion osmotique  
 $\Psi_m$  : Succion matricielle  
 $\xi$  : Potentiel zêta  
 $\Pi_a$  : Force de Vander waal  
 $\Pi_h$ : Force d'hydratation  
 $\Pi_r$ : Force de répulsion  
 $\lambda$  : Constante varie de  $0.6 \cdot 10^{-9}$  à  $2 \cdot 10^{-9}$  m  
 $\gamma_s$  : Poids volumique des grains solides  
 $\gamma_d$  : Poids volumique sec  
 $\gamma_h$  : Poids volumique humide  
 $\sigma$ : Densité de charge  
 $\mu_\beta$ : Potentiel chimique de l'espèce ionique  
 $\varepsilon_g$  : Amplitude de gonflement  
 $\sigma_m$  : Contrainte moyenne

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$\sigma_g$  : Pression de gonflement

$\sigma_c$  : Pression de référence

$\varepsilon_v$  : Déformation verticale

$\sigma_s$  : Contrainte de service

$\sigma_{v0}$  : Contrainte verticale initiale des poids des terres

## Liste des figures

Figure 1.1. Structure du tétraèdre $\text{SiO}_4$ , (REIFFSTECK, 1999). .....	8
Figure 1.2. Structure de l'octaèdre $\text{Al}_2\text{O}_6$ , (REIFFSTECK, 1999). .....	9
Figure 1.3. Différentes structures des groupes des argiles, (JASMUND et LAGALY, 1992), cité par CABANE, 2004. ....	10
Figure 1.4. Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides, (MONTES et al, 2003), cité par AZOUZ, 2006. ....	12
Figure 1.5. Photographies au microscope électronique à balayage des argiles, (MITCHELL, 1993). ....	13
Figure 1.6. Forces électrostatiques dans la double couche, Répartition des ions autour d'une particule chargée. ....	17
Figure 1.1. Phénomène osmotique idéal. ....	18
Figure 1.8. Distribution des ions autour de la particule d'argile. Schéma des couches, (REIFFSTECK, 1999). ....	23
Figure 1.9. Échange ionique, (SCHROEDER, 2002), cité par CABANE, 2004. ....	23
Figure 1.10. Modèle de GOUY-CHAPMAN, 1910-1913, cité par SHAHILD. et al, 2000 .....	24
Figure 1.11. Modèle de STERN, cité par SHAHILD et al, 2000. ....	25
Figure 1.12. Modèle triple couche, cité par SHAHILD et al, 2000. ....	26
Figure 1.2. Mécanismes d'absorption de l'eau par la surface d'argile, (MITCHELL, 1993) ...	36
Figure 1.14. La carte mondiale des sols gonflants, (RIEFFSTECK, 1999). ....	37
Figure 1.15. Localisation des sols expansives groupement Tlemcen-Mansourah- Chetouane, (BEKKOUCHE et al, 2001). ....	38
Figure 1.16. Les fissurations causés par le gonflant. ....	39
Figure 1.17. Le gonflement affecte la route. ....	39
Figure 1.18. Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel, .....	40
(WAKIM, 2005). ....	40
Figure 2.1. Classification de DAKSHANAMURPHY et RAMAN, 1973, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE 2007. ....	47
Figure 2.2. Classification de SEED et al, 1962, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007. ....	47
Figure 2.1. Classification de WILLIAMS ET DONALDSON, 1980, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007. ....	48
Figure 2.4. Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de MYSLIVEC, cité par KBAILI, 2005. ....	50
Figure 2.5. Détermination de la pression de gonflement selon la méthode Chinoise, cité par KBAILI ,2005. ....	51
Figure 2.6. Détermination de la pression de gonflement selon la méthode Chinoise, cité par KBAILI, 2005. ....	51
Figure 2.7. Détermination de la pression de gonflement selon CHEN, cité par KBAILI, 2005. .....	52
Figure 2.8. Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de HUDER et AMBERG, cité par KBAILI, 2005. ....	52
Figure 2.9. Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de FIRTH, cité par KBAILI, 2005. ....	53
Figure 2.10. Détermination de la pression de gonflement selon la méthode du double odomètre, cité par KBAILI ,2005. ....	54



Figure 2.11. Méthode de gonflement libre, (MRAD, 2005).....	54
Figure 2.12. Procédures d'essais de gonflement d'ASTM D4546 A, B, 1985.....	56
Figure 3.1. Classification des liants. ....	63
Figure 3.1. Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR, cité par AZZOUZ,2006.....	66
Figure 3.3. Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage. Bulletin CRR, Cité par AZZOUZ, 2006.....	67
Figure 3.4. Schéma montrant l'action de la chaux sur l'argile, (BABOURI, 2008). ....	69
Figure 3.5. Image microscopique des argiles marines traité par des colonnes de chaux, (RAJASEKARAN, 2005).....	72
Figure 3.6. Variation des limites de consistance en fonction du temps pour 3 et 6% de chaux (AFES, 2000). ....	73
Figure 3.7. Evolution du potentiel de gonflement final en fonction du pourcentage de chaux pour les deux modes de conservation, (AFES, 2000). ....	74
Figure.3.2. Conditions d'utilisation de la stabilisation Chimique, (Dept. of the Army, 1983).76	
Figure 3.9. Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en solution, (TESSIER, 1990), cité par CABANE, 2006.....	79
Figure 4.1. Situation géographique des sols étudiés. ....	85
Figure 4.2. Carte géologique du groupement TLEMCEN, MANSOURAH et CHETOUANE, (AISSA MAMOUNE, 2002).....	86
Figure 4.3. Carte géologique de la région de MAGHNIA (source: Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000. 2eme Edition, 1952), cité par. KOULOUGHELI, 2007. ....	87
Figure 4.4. Photo du gisement de bentonite de HAMMAM BOUGHRAA, (KOULOUGHELI, 2007).....	89
Figure 4.5. Courbe granulométrie de sol 1.....	89
Figure 4.6. Courbe granulométrie de sol 2.....	90
Figure 4.7. Courbe granulométrie de sol 3.....	90
Figure 4.8. Courbe granulométrie de sol 4.....	90
Figure 4.9. Différentes phases du retrait, selon SCHUBERT, 1982, cité par ALLAM, 2011. .93	
Figure 4.10. Classifications des sols selon Casagrande et la classification de GTR. ....	94
Figure 4.11. Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 1. ....	95
Figure 4.12. Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 2. ....	96
Figure 4.13. Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 3. ....	97
Figure 4.14. Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 4.....	97
Figure 4.15. État de charge des surfaces d'une plaquette de kaolinite (KONAN, 2006). ....	100
Figure 4.16. Appareillages de mesure le PH. ....	101
Figure 4.17. Histogrammes de PH des sols étudiés. ....	102
Figure 4.18. Essai de compression. ....	102
Figure 4.19. Histogrammes de résistance de compression des sols étudiés. ....	103
Figure 4.20. Courbe de gonflement en fonction du temps. ....	105
Figure 4.21. Diagramme comparatif « pression de gonflement – diffusion de contrainte» (AISSA MAMOUNE, 2002). ....	107
Figure 4.22. Evolution du gonflement en fonction du temps. ....	109
Figure 5.1. Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux avant traitement (CABANE, 2004).....	116
Figure 5.2. Schéma de l'action de la chaux sur le limon, (CABANE, 2004). ....	117
Figure 5.3. Dispositif utilisé pour la préparation de l'échantillon.....	117

Figure 5.4. Variation des paramètres de physico chimiques en fonction du pourcentage de lait de chaux.....	118
Figure 5.5. Variation des caractéristiques de compactage en fonction du pourcentage du lait de chaux.....	119
Figure 5.6. Histogrammes de résistance de compression des sols en fonction des dosages en chaux à 28 jours.....	121
Figure 5.7. Variation de PH en fonction de lait de chaux.....	123
Figure 5.8. Variation de la pression et l'amplitude de gonflement en fonction de lait de chaux.....	125
Figure 5.9. Variation du potentiel de du gonflement et le temps de demi gonflement en présence du lait de chaux.....	126
Figure 5.10. Variation du gonflement en fonction du temps et le lait de chaux.....	127
Figure 6.1. Orientation des molécules d'eau dans le champ électrostatique des ions de chlorure de sodium selon PETROV, 1981, cité par ALLAM, 2011.....	132
Figure 6.2. Détachement des ions sodium et chlorure du cristal de chlorure de sodium et leur hydratation selon PETROV, 1981, cité par ALLAM, 2011.....	132
Figure 6.3. Mécanisme de la stabilisation de gonflement selon PETROV, 1981, cité par ALLAM, 2011.....	133
Figure 6.4. Action de chlorure de potassium sur les sols étudiés.....	136
Figure 6.5. Action de chlorure de magnésium sur les sols étudiés.....	137
Figure 6.6. Action de KCl et MgCl <sub>2</sub> sur le potentiel de gonflement.....	138
Figure 6.7. Action de KCl et MgCl <sub>2</sub> sur le temps de demi-gonflement.....	139
Figure 6.8. Variation de gonflement en fonction de KCl.....	140
Figure A.1. Courbes de gonflement selon la norme ASTM deuxième essai.....	153
Figure A.2. Courbes de gonflement selon la norme ASTM troisième essai.....	154
<i>Figure B.1. Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 1.</i> .....	155
Figure B.2. Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 2.	156
Figure B.3. Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 3.	157
Figure B.4. Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 4.	158
Figure C.1. Variation de la pression et l'amplitude de gonflement en présence de 6% de lait de chaux.....	159
Figure C.2. Variation de potentiel de gonflement et le temps demi gonflement en présence de 6% de lait de chaux.....	160
Figure D.1. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de KCl, Sol 1.....	161
Figure D. 2. Courbe de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de Kcl Sol 2.....	162
Figure D.3. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de KCl, Sol 3.....	163
Figure D.4. Courbe de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de Kcl, sol 4.....	164
Figure D.5. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de MgCl <sub>2</sub> , Sol1.....	165
Figure D.6. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de MgCl <sub>2</sub> , Sol 2.....	166
Figure D.7. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de MgCl <sub>2</sub> , Sol 3.....	167

Figure D.8. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de  $MgCl_2$ , Sol 4..... 168

### Liste des tableaux

Tableau 1.1. Occurrence des minéraux argileux dans les sols en fonction du climat ,(ARMINES, 2006).....	7
Tableau 1.2. Schéma simplifié montrant la classification des principaux de minéraux argileux et de leurs espèces, (JASMUND et LAGALY, 1992), cité par CABANE, 2004.....	11
Tableau 1.3. Surface spécifique et C.E.C. de quelques minéraux argileux, d'après (LEPLUART, 2002), cité par CABANE ,2004.....	14
Tableau 1.4. Dimensions des cations hydratés et non hydratés, (ILTIS, 1979).....	18
Tableau 2.1. Classifications qualitative des sols gonflants, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007.....	46
Tableau 2.2. Classifications qualitative des sols gonflants cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007.....	46
Tableau 2.3. Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement et la pression de gonflement,(MRAD, 2005).....	48
Tableau 3.1. Activité et gonflement pour des solutions salines de normalité 1 selon (WAKIM, 2005).....	80
Tableau 3.2. Avantages et Inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées, (BEKKOUCHE et al, 2001). ....	81
Tableau 4.1. Caractéristiques physicochimiques des sols étudiés.....	94
Tableau 4. 2. Analyse quantitative aux rayons X pour les sols étudiés. ....	98
Tableau 4. 3. Identification quantitative du gonflement. ....	103
Tableau 4. 4. Identification qualitative du potentiel de gonflement et la pression du gonflement des sols étudiés. ....	105
Tableau 5. 1. La composition chimique de lait de chaux utilisé (Annexe E). ....	115
Tableau 5.2. Corrélation entre les paramètres physiques chimiques et le gonflement après stabilisation par l'ajout de 8% de lait de chaux.....	122
Tableau 5.1. Paramètres de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux.....	128
Tableau 6.1. Caractéristiques d'identification des matériaux étudiés en présence des solutionssalines.....	135
Tableau 6.2. Paramètres de la cinétique du gonflement en présence du chlorure de potassium .....	143
Tableau 6. 3. Paramètres de la cinétique du gonflement en présence du chlorure de magnésium.....	143

## Tables des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre 01 phénomène de gonflement : pathologie et bibliographie .....	3
1.0. INTRODUCTION .....	5
1.1. Définition des argiles .....	5
1.1.1. Formation des minéraux argileux .....	6
1.1.1.1. Héritage et altération .....	7
1.1.1.2. Transformation des minéraux argileux par dégradation et aggradation .....	7
1.1.1.3. Contexte de formation des sols argileux .....	7
1.1.2. Etude microstructurale des argiles .....	8
1.1.2.1. Structure d'argile de type T O T.....	9
1.1.2.2. Texture des argiles .....	11
1.1.3. Principales caractéristiques des minéraux argileux .....	13
1.1.3.1. Densité de charge spécifique .....	13
1.1.3.2. Capacité d'échange cationique (CEC).....	13
1.1.3.3. La surface spécifique.....	14
1.2. Nature des liaisons chimiques.....	14
1.2.1. Cations échangeables .....	14
1.2.1.1. Gonflement interfoliaire et interparticulaire .....	15
1.2.2. Interaction entre argiles (smectites) et cations alcalins .....	15
1.2.2.1. Influence de la nature des cations alcalins .....	15
1.3. Principales causes de gonflement.....	16
1.3.1. Hydratation par adsorption.....	17
1.3.1.1. Forces d'attractions .....	17
1.3.1.2. Forces de répulsion .....	17
1.3.2. Hydratation par osmose .....	18
1.3.3. Hydratation par capillarité.....	19
1.3.4. Transformations chimiques.....	20
1.4. Facteurs qui affectent le gonflement .....	20
1.4.1. Facteurs intrinsèques .....	20
1.4.2. Facteurs externes.....	20
1.5. Anisotropie du gonflement et anisotropie de la pression de gonflement .....	21
1.6. Approches théoriques de gonflement.....	22
1.6.1. Approche de la double couche.....	22
1.6.1.1. Double couche électrique .....	22
1.6.2. De l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique .....	25
1.6.3. Modèle triple couche.....	26
1.7. Approches phénoménologiques .....	27
1.7.1. Modèles en contraintes effectives.....	27
1.7.2. Modèle d'ALONSO et GENS.....	27
1.8. Approches basées sur des modèles de gonflement .....	28
1.8.1. Modèles indépendants du temps .....	28
1.8.1.1. Modèles unidirectionnels .....	29
1.8.1.2. Modèles tridirectionnels .....	29
1.8.2. Modèles dépendants du temps .....	31

1.8.2.1. Modèles unidirectionnels .....	31
1.8.2.2. Modèles tridirectionnels .....	32
1.8.3. Modèles basés sur l'humidité relative ou l'activité.....	34
1.9. Les modèles de l'adsorption.....	36
1.10. Localisation des sols expansifs .....	37
1.11. Impact du gonflement sur les ouvrages superficiels .....	38
1.12. Impact du gonflant sur les ouvrages souterrains .....	39
1.12.1. Tunnels .....	39
1.12.2. Puits pétroliers .....	40
1.12.3. Monuments historiques .....	41
1.13. CONCLUSION.....	41
Chapitre 02 Estimation et mesure des paramètres de gonflement.....	43
2.0. INTRODUCTION .....	44
2.1. Définitions.....	44
2.2. Identification du potentiel de gonflement des sols argileux par les paramètres physico-chimiques. .....	45
2.2.1. Identification qualitative .....	45
2.2.2. Estimation quantitative .....	48
2.3. Méthodes de mesure directe de gonflement.....	49
2.3.1. Méthode de MYSLIVEC .....	50
2.3.2. Méthode chinoise .....	50
2.3.3. Méthode du C.E.B.T.P.....	51
2.3.4. Méthode de FU HUA CHEN .....	51
2.3.5. Méthode de HUDER et AMBERG.....	52
2.3.6. Méthode de FIRTH.....	53
2.3.7. Méthode du double Oedomètre .....	53
2.3.8. Méthode de gonflement libre .....	54
2.3.9. Méthode LCPC avec variation de volume .....	55
2.3.10. Norme Française NF P 94-091 (AFNOR, 1995).....	55
2.3.11. ASTM D4546 (American Society for Testing and Materials, 1985).....	55
2.3.12. Méthodes directs de mesure de gonflement (empêchant le gonflement).....	56
2.4. CONCLUSION.....	57
Chapitre 03 Les stabilisants et les techniques de stabilisation.....	59
3.0. INTRODUCTION .....	60
3.1. But de la stabilisation.....	60
3.2. Différentes techniques de stabilisation.....	60
3.2.1. Stabilisation mécanique .....	61
3.2.1.1. Compactage.....	61
3.2.1.2. Drainage .....	61
3.2.1.3. Substitution .....	61
3.2.1.4. Application de fortes pressions .....	61
3.2.1.5. Préhumidification.....	62
3.2.1.6. Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux .....	62
3.2.2. Traitement thermique.....	62
3.2.3. Stabilisation avec des additifs .....	62

3.2.3.1. Hydrophobants .....	63
3.2.3.2. Liants .....	63
3.2.3.3. Stabilisation par ajout du sable .....	77
3.2.3.4. Stabilisation par solutions salines.....	78
3.3. CONCLUSION.....	82
Chapitre 04 Identification physico- chimique et mécanique des sols étudiés .....	83
4.0. INTRODUCTION .....	84
4.1. Situation géographique des sols étudiés.....	84
4.2. Situation géologique .....	85
4.2.1. Sites de BOUJLIDA MANSOURAH (sol 1, sol 2) .....	85
4.2.2. Sites de MAGHNIA (sol 3, sol 4).....	86
4.2.2. 1. Géologie de la région de MAGHNIA .....	86
4.2.2.2. Aperçu sur la bentonite en Algérie .....	87
4.2.2.3. Géologie du gisement de bentonite (sol 4) .....	88
4.3. Techniques de caractérisation structurale et microstructurale .....	89
4.3.1. Caractérisation physico-chimiques des sols étudiés .....	89
4.3.1.1. Analyse granulométrique .....	89
4.3.1.2. Etat de consistance .....	91
4.3.1.3. Bleu de méthylène .....	91
4.3.1.4. Surface spécifique totale.....	92
4.3.1.5. Teneur en carbonate de calcium .....	92
4.3.1.6. Mécanisme du retrait .....	92
4.3.1.7. Mesure de la densité sèche.....	93
4.3.2. Microscopie électronique à balayage des sols étudiés (MEB) .....	95
4.3.3. Mesure de PH des sols étudiés .....	99
4.3.3.4. Propriétés acido-basiques des argiles .....	99
4.3.4. La résistance à la compression.....	102
4.4. Estimation du gonflement .....	103
4.4.1. Estimation qualitative .....	103
4.4.2. Estimation quantitative .....	104
4.5. Cinétique du gonflement.....	105
4.5.1. Evolution du gonflement en fonction du temps .....	105
4.5.2. Evolution du gonflement en fonction de la profondeur .....	106
4.5.3. Corrélation de la cinétique du gonflement .....	107
4.6. Mesure directe du gonflement.....	110
4.7. CONCLUSION.....	111
Chapitre 05 Étude au laboratoire de la stabilisation par le lait de chaux .....	113
5.0. INTRODUCTION .....	114
5.1. Caractéristiques de l'additif utilisé .....	114
5.2. Rappel sur le mécanisme de stabilisation par la chaux .....	115
5.3. Préparation des échantillons .....	117
5.4. Effet de lait de chaux sur les caractéristiques physico-chimiques en fonction du pourcentage de lait de chaux.....	118

5.5. Evolution de paramètres de compactage en fonction de lait de chaux.....	119
5.6. Evolution de la résistance à la compression en fonction de lait de chaux .....	120
5.7. Corrélation entre les paramètres physico-chimiques et le gonflement après l'utilisation de 8% du lait de chaux.....	122
5.8. Variation de PH en fonction de lait de chaux .....	122
5.9. Stabilisation des sols gonflants par le lait de chaux .....	123
5.9.1. Influence de lait de chaux sur l'amplitude et la pression de gonflement.....	124
5.9.2. Effet du lait de chaux sur la cinétique du gonflement .....	125
5.10. CONCLUSION.....	129
Chapitre 06 Stabilisation chimique par les sels.....	130
6.0. INTRODUCTION .....	131
6.1. Hydrolyse des sels .....	131
6.2. Mécanisme de la stabilisation par les sels .....	132
6.3. Stabilisation des sols étudiés par les sels .....	134
6.3.1. Influence des sels sur les paramètres physico-chimiques .....	134
6.3.1.1. Résultat de l'effet des sels sur les paramètres physico-chimiques .....	134
6.3.2. Influence des sels sur la pression et l'amplitude de gonflement .....	136
6.3.3. Influence de la valence des cations.....	137
6.3.4. Evolution du gonflement avec des solutions salines.....	138
6.4. CONCLUSION.....	144
Conclusion générale.....	145
References bibliographiques .....	148
Les annexes.....	153

## **Introduction générale**

Les nouveaux défis architecturaux interpellent avec force le concepteur pour une réelle prise en charge des différents aspects liés au dimensionnement et la sécurité des ouvrages. L'étude de la stabilité de ces ouvrages constitue une des problématiques majeures à laquelle l'ingénieur est souvent confronté. Parmi les causes d'instabilité d'ouvrages les plus rencontrées dans le monde en général et en Algérie en particulier, le phénomène de retrait-gonflement du sol d'assise est sans doute le plus dangereux et paradoxalement le moins connu. Par conséquent, le concepteur doit prendre en compte les effets induits par ce phénomène.

Le caractère gonflant de certaines argiles est lié en premier lieu à leur composition minéralogique. D'autres facteurs tels que la structure du sol, sa densité, sa teneur en eau initiale peuvent affecter de manière significative la pression de gonflement ou la déformation de ces argiles. Ces phénomènes sont plus marqués lorsqu'ils ont lieu dans les régions où d'importantes variations climatiques existent, en particulier de forts gradients d'évaporation et de déficits saisonniers d'humidité ; les problèmes de gonflement se manifestent spécialement dans les régions arides et semi-arides qui se caractérisent par de longues périodes de sécheresse suivies, par de courtes périodes pluviales. Certains sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau, peuvent augmenter ou diminuer de volume. Ces phénomènes cycliques de gonflement-retrait provoquent des contraintes parasites dans les structures et au niveau des fondations.

Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence et l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol gonflant. Toutefois, les procédures et les normes d'essais différents, rendent les comparaisons délicates. L'estimation des caractéristiques du gonflement nécessite la disposition d'essais standards, à la fois simples, bien adaptés et surtout fiables.

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement hydromécanique des sols gonflants. Plus essentiellement, l'objet du travail s'est donné une méthodologie de stabilisation aux liants et des sels qui peut constituer une solution à envisager et qui permet de valoriser les matériaux locaux.

Cette thèse est composée de deux parties, la première partie, nous l'avons consacré à une étude bibliographique, qui a mis en relief l'importance et les conséquences du



gonflement sur la stabilité et le comportement des ouvrages enterrés dans les matériaux argileux. Il a également permis de mettre en évidence la complexité de ce phénomène surtout à l'échelle microscopique en raison des nombreux mécanismes impliqués (adsorption, osmose, capillarité). Ces mécanismes ont été décrits et présentés d'un point de vue théorique et les approches de modélisation développées ont été analysées et discutées, un état d'art sur la thématique est synthétisé et qui regroupe les travaux de recherche effectués dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.

La deuxième partie est réservée à l'étude expérimentale de différents sols. On s'est intéressé en premier lieu dans le cinquième chapitre à l'identification des sols étudiés, les caractérisations directes et indirectes de l'aptitude des sols argileux au gonflement sont ensuite présentées.

Le sixième chapitre a pour objet d'apprécier l'influence des différents pourcentages de lait de chaux sur : la cinétique de gonflement, les paramètres physico chimiques, la pression de gonflement et l'amplitude de gonflement, le PH, la résistance à la compression dans le but d'asseoir un choix sur ce pourcentage qui nous donne une meilleure amélioration des sols.

Une autre technique de stabilisation est entamée dans le septième chapitre c'est la stabilisation avec les solutions salines. On va étudier l'effet des différentes concentrations des solutions salines sur : la cinétique du gonflement, les limites d'Atterberg, la pression de gonflement et l'amplitude de gonflement, dans le but d'assurer un choix sur la solution qui nous donne un phénomène irréversible.

Enfin, une conclusion générale qui rassemble les points importants tirés de ce travail.

## **Chapitre 01 Phénomène de gonflement : pathologie et bibliographie**

# Phénomène de gonflement : pathologie et bibliographie

## 1.0. INTRODUCTION

Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est cruciale afin de bien comprendre le développement du gonflement

Dans un premier temps, une étude détaillée de la structure et de la texture des matériaux argileux est proposée pour mettre en évidence l'affinité de ces matériaux à une solution aqueuse.

En suite, on s'intéresse aux caractéristiques de la solution d'hydratation particulièrement au potentiel chimique qui est relié à l'activité de la solution dépendant de la concentration en sel et des forces d'hydratation.

Une fois les caractéristiques du matériau argileux et de la solution d'hydratation définies, on examine les différents mécanismes du gonflement afin de mettre en évidence l'effet de chaque mécanisme.

Après avoir écrit le phénomène de gonflement à l'échelle microscopique, les différents paramètres macroscopiques pouvant influencer sur le gonflement, la dernière partie du chapitre est consacrée à l'anisotropie du gonflement et à l'anisotropie de la pression de gonflement qui va occuper, par la suite, une place importante dans cette étude.

On va passer avant tout par une bonne connaissance de la structure des argiles, pour bien comprendre les interactions entre les argiles et les espèces chimiques dans une solution.

## 1.1. Définition des argiles

L'argile se rapporte à la terre grasse et molle contenant un ensemble de particules fines dont la taille supérieure est fixée à 2 $\mu$ m. Chargée négativement comme la smectite, l'illite et la kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile

fortement sensible aux molécules polaires d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. Les argiles sont très abondantes dans la nature et couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre (WAKIM, 2005).

Elles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- Les argiles plastiques : elles sont tendres et très déformables ;
- Les argiles raides : elles sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au de la de la limite d'élasticité, et cela a cause de la présence des carbonates et du quartz.

L'argile, matériau naturel qui contient habituellement des phyllosilicates (silicates en feuillets), est plastique à l'état humide et durcit par séchage ou chauffage.

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.

Il faut s'entendre sur la qualification de cette teneur en eau. Elle est composée de la teneur en eau liée et de la teneur en eau libre. Les cinétiques d'évolution dans le temps de ces deux teneurs en eau ne sont pas identiques. En effet, la vitesse d'adsorption de l'eau liée, due aux phénomènes électrostatiques, est plus rapide.

La variation du volume des argiles est fortement influencée par des facteurs microscopiques et macroscopiques. A l'échelle microscopique, ces facteurs sont complexes et dépendent principalement des propriétés minéralogiques, des matériaux argileux et des propriétés chimiques du fluide hydratant.

Une description détaillée des phénomènes microscopiques est nécessaire pour bien comprendre et interpréter les phénomènes observables à l'échelle microscopique ou macroscopique.

### **1.1.1. Formation des minéraux argileux**

Les sols argileux se forment par un processus lent d'altération sous l'action du climat, suivi de phénomènes «érosion, de transport et de sédimentation. 90 % des minéraux argileux sont d'origine détritique, l'altération peut être physique (désagrégation des minéraux primaires) ou chimique par transformation des minéraux). Certains minéraux argileux précipitent à partir d'une solution (minéraux néoformés).

Il existe donc trois processus de formation des minéraux argileux.

### 1.1.1.1. Héritage et altération

L'une des origines des minéraux argileux est liée à l'altération physique des roches, En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant seront différents. En climat froid, l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine. En climat chaud et humide, l'hydrolyse est poussée et donne de la kaolinite en milieu drainé et des smectites en milieu confiné. En climat tempéré et humide, l'altération est modérée, il apparaît des inter stratifiés, des illites, des chlorites dégradées et des vermiculites.

### 1.1.1.2. Transformation des minéraux argileux par dégradation et aggradation

La transformation des minéraux argileux consiste en une modification du minéral argileux tout en conservant son type de structure (MILLOT, 1964) cité par BELL, 1988.

On distingue les transformations par dégradation (sous traction d'ions) et par aggradation (fixation d'ions supplémentaires). Ces transformations ont lieu aussi bien au cours de l'altération que pendant la sédimentation et la diagenèse.

### 1.1.1.3. Contexte de formation des sols argileux

La sédimentation océanique argileuse est directement liée au type d'altération régnant sur les continents voisins et dépend donc de la latitude et de la nature de la roche mère, mais aussi de l'éloignement des sources ainsi que des conditions physico-chimiques régnant dans la zone de sédimentation.

**Tableau 1.1.** Occurrence des minéraux argileux dans les sols en fonction du climat (ARMINES, 2006).

Climat	Origine des argiles	Minéraux fréquents
Glaciaire	Héritage	Illite, chlorite,....
Boréal tempéré	Héritage, transformation	Vermiculite, interstratifiés, illite, Chlorite, smectites,...
Méditerranéen subtropical	Héritage, transformation, Néof ormation	Smectites,...
Desertique	Héritage	Illite, chlorite,...
Equatorial	Néof ormation	Gibbsite, kaolinite,...

La nature minéralogique des argiles dépend aussi de la roche mère :

- La kaolinite provient de l'altération des roches magmatiques grenues et acides (feldspaths principalement) ;
- L'illite de l'altération des roches magmatiques et métamorphiques ;

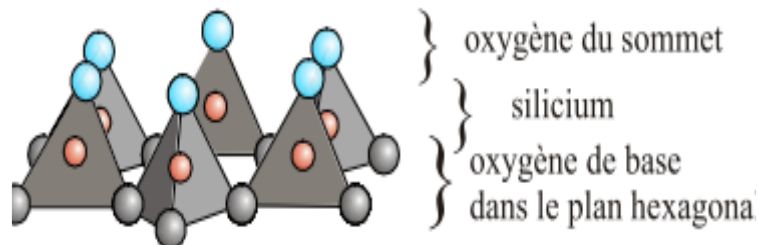
- Les smectites de l'altération des roches volcaniques ;
- Les attapulgites et sépiolites (argiles fibreuses) sont associés à des dépôts lagunaires.

Ces différentes familles d'argile, associées à d'autres minéraux d'origine détritique (quartz essentiellement) et/ou chimique (calcite, dolomite essentiellement) et à des minéraux accessoires sont les constituants principaux des sols argileux. Leurs caractéristiques mécaniques et géotechniques sont directement liées à la nature des minéraux argileux et aux transformations diagénétiques subies par la suite.

Les marnes sont des matériaux d'origine chimique, biochimique ou détritiques dont la quantité en carbonates est comprise entre 35 et 65 %. Le terme d'argile calcaire est utilisé pour un pourcentage en carbonates compris entre 5 et 35 %.

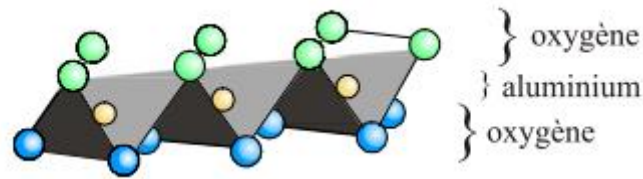
### 1.1.2. Etude microstructurale des argiles

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés appartenant au groupe des phyllo-silicatés. Ces phyllosilicates sont formés par un empilement de feuillets, chacun étant formé par un arrangement de deux types de couches, l'une tétraédrique (T) à base de silice (Figure 1.1) et l'autre octaédrique (O) à base d'hydroxyde d'aluminium (figure 1.2).



**Figure 1.3.** Structure du tétraèdre  $\text{SiO}_4$ , (REIFFSTECK, 1999).

Les 4 atomes d'oxygène forment un tétraèdre. L'atome de silicium est au centre de cette structure. Le réseau est formé par l'arrangement hexagonal des tétraèdres. Ce motif hexagonal se reproduit à l'infini dans le plan hexagonal.



**Figure 1.4.** Structure de l'octaèdre  $Al_2O_6$ , (REIFFSTECK, 1999).

Les six atomes d'oxygène forment un octaèdre. L'atome d'aluminium est au centre de cette structure. Le réseau est formé par l'arrangement linéaire des octaèdres. Dans chacun des feuillet décrits précédemment, les cations peuvent être remplacés par d'autres de taille voisine mais pas nécessairement de la même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cet électron négativité est une caractéristique intrinsèque des matériaux argileux.

A l'échelle microscopique des argiles, on peut distinguer :

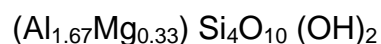
- La structure ;
- La texture.

#### 1.1.2.1. Structure d'argile de type T O T

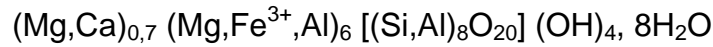
Elle correspond à une couche d'octaèdres encadrée par deux couches de tétraèdres. L'épaisseur du feuillet est de 10 Å. Les couches tétraédriques peuvent soit contenir des atomes de silicium et d'oxygène (groupe du talc), soit présenter une substitution partielle des atomes de silicium par des atomes d'aluminium. Dans ce cas, les feuillets présentent un déficit en charges positives (substitution  $Si^{4+}$  par  $Al^{3+}$ ). Par compensation, des cations sont introduits au sein du réseau cristallin des phyllosilicates :

- **Groupe de la smectite:** Une partie des atomes d'aluminium de la couche octaédrique est remplacée par des atomes de magnésium voire de fer. La compensation des charges négatives excédentaires, s'effectue par l'introduction dans l'espace interfoliaire (espace séparant deux triplets consécutifs T O T) d'un cation ( $Ca^{2+}$ ,  $Na^+$ ). Ces cations interfoliaires ont la particularité de pouvoir être solvates par des molécules d'eau qui provoquent le gonflement du cristal :

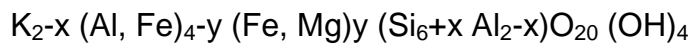
L'espace interfoliaire passe de 14 à 17 Å en présence de  $Ca^{2+}$  et de 13 Å jusqu'à l'infini pour  $Na^+$ . Il existe plusieurs minéraux argileux dans le groupe des smectites, entre autres, la montmorillonite :



- **Groupe de la vermiculite** : Il existe des substitutions au niveau des octaèdres entre l'aluminium, le fer et le magnésium et au niveau des tétraèdres entre le silicium et l'aluminium. La minérale vermiculite a donné son nom à ce groupe :

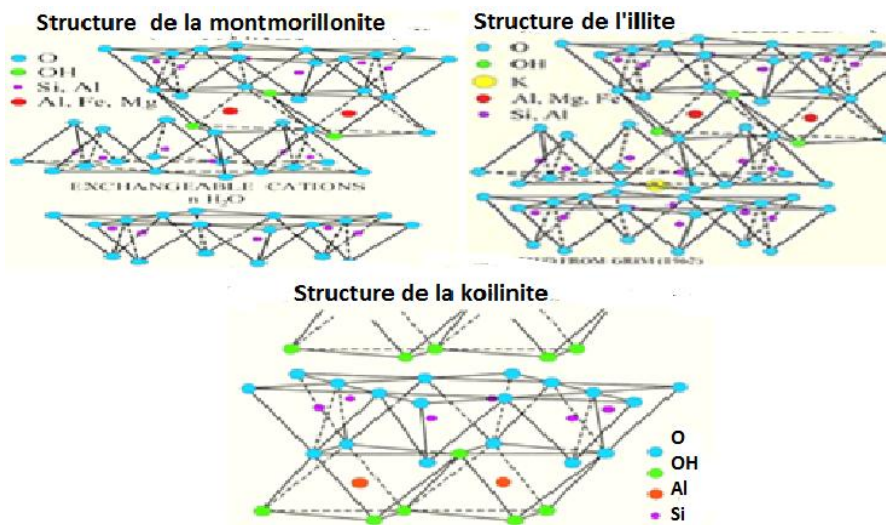


- **Groupe de l'illite** : Un quart des atomes de silicium dans les tétraèdres est remplacé par des atomes d'aluminium. La compensation des charges négatives s'effectue par l'introduction dans l'espace interfoliaire d'un cation :  $K^+$ . Le cation interfoliaire lie les feuillets les uns aux autres. Cette structure confère au cristal d'illite une plus grande rigidité que celle du cristal de kaolinite. La composition minéralogique de l'illite est :



a) Structure du feuillet de la kaolinite : une couche de tétraèdres  $SiO_4$  (T) surmontée par une couche d'octaèdres  $AlO_6$  (O) (CABANE, 2005).

b) Structure du feuillet de l'illite, de la smectite et de la vermiculite : deux couches de tétraèdres  $SiO_4$  (T) encadrant une couche d'octaèdres  $AlO_6$  (O). Le cation interfoliaire lie deux feuillets consécutifs.



**Figure 1.5.** Différentes structures des groupes des argiles, (JASMUND et LAGALY, 1992), cité par CABANE, 2004.

Le tableau 1.2 donne les différentes classifications des principaux groupes de minéraux argileux et de leurs espèces.

Du fait de la substitution des ions  $Si^{4+}$  par les ions  $Al^{3+}$  dans la couche tétraédrique (illite et beidellite) et les ions  $Al^{3+}$  par des ions de valences inférieures comme  $Mg^{2+}$  dans la couche octaédrique (montmorillonite), des charges non



compensées sont produites entre les feuillets et sont responsables à 80% de la capacité d'échange cationique (CEC). L'équilibre des charges n'est pas atteint et la neutralité électrique sera alors assurée par des cations compensateurs ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ) qui servent de lien entre les feuillets (AZOUZ, 2006).

L'illite et la montmorillonite ont la même structure cristalline mais elles diffèrent par le type et le nombre de substitutions. L'espace entre les feuillets est plus important chez la montmorillonite que chez l'illite où des ions  $\text{K}^+$  plus gros se trouvent très proches des points de substitution et sont solidement insérés entre les feuillets et empêchent par conséquent le gonflement de cette argile.

Les minéraux ayant de faibles déficits de charges et des cations échangeables de valences variables ne présentent qu'une faible attraction de feuillet en feuillet, ceci facilite la pénétration des molécules  $\text{H}_2\text{O}$  entre les feuillets en les écartant.

Ainsi, les cations compensateurs sont mobilisables par des échanges réversibles avec les cations des solutions mises en contact avec l'argile.

**Tableau 1.2.** Schéma simplifié montrant la classification des principaux de minéraux argileux et de leurs espèces, (JASMUND et LAGALY, 1992), cité par CABANE, 2004.

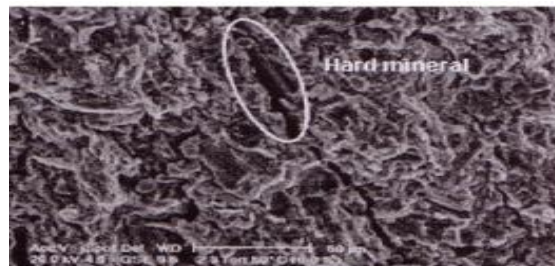
Groupe de minéraux argileux	Espèce minérale	Structure T=couche de tétraédres O= couche d'octaédres						
Kaolinites	Kaolinite, Halloysite, Diskite	Minéraux à deux couches T-O      T-O						
Smectites	Montmorillonite, Saponite, Beidellite, Nontronite.	Minéraux à trois couches T-O-T ↑      T-O-T						
Illites, Vermiculites, Micas.	Illite, Vermiculite, Muscovite, Biotite.	$\text{H}_2\text{O}$ cations						
Chlorites	Chlorite	Minéraux à quatre couches T-O-T-O      T-O-T-O						
Sépiolites, Palygorskites.	Sépiolite, (écume de mer), Attapulgite.	Minéraux en lattes <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td style="padding: 5px;">T-O-T</td> <td style="width: 20px;"></td> <td style="padding: 5px;">T-O-T</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center; padding: 5px;">T-O-T</td> <td></td> </tr> </table>	T-O-T		T-O-T		T-O-T	
T-O-T		T-O-T						
	T-O-T							

### 1.1.2.2. Texture des argiles

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope.

Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés.

Les observations microscopiques effectuées par MONTES et al, cité par (AZZOUZ ,2006) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (figure 1.4).

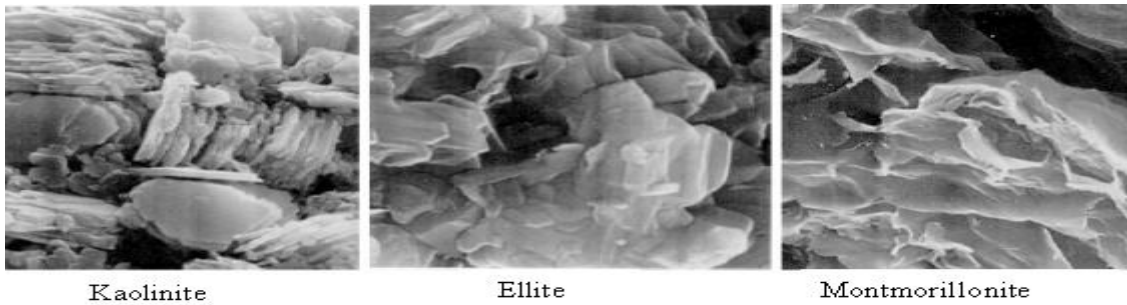


**Figure 1.6.** Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides, (MONTES et al, 2003), cité par AZOUZ, 2006.

L'évolution de la microtexture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du Microscope Electronique à Balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X.

La figure 1.5 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage. Les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectite, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets. Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés.

Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.



**Figure 1.7.** Photographies au microscope électronique à balayage des argiles, (MITCHELL, 1993).

### 1.1.3. Principales caractéristiques des minéraux argileux

Les principales caractéristiques des minéraux argileux qui influencent le gonflement sont les suivantes :

#### 1.1.3.1. Densité de charge spécifique

$\sigma$  est égale au rapport entre la capacité d'échange cationique, CEC et la surface spécifique  $S$  de la particule argileuse :

$$\sigma(\text{meq}/\text{m}^2) = \frac{\text{CEC}}{S} \quad (1.1)$$

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

- Une charge permanente ou structurale liée aux substitutions ioniques ( $\text{Al}^{3+}$  pour  $\text{Si}^{4+}$  dans la couche tétraédrique;  $\text{Mg}^{2+}$  ou  $\text{Fe}^{2+}$  pour  $\text{Al}^{3+}$  dans la couche octaédrique),
- Une charge de surface variable selon le PH du milieu liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux.

La densité de charge spécifique renseigne sur le pouvoir de la particule à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux. L'augmentation de la densité de charge spécifique réduit le gonflement ou la pression de gonflement des matériaux argileux. Cette augmentation entraîne l'attraction des ions, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. (LEFEVBRE et LAJUDIE, 1999), cité par ALLAM, 2011 ont effectués des essais de gonflement libre pour différentes argiles de densité de charges différentes et ont montré une baisse du potentiel de gonflement avec l'augmentation de la densité de charge.

#### 1.1.3.2. Capacité d'échange cationique (CEC)

La mesure de la capacité d'une argile échangée des cations est exprimée en milli équivalent par 100 grammes d'argiles et varie dans le même sens que la densité de charge surfacique. Donc, pour les argiles ayant une valeur élevée de CEC, elles ont tendance à peu gonfler.

### 1.1.3.3. La surface spécifique

Les argiles sont composées de la surface externe 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 élevée.

Les principales caractéristiques des trois types d'argiles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 1.3.** Surface spécifique et C.E.C. de quelques minéraux argileux, d'après (LEPLUART, 2002), cité par CABANE ,2004.

Minéraux	Surface interne (m <sup>2</sup> /g)	Surface externe (m <sup>2</sup> /g)	Surface totale (m <sup>2</sup> /g)	CEC (milliéquivalent/100g)
Kaolinite	0	10-30	10-30	5-15
Illite	20-55	80-120	100-175	10-40
Montmorillonite	600-700	80	700-800	80-150
Vermiculite	700	40-70	760	100-150
Chlorite	---	100-175	100-175	10-40

## 1.2. Nature des liaisons chimiques

### 1.2.1. Cations échangeables

Les substitutions isomorphes de Al<sup>3+</sup> par Mg<sup>2+</sup> à la surface des feuillets entraînent un excès de charge négative. Pour assurer l'électron neutralité, ce déficit de charge est compensé par des cations Ca<sup>2+</sup> ou Na<sup>+</sup>. Les montmorillonites compensées par des cations Ca<sup>2+</sup> sont appelées des montmorillonites calciques. Lorsqu'elles sont compensées par des cations Na<sup>+</sup>, elles sont appelées des montmorillonites sodiques.

Ces cations échangeables se fixent à la surface des feuillets et assurent la liaison entre eux.

L'intensité de ces liaisons dépend de la valence de ces cations. A titre d'exemple, la valence des cations de sodium Na<sup>+</sup> est plus faible que celle des cations de calcium Ca<sup>2+</sup>, c'est pour cette raison que la montmorillonite sodique aura la plus grande surface spécifiques, ce qui est propice a la fixation des molécules d'eau et des cations entre ces feuillets.

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

- Le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire ;
- Le gonflement interparticulaire.

### 1.2.1.1. Gonflement interfoliaire et interparticulaire

L'analyse minéralogique montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillettes sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smectites telles que la montmorillonite, et de certaines chlorites). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire (DIDIER, 1972), cité par WAKIM, 2005 Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

### 1.2.2. Interaction entre argiles (smectites) et cations alcalins

D'après la structure des argiles (smectites) décrite précédemment, il existe trois types de sites d'adsorption pour les cations. La surface externe des particules d'argile se compose de la surface basale, négativement chargée, et des bordures des particules, constituées de sites acido-basiques. Un troisième site est accessible aux cations il s'agit de l'espace interfoliaire, sous réserve que la distance entre feuillets soit suffisante.

#### 1.2.2.1. Influence de la nature des cations alcalins

- a) **Sur la force de l'interaction avec la surface** : Les particules argileuses, chargées négativement, possèdent une grande aire de surface qui leur permet d'interagir fortement entre elles, par des phénomènes essentiellement électrostatiques. Le mode d'interaction entre ces particules dépend notablement des cations compensateurs en présence. La force de liaison des cations avec la surface argileuse dépend de l'énergie d'hydratation du cation, de sa taille ionique, de sa charge et de sa polarisabilité.

Pour une montmorillonite, la force d'interaction des principaux ions inorganiques avec la surface augmente selon l'ordre suivant :  $Li^+ < Na^+ < K^+ < Rb^+ < Ca^{2+} < Cs^+$ . La capacité d'un cation à s'échanger à la surface négative des argiles augmente lorsque son rayon hydraté diminue et que sa polarisabilité augmente, lorsque sa charge augmente, et lorsque sa capacité à s'hydrater diminue.

- b) **Sur la sélectivité de l'échange** : La rétention irréversible des cations, c'est-à-dire leur fixation, peut parfois résulter en un comportement anormal de

l'échange ionique. Pour la montmorillonite, de telles fixations ont par exemple pu être observées dans le cas du potassium et du césium.

La fixation de ces ions entraîne en général un écrasement des feuillets, qui sont solidement liés entre eux, l'inter feuillet devenant inaccessible à tout échange ionique et également à l'adsorption d'eau. Dans ce cas, l'ordre établi pour les échanges ioniques se trouve inversés, et les cations dont les rayons non hydratés sont les plus faibles qui parviennent à pénétrer l'espace inter feuillet et à s'échanger avec les cations fixés. Une fois dans l'inter feuillet, ces nouveaux cations peuvent s'hydrater et séparer les feuillets, permettant ainsi l'échange d'autres cations fixés. Ainsi, les smectites présentent une forte sélectivité pour le césium et le potassium comparativement aux autres cations. Cette sélectivité est contrôlée par la densité de charge des surfaces basales et l'aire des bordures des particules, Ainsi l'illite présente, du fait de sa plus forte densité de charge, une meilleure sélectivité pour  $\text{Cs}^+$  et  $\text{K}^+$  que les smectites.

**c) Sur le mode d'interaction des ions avec la surface de l'argile :** D'après SUDHAKAR et al, 2000 cités par, AZZOUZ, 2006 les interactions entre cations inorganiques et surfaces argileuses dépendent de quatre facteurs :

- Le rayon des cations non hydratés ;
- La charge des cations ;
- Leur énergie d'hydratation ;
- Les interactions spécifiques.

Plus les deux premiers paramètres sont élevés et plus le troisième est faible, plus les interactions sont fortes. Ces trois premiers facteurs sont généralement à l'origine de liaisons fortes entre un cation et une surface négativement chargée. Le quatrième est plus caractéristique d'interactions spécifiques entre un cation et une argile donnée.

### **1.3. Principales causes de gonflement**

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

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

### 1.3.1. 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 diffusée due à la fixation des cations échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes :

#### 1.3.1.1. Forces d'attractions

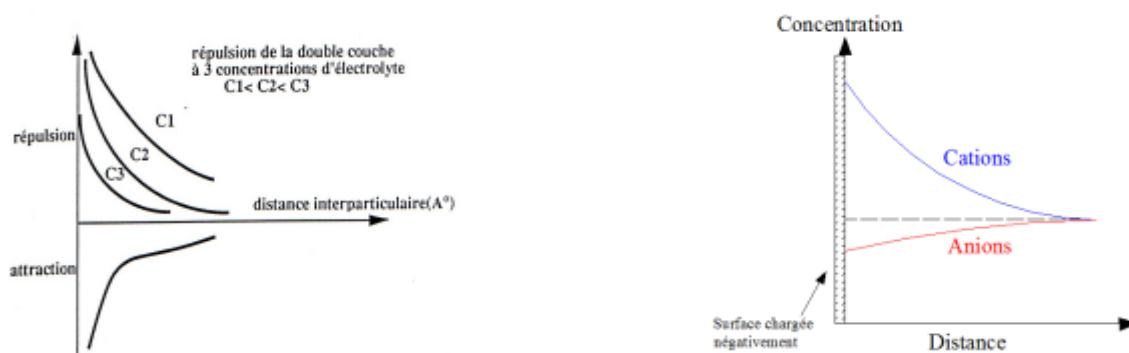
Généralement causées par les forces de **Van Der Waals** entre les feuillets voisins

#### 1.3.1.2. Forces de répulsion

Ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux 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 (1.6)

Les variations de concentrations en cations, et en anions dans la double couche, diffusée, sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-BOLTZMANN et sont présentées sur la figure 1.6. A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions.



**Figure 1.8.** Forces électrostatiques dans la double couche, Répartition des ions autour d'une particule chargée.

La nature des cations compensateurs joue un rôle important. En effet, le rayon ionique hydraté varie avec le type du cation échangeable comme le tableau 1.4 présente, lors de l'hydratation du cation compensateur, l'écartement des feuillets d'argiles sera d'autant plus faible que le rayon ionique hydraté sera petit (WAKIM, 2005).

**Tableau 1.4.** Dimensions des cations hydratés et non hydratés, (ILTIS, 1979).

Cation compensateur	Rayon ionique (Å°)	
	Non hydraté	Hydraté
Li <sup>+</sup>	0.6	7.3
Na <sup>+</sup>	0.95	5.6
K <sup>+</sup>	1.33	3.8
Rb <sup>+</sup>	1.58	3.6
Cs <sup>+</sup>	1.67	3.6
Ca <sup>2+</sup>	0.99	9.6
Mg <sup>2+</sup>	1.08	10.8

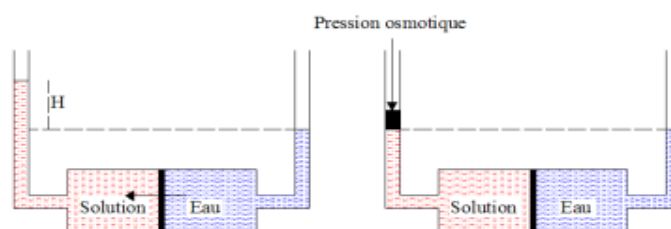
ABOUBEKER et AISSA MAMOUNE, 2004 ont montré l'influence du rayon hydraté de la solution chimique (KCl, NaCl, et CaCl<sub>2</sub>) sur le gonflement des argiles. Leurs essais du gonflement libre témoignent du fait que le cation (Ca<sup>2+</sup>) cause le plus grand gonflement, (K<sup>+</sup>) le plus faible et (Na<sup>+</sup>) est intermédiaire. La stabilité des cations compensateurs est aussi très importante. En effet, les cations sont liés aux feuillets par des forces de nature électrostatique et possèdent les propriétés d'être échangeables. Cette facilité d'échange sera aussi un facteur influant sur le gonflement.

Le classement général admis est le suivant : Li<sup>+</sup>, Na<sup>+</sup>, NH<sup>4+</sup>, K<sup>+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, Ca<sup>2+</sup>, Al<sup>3+</sup>.

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

### 1.3.2. 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 1.7)



**Figure 1.9.** Phénomène osmotique idéal.



Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, ils ont résultent alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance inter feuillet.

Par contre, 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 (AZZOUZ, 2006).

### 1.3.3. 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. Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux.

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 :

$$p_c = U_a - U_w = \frac{2\sigma \cos\theta}{r_c} \quad (1.2)$$

( $u_a$ ) et ( $u_w$ ) sont respectivement les pressions d'air et d'eau, ( $\sigma$ ) est la tension de surface eau-air et ( $\theta$ ) est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, plus  $r_c$  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 négative.

Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux :

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

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

SANTOS et al, 1996 ont exposé deux échantillons d'argilite initialement sèches à l'eau et à l'huile. L'échantillon mis en contact avec de l'eau est altéré. Malgré le fait que l'huile soit infiltrée dans le deuxième échantillon, ce dernier n'a pas réagi. Les auteurs ont attribués ce phénomène aux interactions physico-chimiques primordiales dans les milieux argileux et non à l'effet de la capillarité.

#### **1.3. 4. Transformations chimiques**

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement (BULTEL, 2001), cité par AZZOUZ, 2006:

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

#### **1.4. Facteurs qui affectent le gonflement**

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

- les facteurs intrinsèques ;
- les facteurs externes.

##### **1.4.1. Facteurs intrinsèques**

- La composition minéralogique ;
- Le type de cations compensateur ;
- La Capacité d'échange en cations (CEC) ;
- La Surface spécifique ;
- La structure du sol ;
- La quantité de minéraux non argileux.

##### **1.4.2. Facteurs externes**

D'autres paramètres indépendants de la structure des argiles et de la composition chimique de la solution hydratante peuvent avoir une influence importante sur le gonflement, on cite en particulier :

- Les conditions de compactage (statique ou dynamique) ;
- L'énergie de compactage ;
- La teneur en eau initiale ;
- La densité sèche ;
- L'effet d'échelle ;
- Le régime de contraintes ;

- le frottement latéral ;
- Les cycles retrait-gonflement ;
- La durée des essais et la température.

## 1.5. Anisotropie du gonflement et anisotropie de la pression de gonflement

L'anisotropie du gonflement et l'anisotropie de la pression de gonflement ont été peu étudiés. Elles sont dues, en particulier, au mode de consolidation et à la répartition des feuilletts argileux. Elles peuvent être identifiées aux moyens d'essais expérimentaux, ou par observation au moyen d'un microscope optique ou d'un microscope électronique.

La plupart des analyses expérimentales ont été effectuées sur des échantillons cylindriques mis en contact avec de l'eau et uniquement pour deux orientations de l'axe de l'échantillon par rapport aux plans de stratification de la roche ou de compactage des sols argileux. L'anisotropie du gonflement  $a_g$  et l'anisotropie de la pression de gonflement  $a_{pg}$ .

$$a_g = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_x} \quad (1.3a)$$

$$a_{pg} = \frac{p_z}{p_x} \quad (1.3b)$$

Qui sont respectivement le rapport entre le gonflement perpendiculaire et le gonflement parallèle au plan privilégié du matériau et le rapport entre la pression de gonflement perpendiculaire et parallèle a ce plan.

Dans le plan horizontal de stratification des roches argileuses, SHIMADA et al, 2002 ont montré une isotropie de gonflement. En revanche, ils ont observé, suivant la direction normale aux strates, une anisotropie de gonflement bien marquée qui augmente avec le pourcentage des minéraux gonflants tels que les smectites.

Aux moyens des essais de gonflement libre et des essais monoaxiaux réalisés sur des roches argileuses, MURAYAMA et YAGI, cité par AZZOUZ,2006 ont conclu que le coefficient d'anisotropie du gonflement est égal au coefficient d'anisotropie de la pression de gonflement.

Contrairement aux sols argileux, le coefficient d'anisotropie de gonflement est plus marqué pour les roches argileuses, et sont généralement plus élevées pour les roches argileuses.

A contrario de tout ce qui vient d'être dit, les essais de pression de gonflement effectués par JOHNSON, 1969 à l'aide de l'appareil triaxial sur des échantillons

d'argile intacts montrent une isotropie de la pression gonflement malgré la présence d'une anisotropie structurelle. L'auteur a attribué ce phénomène à la succion réagissant d'une manière isotrope.

## 1.6. Approches théoriques de gonflement

Les différents mécanismes détaillés dans la partie précédente ont été intégrés dans diverses approches permettant de modéliser le gonflement d'un matériau argileux mis en contact avec un fluide et soumis à un régime de contraintes.

Le développement d'un modèle, faisant intervenir les aspects électrochimiques et mécaniques, constitue une tâche très ardue en géotechnique.

Trois types d'approches sont habituellement utilisés. Chacune de ces approches aborde le problème d'une façon différente. Pour les matériaux fortement gonflants qui contiennent une quantité élevée de smectite, l'approche de la double couche est la plus scientifiquement utilisée. Elle repose sur les caractéristiques microscopiques des minéraux argileux et sur les propriétés de l'électrolyte.

Les approches phénoménologiques s'appuient généralement sur la succion totale introduite dans la notion de contrainte effective. Ce type d'approches est le plus utilisé par les modèles couplés basés sur diverses lois d'écoulement de l'eau ou de la vapeur d'eau dans les milieux faiblement poreux. Les approches du gonflement sont les plus exploitées pour les matériaux argileux subissant une saturation définitive. Soit elles ont été établies à la phase ultime de stabilisation qui correspond au gonflement le plus prononcé, soit elles font intervenir le temps d'hydratation.

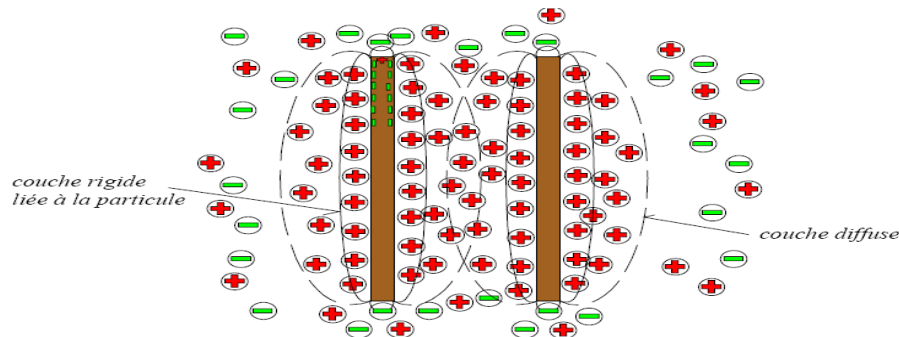
### 1.6.1. Approche de la double couche

#### 1.6.1.1. Double couche électrique

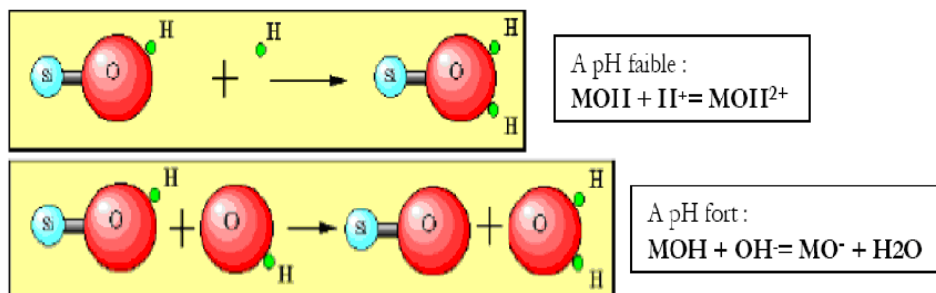
La plupart des auteurs s'accordent sur l'existence de deux types de molécules d'eau adsorbées sur l'argile: l'eau liée rigidement aux cations compensateurs, et l'eau diffuse entre les sphères d'hydratation de ces cations (figure 1.8). Le déficit de charge dû à la substitution isomorphe, se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (eau ou autres) dans l'espace périphérique de la particule. S'il apparaît une modification de l'environnement ionique, la répartition des ions contenus en solution est telle qu'il se forme autour des particules un nuage diffus, résultant de deux effets contraires: attraction et répulsion. Un tel ensemble est généralement considéré comme une «**double couche**» électrique diffuse, dont Gouy et Chapman ont proposé un modèle, modifié par Stern et composé d'une couche fortement liée et d'une couche diffuse.

La charge de surface est liée à l'hydrolyse de liens rompus Si-O et Al-OH sur les surfaces (figure 1.9). À faible PH, l'argile se caractérise par une capacité

d'échange anionique :  $H^+$  se lie davantage par rapport à  $OH^-$ , une charge positive se développe. À fort pH, une capacité d'échange cationique (CEC) se développe: Les  $OH^-$  se lient davantage que  $H^+$  et une charge négative apparaît.



**Figure 1.10.** Distribution des ions autour de la particule d'argile. Schéma des couches, (REIFFSTECK, 1999).



**Figure 1.11.** Échange ionique, (SCHROEDER, 2002), cité par CABANE, 2004.

### a) Modèle de GOUY-CHAPMAN

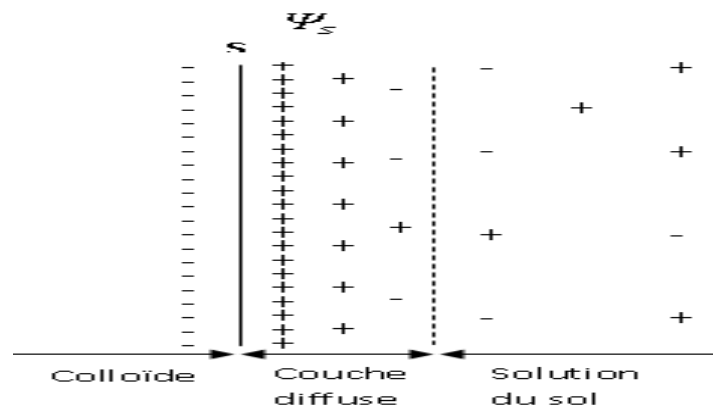
La distribution des cations à la surface des particules argileuses est modélisée par la théorie de la double couche. Le modèle de Gouy-Chapman permet le calcul de la distribution des cations dissous à proximité d'une plaquette argileuse sous l'effet du champ électrique en fonction de la distance. Dans ce modèle des smectites sont mises en solution. Si la concentration en smectite est faible, les smectites vont se disperser, l'eau va se troubler et il y aura peu de sédimentation. On obtient une solution colloïdale.

Sans eau, les couches T-O-T (Tétraédrique-Octaédrique-Tétraédrique) sont liées par des forces électrostatiques mais en présence d'eau les couches T-O-T sont

isolées. Étant donnée la charge de 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 la concentration en cation diminue avec la distance jusqu'à ce que la concentration égale celle de la solution. On peut distinguer deux couches:

- Une couche négative à la surface des argiles;
- Une couche positive juste à côté, d'où la notion de « double couche ».

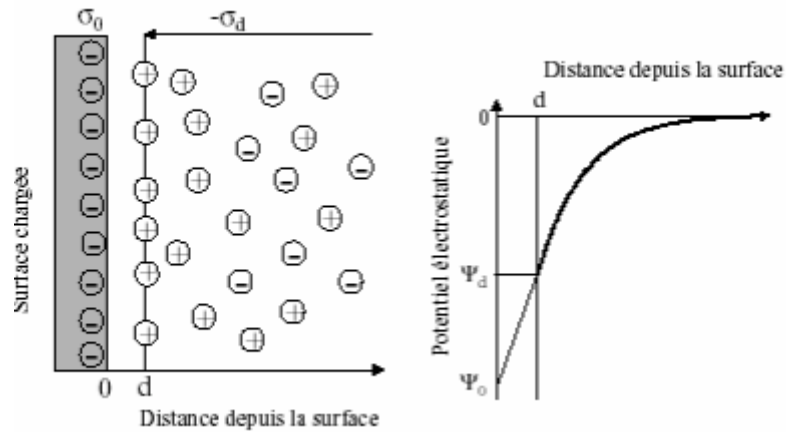
L'épaisseur de la double couche dépend de la charge de la surface argileuse et de la salinité. Si l'on augmente la concentration en smectites, la diffusion des cations vers la solution est moins prononcée. La couche de Gouy est comprimée et les argiles se rapprochent d'avantage.



**Figure 1.12.** Modèle de GOUY-CHAPMAN, 1910-1913, cité par SHAHILD.et al, 2000

### b) Modèle de STERN

Ce modèle a été introduit en 1924. L'interface solide-solution se décompose alors en deux parties (figure.1.11). La première partie est une couche dite compacte (couche de Stern) d'épaisseur  $d$  matérialisant la distance minimum d'approche des ions, hydratés ou non. Cette couche est donc exempte d'ions et peut être identifiée comme un condensateur de capacité  $C_s$ . La deuxième partie de l'interface est constituée par la couche diffuse, dont les caractéristiques sont les mêmes que dans le modèle précédent. Le plan séparant la couche compacte de la couche diffuse est noté plan de Stern.



**Figure 1.13.** Modèle de STERN, cité par SHAHILD et al, 2000.

### 1.6.2. De l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique

Dans un milieu saturé, un bilan des forces permet de montrer rapidement qu'une diminution des contraintes effectives entraîne un gonflement.

Dans l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique, (SRIDHARAN et JAYADEVA, 1982), cité par CABANE, 2004 ont constaté que la pression due aux forces d'attraction de VAN DER WAALS était négligeable devant la pression osmotique de répulsion pour des matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite.

Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante :

Si la contrainte effective baisse, l'équilibre ne peut être assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire que, pour une composition minéralogique du sol et une composition du liquide interstitiel donné, des molécules d'eau pénètrent dans l'espace inter particulaire avec, pour effet de diminuer la concentration cationique de la double couche, donc la pression osmotique, jusqu'à ce que cette dernière équilibre de nouveau la contrainte effective. Il en résulte alors un écartement des deux particules, se traduisant au niveau macroscopique par le gonflement des argiles, et entraînant par ailleurs une légère diminution de la force de corrélation. Ainsi, une diminution de contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

Inversement, si la contrainte effective augmente, l'équilibre ne peut être assuré que par une augmentation de la pression osmotique de répulsion. Pour une concentration du liquide interstitiel donnée, ceci ne peut être possible que si la concentration dans la double couche augmente. Ce n'est possible que si la distance  $2d$  est réduite, donc ceci se traduit macroscopiquement par un tassement des argiles.

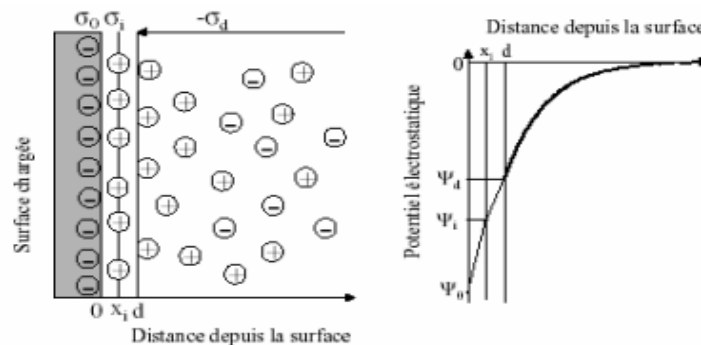
En résumé, dans le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique joue un rôle prépondérant. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif mais il faut rester prudent pour appliquer quantitativement cette théorie à un sol argileux car les hypothèses utilisées ne correspondent pas toujours aux caractéristiques du terrain naturel.

### 1.6.3. Modèle triple couche

Dans ce modèle, introduit en 1947, la couche de STERN est elle-même subdivisée en deux parties (figure 1.12).

La première est située entre la surface et le plan interne de Helmholtz (PIH). C'est une couche où seuls les ions présentant une interaction forte avec la surface (ions spécifiquement adsorbés) peuvent se loger, en perdant partiellement ou totalement leur sphère d'hydratation (complexes de sphère interne). Le centre de ces ions est localisé au niveau du PIH, et cette couche peut être définie comme un condensateur de capacité  $C_i$ .

La deuxième partie est comprise entre le PIH et le plan externe de Helmholtz (PEH), confondu avec le plan de Stern. Elle prend en compte, comme la couche de Stern, les ions hydratés retenus par les forces électrostatiques. Du point de vue électrique, cette couche se comporte comme un deuxième condensateur de capacité. (SHAHILD et al, 2000)



**Figure 1.14.** Modèle triple couche, cité par SHAHILD et al, 2000.

Dans ces trois modèles, l'épaisseur de la couche diffuse apparaît comme un paramètre essentiel, permettant de caractériser la décroissance du potentiel. Cette épaisseur, appelée longueur de Debye et notée, dépend de la force ionique de la solution. Elle diminue lorsque la force ionique augmente.



## 1.7. Approches phénoménologiques

Ces approches sont destinées aux milieux non saturés bien que certains auteurs aient introduit la notion de succion totale afin d'intégrer le rôle de la chimie.

La pression générée due à cette succion est supposée isotrope.

Deux types de modèles sont à distinguer:

- Les modèles en contraintes effectives,
- Le modèle d'ALONSO et GENS.

### 1.7.1. Modèles en contraintes effectives

Ce type d'approche est basé sur le principe développé par TERZAGHI qui suppose que, dans un milieu poreux saturé et non réactif, la contrainte appliquée est égale à la somme de la pression interstitielle supportée par la phase aqueuse avec la contrainte effective supportée par la phase solide :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij} \quad (1.4)$$

BIOT puis VINCKE et al, cité par AZZOUZ, 2006 ont amélioré la formulation de TERZAGHI par l'introduction des coefficients de Biot  $\beta$  qui dépendent de la compressibilité du squelette et du solide.

Dans le cas où le matériau est isotrope, on peut écrire :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \beta p\delta_{ij} \quad (1.5)$$

Le modèle présenté rejoint celui de TERZAGHI dans le cas où  $\beta=1$  ce qui est équivalent à dire que le squelette est déformable et incompressible.

### 1.7.2. Modèle d'ALONSO et GENS

ALONSO et al, 1990 cité Par WAKIM, 2005 ont développé un modèle élasto-plastique étendant le modèle de Cam-Clay aux milieux non saturés. Ce modèle permet d'expliquer plusieurs phénomènes :

- Augmentation de la cohésion avec l'augmentation de la pression de consolidation, développement d'un gonflement réversible suite à la diminution de la succion sous faibles contraintes de confinement,
- Effondrement du sol si la succion diminue sous de fortes valeurs de contraintes de confinement,

- Déformations volumiques irréversibles pour des succions dépassant la limite élastique de succion.
- Le modèle est basé sur deux surfaces de charge :
- La première est liée au comportement mécanique de type Cam-Clay LC (Loading Collapse), la deuxième est liée à la succion SI (Succion Increase).
- Les surfaces de charge délimitent une zone élastique réversible et sont exprimées de la façon suivante:

$$\begin{cases} p = p_0 \\ s = s_0 \end{cases} \quad (1.6)$$

$P_0$  est la pression de surconsolidation,  $s_0$  est un paramètre de surconsolidation lié à la succion, il s'agit de la valeur maximum de succion subie dans l'histoire hydrique du sol.

Si le chemin de contraintes ou de succions dépasse la zone élastique, il se produit une déformation irréversible et un écrouissage du matériau qui fait évoluer les surfaces de charge.

## 1.8. Approches basées sur des modèles de gonflement

Ce type d'approches est basé sur des expériences réalisées en laboratoire. Ces approches ne prennent en considération ni les caractéristiques mécaniques du matériau argileux (module de Young, coefficient de Poisson, ...) ni les propriétés électrochimiques des minéraux argileux. Trois types de modèles sont à distinguer :

1. Les modèles indépendants du temps,
2. Les modèles dépendants du temps, on distingue :
  - Les modèles unidirectionnels (gonflement intervide, gonflement primaire, gonflement secondaire)
  - Les modèles tridirectionnels.
3. Les modèles basés sur l'humidité relative et sur l'activité.

### 1.8.1. Modèles indépendants du temps

Ces modèles ne prennent en compte ni le temps ni le chimisme de la solution d'hydratation, le gonflement obtenu correspondant au gonflement maximal au temps infini ou au temps de stabilisation. On en distingue deux :

1. Les modèles unidirectionnels,
2. Les modèles tridirectionnels.

### 1.8.1.1. Modèles unidirectionnels

HUDER et AMBERG cité par WAKIM, 2005 ont reliée la déformation axiale du gonflement  $\varepsilon_g$  au logarithme de la contrainte axiale  $\sigma_a$  par une équation linéaire de la forme suivante :

$$\varepsilon_g = k. \log \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_g} \right) \quad (1.7)$$

K est l'indice de gonflement  $\sigma_g$  est la pression de gonflement.

Cette équation n'est valable que pour les contraintes  $\sigma_a$  comprises entre  $\sigma_c$  et  $\sigma_g$  est la contrainte en-dessous de laquelle il n'y a plus de gonflement. La formulation générale de la loi peut être écrite de la manière suivante :

$$\varepsilon_g = \begin{cases} 0 & \sigma_a > \sigma_g \\ K. \log \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_g} \right) & \sigma_c < \sigma_a < \sigma_g \\ K. \log \left( \frac{\sigma_c}{\sigma_g} \right) & \sigma_a > \sigma_c \end{cases} \quad (1.8)$$

### 1.8.1.2. Modèles tri-directionnels

WITTKE et al 1979, cité par WAKIM, 2005 se sont appuyés sur le modèle d'HUDER et AMBERG pour passer du gonflement unidirectionnel au gonflement tridirectionnel en se basant sur un comportement élastique linéaire isotrope.

D'après leur modèle: c'est la contrainte moyenne  $\sigma_a = \frac{1+\nu}{1-\nu} \left( \frac{\sigma_a}{3} \right)$  qui commande le gonflement.

Dans le cas oedométrique, la déformation volumique  $\varepsilon_v$  est égale à la déformation axiale  $\varepsilon_a$ .

En utilisant l'équation d'HUDER et AMBERG, le gonflement tridirectionnel peut alors être écrit comme suit :

$$I_{1\varepsilon}^g = K. \log \left[ \frac{I_{1\sigma}^g(1-\nu)}{\sigma_g(1-\nu)} \right] \quad (1.9)$$

$I_{1\varepsilon}^g$  et  $I_{1\sigma}^g$  Sont respectivement les premiers invariants des déformations et des contraintes.

FROEHLICH cité par AZZOUZ, 2006 s'est basé sur des essais de gonflement non confinés latéralement réalisés sur des roches argileuses et sur le modèle d'Huder et Amberg pour mettre en évidence une forte anisotropie du gonflement à cause de la répartition parallèle des feuillets argileux. Il a développé un modèle élastique isotrope qui prend en considération le gonflement normal au plan de la stratification, et en négligeant le gonflement parallèle à ce plan. Le modèle peut s'écrire de la manière suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \Delta\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \Delta\sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} + n_i \cdot n_j \cdot f(\sigma_n) \quad (1.10)$$

$$f(\sigma_n) = \begin{cases} 0 & \sigma_a \geq \sigma_g \\ K \cdot \log\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right) & \sigma_a < \sigma_g \end{cases} \quad (1.11)$$

$\sigma_n = \sigma_{ij} \cdot n_i \cdot n_j$  est la contrainte normale à la stratification,  $n$  est le vecteur normal à la stratification,  $E$  est le module de Young et  $\nu$  est le coefficient de Poisson.

ANAGNOSTOU, 1993 cité par NOWAMOUZ 2007 s'est inspiré du modèle d'HUDER et AMBERG pour développer un modèle de gonflement tridirectionnel pour des matériaux argileux anisotropes. Le tenseur du gonflement peut s'écrire comme suit :

$$\underline{\underline{\varepsilon}}_g = \begin{cases} K \cdot \underline{\underline{\beta}} \log\left(\frac{\underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}}{\underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}_g}\right) & \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}} \leq \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}_g \\ 0 & \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}} > \underline{\underline{\beta}} : \underline{\underline{\sigma}}_g \end{cases} \quad (1.12)$$

$\underline{\underline{\sigma}}$  : est le tenseur des contraintes totales ;

$\underline{\underline{\sigma}}_g$  : est le tenseur des pressions de gonflement ;

$\underline{\underline{\beta}}$  : est le tenseur d'anisotropie et  $K$  est l'indice de gonflement.

Le tenseur d'anisotropie  $\underline{\underline{\beta}}$  s'écrit de la forme suivante :

$$\underline{\beta} = \frac{1-\beta_\alpha}{3} \cdot \underline{1} + \beta_\alpha \cdot n * n \quad (1.13)$$

Le paramètre  $\beta_\alpha$  permet d'étudier le caractère anisotrope de gonflement. A titre d'exemple :

- pour  $\beta_\alpha = 0$ , le gonflement est isotrope et ne possède pas de directions privilégiées;
- pour  $\beta_\alpha = 1$ , le gonflement est marqué suivant la direction normale à la stratification.

Par contre, le gonflement parallèle à la stratification est nul.

L'influence de la pression de confinement  $\sigma_3$  sur le gonflement axial  $\varepsilon_1$  des roches argileuses a été étudiée par YUSEL et al, 2005 cité par WAKIM, 2005 au moyen de l'appareil triaxial. D'après les auteurs :

Le gonflement axial augmente avec la pression de confinement. Le modèle peut s'écrire de la forme suivante :

$$\varepsilon_1 = (a + b \cdot \sigma_3) - (c + d \cdot \sigma_3) \cdot \log(\sigma_1) \quad (1.14)$$

a, b, c et d sont les paramètres du modèle dépendant du pourcentage des minéraux argileux, de la teneur en eau initiale et de la température.

WONG et WANG 1997, cité par WAKIM, 2005, ont basés sur les approches statistiques et une forme simplifiée de la théorie de la double couche afin de modéliser le gonflement tridimensionnel anisotrope. L'approche statistique a été introduite dans le modèle par une densité de fonction probabiliste.

## 1.8.2. Modèles dépendants du temps

Parmi les modèles dépendants du temps, on en distingue deux :

1. Les modèles unidirectionnels ;
2. Les modèles tridirectionnels.

### 1.8.2.1. Modèles unidirectionnels

A partir des essais de gonflement libre oedométriques effectués sur des sols argileux, DAKSHANAMURTHY et al, 1979, cité par WAKIM, 2005 ont représenté l'évolution du gonflement en fonction du temps par une fonction hyperbolique en forme de S. Ces auteurs ont distinguée trois types de gonflement :

1. Gonflement inter vide correspondant au remplissage des vides des matériaux non gonflants : ce gonflement n'est pas apparent macroscopiquement, il dépend de l'indice des vides et du pourcentage des matériaux gonflants et non gonflants.

2. Gonflement primaire dû à l'hydratation des minéraux argileux : il est le plus rapide à se manifester et présente la plus grande ampleur.

3. Gonflement secondaire dû à la formation de la double couche diffuse : il se manifeste avec une faible vitesse de gonflement. Leurs approche, intégrant ces trois types de gonflement, peut être simplifiée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_g(\%) = \frac{G.t}{B+t} \quad (1.15)$$

G est le taux de gonflement maximal pour un temps infini et B est le temps du demi-gonflement.

### 1.8.2.2. Modèles tridirectionnels

La modélisation de l'évolution du gonflement tridirectionnel en fonction des contraintes a été étudiée aux moyens des essais de déchargement de la contrainte axiale, en mesurant simultanément le gonflement axial et horizontal des échantillons mis en contact avec de l'eau.

KIEHL 1990, cité par WAKIM 2005 a effectué des essais de gonflement tridirectionnel sur des roches argileuses. Il a montré, à partir des résultats, que le gonflement dans une direction principale  $i$ , induit par un déchargement, dépend uniquement de la contrainte normale suivant cette direction. La formulation analytique de la loi du gonflement s'écrit de la manière suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{gi} = \frac{1}{n_g} \cdot [f(\sigma_i) - \varepsilon_{gi}] \quad (1.16)$$

Avec

$$f(\sigma_i) = \begin{cases} 0 & \sigma_i > \sigma_{gi} \\ k_i \cdot \log\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{gi}}\right) & \sigma_c < \sigma_i < \sigma_{gi} \\ k_i \cdot \log\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{gi}}\right) & \sigma_i \leq \sigma_{gi} \end{cases} \quad (1.17)$$

Suivant une direction  $i$ , on distingue le gonflement  $\varepsilon_{gi}$ , la pression de gonflement  $\sigma_{gi}$  et l'indice de gonflement  $K_i$ .

LO et LEE, 1976, cité par ALLAM 2011 ont développé un modèle pour tenir compte de l'évolution du gonflement des roches argileuses anisotropes en fonction du temps. D'après ce modèle : l'application de la contrainte dans une direction principale non seulement supprime le gonflement dans cette direction mais réduit aussi le gonflement dans les autres directions orthogonales.

Dans le cas uniaxial et pour des matériaux orthotropes, le modèle peut s'écrire de la forme suivante :

$$\varepsilon_v(t) = \left[ \left[ D_v + S_v \cdot \text{Log} \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_0} \right) \right] \right] \cdot \left[ 1 - \exp \left( \frac{-t}{n_g} \right) \right] \quad (1.18)$$

$$\varepsilon_{hv}(t) = \left[ \left[ D_{vh} + S_h \cdot \text{Log} \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_0} \right) \right] \right] \cdot \left[ 1 - \exp \left( \frac{-t}{n_g} \right) \right] \quad (1.19)$$

$\sigma_a$  et  $\sigma_0$  sont respectivement la contrainte axiale et la contrainte de référence (généralement égale à 1 KPa).

$D_v$  et  $S_v$  sont respectivement le gonflement axial ( $D_h$  étant le gonflement radial) pour une contrainte axiale de 1 KPa et l'indice de gonflement axial ( $S_h$  est l'indice du gonflement radial). La cinétique du gonflement est décrite par le coefficient  $n_g$ . Plus  $S_h$  diminue, plus le gonflement radial devient indépendant de la pression axiale.

HAWLADER et al, 2003, cité par WAKIM, 2005 ont amélioré le modèle de LO et al par introduction d'un pseudo coefficient de Poisson. D'après les auteurs : l'application de la contrainte suivant une direction principale réduit le gonflement suivant les trois directions. Le modèle consiste à passer d'une situation triaxiale à une situation uniaxiale par ajout de contraintes virtuelles.

A titre d'exemple, pour calculer le gonflement, suivant la direction x, d'un échantillon soumis à des contraintes principales ( $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ ), il suffit d'ajouter à la contrainte  $\sigma_x$  deux autres contraintes virtuelles  $\sigma_{xy}$  et  $\sigma_{xz}$ . Le vecteur des contraintes virtuelles devient ( $\sigma_x^{TS}, 0, 0$ ). En général, la contrainte à appliquer suivant une direction i nécessaire à éliminer les effets des autres contraintes peut être écrite sous la forme :

$$\sigma_X^{TS} = \sigma_i + (1 - \delta_{ij}) \cdot \sigma_{ij}^* \quad (1.20)$$

Avec

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_c 10^{[R_{ij} \cdot \log(\sigma_g / \sigma_c)]} \quad (1.22)$$

et

$$R_{ij} = \mu_{ij} \frac{\log\left(\frac{\sigma_j}{\sigma_c}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_g}{\sigma_c}\right)} \quad (1.23)$$

Le gonflement généré est alors :

$$m_i = (1 - R_i^{TS} \cdot m_{i(0)}) \quad (1.24)$$

$m_{i(0)}$  Est le gonflement pour une contrainte égale  $R_i^{TS}$  est le coefficient de réduction du gonflement suivant une direction i qui peut s'écrire de la manière suivante :

$$R_i^{TS} = \frac{\log\left(\frac{\sigma_i^{TS}}{\sigma_c}\right)}{\log\left(\frac{\sigma_g}{\sigma_c}\right)} \quad (1.25)$$

$\sigma_c$  est une pression de référence,  $R_{ij}$  est le coefficient de réduction du gonflement suivant la direction i due à une contrainte suivant la direction j et  $\sigma_{ij}^*$  est la contrainte virtuelle appliquée suivant la direction i.

Pour une direction principale i, l'évolution du gonflement en fonction du temps suit une loi logarithmique:

$$\varepsilon_i(t) = m_i * \text{Log} \left( \frac{t}{t_0} \right) \quad (1.26)$$

$t_0$  est un temps de référence et  $m_i$  est le potentiel de gonflement.

Ce modèle suppose que les pressions de gonflement suivant les trois directions sont identiques et valent  $\sigma_g$  Cependant, l'anisotropie du gonflement est introduite par  $m_i(0)$ .

### 1.8.3. Modèles basés sur l'humidité relative ou l'activité

HUANG et al, 1986, cité par WAKIM, 2005 ont développé un modèle empirique pour prédire la pression de gonflement maximale des échantillons d'argilites immergés dans l'eau dans des conditions uniaxiales.

Les auteurs ont développé un coefficient d'activité  $I_{Hr}$  égal à la variation relative de masse d'un échantillon (initialement séché dans l'étuve) mis en équilibre avec une humidité relative de 20 % puis de 100 %.



D'après les essais effectués sur des roches possédant différentes humidités initiales, les auteurs ont déduit que le coefficient  $I_{Hr}$  est un bon indicateur du comportement des argilites immergées dans l'eau. Ils ont distingué trois cas :

- $I_{Hr} < 1$  la roche est stable (pas d'influence de l'eau) ;
- $(1 < I_{Hr} < 4)$  la roche est susceptible d'agir avec le changement du degré hygrométrique ;
- $(4 < I_{Hr} < 7)$  la roche se détériore complètement lors de son immersion dans l'eau.

La pression du gonflement maximale,  $P_{max}$  des échantillons immergés dans l'eau augmente avec l'augmentation du coefficient d'activité  $I_{Hr}$  et avec la diminution de l'humidité relative initiale  $H_r$  (%) :

$$P_{max}(\text{MPa}) = 0.0686.H_r - 0.0008 H_{r2} + 1.7473I_{Hr} + 0.0132 I_{Hr2} - 0.0145. H_r. I_{Hr} + 0.9594 \quad (1.27)$$

Les effets de la température  $T$  et de l'humidité sur le gonflement libre maximal  $S_{max}$  et la pression du gonflement maximale  $P_{max}$  ont été étudiés par WANG et al, 1995, cité par WAKIM, 2005.

À partir d'une série d'essais expérimentaux réalisés au laboratoire sur des échantillons de roches argileuses. Ces deux grandeurs sont décrites par les équations suivantes :

$$P_{max}(\text{MPa}) = 1.146.H_r + 0.006 T + 0.0148T_2 - 1.7529I_{Hr} + 0.275I_{Hr2} - 0.3865H_r.I_{Hr} + 4.0946 \quad (1.28)$$

$$S_{max}(\%) = 1.4372.H_r - 0.047 + 0.0021T_2 - 1.2335I_{Hr} + 0.216I_{Hr2} - 0.4682H_r.I_{Hr} + 2.1004 \quad (1.29)$$

La pression de gonflement maximale, ainsi que le gonflement maximal correspondent à une enveloppe des mesures des différentes roches testées.

La prise en compte de l'activité chimique de l'eau des pores  $a_p$  et du fluide hydratant  $a_s$  a été Adoptée par YEW et al, 1993. Cité par WAKIM, 2005, afin de modéliser le gonflement  $\varepsilon_g$  et le retrait  $\varepsilon_r$  des argilites sans Contraintes. Leur modèle est basé sur la notion d'activité relative  $a_r$  définie comme suit :

$$a_r = \frac{a_p}{a_s} \quad (1.30)$$

Selon ce rapport, trois cas sont à considérer :

- $a_r < 1$  : l'argilite absorbe l'eau et gonfle. Le gonflement est alors décrit par l'équation suivante :

$$\varepsilon_g = k_{ad}(1 - a_r) \quad (1.31)$$

- $a_r > 1$  : l'argilite désorbe l'eau et se contracte. Le retrait est alors écrit de la manière suivante :

$$\varepsilon_r = k_{ds}(a_r - 1) \quad (1.32)$$

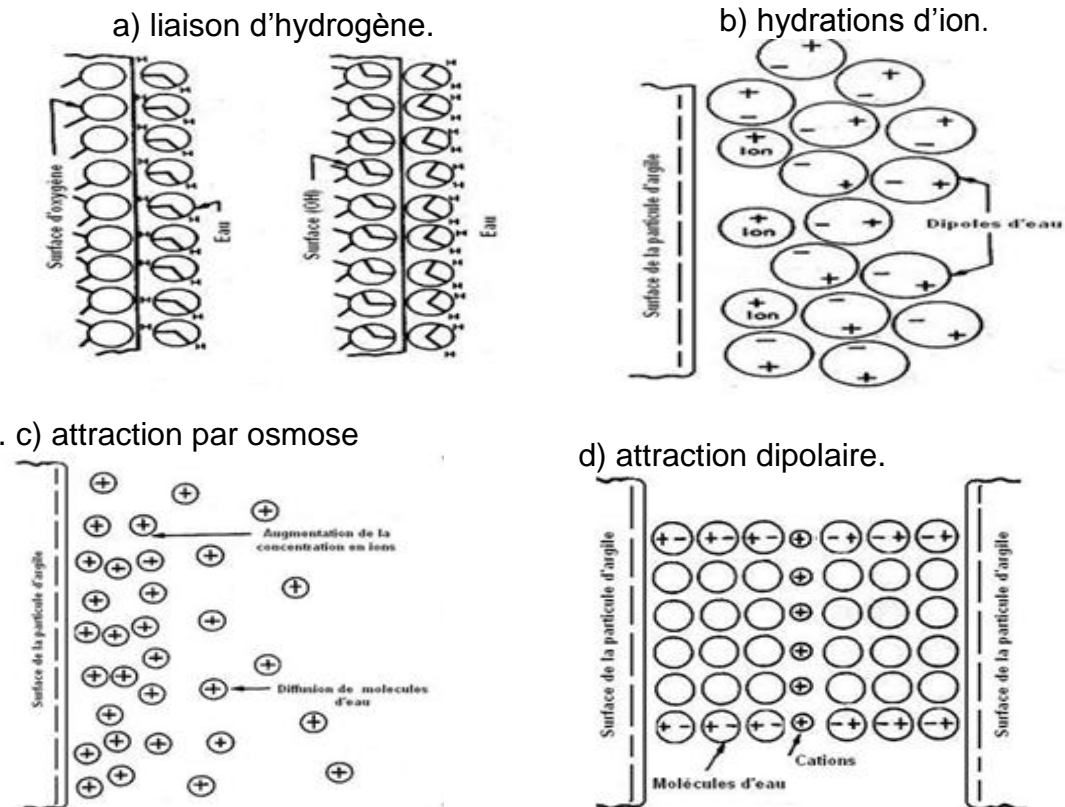
$a_r = 1$  : l'argilite ne réagit pas.

$K_{ad}$  et  $K_{ds}$  sont respectivement les coefficients d'adsorption et de désorption et sont déterminés expérimentalement.

### 1.9. Les modèles de l'adsorption

Deux types de modélisation des phénomènes d'interaction des ions avec les argiles ont été relevés dans la littérature (figure 1.13) :

- Le premier s'intéresse à l'aspect moléculaire de l'adsorption, en considérant des mécanismes de complication de surface ou d'interaction électrostatique entre les ions et la surface chargée du matériau.
- Le deuxième type de modélisation rend compte des phénomènes au niveau macroscopique, c'est la théorie des échangeurs d'ions.

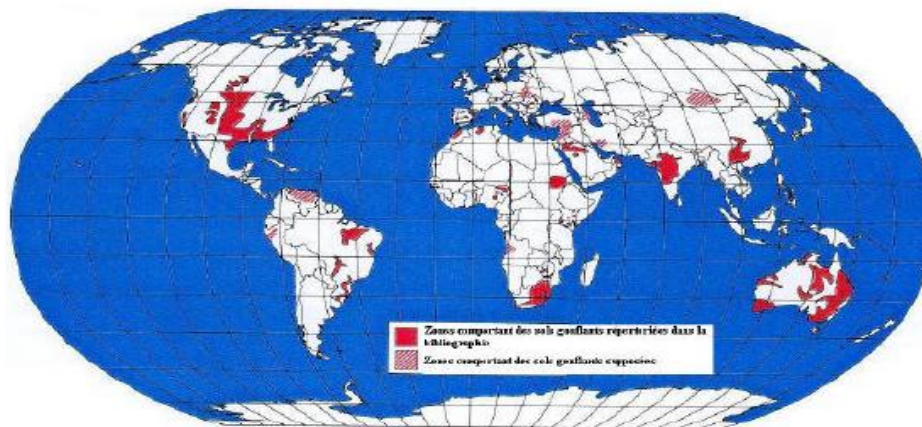


**Figure 1.15.** Mécanismes d'absorption de l'eau par la surface d'argile, (Mitchell, 1993).

## 1.10. Localisation des sols expansifs

Le problème de gonflement est rencontré dans beaucoup de pays tel que : l'Afrique du Sud, l'Algérie, l'Arabie Saoudite, l'Australie, le Brésil, le Canada, la Chine, l'Espagne, l'Éthiopie, l'Égypte, l'Inde, la Jordanie, le Maroc, le Mexique, la Mauritanie, la Palestine, la Roumanie, le Soudan, la Turquie, les États-Unis et le Venezuela (figure 1.14). L'analyse des résultats obtenus en 1978 par la Fondation Nationale de Science, NOWAMOOZ, 2007 a noté que 10% de la population mondiale, risque d'être affectée par les dommages associés aux sols gonflants, et qu'aucun état n'est à l'abri des conséquences et des préjudices susceptibles d'en résulter.

Au États-Unis, le coût des pertes annuelles occasionnés par le gonflement a été évalué à 2.3 milliards de dollars en 1973, de 7 à 9 milliards de dollars en 1986. En France le montant a été estimé à 2.3 milliard de dollars entre 1989 et 1992, cité par (AZZOUZ, 2006).



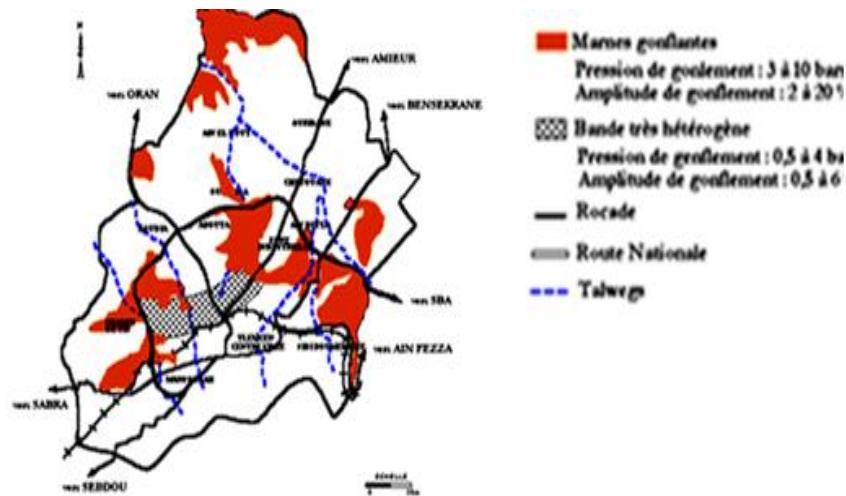
**Figure 1.14.** La carte mondiale des sols gonflants, (RIEFFSTECK, 1999).

Pour les pays du Maghreb, on remarque que l'existence des sols gonflants est signalée uniquement en Algérie et au Maroc, tandis que des cas pathologiques ont été enregistrés même en Tunisie (BERTHELOT, 2002, TRABELSSI et al, 2002 et KHEMAKHEM et al, 2002) cité par AISSA MAMOUNE, 2002.

En particulier, il est à noter que les sols gonflants ne sont enregistrés qu'au centre de notre pays, alors qu'on a pu recenser l'existence de ces sols au Sud-Est du pays (Ain- Aménas) d'après les études de DERRICHE et al ,1998 et à l'Ouest d'après HACHICHI et al, 1999 et BEKKOUCHE et al, 2001.

Cette existence a causé d'énormes dommages où le chiffre dépasse les dizaines de milliards de dinars (détérioration de la route RN 7A Bab-El-Assa, école primaire Ben Kemila à Nedroma, l'hôpital Sid'Echahmi, cité 100 villas à Ain- Aménas,

quelques habitations à Sid'Abdelli, etc.), le groupement de Tlemcen-Mansourah-Chetouane (figure 1.15).



**Figure 1.15.** Localisation des sols expansives groupement Tlemcen-Mansourah-Chetouane, (BEKKOUCHE et al, 2001).

### 1.11. Impact du gonflement sur les 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 (figure 1.16) présentent des dégradations et des fissures au niveau des murs porteurs, des murs de remplissage, des routes (figure 1.17) et des fondations (radier, semelle superficielle ou filante et les Pieux).

Les dommages touchent aussi les réseaux de drainage qui peuvent, par exemple, subir des inversions de pente provoquant le débordement des drains alimentant ainsi le phénomène de gonflement (WAKIM, 2005).

Les principaux facteurs déclenchant le gonflement des ouvrages superficiels sont les suivants :

- Les facteurs climatiques (précipitations, L'évapotranspiration, ...);
- La végétation;
- L'hydrogéologie;
- La topographie (pente, exposition).

Les défauts de fondation et des actions anthropiques (modification des écoulements, Imperméabilisation des sols, drainage ou fuite de réseaux, pompage, sources de chaleur enterrées et plantation d'arbres).



**Figure 1.16.** Les fissurations causés par le gonflant.



**Figure 1.17.** Le gonflement affecte la route.

## **1.12. Impact du gonflant sur les 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.

### **1.12.1. Tunnels**

Les tunnels dans un milieu gonflant, posent de très importantes difficultés et 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.



**Figure 1.18.** Soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel, (WAKIM, 2005).

### 1.12.2. Puits pétroliers

La boue de forage est un mélange complexe de divers produits chimiques. Elle joue un rôle à la fois physique, chimique et mécanique.

Ses caractéristiques physiques et chimiques permettent d'assurer une bonne stabilité des parois du puits, de refroidir et de lubrifier l'outil et le train de sonde et de transmettre la puissance hydraulique.

DZIALOWSKI et al, 1998, cité par WAKIM, 2005 ont constaté que 90 % des formations rocheuses rencontrées dans les puits pétroliers sont de type argileux et sont impliquées dans 75 % des problèmes.

Les différents mécanismes induisant le gonflement de la roche autour du puits de forage peuvent être résumés comme suit (WAKIM, 2005):

- La pression capillaire ;
- La pression osmotique générée entre la boue de forage et l'eau des pores ;
- La pression d'hydratation causée par l'interaction entre les ions de la boue et les surfaces argileuses chargées négativement.

Selon WAKIM 2005, les principaux désordres rencontrés sont les suivants:

- L'instabilité et l'élargissement de la paroi du puits de forage ;
- La distorsion des tiges.

Selon la même référence, les désordres causés par le gonflement des puits pétroliers sont estimés à 500 millions de dollars par an aux U.S.A.

Actuellement, les industries pétrolières cherchent à bien choisir la température et la nature de la boue de forage (concentration et nature des cations) pour réduire la réactivité de la roche.

L'utilisation de l'huile minimise le gonflement en assurant la stabilité du puits, mais elle a malheureusement pour conséquence d'engendrer de graves problèmes environnementaux.

### **1.12.3. Monuments historiques**

Les monuments historiques peuvent être endommagés par le gonflement du terrain, qui les encaissent ou sur lesquels ils reposent. Les égyptiens illustrent ces situations, tels que le serapeum (Saqqarah), le temple d'Hatshepsout (Louxor) et le grand temple de Deir El-Bahary (WAKIM, 2005).

Des décollements du toit, des chutes de blocs et l'apparition de fissures, ainsi que l'effondrement des murs, ont été observés au niveau des zones de contact de ces monuments avec des couches argileuses.

### **1.13. CONCLUSION**

Les matériaux argileux, que ce soient les sols ou roches, sont très fréquents et couvrent une partie considérable du globe terrestre. La maîtrise du phénomène de gonflement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits en formations argileuses.

Le gonflement des matériaux argileux peut se manifester à deux échelles :

- A l'échelle microscopique où se créent les forces électrochimiques ;
- A l'échelle des pores où se manifeste la succion totale (osmose et capillarité).

L'amplitude du gonflement est strictement influencée par des propriétés microscopiques (structure, texture, minéralogie des argiles, nature et concentration d'ions de la solution hydratante, ...) et macroscopiques (contraintes appliquées, anisotropie, humidité, teneur en eau initiale, ...). Ces différents facteurs montrent qu'il est difficile de corréler un comportement macroscopique à des observations microscopiques.

Le modèle de la double couche est un modèle de base, il explique les phénomènes à l'échelle microscopique. L'application de ce modèle semble être favorable pour les sols argileux dans le cas où l'on maîtrise bien les caractéristiques des minéraux argileux. Ce modèle nous montre également que la pression de gonflement dépend de la porosité, au contraire de ceux basés sur la pression

osmotique. Néanmoins, dans le cas d'une roche argileuse, où la texture et la structure ne sont pas homogènes, ce modèle est inapplicable.

Les approches phénoménologiques, sont souvent utilisables pour les matériaux non gonflants au sens physico-chimique. Ces approches supposent que la pression des pores est isotrope en négligeant de cette façon l'organisation des feuillets argileux qui est à l'origine d'une pression anisotrope. L'utilisation de tels modèles sur les argilites contenant un pourcentage élevé de minéraux gonflants comme les smectites n'est pas réaliste.

Les approches basées sur des modèles de gonflement sont reliées directement aux expérimentations réalisées en laboratoire. Elles intègrent des processus microscopiques sans aucune véritable justification. Ces approches sont les plus naturelles dans la mesure où elles peuvent se baser sur des résultats expérimentaux.

Le gonflement est un problème très complexe, car il est le résultat de plusieurs phénomènes associés ne pouvant pas être séparés expérimentalement, en vue de l'identification de l'effet de chaque mécanisme.

La maîtrise du phénomène de gonflement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits en formations argileuses.



## **Chapitre 02 Estimation et mesure des paramètres de gonflement**

# Estimation et mesure des paramètres de gonflement

## 2.0. INTRODUCTION

Durant les 30 dernières années un certain nombre de travaux ont été mené pour estimer les paramètres de gonflement, (BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007). Ces derniers sont essentiellement décrits par l'amplitude et la pression du gonflement. De ce fait, il s'avère nécessaire d'estimer ces paramètres dans le but d'assurer une stabilité de la structure. Plusieurs modèles d'estimation indirecte de ces paramètres ont été mis en place et se basent sur une analyse statistique des données de sol (BEKKOUCHE et al, 2001). Cette approche permet, dans la phase préliminaire du projet, de connaître les paramètres de gonflement. Toutefois, la nature aléatoire des caractéristiques du sol impose une description probabiliste de ces paramètres.

Dans cette partie, nous mettons en relief les différentes approches d'estimation des sols gonflants.

### 2.1. Définitions

Plusieurs méthodes de mesure du potentiel de gonflement des sols expansifs existent. La grande majorité d'entre-elles utilise l'appareil oedométrique comme outil principal d'essai .L'examen des procédures d'essais pour la mesure du potentiel de gonflement insiste à considérer notamment les diverses définitions et nomenclatures des paramètres de gonflement:

**Pourcentage (ou taux) de gonflement:** défini comme étant la variation relative du volume d'un échantillon de sol en passant d'un état sec à un état inondé.

**Indice de gonflement (C<sub>g</sub>),** qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport un état de contraintes donné, il est défini par la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma)$  obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression (C<sub>c</sub>).

**Pression de gonflement:** définie de plusieurs façons dont:

- La pression nécessaire pour maintenir un échantillon de sol à un volume constant lorsque celui-ci est soumis à humidification.
- La pression nécessaire pour ramener un échantillon de sol, soumis à humidification et ayant complètement gonflé, à son volume avant gonflement.

La définition du pourcentage de gonflement est assez précise dans son volet théorique. Néanmoins, les aspects expérimentalement ci-dessous sont à soulever:

- a) Le volume initial** de l'échantillon de sol, ce paramètre est usuellement référé à l'état de contrainte sur site. L'état de porosité et la teneur naturelle en eau influent, dans une large mesure, le gonflement mesuré.
- b) La durée** allouée à l'essai de gonflement. Comme le tassement, le gonflement des sols expansifs est un phénomène reconnu infini dans le temps. Combien de temps faudra-t-il, donc, attendre pour noter le volume gonflé de l'échantillon testé?. 24 heures est une durée souvent recommandée dans les normes. Cependant elle n'implique nullement l'achèvement du gonflement. Elle satisfait, toutes simplement, deux principales conventions:

- Développement, relativement, poussé du mécanisme de gonflement ;
- Critère de comparaison entre différents sols ou, même, diverses méthodes.

Il n'y a pas de proportionnalité entre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. Ainsi, certains matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée puis un potentiel de gonflement très faible, pour d'autres matériaux c'est l'inverse. Il faut donc connaître ces deux paramètres pour caractériser le gonflement.

## **2.2. Identification du potentiel de gonflement des sols argileux par les paramètres physico-chimiques.**

### **2.2.1. Identification qualitative**

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

Le recensement à partir de la bibliographie (DJEDID et al. 2001, et KHEMISSA et al, 2005) .Des classifications permettent de les ranger en trois classes en fonction du nombre de paramètres physico-chimiques utilisés.

Ainsi, la classification d'ALTMAYER, 1955 donnée par le tableau 3.1, celle de (SEED, WOODWARD et LUNDGREN 1962, RANGANATHAM et

SATYANARAYANA ,1955 de SNETHEN, 1980), cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007

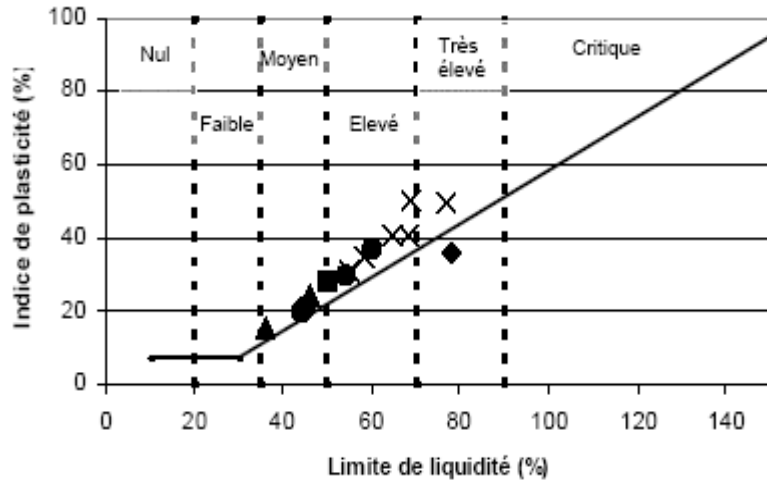
**Tableau2.1.** Classifications qualitative des sols gonflants, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007.

<b>ALTMAYER (1955)</b>		<b>SEED, WOODWARD et IUNGREEN(1962)</b>		
$W_R$ (%)	Potentiel de gonflement	Taux de gonflement	$S_p$ (%)	$I_p$
< 10	Forte	faible	0 -1,5	0 - 10
10 - 12	Critique	Moyen	1,5 – 5	10 - 20
> 12	Faible	élevé	5 – 25	20 - 35
<b>SNETHEN (1980)</b>		<b>RANGANATHAM et SATYANARAYAN (1965)</b>		
$I_p$ (%)	Potentiel de gonflement	Potentiel de gonflement	$I_R$	
> 35	Très fort	Faible	0-20	
22-48	Fort	Moyen	20-30	
22-32	Moyen	Fort	30-60	
< 18	Faible	Très fort	> 60	

Les classifications basées sur deux paramètres sont celle établie par GHEN (1988), donnée par le tableau 2.2 établie par DAKSHANAMURPHY et RAMAN (1973). Ces deux dernières classifications utilisent l’abaque de plasticité de Casagrande : la ligne A séparé 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. La figure 2.1 donnée ci-dessous (courbe de nuage) correspondant aux sols testés de la région de Tlemcen cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE,2007.

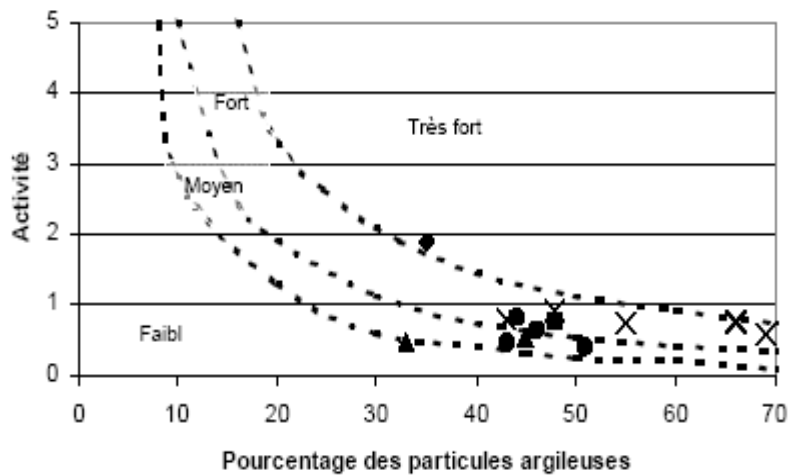
**Tableau 2.2.** Classifications qualitative des sols gonflants cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007.

<b>HOLTZ et GIBBS (1956)</b>					<b>GHEN (1988)</b>			
$I_p$ (%)	$W_R$ (%)	$I_p$ (%)	$W_R$ (%)	$I_p$ (%)	$W_R$ (%)	$I_p$ (%)	$W_R$ (%)	$I_p$ (%)
> 35	<10	> 35	<10	> 35	<10	> 35	<10	> 35
20-40	7-10	20-40	7-10	20-40	7-10	20-40	7-10	20-40
15-30	10-15	15-30	10-15	15-30	10-15	15-30	10-15	15-30
<18	> 15	<18	> 15	<18	> 15	<18	> 15	<18
<b>HOLTZ, DAKSHANAMURPHY et RAMAN(1973)</b>								
Potentiel de gonflement		$I_p$ (%)			Potentiel de gonflement		$I_p$ (%)	
Faible		<18			Faible		<18	
Moyen		25-15			Moyen		25-15	
Élevé		41-25			Elevé		41-25	
Très Élevé		>35			Très Élevé		>35	

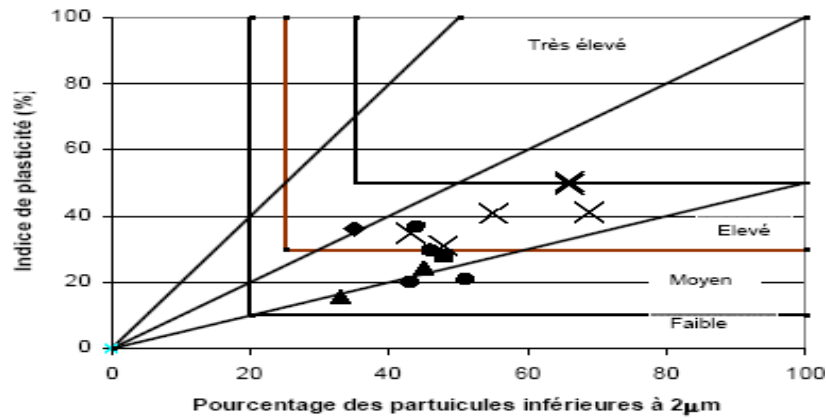


**Figure 2.2.** Classification de DAKSHANAMURPHY et RAMAN, 1973, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE 2007.

Enfin, dans la catégorie des classifications utilisant trois facteurs, on cite La classification de HOLTZ et GIBS ,1956 celle de HOLTZ, DAKSHANAMURPHY et RAMAN, 1973 donnée par le tableau 2.2 celle de SEED et al, 1962 et celle de WILLIAMS et DONALDSON, 1980. Ces deux dernières classifications sont données respectivement par les figures 2.2et 2.3 données ci-après.



**Figure 2.3.** Classification de SEED et al, 1962, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007.



**Figure 2.4.** Classification de WILLIAMS ET DONALDSON, 1980, cité par BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE, 2007.

### 2.2.2. Estimation quantitative

L'estimation quantitative consiste à établir une correction entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le gonflement et (ou) la pression de gonflement qui peuvent se développer en cas de variations des conditions hydriques et (ou) mécaniques et de juger ainsi si le phénomène est à prendre en compte ou non. Quelques approches sont présentées ci-dessous.

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement ( $P_g$ ), ou le potentiel de gonflement ( $\varepsilon_g$ ) aux paramètres classiques de mécanique des sols, Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau 2.3.

**Tableau 2.3.** Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement et la pression de gonflement, (MRAD, 2005).

Modèles	Expressions Mathématiques	Paramètres
SEED et al, 1 (1962)	$\varepsilon_{\text{gonf}} = 21.610^{-5} (I_R^{2.67})$	$\varepsilon_g$ et $I_p$ (-)
SEED et al, 2 (1965)	$\varepsilon_{\text{gonf}} = 2,16.10^{-5} . I_p^{2,44}$	$\varepsilon_g$ et $I_p$ (-)
VIJAYVERGIYA et GHAZZALY. 1(1973)	$\log \varepsilon_{\text{gonf}} = (62.42 \gamma_{\text{dopm}} + 0.65 w_1 - 30.5) / 19.5$	$\gamma_{\text{dopm}}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ), $w_L$ (-)
VIJAYVERGIYA et GHAZZALY. 2 (1973)	$\log \varepsilon_{\text{gonf}} = (0.4 w_l - w_n + 5.5) / 12$	$w_L$ , $w_n$ (-)
JOHNSON. 1 (1978)	Pour $I_p < 40$ $\varepsilon_{\text{gonf}} = -9,18 + 1,5546 . I_p + 0,0824 . Z + 0,1 . w_n$ $0,0432 w_n . I_p - 0,01215 . Z . I_p$	$Z$ : m et $w_n$ , $I_p$ (-)

JOHNSON. 2 (1978)	Pour $I_p > 40$ $\varepsilon_{\text{gonf}} = 23,82 + 0,7346 \cdot I_p - 0,1458 \cdot Z - 1,7 w_n + 0,0025 w_n \cdot I_p - 0,0084 z \cdot I_p$	Z :m et $W_n, I_p$ (-)
SCHNEIDER et POOR (1974)	$\log \varepsilon_{\text{gonf}} = \left( \frac{0,9 I_p}{w_n} \right) - 1,19$	$W_n$ et $I_p$ (-)
NAYAK et CHRISTENSEN (1971)	$\varepsilon_{\text{gonf}} = 2,29 \cdot 10^{-2} \cdot I_p + 1,45 \cdot C/W_n + 6,38$	$W_n$ et $I_p$ (-)
DIDIER et al. (1973)	$\log \sigma_g = u w_i + v \gamma_{\text{dopm}} - t w + k = 2,55 \frac{\gamma_{\text{do}}}{\gamma_w} - 1,705$	U, v, t et k sont des constantes W : teneur en eau naturelle (%) $W_i$ (%); $\gamma_{\text{dopm}}$ (g/cm <sup>3</sup> ) et $\sigma_g$ (bar)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = \left( 5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P \right) (0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	$\varepsilon_g$ (%) $\sigma_g$ (KPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (KPa) $w_i$ (%) et $I_p$
<b>Modèles</b>	<b>Expressions Mathématiques</b>	<b>Paramètres</b>
NAGARAJ et al. (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$	$e_0$ : indice des vides initial $e_1$ : indice des vides correspondant à la limite de liquidité $P_c$ : pression de consolidation (kg/cm <sup>3</sup> )
KOMINE et OGATA (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{\text{do}} - 1) \times 100$	$\varepsilon_g$ (%) K est un constant $\gamma_{\text{dopm}}$ (g/cm <sup>3</sup> )
GUIRAS-SKANDAJI (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 w_i$	$\varepsilon_g$ (%) $w_i$ (%)
MRAD(2005)	$\log p_s = 0,0208 W_i + 0,000665 \gamma_{\text{dopm}} - 0,0269 w_n - 2,132$	$\gamma_{\text{dopm}}$ (g/cm <sup>3</sup> ), $w_i$ (%)
BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE 1 (2007)	$\log S_p = 4,06 - 0,033 W_n - 0,013 T_{ca} - 1,29 \gamma_{\text{dopm}} - 0,12 M$	M=1 pour gonflement libre, M=2 gonflement à volume constant, M=3 gonflement selon la norme Afnor, M=4 pour LCPC à volume constant M=5 LCPC avec variation de volume
BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE 2 (2007)	$\log p_s = -0,37 + 0,004 I_p + 0,003 T_{ca} + 0,07 M + 0,22 \gamma_{\text{dopm}}$	$T_{ca}$ : teneur en $ca \text{ CO}_3$

### 2. 3. Méthodes de mesure directe de gonflement

Le phénomène de gonflement se développe à l'échelle microscopique, au niveau des particules. Cependant, c'est une approche macroscopique qui est la plus souvent adoptée pour caractériser les matériaux gonflants et quantifier le processus

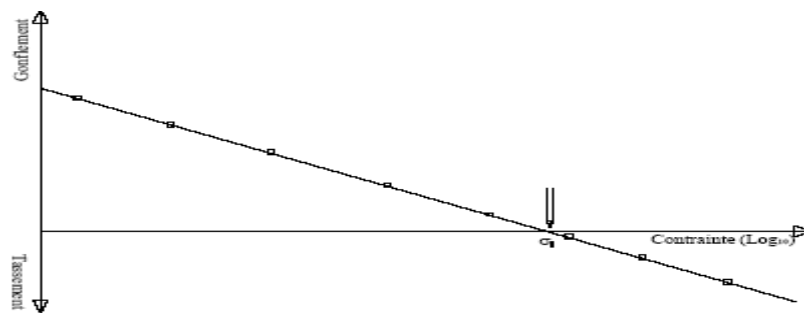
de gonflement en des paramètres macroscopiques directement applicables au dimensionnement des ouvrages de génie civil.

Parmi une multitude de méthodes de mesure du potentiel de gonflement des sols expansifs, ceux ci-dessous sont arbitrairement choisis et discutés.

### 2.3.1. Méthode de MYSLIVEC

Dans la méthode d'essai de MYSLIVEC, plusieurs échantillons d'un même sol gonflant sont chargés distinctement à sec. A la mise à eau, certains échantillons gonflent et d'autres tassent.

On reconnaît que les échantillons ayant gonflé sont soumis à une contrainte de surcharge inférieure à la pression de gonflement, et que ceux ayant tassé supporte une contrainte de surcharge supérieure à la pression de gonflement. L'intersection de la droite reliant les taux de gonflement avec l'axe des déformations nulles définit le point pour lequel ni gonflement ni tassement ne surgissent. C'est, par définition, la pression de gonflement (figure 2.4).



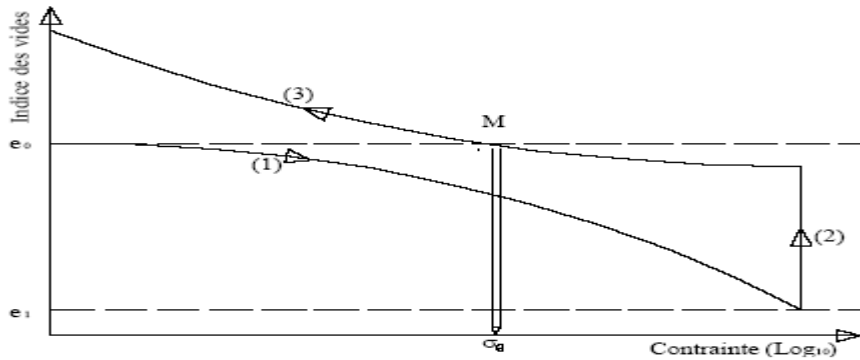
**Figure 2.5.** Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de MYSLIVEC, cité par KBAILI, 2005.

### 2.3.2. Méthode chinoise

L'indice des vides initial de l'échantillon à tester étant  $e_0$ , le sol en question est chargé à sec jusqu'à atteindre une valeur  $e_1$  de l'indice des vides ( $e_1 < e_0$ ).

A la stabilisation du tassement, l'échantillon testé est submergé d'eau, ce qui amorce le gonflement. Une fois le gonflement stabilisé, l'échantillon de sol est déchargé progressivement jusqu'à élimination de toute la contrainte de surcharge (figure 2.5). A la décharge, le point M (de coordonnées:  $\sigma_g, e_0$ ) est noté. Le point M définit la pression de gonflement (WONG, 1980) cité par KBAILI, 1990.

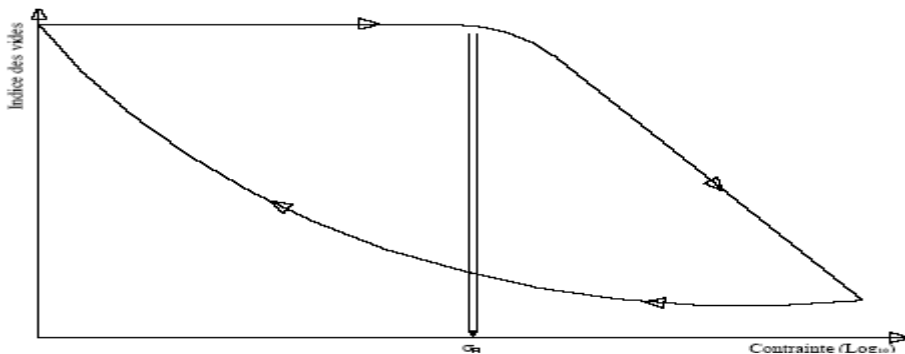




**Figure 2.6.** Détermination de la pression de gonflement selon la méthode Chinoise, cité par KBAILI ,2005.

### 2.3.3. Méthode du C.E.B.T.P.

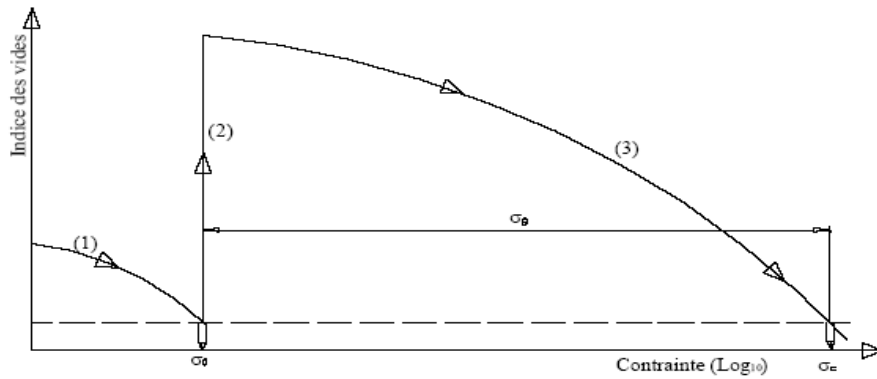
La pression de gonflement est déterminée au cours de l'essai de compressibilité l'oedomètre. A la mise à eau de l'échantillon testé, ce dernier est empêché de gonfler par augmentation de la charge appliquée dessus jusqu'à apparition du premier signe de tassement. L'abscisse du point de début de tassement est considérée pression de gonflement (figure 2.6).



**Figure 2.7.** Détermination de la pression de gonflement selon la méthode Chinoise, cité par KBAILI, 2005.

### 2.3.4. Méthode de FU HUA CHEN

L'échantillon de sol est chargé selon la contrainte des terres, puis inondé sous cette même contrainte. Après stabilisation du gonflement, l'échantillon testé est progressivement chargé jusqu'à retrouver son indice des vides avant inondation. La pression de gonflement est, alors, notée:  $\sigma_g$ ,  $\sigma_0$ ,  $\sigma_1$  (figure 2.7).



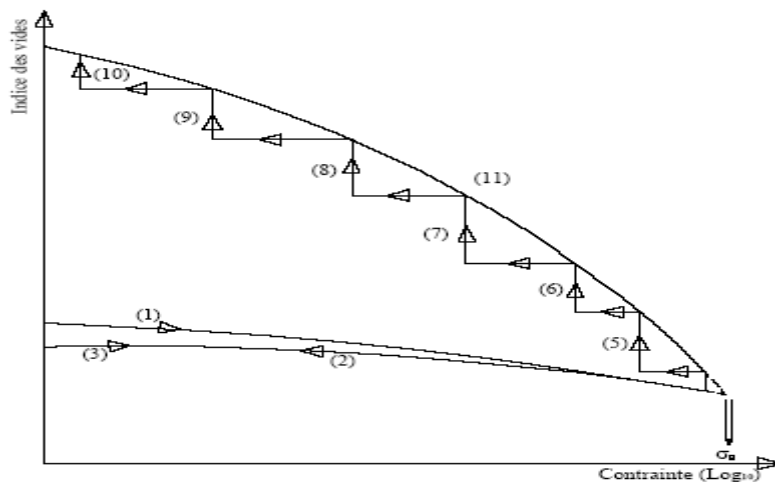
**Figure 2.8.** Détermination de la pression de gonflement selon CHEN, cité par KBAILI, 2005.

### 2.3.5. Méthode de HUDER et AMBERG

L'échantillon de sol est soumis à une alternance de charges et de décharges à sec. Ceci pour éliminer, au mieux, les effets du remaniement (figure 2.8). L'échantillon de sol est, ensuite, inondé à l'état chargé, ce qui doit amorcer le gonflement. La charge appliquée est éliminée par paliers successifs jusqu'à libération totale de l'échantillon de sol.

Le taux de gonflement peut être enregistré et la courbe (11) tracée.

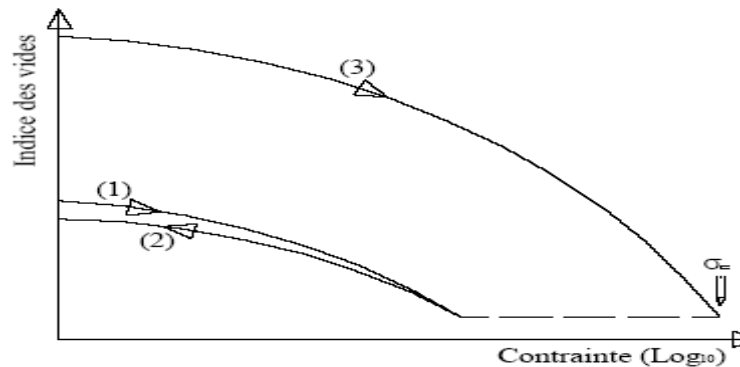
L'intersection des prolongements des courbes (2) et (11) détermine, selon Huder et Amberg, la pression de gonflement.



**Figure 2.9.** Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de HUDER et AMBERG, cité par KBAILI, 2005.

### 2.3.6. Méthode de FIRTH

L'essai consiste à appliquer un cycle charge/décharge à l'échantillon en test, la contrainte de chargement étant égale à la pression des terres. La mise à eau est effectuée sur l'échantillon complètement déchargé, ce qui permet le développement du gonflement et lecture du taux de gonflement. Le spécimen de sol est, ensuite, progressivement chargé jusqu'à retrouver l'indice des vides de la fin du premier cycle de chargement (Figure 2.9). La pression de gonflement est, alors, déterminée.



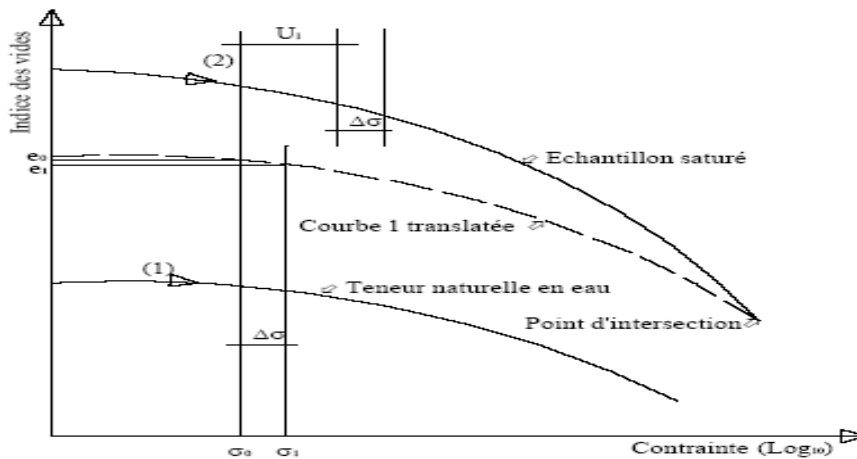
**Figure 2.10.** Détermination de la pression de gonflement selon la méthode de FIRTH, cité par KBAILI, 2005.

### 2.3.7. Méthode du double Oedomètre

Cette technique de mesure est mise au point par JENNINGS et KNIGHT, (1958). Dans un premier oedomètre, un échantillon de sol est soumis à une série croissante de chargements en gardant la teneur en eau naturelle. La variation de l'indice des vides est présentée selon la courbe (1) de la figure 2.10.

Dans un second oedomètre, un autre échantillon du même sol est soumis, après avoir complètement gonflé sous charge nulle, à la même série de chargements que le premier échantillon.

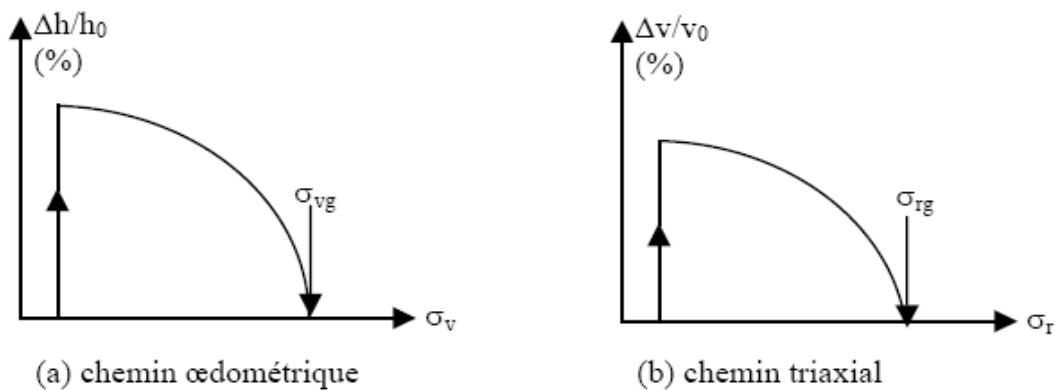
La courbe (2) est obtenue. La translation verticale de la courbe (1) vers la courbe (2) permet de repérer un premier point d'intersection. Une construction graphique particulière permet de déterminer le taux de gonflement.



**Figure 2.11.** Détermination de la pression de gonflement selon la méthode du double odomètre, cité par KBAILI ,2005.

### 2.3.8. Méthode de gonflement libre

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissée en contact avec de l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge nécessaire à appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale. Cette méthode peut se faire dans un oedomètre ou un triaxial (figure 2.11).



**Figure 2.12.** Méthode de gonflement libre, (MRAD, 2005).

Le mode de chargement influe sur la valeur de la pression de gonflement. En effet, GUIRAS et SHANDAJI (1996), ont montré que la pression de gonflement déterminée à partir des essais de gonflement libre dépend de la vitesse de chargement. Un chargement rapide, après 24 heures, abouti à une pression de gonflement plus importante qu'un chargement lent (à la fin de la phase de

consolidation primaire (après stabilisation des déformations). Ce comportement a déjà été constaté également par TIROT, 1984).

L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le gonflement libre, la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement). Cependant, l'inconvénient est qu'elle n'est pas représentative du chemin de contrainte suivi par le sol lorsqu'il subit un gonflement sous confinement (BRACHELY, 1975 . JUSTO et al, 1984 et El SAYED et RABBAA, 1986), cité par MRAD, 2005.

### **2.3.9. Méthode LCPC avec variation de volume**

Le laboratoire central des ponts et chaussées propose deux variantes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols avec variation de volume cité par AISSA MAMOUNE, 2002.

- Si la contrainte de service ( $\sigma_s$ ) est inférieure à la contrainte des poids des terres ( $\sigma_s < \sigma_{v0}$ ) ; la variante adoptée consiste à charger l'échantillon avec un taux de chargement de 0,2 jusqu'à ce qu'il retrouve sa hauteur initiale, puis le laisser gonfler par hydratation. Une fois l'amplitude du gonflement maximale atteinte, l'échantillon est déchargé par palier régulier. La pression de gonflement est déterminée par extrapolation.
- Si la contrainte de service ( $\sigma_s$ ) est supérieure à la contrainte des poids des terres ( $\sigma_s > \sigma_{v0}$ ) ; la variante adoptée consiste à charger l'échantillon toujours avec le taux de 0,2 jusqu'à ce qu'il retrouve sa hauteur initiale, puis le laisser gonfler par hydratation. Une fois l'amplitude du gonflement maximale atteinte, l'échantillon est chargé pour le remettre aux dimensions qu'il avait sous la contrainte ( $\sigma_{v0}$ ).

### **2.3.10. Norme Française NF P 94-091 (AFNOR, 1995)**

La procédure de cette norme permet de déterminer la pression de gonflement et le potentiel de gonflement d'un sol en présence d'eau sous différentes charges. L'essai s'effectue à l'oedomètre sur plusieurs éprouvettes identiques (essais en parallèle). La norme précise les conditions d'essai, le choix des charges à appliquer aux éprouvettes et la méthode d'exploitation des résultats. La procédure s'attache essentiellement à la Détermination de la pression de gonflement et du potentiel de gonflement (part de la Déformation due à l'imbibition).

### **3.3.11. ASTM D4546 (American Society for Testing and Materials, 1985)**

L'American Society for Testing and Materials (ASTM, 1985) passe par trois procédures d'essais à l'oedomètre (figure 2.12) :

**Méthode I :**

Boucle de chargement, déchargement, rechargement (chemins 1, 2 et 3) puis imbibition et gonflement libre sous le poids du piston jusqu'à ce que le mouvement du piston devienne négligeable (chemins 3 et 4). Dans un dernier temps, on procède à un chargement par paliers pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (chemins 4 et 5)

### Méthode II :

Gonflement sous une charge constante égale à la contrainte verticale en place jusqu' a ce que le mouvement du piston devienne négligeable (chemins 2 et 3), puis chargement par paliers pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale (chemins 3 et 5).

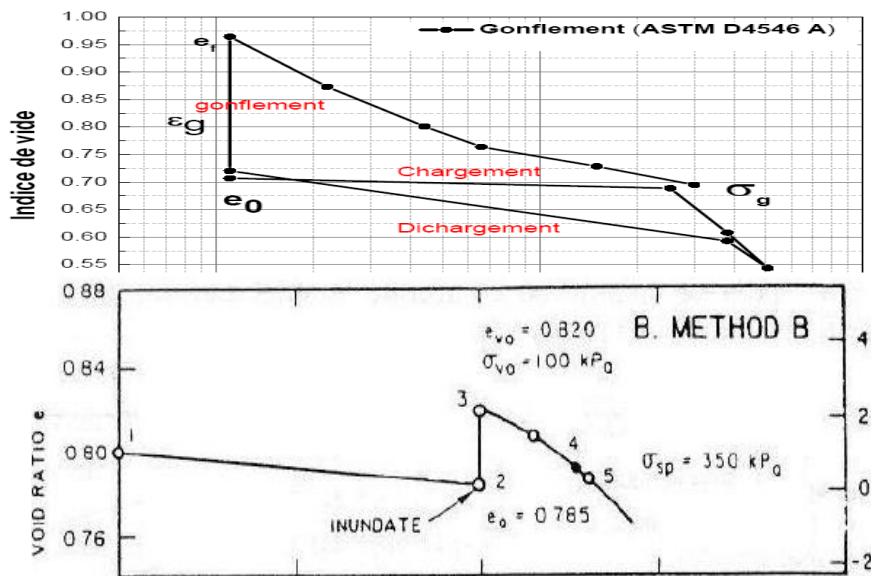


Figure 2.13. Procédure d'essais de gonflement d'ASTM D4546 A, B, 1985.

### 2.3.12. Méthodes directs de mesure de gonflement (empêchant le gonflement)

Contrairement aux méthodes précédentes, les essais que l'on décrit ne permettent pas à l'échantillon mis en contact avec l'eau de changer de volume. Le principe consiste à bloquer le piston de l'œdomètre sur le bâti afin d'empêcher la déformation verticale de l'échantillon.

- **Méthode LCPC sans variation de volume**

le laboratoire central des ponts et chaussées propose deux méthodes pour mesurer les paramètres de gonflement des sols : la première avec variation du volume et la seconde sans variation du volume. Dans cette dernière, l'échantillon est humidifié en bloquant son gonflement par application de charge verticale. Une fois la

contrainte maximale atteinte, l'échantillon est déchargé pour le remettre sous la contrainte verticale initiale des poids des terres ( $\sigma_{v0}$ ) en respectant au moins trois valeurs intermédiaires de manière à diviser le chemin de chargement en quatre paliers égaux. La pression de gonflement est donnée par la contrainte appliquée sur l'échantillon quand ce dernier ne présente plus de tendance au gonflement (AISSA MAMOUNE, 2002).

- Gonflement selon la norme ASTM D 4546-90 (Méthode C)

En plus des méthodes A et B de la norme ASTM,1985 et qui permettent à l'échantillon de gonfler, cette norme présente une troisième procédure où l'échantillon est empêché de gonfler. Une contrainte initiale est appliquée à l'échantillon. Cette contrainte est reprise égale soit à la contrainte des poids des terres soit la pression de gonflement estimée par ailleurs. La lecture initiale est effectuée après 5 minutes puis l'éprouvette est humidifiée.

- Le gonflement est empêché par application de faibles charges.

Les déformations maximales, tolérées entre deux paliers de chargements consécutifs doivent être comprises entre 0.005mm et 0.01mm. Une fois le gonflement stabilisé, un cycle de chargement-déchargement selon le chemin œdométrique (norme ASTM D 2435-90),1985 est appliqué. La pression de gonflement est corrigée selon la procédure décrite par (RAMA et al ,1988). Elle correspond au point de courbure maximal et de la tangente à la courbe de consolidation.

## 2.4. CONCLUSION

Lors de la présentation des différentes méthodes de mesure des paramètres de gonflement, la problématique posée est la suivante, quelle méthode est à choisir et quels paramètres physico-chimiques à retenir parmi tous les paramètres connus , Il est à noter que si la procédure est changée ou le dispositif est modifié on risque d'obtenir des mesures différentes.

Les méthodes de mesure des paramètres de gonflement des sols argileux sont généralement des procédures longues. Des auteurs ont essayé de proposer des modèles permettant d'obtenir rapidement soit l'amplitude ou la pression de gonflement ( $\varepsilon_g$ ,  $\sigma_g$ ). Ces dernières sont des valeurs approchées mais ils ne servent que pour donner une idée sur le taux de gonflement et la pression de gonflement.

Le choix de la méthode expérimentale de mesure d'un potentiel de gonflement doit être judicieux et tenir compte notamment de la représentativité de l'essai relativement aux conditions environnementales et de fonctionnement de l'ouvrage à réaliser.

Une fois les procédures directes et indirectes de l'estimation de gonflement présentées, les différentes méthodes de stabilisation seront définies dans le chapitre suivant.



## **Chapitre 03 Les stabilisants et les techniques de stabilisation**

# Les stabilisants et les techniques de stabilisation

## 3.0. INTRODUCTION

Malgré ses propriétés de résistance, lorsque le sol naturel est simplement compactée, puis mise en œuvre et soumis aux conditions extérieures il devient très sensible aux variations de températures et d'hygrométrie.

La stabilisation du sol a pour objet essentiel, de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher, à la fois de se transformer en boue ou de S'effriter sous l'action de l'humidité.

Dans ce chapitre, une synthèse bibliographique regroupe et présente les travaux de recherche effectués dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.

### 3.1. But de la stabilisation

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité);
- Colmater les vides que l'on peut supprimer;
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau.

### 3.2. Différentes techniques de stabilisation

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

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

### **3.2.1. Stabilisation mécanique**

#### **3.2.1.1. Compactage**

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné.

Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau ( $W_{opt}$ ) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée ( $\rho_{opt}$ ) est utilisée lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier.

La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de la teneur en argile.

Dans le cas des sols fins, un simple compactage ne permet pas de garantir les caractéristiques de la couche de forme. La cohésion est avant tout liée à la présence d'eau : c'est un phénomène de tension superficielle qui lie les particules du sol.

Les caractéristiques de la couche de forme sont donc tributaires de la teneur en eau du sol. Cette cohésion ne crée pas de liaison suffisamment solide entre les particules pour s'opposer au gonflement des argiles. L'utilisation d'agents chimiques permettant une stabilisation irréversible est donc nécessaire. Plusieurs produits existent et sont couramment employés.

#### **3.2.1.2. Drainage**

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

#### **3.2.1.3. Substitution**

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sable, ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse.

#### **3.2.1.4. Application de fortes pressions**

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire

correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants (MOUROUX, 1969).

#### **3.2.1.5. Préhumidification**

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées BOJANA DOLINAR, 2006, cité par AZZOUZ, 2006 :

- Simple arrosage par jet ;
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé.

#### **3.2.1.6. Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux**

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

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

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

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

#### **3.2.2. Traitement thermique**

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué.

#### **3.2.3. Stabilisation avec des additifs**

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs. Ces derniers sont classés en deux grandes familles (BEKKOUCHE et al, 2001) :

- les hydrophobants ;
- les liants.

### 3.2.3.1. Hydrophobants

Les hydrophobants sont des produits dérivés amines des composés cationiques (par exemple: les amines aromatiques, les amines aliphatiques,). Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobe se traduit par deux effets :

- diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau ;

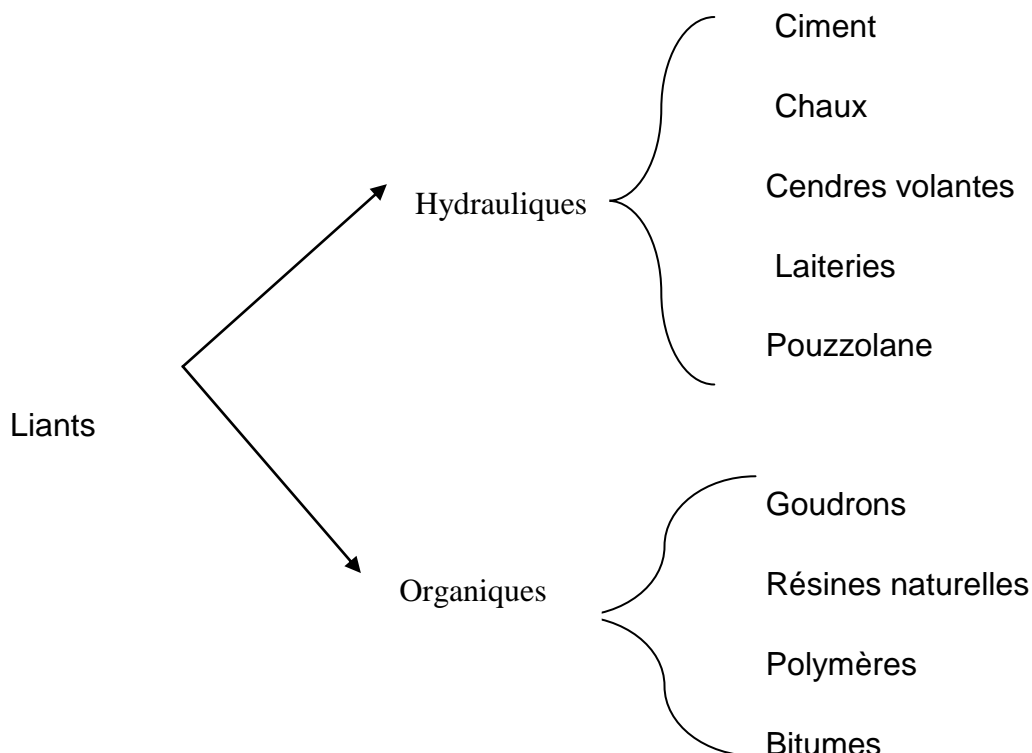
Ce qui a pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement.

- diminution de la structure microscopique du sol.

### 3.2.3.2. Liants

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques.

Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie.



**Figure 3.3.** Classification des liants.

### **a) Liants hydrauliques**

Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le Squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par :

- Echange cationique ;
- Flocculation et agglomération ;
- Carbonations ;
- Réaction pouzzolanique.

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique.

### **b) Liants organiques**

Ce sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette.

On distingue deux sortes :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre.

Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des dopes. L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

- **Stabilisation par polymères**

Les polymères sont attirés par la surface des argiles quand ils portent des charges positives, et par les extrémités des feuillets quand les charges qu'ils portent sont négatives. La grande taille de ces molécules, permet une sorte d'encapsulation qui limite l'hydratation ultérieure de l'argile.

HACHICHI. et al 2005, cité par ALLAM, 2011, ont traité des argiles de Sidi Chahmi et de Mers El Kébir en présence des Polymères ils ont conclu qu' une forte concentration en polymères à pour effet de diminuer le gonflement final.

Les polymères utilisés à différentes concentrations sont en nombre de quatre :

- Carboxyl methyl cellulose low viscosity : CMC LV (2, 4, 6, 8 g /l);
- Carboxyl methyl cellulose low viscosity treated : CMC LVT (2, 4, 6, 8 g /l);
- Carboxyl methyl cellulose high viscosity : CMC LVT (1,3, 4.5 g /l);
- Hydroxyle éthyle cellulose : NATRASOL HEC (1, 2,4 g/l).

#### **a).1.Stabilisation par ajout du ciment**

L'action, de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température (JOHSON, 1960). De plus, la présence de la chaux dans les ciments provoque des réactions d'échange. Les pourcentages utilisés varient, comme pour la chaux, de 2 à 6%. Le ciment est parmi les liants les plus fréquemment utilisés dans le traitement de sols de surface (THOMAS et al, 2002).

#### **a).2.Stabilisation par les cendres volantes**

Les cendres volantes, produites dans la combustion des charbons bitumineux, 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, 2004, cité par ALLAM, 2011 a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les 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.

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.

### a).3.Stabilisation par la chaux

La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue. L'utilisation de cette technique permet :

- D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.
- De modifier les propriétés du sol.
- Sachant qu'il y a deux types de chaux, vive et éteinte, le choix s'effectue en basant sur les essais de laboratoire, les essais de chantier et sur le prix de revient. Généralement, c'est la chaux vive qui est préférée car elle fournit plus d'ions de  $\text{Ca}^{2+}$ , elle donne un produit plus dense et un abaissement de la teneur en eau important (BEKKOUCHE et al, 2001).

Il est clair que c'est la phase argileuse du sol qui réagit avec la chaux. La qualité du résultat dépend des engins utilisés dans le traitement. L'expérience a montré que suite à un traitement, certaines modifications se produisent sur les caractéristiques du sol :

- Diminution de la teneur en eau du mélange de 0.6% à 0.8% pour 1% de chaux (BEKKOUCHE et al, 2001). Additivement à l'échange de cations  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$  par  $\text{Ca}^{2+}$  et la floculation des particules argileuses provoquée par les forces électriques, les limites de consistance changent.

L'ajout de chaux, en réduisant la plasticité des sols par une augmentation immédiate de la limite de plasticité et une diminution de la limite de liquidité, produit des structures maniabiles et faciles à compacter. La quantité optimale pour avoir ces changements est appelée point de fixation de la chaux. Au-delà de ce point, des processus de formation de divers ciments se produisent augmentant la résistance du sol.

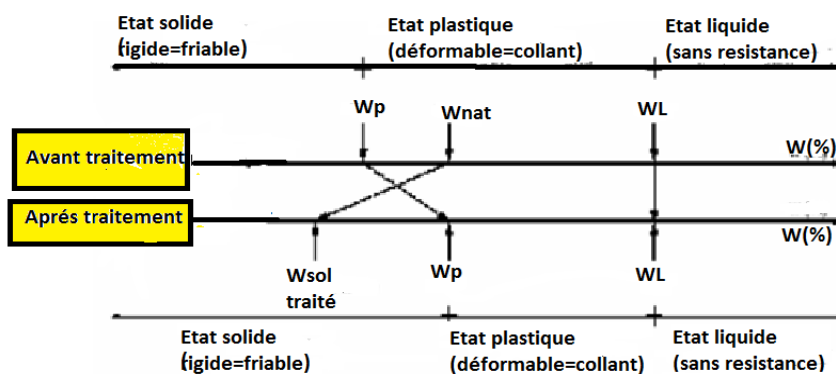


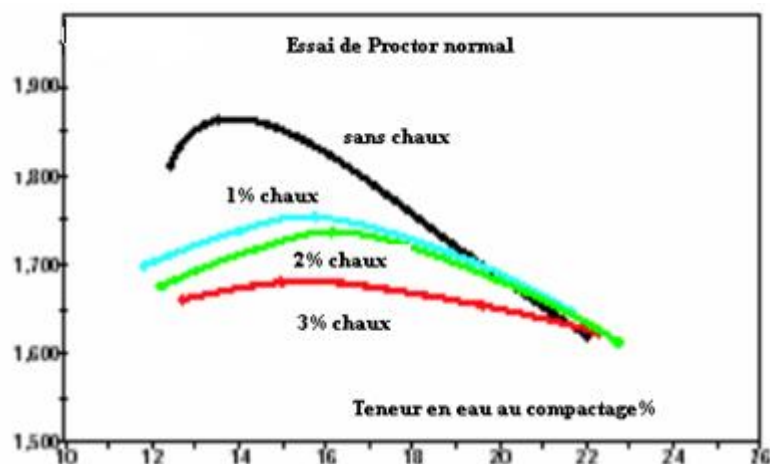
Figure 3.4. Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR, cité par AZZOUZ, 2006.



La figure 3.2 montre que les phénomènes combinés de la diminution de la teneur en eau naturelle du sol traité et de la diminution de l'indice de plasticité peuvent faire passer un sol de l'état plastique déformable, collant -donc difficilement compactable) à l'état sec (rigide, frottant, friable – donc beaucoup plus facile à travailler).

Le traitement à la chaux réduit donc la valeur maximale de la masse volumique apparente sèche et augmente la valeur de la teneur en eau permettant de l'obtenir.

La figure 3.3 montre que la courbe Proctor d'un sol traité est déplacée vers la droite et vers le bas par rapport à la courbe du sol naturel. Ce déplacement est d'autant plus marqué que le sol réagit bien avec la chaux.



**Figure 3.5.** Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage. Bulletin CRR, Cité par AZZOUZ, 2006.

De nombreuses études ont montré que la stabilisation des sols argileux par la chaux transforme ces derniers en sols fermes et améliore leur résistance, leur perméabilité et stabilise leurs volume après gonflement et retrait. Les mécanismes responsables de ces changements se résument selon un grand nombre d'auteurs est :

- **Échange cationique**

L'addition de chaux engendre un excès de cations de calcium divalents qui tendent à remplacer les cations monovalents ( $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$ ). Les ions de calcium non échangés seront adsorbés, ce qui conduit à augmenter la densité en ions, c'est à dire une baisse dans la capacité d'échange des particules. Tout ceci se traduit par une baisse du gonflement.

- **Floculation et agglomération des particules d'argiles**

L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une floculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la floculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation.

- **Carbonatation de la chaux**

La chaux réagit avec le dioxyde de carbone de l'air ( $\text{CO}_2$ ) pour former de faibles agents de cimentation comme les carbonates de calcium par exemple ( $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{MgCO}_3$ ) selon le type de chaux utilisée. Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est probablement plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol.

- **Réaction pouzzolanique**

Cette réaction se produit entre la silice et/ou l'alumine du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol-chaux ; les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années. Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol-chaux.

### **a).3.1.Utilisation de ces réactions**

- **Dans les terrassements selon GTR (1992)**

La stabilisation des sols peut être utilisée dans les terrassements pour construire des couches de remblais ou couches de formes.

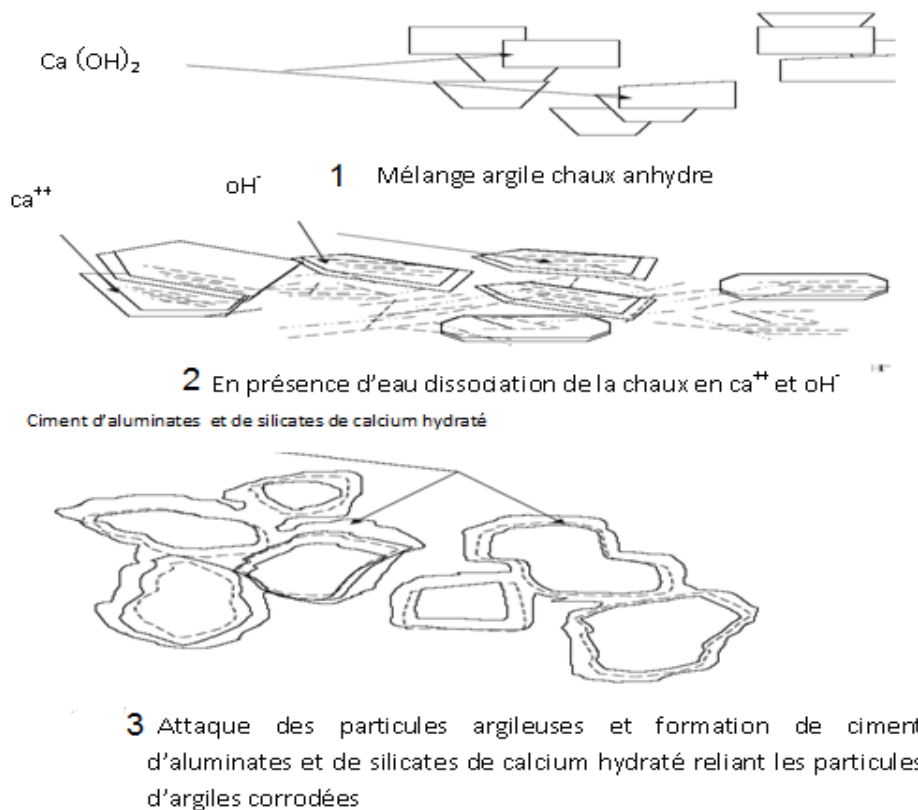
- **Dans la constitution de remblais selon GTR (1992)**

La constitution de remblais, avec des sols fins argileux trop humides traités à la chaux, est rendue possible par l'amélioration des matériels et des techniques de terrassement. Les performances exigées, du mélange sol chaux pour les remblais sont généralement exprimées par un indice C.B.R immédiat compris entre 5 et 15.

- **Dans la constitution des couches de forme selon GTR (1992)**

La constitution des couches de forme exige un niveau de qualité supérieure aux remblais pour toutes les opérations (épandage, malaxage, compactage), souvent traité en place en une ou plusieurs couches. Le dosage en chaux est généralement supérieur à ceux que l'on utilise pour les remblais, puisque les performances

atteintes sont élevées (un indice C.B.R de 25 après quatre 4 jours d'immersion est souvent considéré comme un minimum). Il est parfois nécessaire de réaliser le malaxage en deux étapes espacées par exemple de 24 heures, pour laisser à la chaux le temps d'agir sur les mottes argileuses et de provoquer leur désintégration. Le dosage en chaux est déterminé préalablement aux laboratoires.



**Figure 3.6.** Schéma montrant l'action de la chaux sur l'argile, (BABOURI, 2008).

### a).3.2. Techniques d'ajout de chaux

- **Technique classique**

Le dosage de chaux est défini pondéralement, il est rapporté au poids de sol sec et exprimé en pourcentage. Sur chantier, pour les raisons d'épandage, ce dosage est rapporté au mètre carré de sol pour obtenir le dosage en  $\text{Kg}/\text{m}^2$ . L'épandage est effectué par dépôt d'une couche de chaux à la surface du sol à traiter ; les conditions d'exécution imposent des limites à l'épaisseur des couches soumises aux opérations nécessaires de malaxage et de compactage. Les malaxeurs de type pulvimixeur permettent d'atteindre 40 cm dans le sol naturel.

Si l'obtention de la granulométrie demandée se révèle difficile ou impossible par suite du caractère plastique et cohérent du sol, on peut envisager un malaxage en

deux étapes espacées dans le temps (24 à 48 heures). Cette manière peut laisser à la chaux le temps d'ameublir les mottes argileuses.

En couches de chaussées, la stabilisation s'effectue in-situ comme suit : elle commence par l'excavation du terrain jusqu'à la profondeur voulue puis la pulvérisation du produit, l'opération se fait par des engins rotatifs. La chaux est ensuite uniformément épanchée, sur toute la surface à traiter sous forme sèche ou liquide (poudre ou coulis). Après ajout de chaux, on procède au malaxage primaire et durant cette période l'eau est additionnée de telle sorte que le sol ait une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum.

Après le malaxage primaire, le sol traité doit être réarrangé et compacté immédiatement pour éviter au maximum la carbonatation du mélange et minimiser l'évaporation. Une dernière opération consiste à pulvériser le mélange et compacter de nouveau pour atteindre l'état voulu ; sinon, ajouter une quantité de chaux pour compenser les pertes dues à la carbonatation et à l'érosion.

L'utilisation d'un coulis de chaux dépend du pourcentage recommandé ainsi que de la teneur optimale, un mélange typique de 1 tonne de chaux diluée dans 2500 litres d'eau (3500 litres pour les faibles pourcentages) produit approximativement 31% de chaux en solution.

Le coulis est recommandé principalement pour les raisons suivantes :

- Le coulis a l'avantage par rapport à la chaux sèche de ne pas être transporté lors de l'opération d'épandage par les vents.
- Le coulis assure une meilleure distribution dans le sol.

Il faut noter que cette méthode est à rejeter dans le cas des sols humides, surtout lors des périodes pluviales, car la chaux doit être non hydratée pour pouvoir absorber l'eau. Dans le cas des sols expansifs, ce traitement permet de réduire le nombre et la taille des fissures développées par les constructions sur ces types de sol. Il est aussi utilisé pour empêcher ou minimiser le mouvement d'eau et par conséquent éviter toute variation de teneur en eau dans le sol de fondations. Lorsqu'il s'agit de constructions légères, la chaux est souvent appliquée sous les semelles filantes mais le traitement est efficace lorsqu'elle est appliquée sous radier. Dans ces cas, un pourcentage de 4 à 6% est recommandé sur une épaisseur de 150 mm et l'opération est suivie d'un compactage immédiat (BEKKOUCHE et al, 2001).

- **Technique d'injection**

La méthode décrite en 1973 par WRIGHT permet de traiter les argiles expansives sous forme d'un système d'injection sous pression de chaux liquide. Le procédé a aussi pour but de minimiser les tassements différentiels, d'améliorer la capacité portante des argiles silteuses, de réduire le gonflement et l'érosion des

argiles hautement plastiques cité par BEKKOUCHE et al, 2001. Après perforation autour de la construction, on injecte un coulis de chaux sous pression dans le sol : la chaux pénètre dans les fissures existantes et dans celles créées par la pression elle-même.

Les différentes réactions chimiques qui se produisent donnent naissance à de nouvelles espèces de minéraux qui forment une barrière dans le sol empêchant ainsi toute circulation d'eau sous la zone de la construction. Les pressions d'injection sont de l'ordre de 350 à 1380 KPa et dépendent des conditions du sol à traiter. Le coulis sera injecté en utilisant des pipes d'injection de 38 à 41mm de diamètre et qui peuvent aller jusqu'à une profondeur de 40m.

- **Technique de pieux de chaux**

La technique des pieux de chaux est la méthode la plus performante et la moins coûteuse pour le traitement des sols expansifs. Ceci est d'autant plus efficace si le sol est saturé car l'affinité de la chaux à l'absorption d'eau diminue la teneur en eau de celui-ci. Les pieux sont installés à l'aide de tubes métalliques de diamètre variant entre 250 et 500mm, de profondeur variant entre 5 et 8m et d'espacement entre axes de pieux variant entre 1.5 et 2.5m. Le tube est d'abord introduit dans le sol jusqu'à la profondeur voulue puis vidé ensuite retiré. C'est à ce stade que le vide laissé par le tube remplie de pierres de chaux cité par, BEKKOUCHE et al, 2001.

Le contact de l'eau du sol avec la chaux déclenche une réaction exothermique autour des pieux. Le dégagement de chaleur provoqué conduira à une évaporation de l'eau interstitielle. Il y a aussi un écoulement d'eau vers l'intérieur du pieu suivi d'un écoulement de chaux hydratée vers le sol.

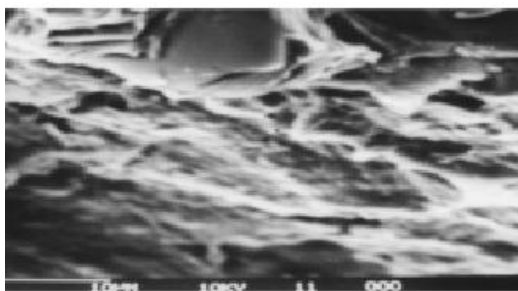
Pour bien comprendre la contribution de la stabilité par la chaux Une synthèse sur les principaux résultats bibliographiques expérimentaux sur l'utilisation de la chaux sera présentée.

ROSSI et al 1983, cité par ALLAM, 2011, dans le but d'une utilisation en technique routière, des argiles latéritiques brésiliennes à kaolinite et gibbsite ont été expérimentalement compactées avec ou sans addition de chaux. Les transformations structurales et minéralogiques du matériau avant et après compactage sont étudiées par des méthodes pétrographiques. La stabilisation du matériau s'effectue en deux temps par une réaction à court terme, en moins d'une heure avant le compactage et par une réaction à long terme, grâce à des néoformations minérales variées (8 espèces) qui jouent le rôle de ciment. La prédominance d'aluminates de calcium semble indiquer une réactivité plus grande de la gibbsite. Les conditions de stabilité de ces phases sont discutées d'après les données de la littérature. Les résultats ont montré que la pression de gonflement diminue lorsque le pourcentage de  $\text{CaSO}_4$  augmente, et beaucoup plus pour le

mélange de l'argile anhydride. Ainsi que l'augmentation du pourcentage de  $\text{CaSO}_4$  pour ces types du sol induit une diminution des limites d'Atterberg).

Une tentative a été faite par RAJASEKARAN., 2005 pour voir les changements de la perméabilité d'une argile marine (obtenu de la côte de Madras, Inde) induits par l'ajout de la chaux. Ils ont résulté que le traitement des argiles marines par les colonnes de chaux (6% du poids du sols sec ) augmente la perméabilité du sol avec le temps jusqu'à une valeur maximum de 15-18 fois par rapport un sol non traité (figure 3.5). Ils ont observé que dans une période du traitement de 30-45 jours une augmentation de la résistance au cisaillement des sols traités de 8-10 fois a été effectuée par rapport un sol non traité. Dans le cas des systèmes d'injection de chaux, la perméabilité a été augmentée jusqu'à 10-15 fois celle du sol non traité, tandis que la résistance du sol a été plus élevée 8-10 fois qui du sol non traité. De plus, les essais de consolidation révèlent une diminution de la compressibilité jusqu'à 1/2 à 1/3 de valeurs originales. Les résultats d'essai ont indiqué que des techniques de colonne et d'injection de chaux pourraient être employées pour améliorer le comportement des argiles marines.

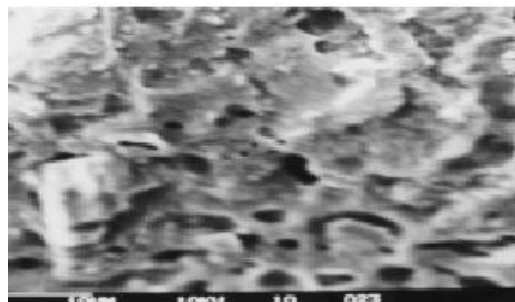
(a) untreated soil in fresh water



(c) quicklime column in sea water



(b) untreated soil in sea water



(d) lime injection system in sea water.



**Figure 3.7.** Image microscopique des argiles marines traité par des colonnes de chaux, (RAJASEKARAN, 2005).

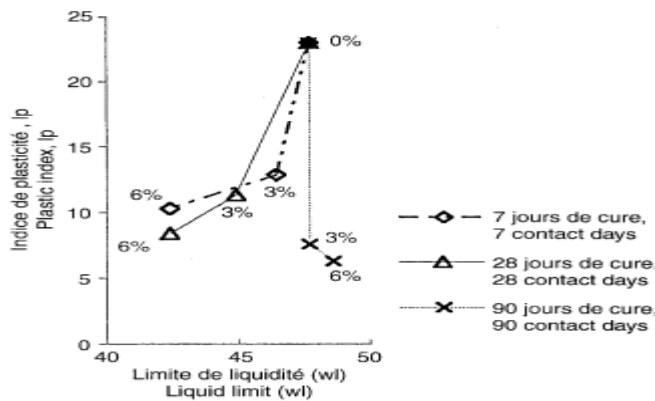
AFES 2000, il a montré que le traitement modifie les caractéristiques physico-chimiques du sol (MILA) et donne des résultats tout à fait satisfaisants en réduisant considérablement le phénomène de gonflement sur les effets du dosage en chaux, du mode de conservation et, du temps de contact sur le gonflement et la pression de

gonflement ont été étudiés. Ils ont procédé à deux modes de conservation du mélange chaux argile:

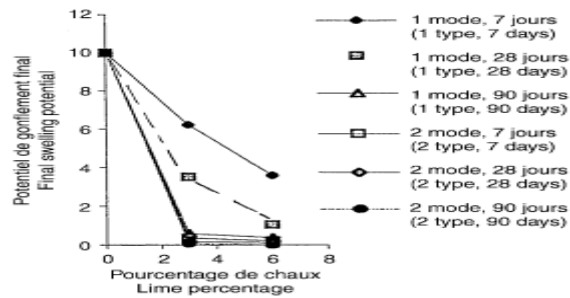
- 1) en vrac à l'état foisonné sans perte de teneur en eau;
- 2) compacté dans des bacs immédiatement après traitement et conservé à la teneur en eau du mélange.

Ces deux procédés peuvent simuler des conditions pouvant être rencontrées in-situ. Pour chaque mode de conservation, ils ont fait varier le pourcentage de chaux et le temps de conservation. Ils ont illustré le chemin suivi par l'argile de Mila suite à un traitement à 3 et 6% de chaux pour des temps de cure de 7, 28, et 90 jours. Ils ont remarqué que l'argile qui est de plasticité moyenne voit, après traitement à la chaux, sa consistance évoluer vers un limon de faible plasticité (figure 3.6). Cette évolution de la consistance liée au pourcentage de chaux et à la durée du temps de contact, se traduit par une diminution de l'indice de plasticité.

Le potentiel de gonflement final et la pression de gonflement finale diminuent en fonction du pourcentage de chaux et du temps de cure (figure 3.7). Ils sont aussi influencés par le mode de conservation. A la lumière de ces résultats, nous recommandons de compacter directement après incorporation de la chaux. Cela diminue l'effet de la carbonatation ce qui permet d'optimiser la réaction chaux–argile.



**Figure 3.8.** Variation des limites de consistance en fonction du temps pour 3 et 6% de chaux (AFES, 2000).



**Figure 3.9.** Evolution du potentiel de gonflement final en fonction du pourcentage de chaux pour les deux modes de conservation, (AFES, 2000).

RAO et THYAGARAJ.T, 2003 cité par ALLAM, 2011 ont utilisé une nouvelle technique de pile de lait de chaux et de chaux vive qui sont des choix viables pour la stabilisation in-situ pour des sols et ce par des essais in situ comparés à des résultats de laboratoire. Pour les essais in-situ, deux rayons d'injection de lait de chaux ( $r_1= 0,9d$  et  $r_2= 1,5d$ ) ont été utilisés. Les résultats obtenus ont montré l'efficacité de ce genre de traitement.

AMER ALI, 2005 a étudié la stabilisation d'un sol expansif d'AlKhod (ville en Oman nordique) avec la chaux et ciment et ils ont fait un traitement thermique.

Les résultats physiques des échantillons traités étaient déterminés. Les valeurs non traitées de sol ont été employées comme référence pour la comparaison. Ils ont constaté qu'avec l'addition de 6% de la chaux, le pourcentage de gonflement et le potentiel de gonflement sont réduits à zéro. Le traitement thermique réduit le potentiel de gonflement à zéro. L'utilisation de la chaux a donné des résultats supérieurs en les comparant avec les autres stabilisateurs. Les résultats sont sur les graphes (figure 3.10).

AMETA, 2007 ont étudié l'effet du mélange de chaux et de gypse sur la plasticité et le gonflement des propriétés de sol de bentonite du Rajasthan (il a la possibilité de gonfler 10 à 50 fois). Ils ont trouvé les pourcentages suivants du chaux-gypse pour avoir réduit la plasticité et le gonflement du sol de bentonite :

(8% de chaux + 2% de gypse) ; (4% de chaux + 3% de gypse); (4% de chaux + 3% de gypse) ; (8% de chaux + 3% de gypse) ; (2% de chaux + 4% de gypse) ; (8% de chaux + 4% de gypse); (6% de chaux + 4% de gypse); (8% de chaux + 4% de gypse).

Aussi l'analyse du coût de différents mélanges est étudiée et ils ont résulté que le mélange (2% de chaux + 4% de gypse) est approprié à la réduction de la plasticité et au gonflement à plus peu coûteux possible.



YUCEL et al, 2005 ont étudié l'impact du mouillage cyclique et le séchage sur le comportement de gonflement des sols argileux chaux-stabilisés. Le potentiel de gonflement et les essais de pression de gonflement ont été effectués sur des mélanges de sol avec de diverses quantités d'argiles de kaolinite-bentonite, et sur un échantillon argileux de sol à plasticité élevée. Les essais ont été répétés après l'addition de la chaux aux échantillons traités à la chaux dans différentes préparations. Dans chaque cycle on a permis les échantillons examinés l'air sec à leur teneur en eau initiale se rétrécissant de ce fait à leur taille initiale, qui s'appelle méthode du rétrécissement partiel. Les résultats ont prouvé que l'effet initial de bénéficiaire de la stabilisation de chaux a été perdu après le premier cycle et le potentiel de gonflement accrus aux cycles suivants. D'une part, le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des échantillons non traités de sol ont commencé à diminuer après le premier cycle et ils ont atteint l'équilibre après le quatrième cycle.

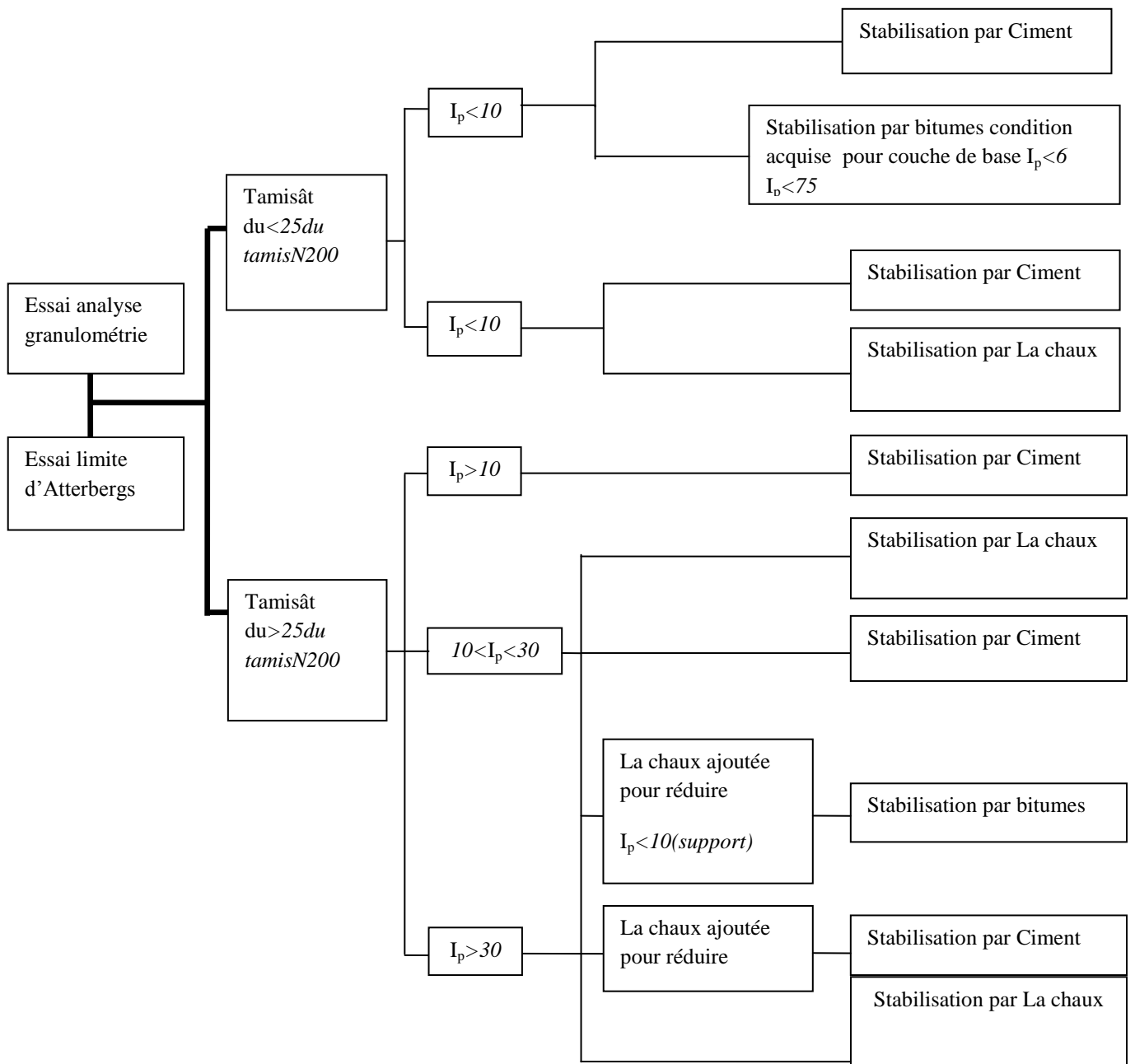
MARTINEZ et MOLINA, 2009 ont étudié la stabilité de montmorillonite de Michoacán avec la chaux avec dosage de 2, 4 à 6 %. L'objectif de cette recherche c'est améliorer les valeurs du comportement mécanique d'argile (Résistance à la traction, cisaillement, module d'élasticité).

AISSIOU et NECHNECH, 2009 ont étudié le traitement d'un sol argileux de la région de l'Algérois par incorporation de différentes teneurs en chaux éteinte.

Pour cela, des essais physiques et mécaniques tels que (essais d'identification des sols en 1er lieu, essai de compression simple et l'essai de cisaillement) ont été effectués et les résultats obtenus mettent en évidence une amélioration certaine et nettement meilleure des caractéristiques géotechniques telles que (la résistance de compression, résistance de cisaillement (angle de frottement et cohésion). Une légère amélioration à 2% de dosage et une amélioration remarquable à 4%, l'amélioration de la cohésion a été élevée à 6%.

ILKNUR et SANAN, 2009 ont présenté des résultats d'une recherche de laboratoire pour déterminer les effets de la qualité de pulvérisation de sol sur la stabilisation de chaux d'une argile expansible local. L'effet d'adoucir les élonges de sol-chaux pour 24 h a été également étudié pour découvrir si ceci compenserait la faible pulvérisation. L'argile étudié a une pression de gonflement qui varie entre 300 et 500 kN/ m<sup>2</sup> et un potentiel aussi haut que 19%. Dans cette étude, la chaux de 3, de 6 et de 9% par le poids sec ont été employées pour stabiliser les Echantillons. Les résultats de l'étude ont prouvé que la stabilisation de chaux a amélioré la plasticité, les modules élastiques.

L'organigramme donné par la figure 3.8, aide à choisir la stabilisation chimique Appropriée pour un projet.



**Figure .3.10.** Conditions d'utilisation de la stabilisation Chimique, (Dept. of the Army, 1983).

### 3.2.3.3. Stabilisation par ajout du sable

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles :

SATYANARAYANA, 1969, cité par ALLAM, 2011 a étudié le comportement de l'argile de black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le 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 (différence marquée à partir 50% de sable). L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou, par mouvement latéral.

KOMORNIK et IIVNEH, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est due à la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

MORAUX, 1969 a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :

- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé.
- Le bas du remblai peut alors «encaisser » un gonflement éventuel.

SEED et al, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont retenu trois paramètres significatifs de l'aptitude au gonflement d'un sol : Le pourcentage d'éléments argileux inférieur à  $2\mu$  et leur nature minéralogique, l'indice de plasticité et l'indice de retrait. Les auteurs ont mesuré le potentiel de gonflement de sols artificiels préparés en Mélangeant des minéraux argileux avec diverses quantités de sables. Ce mélange permet de diminuer le pourcentage.

Une partie de l'étude d'EL SAYED et d'EL SOHBY, 1981, cité par ALLAM, 2011 a porté sur le traitement d'un sol argileux gonflant par l'ajout de sable et de limon à différentes concentrations. Ils ont constaté que la grosseur de la fraction non

argileuse a une influence sur le gonflement. C'est-à-dire, que les particules fines provoquent un gonflement important. En plus, la pression de gonflement pour les mélanges argile- limon était plus importante que celle des mélanges argile-sable.

BENGERAA, 2004 ont tenté de réduire le gonflement des argiles de la région d'Oran, par l'ajout de sable de carrière à différents granulométrie et pourcentages (10 et 40%).il ont constaté que le sable de carrière est un bon réducteur des limites de consistance par conséquent du potentiel de gonflement. Plus le sable ajouté est grossier, plus la réduction du gonflement est importante.

#### **3.2.3.4. Stabilisation par solutions salines**

De nombreux travaux ont montré que la stabilisation par sels pouvait réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux. :

PEELE, 1937, cité par ALLAM, 2011 a remarqué que le carbonate de calcium augmente la résistance du sol à l'érosion. Il permet d'augmenter le potentiel floculé des argiles.

HAXAIRE, 1956, cité par ALLAM, 2011 a déterminé la quantité du molécule organique pouvant se fixer sur la montmorillonite en essayant de relier cette fixation avec la structure, la nature et l'ionisation de ces molécules. Des familles de molécules organiques ont été ainsi étudiées. Il a montré aussi que certaines molécules telles que la guanidine et la benzine se fixent irréversiblement en quantités supérieures à la capacité d'échange de base sur la montmorillonite.

WALLER et LAWLER, 1976, cité par AZZOUZ ,2011 ont étudié l'influence des sels sur un échantillon d'argile reconstituée à partir de déblai de forage. Les meilleurs résultats sont obtenus à l'aide des solutions qui associent le KCl avec un polymère.

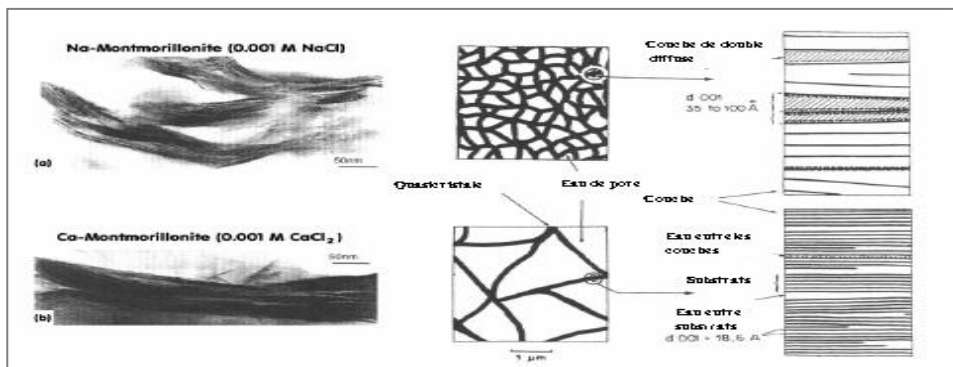
ILTIS,1979 a étudié plusieurs types de gonflement en présence de plusieurs types de sels. Cette étude a mis en évidence deux agents stabilisants, le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine.

KOMINE et OGATA, 1992, cité par MRAD, 2005 ont étudié l'efficacité d'un sel à partir du concept de l'épaisseur de la double couche diffuse. Même si certaines recherches plus récentes, ont montré qu'il ne s'agissait que d'un aspect très partiel du phénomène. Le degré de saturation, étant fixé et la composition chimique du sol argile-silice sec ont été analysés par l'ajout d'un taux de sodium dans un échantillon et un taux du calcium dans un autre. Cette expérience a montré que le potentiel de gonflement est plus important dans des échantillons riches en sodium par rapport aux échantillons riches en calcium ; c.à.d. le sodium .est un facteur chimique favorable pour le gonflement du sol.

HACHICHI et FLEUREAU, 1999 ont étudié la réduction du gonflement de plusieurs échantillons intacts par les sels (le chlorure de potassium, le chlorure de calcium, le Chlorure de sodium, le sulfate de sodium, le chlorure d'ammonium). Une réduction importante du gonflement a été obtenu avec le chlorure de potassium et le chlorure de calcium ce qui donne une structure stable même après passage de l'eau.

ABOUBEKR. et AISSA MAMOUNE, 2004 ont étudié l'influence des sels sur le gonflement libre des argiles. Afin de mettre en évidence l'influence de ces sels sur l'amplitude, 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 a faible.

MARKUS,et DAMI, 2003, cité par MRAD, 2005 ont observé, à l'aide d'un microscope électrique (MEB), (figure 3.10) que le gonflement de la montmorillonite sodique est très élevée par rapport à la montmorillonite calcique, les distances moyennes entre les couches sont beaucoup plus petites dans  $Ca^{2+}$  montmorillonite qu'en  $Na^+$  montmorillonite.



**Figure 3.11.** Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en solution, (TESSIER, 1990), cité par CABANE, 2006.

WAKIM, 2005 a effectué des essais sur l'argilite de Tournemire, ils ont montré que les déformations dues au gonflement et au retrait sont influencées par la nature et la concentration en sel dissout dans l'eau déminéralisé ils ont observé que le gonflement libre est plus élevée pour une solution de (KCl) et intermédiaire pour une solution de ( $CaCl_2$ ). Il a constaté que ces déformations sont significatives et ne dépendent pas du chemin chimique suivi par l'échantillon, pour des essais effectués sous des faibles contraintes. Il a remarqué que l'activité de la solution n'a pas d'influence directe sur le gonflement (Tableau 3.1), ils ont effectué des essais avec des solutions de (NaCl), ceci a montré que le coefficient qui exprime le rapport entre la déformation axiale sous contrainte et la déformation libre, permet de réduire le nombre d'essais, étant donné qu'il dépend uniquement de la contrainte appliquée et non de la concentration en sel.

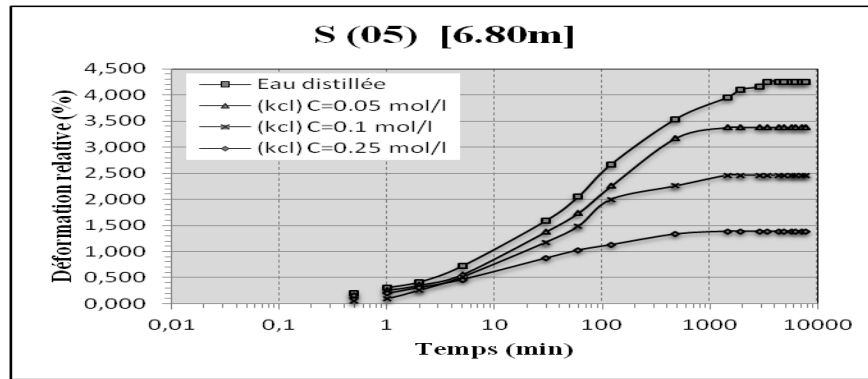
**Tableau 3.1.** Activité et gonflement pour des solutions salines de normalité 1 selon (WAKIM, 2005).

Solution saline	$\Delta$ gonflement (%)	Activité
1M (KCl)	1.05	0.9688
1M (CaCl <sub>2</sub> )	0.13	0.9422
1M (NaCl)	0.028	0.9668

En outre, il a été observé que le gonflement normalisé ne dépend pas de l'orientation de l'échantillon, ce qui signifie que l'anisotropie du gonflement est indépendante de la nature et de la concentration en sel. Il a été affirmé ce constat par des essais complémentaires réalisés au moyen de l'enceinte hygrométrique. Ainsi il a été réalisé des essais de mesure de l'évolution du PH qui ont prouvé que le gonflement se stabilise avant la stabilisation du PH.

AZZOUZ, 2006 a étudié la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen, ils ont observé que l'effet de la diversité de concentration saline n'influe pas sur la pression de gonflement, aussi l'influence de valence sur l'amplitude de gonflement a un effet très prononcé par rapport à l'effet de la concentration saline, ils ont constaté qu'un fort pourcentage des concentrations salines peut réduire le temps de la stabilisation.

En 2011, une analyse de l'effet des sels sur la pression et le taux de gonflement a été effectuée par ALLAM les sels à différentes concentrations sont : (Chlorure de Potassium, Chlorure de Sodium, Chlorure de Calcium, Chlorure de Magnésium et Chlorure d'Aluminium). Les résultats obtenus sur les échantillons provenant de trois sites un de Saïda et deux de Tlemcen ont permis de constater que l'effet des sels sur l'amplitude de gonflement est très prononcé, alors que leur effet sur la pression de gonflement n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend du chemin de chargement.



**Figure 3.12.** Cinétique du gonflement en présence du chlorure de potassium. (ALLAM, 2011).

Dans le tableau suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque technique :

**Tableau 3.2.** Avantages et Inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées, (BEKKOUCHE et al, 2001).

Techniques	Procédés	Avantages	Inconvénients
Stabilisation mécanique	Compactage	-Le compactage est le plus économique. -Réduire le potentiel expansif.	-Il faut une grande quantité d'eau. (compacteur au-dessus de l'optimum avec une $w_n$ élevée).
	Substitution		-L'épaisseur de la couche. -Disponibilité du matériau.
	Préhumidification		-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de $w_n$ .
	Méthode de contrôle	-Minimiser l'humidification ou dessèchement.	-La sensibilité à la variation de la teneur en eau.
Stabilisation thermique		-Réduire la répulsion électrique entre les particules.	Très coûteuse
Stabilisation chimique (par l'ajout des matériaux)	Les sels	-Augmenter la concentration ionique de l'eau libre. -Réduire le phénomène d'échange.	-Le choix du type, de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation).
	Ciment	-Augmenter la résistance. -Diminuer la plasticité. -Réduire le potentiel de variation de volume. - Augmenter la limite de retrait.	-Utilisation d'un dosage important.

	Chaux	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement.</li> <li>-Augmenter la résistance et <math>W_{opm}</math>.</li> <li>-Utilisation d'un faible dosage.</li> </ul>	-Carbonatation de la chaux.

### 3.3. CONCLUSION

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup 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.

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.

La partie suivante est consacrée à une étude au laboratoire de la stabilisation par le lait de chaux et les solutions salines des sols gonflants de quatre régions de la wilaya de Tlemcen





**Chapitre 04 Identification physico- chimique  
et mécanique des sols étudiés**

# Identification physico-chimique et mécanique des sols étudiés

## 4.0. INTRODUCTION

La quantification du phénomène de gonflement par des paramètres macroscopiques est essentielle du point de vue du dimensionnement des ouvrages de génie civil. Dans la suite, on récapitulera l'ensemble des informations obtenues dans la littérature sur la caractérisation du phénomène de gonflement.

Accompagnées des précautions expérimentales, les différentes procédures d'essais en laboratoire permettent de déterminer des paramètres du gonflement, à appliquer dans le dimensionnement d'ouvrage et d'analyser certains aspects du gonflement comme l'anisotropie.

Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats de campagne d'essais géotechniques dans le laboratoire sur les matériaux étudiés afin de compléter leur caractérisation et de déterminer les paramètres nécessaires.

### 4.1. Situation géographique des sols étudiés

Notre étude a été effectuée sur quatre sols qui sont issus de sites de Tlemcen (nord-ouest d'Algérie) dans une zone active de point de vue gonflement. Le premier et le deuxième Ce sont des argiles marneuses naturelles proviennent des sites MANSOURAH et BOUJLIDA, concernant le troisième sol c'est une argile provenant de la région de HAMAM BOUGHERARA MAGHNIA, et le quatrième sol c'est une argile, provenant d'un gisement de la bentonite (MAGHNIA) (figure 4.1).

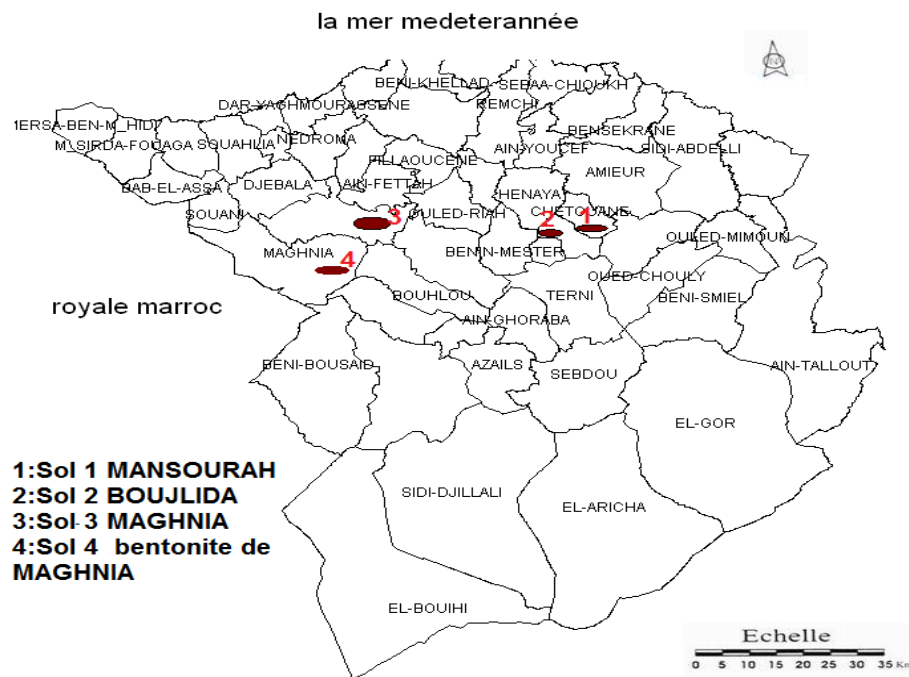


Figure 4.1. Situation géographique des sols étudiés.

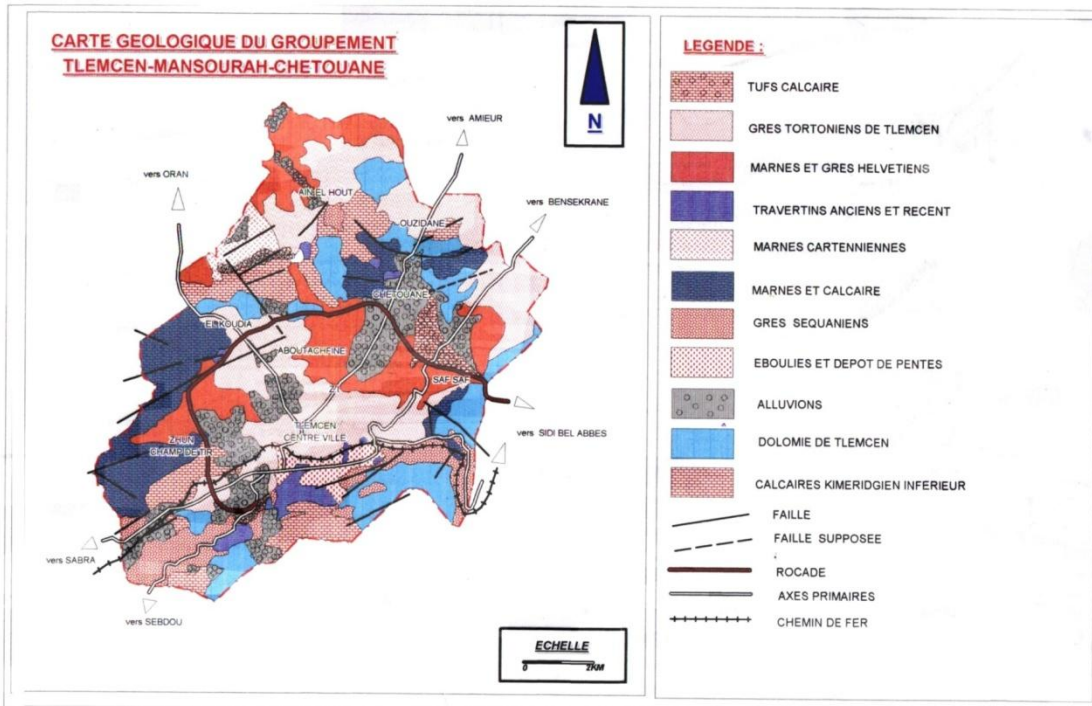
## 4.2. Situation géologique

### 4.2.1. Sites de BOUJLIDA MANSOURAH (sol 1, sol 2)

D'une manière générale, la géologie du groupement CHETOUANE MANSOURAH TLEMCEN est caractérisée par deux grandes familles : des formations assez tendres au nord, constituées par les marnes du bassin miocène et des formations beaucoup plus résistantes au sud, représentées par les calcaires et les dolomies jurassiques des monts de Tlemcen. Le contact entre ces deux formations se situe justement au niveau du groupement : ce qui explique en partie la complexité de sa géologie voir (figure 4.2).

Le site du projet MANSOURAH, se situe en bordure de la rocade Ouest, menant vers BOUHANEK, occupant une partie des terres agricoles, Occupant le versant Ouest de la terre vallonnée, limitée, des côtés Nord et Sud par des lignes d'oliviers et présentant une déclivité douce d'est-ouest.

Selon la carte géologique de la région de Tlemcen, à l'échelle 1/50.000e, le site où sera implanté le projet Mansourah appartient à la période géologique du Miocène, caractérisé par les marnes et argiles. Concernant le sol1 (sol de BOUJLIDA) c'est une marne cartenienne : ce qui confirme les configurations géologiques des sols rencontrés (KOULOUGHELI, 2007).



**Figure 4.2.** Carte géologique du groupement TLEMCCEN, MANSOURAH et CHETOUANE, (AISSA MAMOUNE, 2002).

#### 4.2.2. Sites de MAGHNIA (sol 3, sol 4)

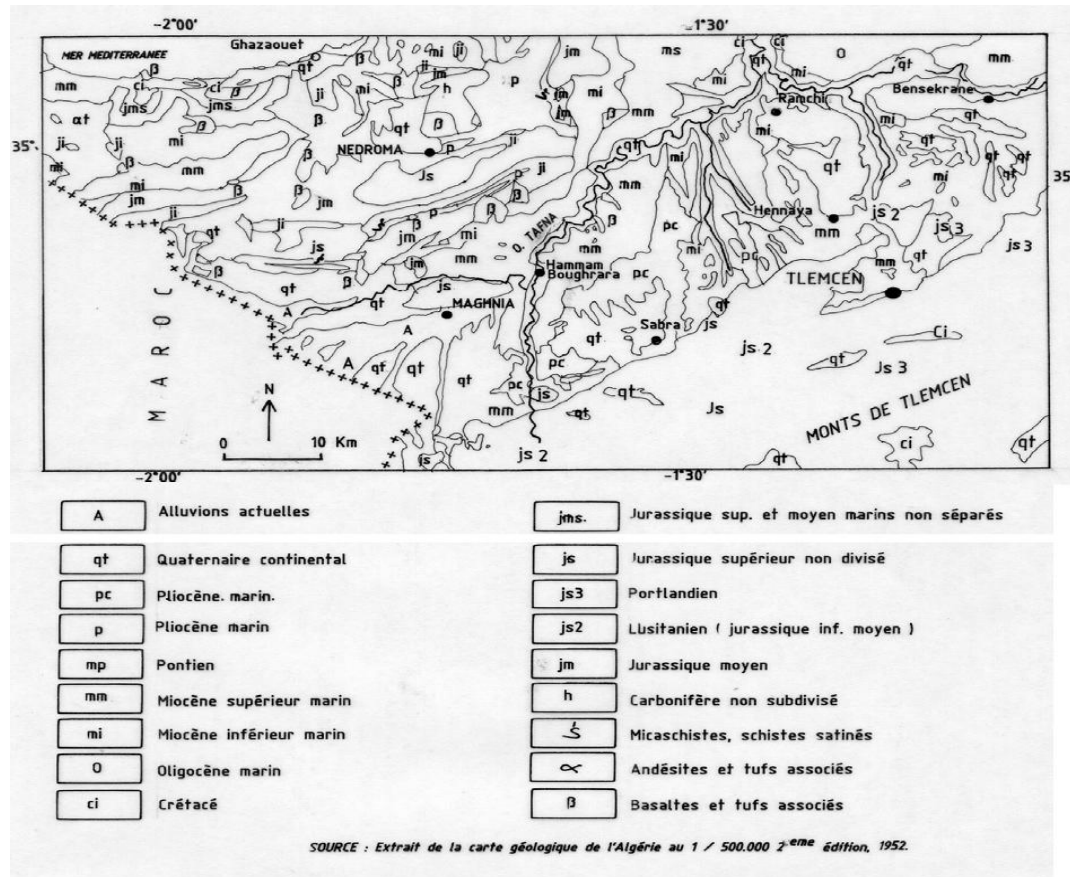
MAGHNIA est située à l'extrême Nord-ouest de l'Algérie, l'accessibilité de cette plaine a permis de relier la ville de Maghnia au Nord à Ghazaouet et Nedroma par la RN 46, à l'Est à Tlemcen par la RN 07 sur une distance de 75 Km et à Oran par la RN 35, à l'Ouest et sur une distance de 27 Km. Elle se relie à Oujda par la RN 07.

##### 4.2.2. 1. Géologie de la région de MAGHNIA

Dans la région (figure 4.3), on rencontre les différentes formations suivantes:

- Les dépôts du Jurassique supérieur et moyen, qui sont les plus anciens et affleurent à l'Est du côté des Monts de Tlemcen. Ils sont constitués de micaschistes et de schistes satinés.
- Les dépôts du crétacé se rencontrent au Nord, et sont couverts partiellement de dépôts quaternaires.
- Les dépôts du Tertiaire sont représentés par les basaltes et tufs associés. Ils se trouvent le long de la plaine de l'Oued Tafna. C'est là où se trouvent les gisements de bentonite de la région.

- Les dépôts du Quaternaire : Sur ces dépôts, il n'y a pas d'études détaillées. Les conclusions sont basées sur des critères lithologiques en se basant sur les observations de terrain. On distingue un complexe quaternaire représenté par des dépôts lacustre-alluviaux, où dominent des couches argileuses avec des graviers. Ces roches occupent la partie centrale de la plaine et se prolongent vers l'Est, où se trouve le gisement de bentonite (KOULOUGHÉLI, 2007).



**Figure 4.3.** Carte géologique de la région de MAGHNIA (source: Extrait de la carte géologique de l'Algérie au 1/500.000. 2eme Edition, 1952), cité par. KOULOUGHÉLI, 2007

### 5.2.2.2. Aperçu sur la bentonite en Algérie

Les bentonites sont fréquentes dans le sous-sol en algérien. Certaines proviennent des cendres volcaniques comme celles de la vallée de la rivière du Chelf alors que d'autres ont été formées par l'altération des roches rhyolites (KOULOUGHÉLI, 2007).

Les bentonites formées par les cendres volcaniques, varient en épaisseur de 10 centimètres à environ 5 mètres. Elles représentent des sédiments de crétacés et tertiaires avec des alternances pyroclastiques et des coulées de lave. Cette stratification complexe indique une variation dans l'homogénéité, et la teneur en

smectite. Certaines de ces bentonites possèdent une teneur élevée en smectite, avec le sodium comme cation majeure.

Les bentonites d'âge Miocène sont également fréquentes, sous la forme de couches de quelques centimètres d'épaisseur. Elles proviennent de cendres volcaniques. HAMMAM BOUGHRARA, dans la région de MAGHNIA, est connu pour sa bentonite riche en smectite de haute qualité (KOULOUGHELI, 2007).

Les gisements d'argiles bentoniques brutes de Hammam Boughrara sont situés à 15 Km à l'Est de la ville de MAGHNIA. Les argiles bentoniques, se développent autour d'un dôme hypovolcanique de rhyolite de direction NO-SE, et mis en place au Miocène. Les volcanites affleurent parmi des terrains mio-pliocènes, et des alluvions quaternaires. L'argile bentonique provient de l'altération des rhyolites, et des pyroclastites associées (KOULOUGHELI, 2007).

#### **4.2.2.3. Géologie du gisement de bentonite (sol 4)**

Dans la colonne généralisée du gisement, nous avons distingué trois unités (KOULOUGHELI .S ,2007):

- En commençant de la surface, jusqu'à une profondeur de 2 m débute la terre végétale d'une couleur sombre, suivie par des argiles avec beaucoup de graviers.
- Sous l'unité décrite ci-dessus, se situent des dépôts argileux, parfois intercalés de sable. Leur épaisseur atteint parfois 3m. La couleur de ces argiles est beige.
- la troisième unité est représentée par des argiles marron – sombre qui se situent dans les horizons profonds. L'épaisseur de ces derniers est de 3 à 4 m. Cette unité devient rougeâtre par séchage à l'air.

Autour du gisement, on distingue un secteur pauvre en argile ou on observe des graviers et des limons prédominants.

En raison du relief escarpé, tout le gisement est traversé par des tranchées d'écoulement (figure 4.4).



**Figure 4.4.** Photo du gisement de bentonite de HAMMAM BOUGHRAA, (KOULOUGHELI, 2007).

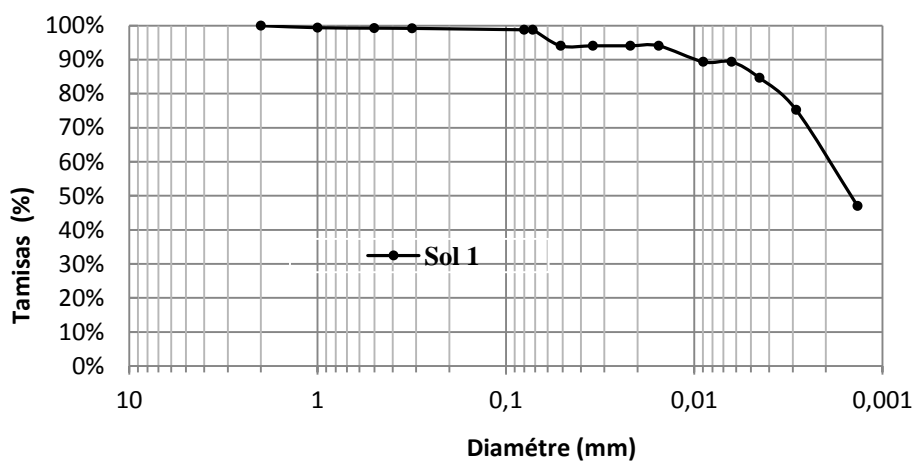
### 4.3. Techniques de caractérisation structurale et microstructurale

#### 4.3.1. Caractérisation physico-chimiques des sols étudiés

##### 4.3.1.1. Analyse granulométrique

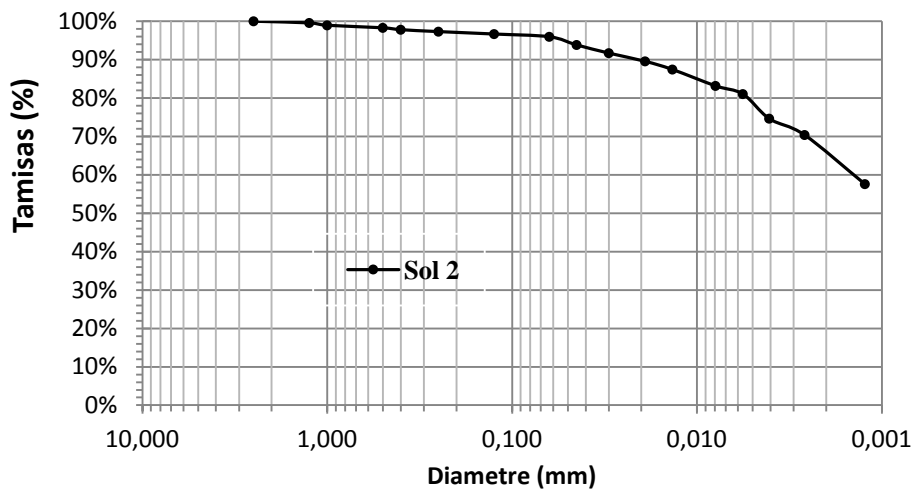
C'est l'étude de la fréquence des grains de différentes dimensions, réalisée sur un échantillon, pouvant aller jusqu'à 80 $\mu$ m. Ceci pour définir les différentes classes granulométriques contenues dans ces échantillons

Les résultats de notre analyse granulométrique des échantillons sont donnés sur les figures (4.5, 4.6, 4.7 et 4.8). Ces résultats montrent une fraction argileuse inférieure à 2 $\mu$ m pour les quatre sols variante entre 45% et 50 %.

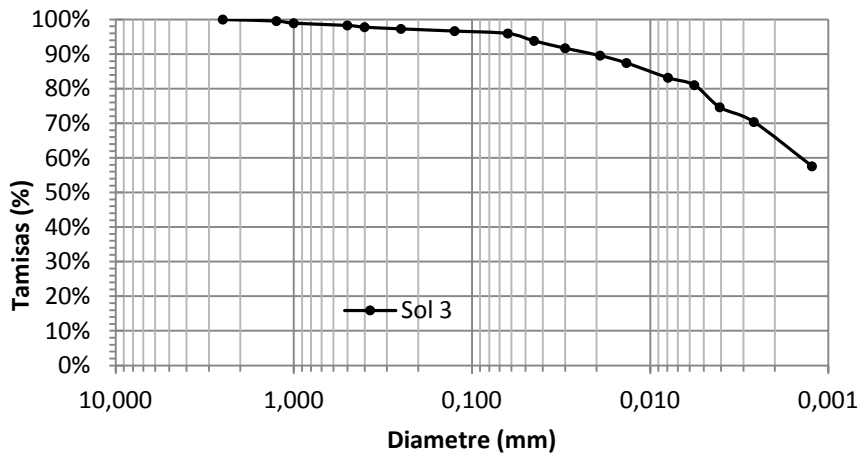


**Figure 4.5.** Courbe granulométrique de sol 1.

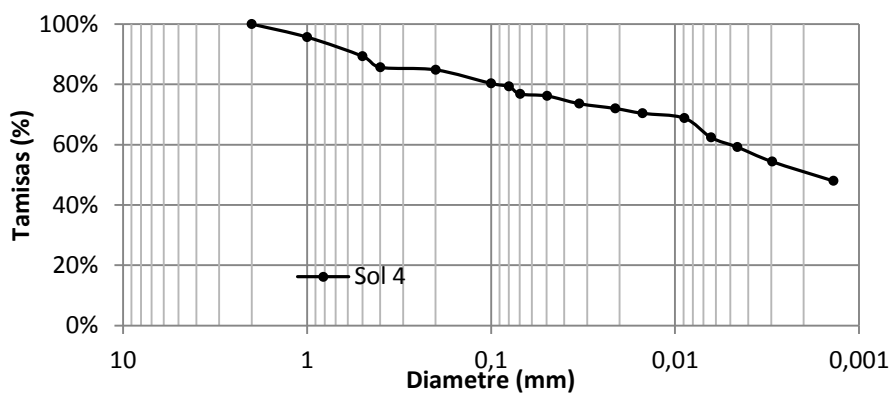




**Figure 4.6.** Courbe granulométrie de sol 2.



**Figure 4.7.** Courbe granulométrie de sol 3.



**Figure 4.8.** Courbe granulométrie de sol 4.

#### 4.3.1.2. Etat de consistance

Dans le but de connaître la relation et l'évolution des caractéristiques de consistance avec les paramètres intrinsèques de la granulométrie, nous avons déterminé les caractéristiques de consistance appelés limites d'Atterberg (1911), dont les essais sont inspirés du mode opératoire de la norme (NF P 94-051).

L'essai comme son nom indique permet de caractériser la transition entre trois différents états de sols argileux :

- Etat liquide – Etat plastique permet de déterminer la limite de liquidité ( $W_L$ ).
- Etat plastique – Etat solide permet de déterminer la limite de plastique ( $W_P$ ).

L'indice de plasticité ( $I_p$ ) qui caractérise l'étendue du domaine plastique des sols argileux, permet de définir la plasticité d'un sol quelconque tout en se référant à un abaque Casa grande de plasticité, donnant la relation ( $I_p, W_L$ ). Dans le tableau (5.1) nous avons présenté les résultats obtenus.

SKEMPTON a défini un paramètre qui s'appelle l'activité, c'est un rapport de l'indice de plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses (teneur en particules de dimensions inférieures à 2  $\mu\text{m}$ ), la seule interagissant avec l'eau. Cette définition de l'indice de plasticité montre également que  $I_p$  est un paramètre important dans les propriétés de rétention d'eau du sol, et donc de gonflement. C'est la raison pour laquelle, un certain nombre de corrélations ont rapidement été recherchées entre les limites d'Atterberg et les propriétés de gonflement des sols.

#### 4.3.1.3. Bleu de méthylène

Parmi les paramètres physico-chimiques des sols argileux, la valeur du bleu est celle dont la mesure est la plus systématique, et l'appréciation de l'opérateur la moins influente. Elle serait donc, la plus indiquée à être choisie pour caractériser le potentiel de gonflement des sols argileux.

Cet essai (NF P 94-068) est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par absorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à la saturation.

Le principe de l'essai consiste à maintenir en permanence sous agitation un mélange [échantillon + eau] puis à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives, jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées, il apparaît alors un excès qui marque la fin de l'essai et qui est détecté par le test de la 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.

#### 4.3.1.4. Surface spécifique totale

La surface spécifique totale est la surface des grains solides sur laquelle le bleu de méthylène se fixe est donnée par :

$$\text{S.S.T.} = \left(\frac{\text{VBS}}{100}\right) \times \left(\frac{N}{373}\right) \times 130 \cdot 10^{-20} \rightarrow \text{S.S.T.} = 21 \text{ VBS (m}^2/\text{g)}$$

- VBS / 100 : fraction en % du bleu (<math>2\mu</math>),
- N : Nombre d'Avogadro =  $6.023 \cdot 10^{+23}$ ,
- 373 : Masse moléculaire du bleu de méthylène en gramme,
- $130 \cdot 10^{-20}$  : Surface en  $\text{cm}^2$  d'une molécule d'eau.

#### 4.3.1.5. Teneur en carbonate de calcium

L'essai consiste à déterminer le volume de gaz carbonique dégagé après attaque par l'acide chlorhydrique d'un gramme de matériau sec. Elle est déterminée par l'essai de calcimètre. Cette analyse permet d'obtenir le pourcentage pondéral de carbonate et plus particulièrement de la calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), qui est le constituant majeur des roches sédimentaires. Le pourcentage de calcite est déterminé suivant le mode opératoire de la norme (NF P 94-048).

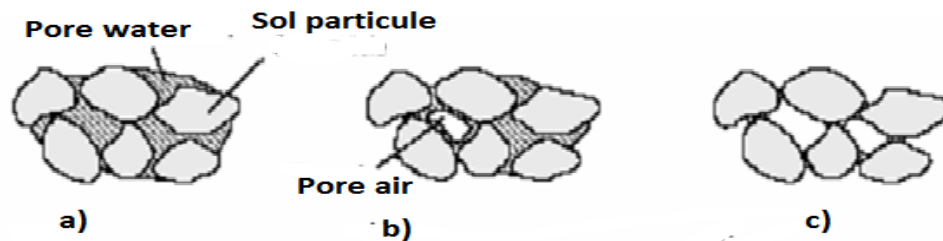
$$\% \text{CaCO}_3 = \frac{\text{volume du Co}_2 \text{ dégagé par (1g) d'échantillon}}{\text{volume du Co}_2 \text{ dégagé par (1g) de CaCO}_3 \text{ pur}}$$

#### 4.3.1.6. Mécanisme du retrait

A l'échelle macroscopique, l'hydratation ou la déshydratation d'un matériau argileux se traduit par des variations de son volume total. Lors de la déshydratation des sols argileux, la rétraction des sols commence en surface, La différence de pression qui se développe à travers les interfaces air-eau dans les vides en bordure de l'échantillon, due au départ de l'eau, est responsable du phénomène de retrait. Ce retrait s'accompagne, bien entendu, des modifications importantes de sa structure du sol argileux cité par NOWAMOOZ, 2007.

Pendant le drainage d'un sol on peut observer trois phases successives SCHUBERT, 1982, cité par NOWAMOOZ, 2007. Dans la première phase, tous les macropores sont complètement saturés (figure 4.9 a). La deuxième phase, appelée phase transitionnelle, commence au point d'entrée d'air due à l'évaporation de l'eau de surface des macropores. Le sol se désature et l'air entre dans les pores. En revanche, l'air sera enfermé dans les pores et quelques pores seront encore saturés (figure 4.9 b). Dans la dernière phase, le sol ne peut plus perdre de volume, l'air

occupe tout l'espace des macropores et l'état de volume constant sera atteint (figure 4.9,c).



**Figure 4.9.** Différentes phases du retrait, selon SCHUBERT, 1982, cité par ALLAM, 2011.

Le déroulement du retrait peut être décrit en trois phases :

- Retrait normal : la diminution du volume du sol est égale au volume d'eau perdu; dans cette phase, le sol est toujours saturé et donc, l'air n'entre pas dans les pores.
- Retrait résiduel : une fois la limite de retrait atteinte, l'air entre et occupe les vides du sol (point d'entrée d'air), de telle sorte que la diminution du volume de sol est beaucoup plus faible que le volume d'eau perdue.
- L'absence de retrait : le volume du sol ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue à s'évaporer.

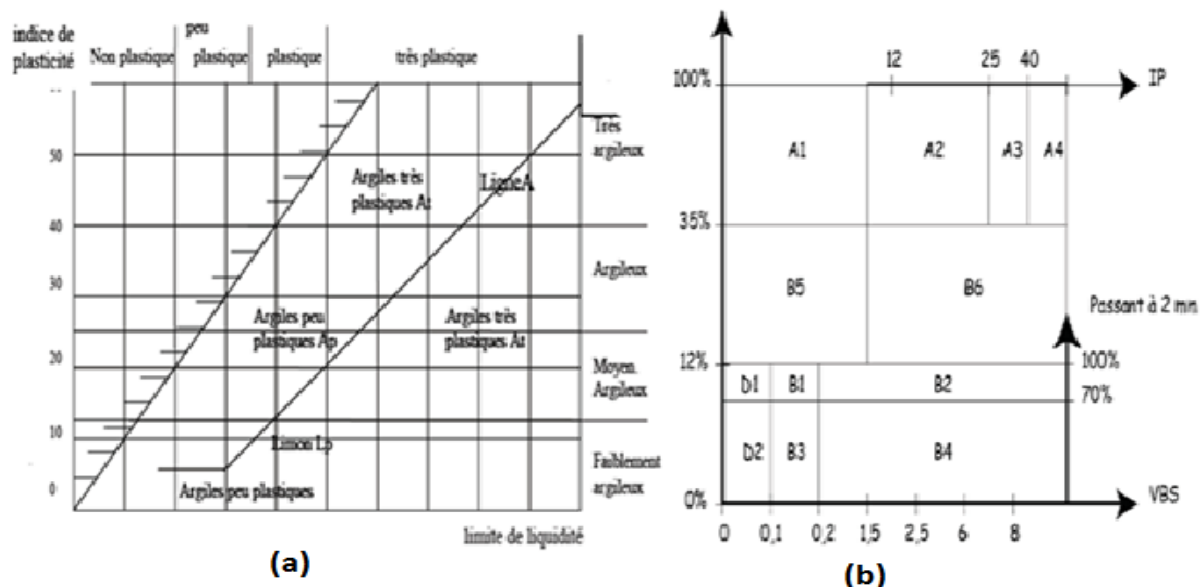
Différents types d'essais de dessiccation (Philipponnat 1991, Biarez et al. 1988, AFNOR XP P 94-060 parties 1 et 2) sont réalisés pour caractériser la déformation ou le retrait des sols argileux. Toutefois, ces essais ne conduisent pas toujours aux mêmes caractéristiques. En outre, certains essais tendent à disparaître, en raison de problèmes pratiques posés par leur mise en œuvre (par exemple, l'utilisation de produits dangereux comme le mercure).

#### 4.3.1.7. Mesure de la densité sèche

Dans le cadre de cette étude, le compactage a été effectué selon le principe de l'essai Proctor Normal (NF P 94-093). L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe ; on trace cette courbe qui représente un maximum, dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.

L'ensemble des résultats des essais d'identifications sont mentionnés dans le tableau (4.1.)

Les essais d'identification physico-chimiques et la classification du GTR (Guide technique réalisation des remblais et des couches de formes; LCPC, SETRA 1992) , montrent que les sols 1 et 2 ce sont des argiles marneux très plastiques( l'abaque de Casagrande figure 4.10 a), classe A3. Concernant les sols de 3 et 4 ce sont des pures argiles, très plastiques avec très peu de Carbonate de Calcium, et appartiennent à la classe A4 (figure 4.10 b).



**Figure 4.10.** Classifications des sols selon Casagrande et la classification de GTR.

Dans le tableau (4.1) nous avons reporté les valeurs de la limite de retrait trouvés à partir des essais normalisés (NF P 94-060-1) sur nos échantillons.

**Tableau 4.1.** Caractéristiques physicochimiques des sols étudiés.

Normes	Symbole	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4
	Profondeur (m)	3	4	8	6
NF P94-093	$\gamma_{dopm}$ (KN/m <sup>3</sup> )	15,82	16,19	16,5	13,33
NF P94-093	$W_{opm}$ (%)	24,6	23	21,4	33
NF P94-057	% < 80 $\mu$	90	94	90	85
	(%) matière organique	1,22	1,67	1,91	1,77
NF P94-057	(%) < 2 $\mu$	44	48	44,8	50
NF P94-051	wl (%)	67	66,3	68,45	136
NF P94-051	wp (%)	29,58	30	26,41	48,06
NF P94-051	lp (%)	37,42	36,2	42,04	87,94
NF P94-051	$W_R$ (%)	4,2	2,3	7,01	11
NF P94-051	$I_R$ (%)	62,8	64	59,55	125
IP/F <sub>2</sub>	AC	0,850	0,754	0,938	1,107
NF P94-068	Vbs	8,4	6,15	9,6	43,22
21*VBS	S.S.T (m <sup>2</sup> /g)	176,4	129,1	201,6	907,6
NF X31-106	TCaCo <sub>3</sub> (%)	13,84	16,45	2,469	1,89
	Classe GTR	A3H	A3H	A4H	A4H

### 4.3.2. Microscopie électronique à balayage des sols étudiés (MEB)

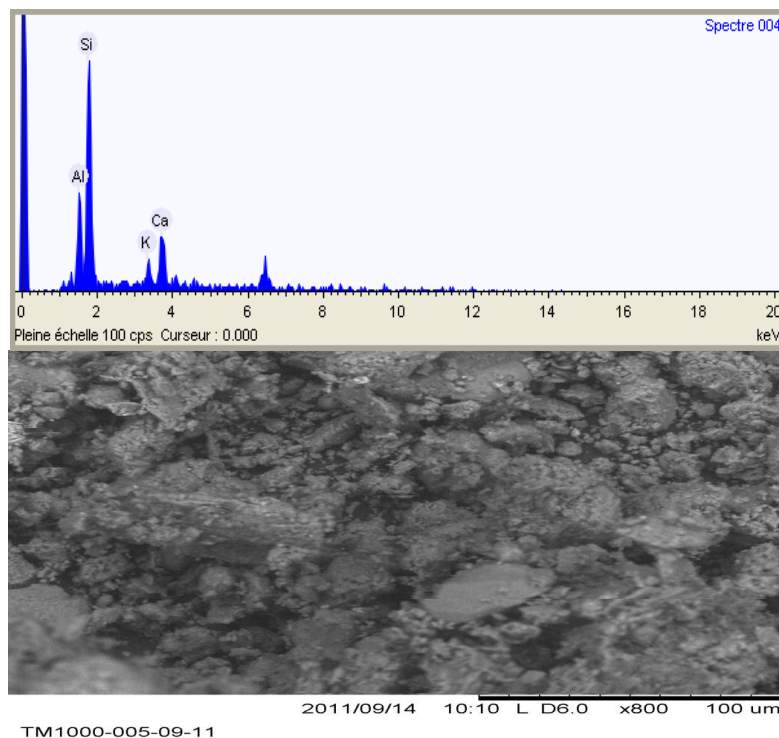
Pour mieux apprécier notre étude nous avons analysé la microstructure, à partir d'observation au microscope électronique à balayage, avec un détecteur aux rayons X les figures 4.11, 4.12, 4.13 et 4.14 donnent un exemple de cette analyse. L'étude au M.E.B. permet d'observer la texture des roches argileuses, de voir l'arrangement des particules qu'il est très difficile de déceler au microscope optique.

La morphologie des poudres a été observée à l'aide d'un microscope électronique avec un détecteur aux rayons X balayage du type HITACHI SC-2500. Le principe de cette technique est basé sur l'interaction forte entre les électrons secondaires émis, et rétro diffusés qui permettent de reconstituer l'image de l'objet. Les tensions de travail sont généralement comprises entre 10 et 30 kV, ce qui permet d'avoir un grossissement pouvant aller jusqu'à 30.000 fois.

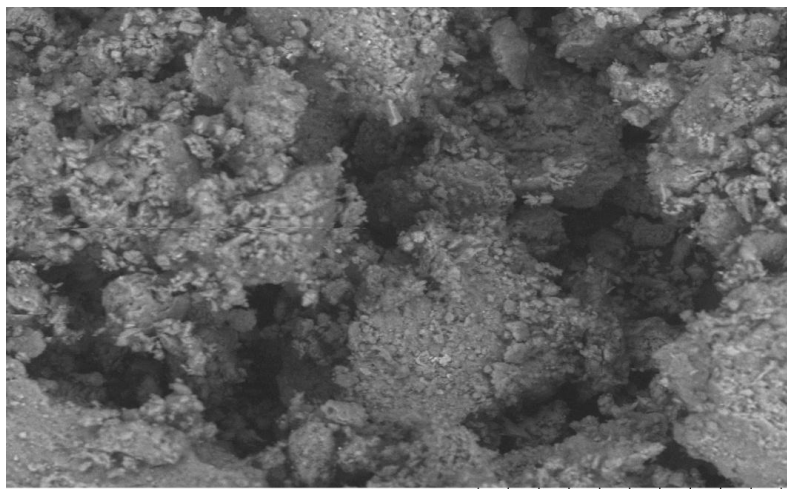
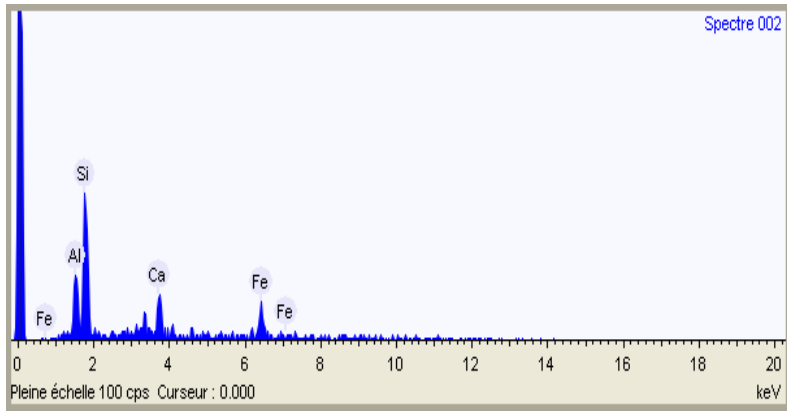
L'argile réduite en poudre de granulométrie inférieure à 100µm est dispersée dans de l'acétone. Une goutte de cette suspension est déposée sur un porte-échantillon pour séchage.

L'acétone a été préférée à l'eau pour faciliter justement le séchage. L'ensemble est métallisé par une couche ( $A_u/P_d$ ) pour le rendre conducteur avant l'observation.

L'étude à la microscopie électronique montre des particules micrométriques d'aspect floconneux caractéristiques des smectites.



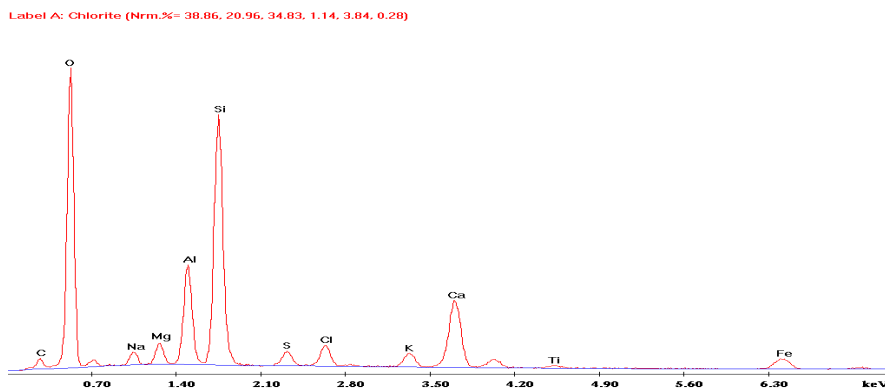
**Figure 4.11.** Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 1.

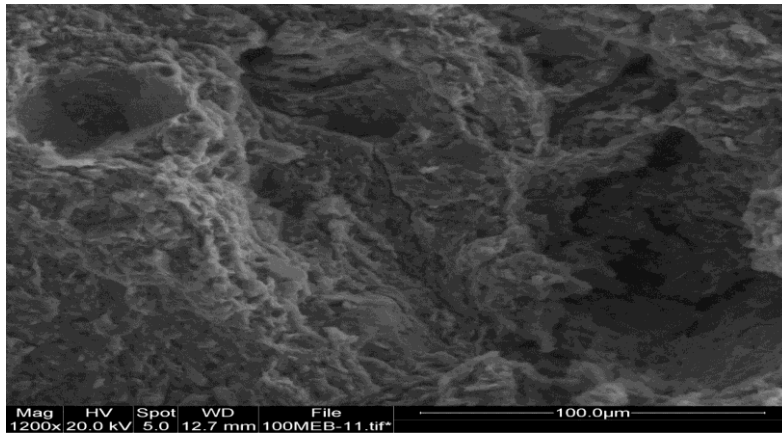


2011/09/14 09:53 L D6.1 x800 100 um

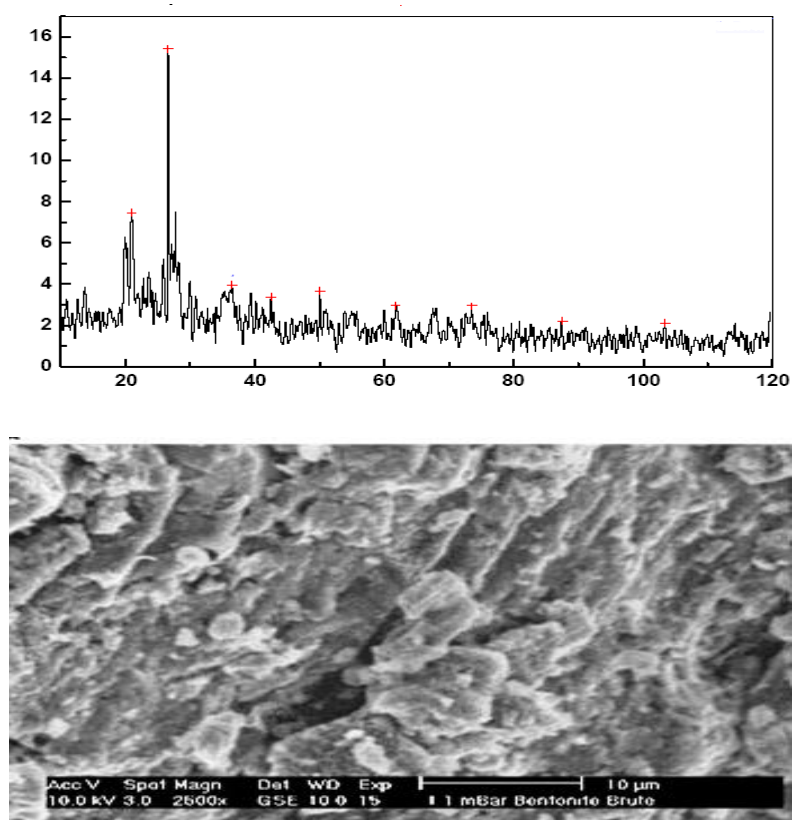
TM1000-003-09-11

**Figure 4.12.** Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 2.





**Figure 4.13.** Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 3.



**Figure 4.14.** Microscopie électronique à balayage avec un spectre aux rayons X, sol 4

L'analyse quantitative aux rayons X effectuée a montré la présence de plusieurs minéraux essentiellement : l'aluminium, le silicium, le calcium (Tableau 4. 2).



**Tableau 4. 2.** Analyse quantitative aux rayons X pour les sols étudiés.

Sol 1		Sol 2		Sol 3		Sol 4	
Elément	% massique	Elément	% massique	Elément	% massique	Elément	% massique
<b>Al</b>	16,3	<b>Al</b>	15,5	<b>Al</b>	20,96	<b>O</b>	15,8
<b>Si</b>	53,0	<b>Si</b>	37,2	<b>Si</b>	34,38	<b>Al</b>	50,04
<b>K</b>	8,6	<b>Ca</b>	16,9	<b>O</b>	38,36	<b>Si</b>	73,5
<b>Ca</b>	22,1	<b>Fe</b>	30,4	<b>Ca</b>	3,04	<b>Fe</b>	20,94
<b>Si/Al</b>	3,25	<b>Si/Al</b>	2,4	<b>Si/Al</b>	1,6	<b>Si/Al</b>	1,46

Le tableau 4.2 regroupe les résultats des analyses chimiques effectuées sur les quatre sols argileux testés dans cette étude. L'analyse des résultats quantifie les éléments observés

Pour l'argile1 et 2, l'espace interfoliaire de l'illite semble être saturé en potassium et donc la quantité de calcium est attribuée à la quantité importante de calcite respectivement pour le sol1 et 2 (22.1% et16.9 %) présente dans ces sols.

La présence de potassium dans la composition de l'argile1, est attribuée à l'illite (l'espace inter-foliaire de l'illite semble être saturé en potassium).

La très faible proportion de potassium dans les sols montre la très faible part de l'illite dans ces sols. On peut estimer approximativement la proportion d'illite à partir de la proportion de potassium dans les différents sols argileux, par rapport à la proportion d'illite et d'oxyde de potassium dans l'argile.

Pour les sols 2 et 4 on a constaté que les proportions moyennes de fer dans la composition chimique, sont attribuées aux cations de fer en substitution des smectites, et qui explique sa grande capacité d'absorption d'eau et sa forte capacité de gonflement.

Les rapports pondéraux de Si/Al sont importants pour l'argile1 et 2 ces rapports sont respectivement de l'ordre de 3,25 et 2,4 et qui signifient que ces argiles sont de type TOT (smectite, montmorillonite et illite). Concernant le sol 3 ce rapport qui est de l'ordre de 1,6 correspond à un mélange smectite-kaolinite, bien que pour le sol 4 le rapport si/al est faible malgré que cette argile est une smectite .

### 4.3.3. Mesure de PH des sols étudiés

Le pH est un coefficient qui caractérise l'acidité d'un sol (présence d'ions H<sup>+</sup>) ou la basicité généralement due à l'abondance d'ions calcium). Il définit la concentration d'ions H<sup>+</sup> dans la phase liquide du sol. Le PH (cologarithme de la concentration en ions H<sup>+</sup>) varie de 0 à 14 et la neutralité est atteinte lorsque le PH est égal à 7.

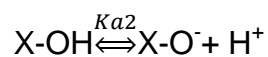
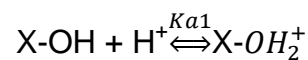
#### 4.3.3.4. Propriétés acido-basiques des argiles

Le caractère acido-basique des argiles est généralement assigné aux groupements superficiels de bordure X-OH (avec X = Al ou Si) et comparé à celui des oxydes minéraux.

On peut distinguer deux types d'acido-basicité :

- l'acido-basicité au sens de Brønsted

Lorsque les sites superficiels X-OH possèdent des propriétés amphotères, ils sont alors susceptibles de capter ou de libérer un ion hydrogène selon les deux réactions suivantes :



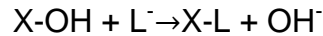
Où  $K_{a1}$  et  $K_{a2}$  sont les constantes de ces équilibres. En milieu acide, c'est l'espèce  $X-OH_2^+$  qui est prédominante tandis qu'en milieu basique c'est  $X-O^-$ . En fonction du pH et de la nature du site, la surface du minéral acquiert une charge positive, nulle ou négative. Il existe une valeur particulière de pH pour laquelle les proportions en  $X-OH_2^+$  sont équivalentes. C'est le point de charge nulle (P.C.N). Il est calculé simplement à partir des constantes des deux équilibres acido-basiques selon la relation suivante :

$$PH_{(P.C.N)} = \frac{1}{2}(pK_{a1} + pK_{a2})$$

- l'acido-basicité au sens de Lewis

S'il est banal de rappeler qu'un acide, au sens de Brønsted, s'identifie à une substance susceptible de libérer un proton, il n'est peut-être pas inutile d'explicitier la conception de Lewis dans son extension à l'acidité superficielle. Lewis considère comme acide toute molécule pourvue d'une orbitale libre et qui, par conséquent, tend à s'unir à une molécule possédant une paire libre d'électrons et fonctionnant comme une base. Le radical X du groupement X-OH agit comme un acide de Lewis

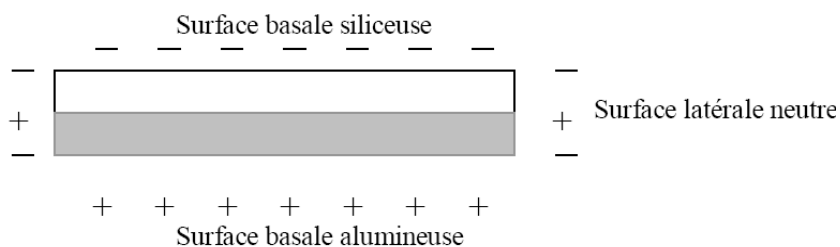
accepteur d'électrons et peut ainsi être lié à la base  $\text{OH}^-$ , donneur d'électrons, ou à un autre donneur  $\text{L}^-$ , base plus forte, selon l'équilibre suivant :



Les phénomènes d'adsorption ont été principalement attribués aux propriétés acido-basiques des surfaces latérales des particules argileuses qui sont constituées de liaisons coupées. L'approche communément admise est une approche de type Brönsted. Selon cette approche, les réactions d'adsorption ne sont possibles que par ionisation des groupes fonctionnels de bordure des particules argileuses. Ainsi, les atomes de silicium de bordure fixeraient des groupements  $\text{OH}^-$  pour donner des entités silanols ( $\text{Si-OH}$ ) ionisables ayant un comportement acide ( $\text{Si}^-\text{O}^-/\text{H}^+$ ). Les atomes d'aluminium de bordure, à caractère plutôt amphotère, fixeraient des protons  $\text{H}^+$  ou des ions hydroxyle  $\text{OH}^-$ . (KONAN, 2006).

D'autres études citées par KONAN, 2006, concernant le comportement des argiles en milieu aqueux, considèrent que les surfaces basales siliceuses sont chargées négativement, tandis que les surfaces basales alumineuses seraient chargées positivement. Quant aux surfaces latérales elles seraient électriquement neutre (figure 4.15). Contrairement à l'idée généralement admise qui attribue les phénomènes d'adsorption au seul fait des liaisons coupées des surfaces latérales.

CARTY, 1999, cité par KONAN, 2006 a observé dans une kaolinite bien cristallisée, qu'il faut beaucoup plus de dispersant, que ne peuvent adsorber les surfaces latérales pour disperser une suspension de kaolinite. En effet, l'ensemble des sites d'adsorption des surfaces latérales, plus celui d'une des sur les faces basales représentent 59% des sites totaux d'adsorption, ce qui correspond à la demande en dispersant de cette kaolinite. Cependant, son raisonnement est basé sur une approche de type Brönsted, malgré l'absence de groupements ionisables sur les faces basales (KONAN, 2006).



**Figure 4.16.** État de charge des surfaces d'une plaquette de kaolinite (KONAN, 2006).

Comme il a été rappelé précédemment, les théories d'adsorption supposent que les liaisons sont coupées. Cette affirmation doit être examinée en considérant la nature des atomes de surface. Dans les oxydes (à l'exception des oxydes de cations

monovalents ou divalents), les atomes d'oxygène sont majoritaires en nombre. Par ailleurs, le rayon des atomes d'oxygène est pratiquement le triple de celui des atomes de silicium, ou de celui des atomes d'aluminium. De ce fait, les minéraux argileux se caractérisent par une surface presque dense d'oxygène et/ou d'hydroxyle et les mécanismes d'interaction entre les minéraux argileux, et les solutions aqueuses impliqueront davantage ces deux espèces.

Par ailleurs, la littérature prétend que l'adsorption des faces basales serait le fait de cations en substitution dans les sites tétraédriques ou octaédriques. Une objection peut être formulée à l'encontre de cette affirmation. Elle est liée à la description des liaisons de surface.

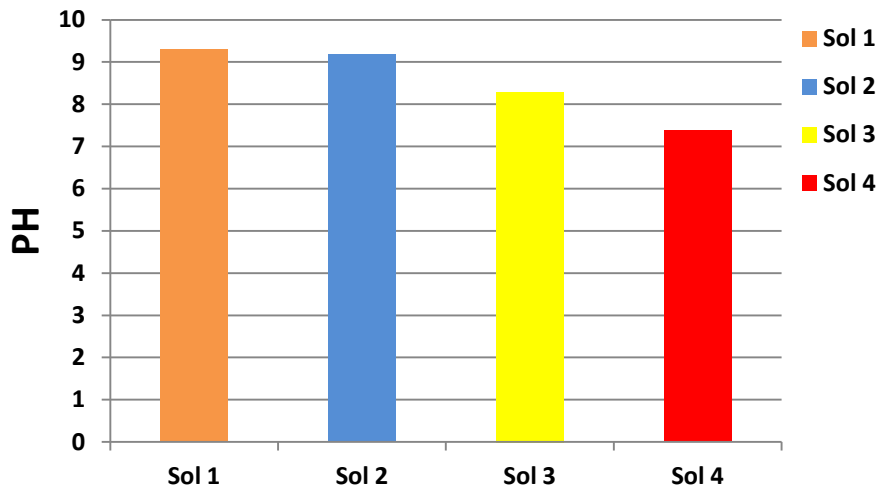
Il aura tendance à interagir avec des récepteurs d'électrons qui peuvent être les atomes d'hydrogène appartenant aux molécules d'eau et/ou les cations.

A partir d'une suspension des sols étudiés dans l'eau déminéralisée, selon les proportions 1sol / 10 eau (poids/poids), le PH a été mesuré à l'aide d'un phmètre (figure 4.16). La suspension a subi une agitation continue pendant 24 heures précédant la prise de la mesure.

Les résultats obtenus sont reportés dans les histogrammes dans la figure 4.17.



**Figure 4.17.** Appareillages de mesure le PH.



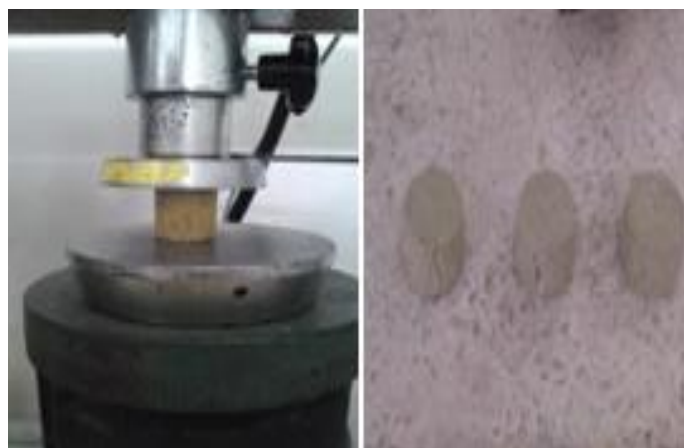
**Figure 4.18.** Histogrammes de PH des sols étudiés.

On a constaté que les sols 1, 2,3 ce sont des sols basiques leurs PH est attribué à la présence de sodium dans l'espace inter-foliaire des smectites, et aux interactions des feuillets argileux avec l'eau. Pour le sol 4 (la montmorillonite), son PH égale a 7 (neutre ou légèrement alcalin).

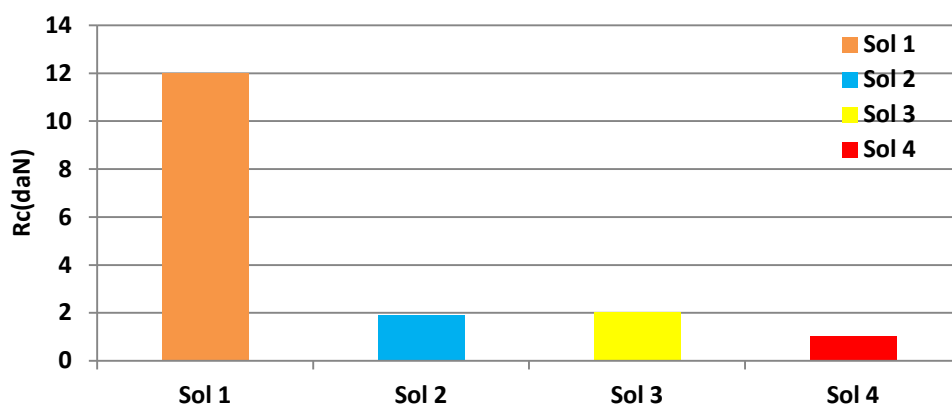
Les valeurs de pH sont attribuées à la réactivité des surfaces des minéraux argileux envers les molécules d'eau (groupes superficiels de bordure X-OH, (avec X= Si ou Al) (KONAN, 2006).

#### 4.3.4. La résistance à la compression

Pour une simple compression et pour déterminer la résistance de compression .L'essai consiste à mesurer la résistance à la compression des sols confectionnés de forme cylindrique (30/30mm) après 28 jours (figure 4.18) et avec les caractéristiques optimales qui ont été obtenues par la courbe Proctor.



**Figure 4.19.** Essai de compression.



**Figure 4.20.** Histogrammes de résistance de compression des sols étudiés.

Les résultats obtenus montrent que les sols 2,3 et sol 4 ont une faible résistance à la compression variant entre 1 et 2(daN) ; pour le sol 1, on a une résistance élevée par rapport aux autres sols de 12(daN).

#### 4.4. Estimation du gonflement

##### 4.4.1. Estimation qualitative

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique, les formes et les assemblages de la structure de ces matériaux sont très particuliers. Seulement, cette reconnaissance est très coûteuse et n'informe pas sur les paramètres mécaniques du retrait-gonflement. Une identification primaire, à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permettra de gagner en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol pourra être gonflant dès la campagne de reconnaissance préliminaire permet d'anticiper sur les campagnes de reconnaissance de confirmation, en les adaptant à la nature du site (BEKKOUCHE et al, 2001).

**Tableau 4.3.** Identification quantitative du gonflement pour les sols étudiés.

Les sols	ALTMAYER	RANGANATHAM et SATYANARAYAN	SNETHEN	SEED, et al	GHEN	HOLTZ et GIBBS	HOLTZ, et al
Sol 1	Fort	T fort	T élevé	Élevé	Élevé	Élevé	Fort
Sol 2	Fort	T fort	T élevé	Élevé	T élevé	T élevé	Fort
Sol 3	Fort	Fort	Moyen	Élevé	Moyen	Moyen	Moyen
Sol 4	Faible	T fort	T élevé	Élevé	Élevé	T élevé	Fort

Nous avons retenu ces classifications indiquées pour l'évaluation du potentiel du gonflement des sols étudiés même si elles n'aboutissent parfois pas aux mêmes conclusions quant au caractère gonflant d'un sol, en partie à cause du fait que ces modèles ne sont pas basés sur les mêmes paramètres.

En plus de ces estimations du potentiel de gonflement, certains auteurs (KOMORNIK et DAVID 1969, VIJAYVERGIYA et GHAZZALY 1973, DIDIER et al. 1973, BRACKLEY 1983, NAGARAJ et SRINIVASA 1983, YAHIA-AISSA 1999), cité par AISSA MAMOUNE, 2002 proposent des modèles estimant la pression de gonflement, à partir de la teneur en eau naturelle, des limites d'Atterberg et de la masse volumique sèche.

#### **4.4.2. Estimation quantitative**

Les études expérimentales sur les sols gonflants montrent que le pourcentage du gonflement d'un sol devrait augmenter proportionnellement avec son poids volumique, avec sa limite de liquidité, avec sa teneur en argile et avec ses indices de plasticité. Les variations de pourcentage et pression du gonflement en fonction des caractéristiques physiques interviennent dans les expressions des modèles citées dans le tableau 2.3 chapitre 2.

Les modèles utilisés pour la prévision de l'amplitude et la pression de gonflement ont été rapportés de la littérature et leurs expressions sont données dans le tableau (4.4), Ces modèles sont utilisés pour prédire le taux et la pression de gonflement des échantillons testés. Ces modèles empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement, avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais d'identification tableau (4.4).

Les modèles de SEED et al, 1962, cité par AISSA MAMOUNE, 2002 ne tiennent pas compte la teneur en eau naturelle, ils sont basés sur des paramètres interdépendants (la teneur en argile, l'activité et l'indice de plasticité). D'après les résultats de AISSA MAMOUNE, 2002 le modèle de VIJAYVERGIYA et GHAZZALY, 1973 ne peuvent être utilisés pour des valeurs élevées de la teneur en argile, de la teneur en eau naturelle, et de la limite de liquidité. Le premier modèle est basé sur des paramètres interdépendants, quant au second, il ne tient pas compte de la teneur en eau naturelle.

Le modèle de JOHNSON, 1978 prédit globalement des pourcentages de gonflement dans des limites couramment observées en pratique. Ce dernier modèle semble être applicable d'après les études (AISSA MAMOUNE, 2002). Une étude statistique a été effectuée sur les données disponibles des argiles de Tlemcen, pour rechercher des modèles propres à ces sols. Ils ont donné les modèles pour l'amplitude du gonflement et la pression de gonflement.

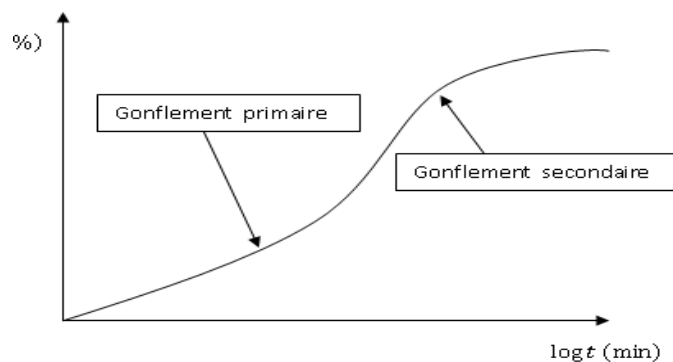
**Tableau 4. 4.** Identification qualitative du potentiel de gonflement et la pression du gonflement des sols étudiés.

Modèles	Sol 1	Sol 2	sol 3	Sol 4
SEED et al, 2 (1965)	$\varepsilon_g(-) = 13,45$	$\varepsilon_g(-) = 13,19$	$\varepsilon_g(-) = 12,51$	$\varepsilon_g(-) = 26,26$
SEED et al, 2 (1962)	$\varepsilon_g(-) = 0,60$	$\varepsilon_g(-) = 0,62$	$\varepsilon_g(-) = 0,70$	$\varepsilon_g(-) = 1,46$
VIJAYVERGIYA et GHAZZALY. 2 (1973)	$\varepsilon_g(-) = 0,26$	$\varepsilon_g(-) = 0,15$	$\varepsilon_g(-) = 0,465$	$\varepsilon_g(-) = 1,75$
VIJAYVERGIYA et GHAZZALY.1 (1973)	$\varepsilon_g(-) = 2,34$	$\varepsilon_g(-) = 1,51$	$\varepsilon_g(-) = 2,51$	$\varepsilon_g(-) = 3,23$
JOHNSON. 1 (1978) pour les deux cas	$\varepsilon_g(-) = 0,3$	$\varepsilon_g(-) = 1,25$	$\varepsilon_g(-) = 7,2$	$\varepsilon_g(-) = 5,3$
SCHNEIDER et POOR (1974)	$\varepsilon_g(-) = 0,22$	$\varepsilon_g(-) = 0,17$	$\varepsilon_g(-) = 0,57$	$\varepsilon_g(-) = 1,20$
GUIRASS SKANDAJI (1996)	$\varepsilon_g(\%) = 1,23$	$\varepsilon_g(\%) = 1,69$	$\varepsilon_g(\%) = 1,91$	$\varepsilon_g(\%) = 2,11$
MRAD 2005	Pg (bar)= 2,11	Pg (bar)= 2,11	Pg (bar) = 2,11	Pg (bar) = 2,10
BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE (a) (2007)	Pg (bar) =3,63	Pg (bar)= 3,63	Pg (bar) = 3,62	Pg (bar) = 3,66
BEKKOUCHE et AISSA MAMOUNE (b) (2007)	Pg (bar)= 3,26	Pg (bar) = 3,18	Pg (bar) =3,33	Pg (bar) = 2,63

## 4.5. Cinétique du gonflement

### 4.5.1. Evolution du gonflement en fonction du temps

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très lent, en raison de la faible perméabilité des argiles. Il est donc fondamental d'essayer de comprendre la cinétique du gonflement, c'est-à-dire la relation existant entre la déformation de gonflement et le temps. Cette relation est représentée usuellement sous la forme graphique du gonflement unidimensionnel, en fonction du logarithme du temps (figure 4.20).



**Figure 4.21.** Courbe de gonflement en fonction du temps.



Sur la courbe habituelle du gonflement en fonction du logarithme du temps (figure 4.20) obtenue, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement, il est possible de distinguer deux phases de déformations : un gonflement primaire et un gonflement secondaire (PARCEVAUX, 1980; ALONSO et al, 1991; SERRATRICE et SOYEZ, 1996), cité par MRAD, 2005. La première phase est relativement « rapide » en comparaison avec la seconde et est liée au processus de diffusion ou de migration de l'eau dans les pores de l'éprouvette (ALONSO et al 1989, 1991, SERRATRICE et SOYEZ, 1996), cité par MRAD, 2005. Autrement dit, le gonflement primaire est dû à la dissipation de succion dans les macropores du sol. Il est contrôlé par le gradient de charge hydraulique et la perméabilité du sol. Il dépend de la nature du matériau, de son état de saturation, de l'état de contrainte, de la procédure d'imbibition (par une face seulement ou par les deux faces). La cinétique est plus ou moins lente et dure de quelques heures à quelques jours (SERRATRICE et SOYEZ, 1996), cité par MRAD, 2005.

La phase de gonflement secondaire est liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux, elle correspond à un processus de cinétique lente d'après ALONSO et al, 1989-1991, cité par ALONSO et ROMERO, 2005. En partant de ces interprétations des phases de gonflement, ces mêmes auteurs ont proposé un modèle de l'évolution du gonflement en fonction du temps.

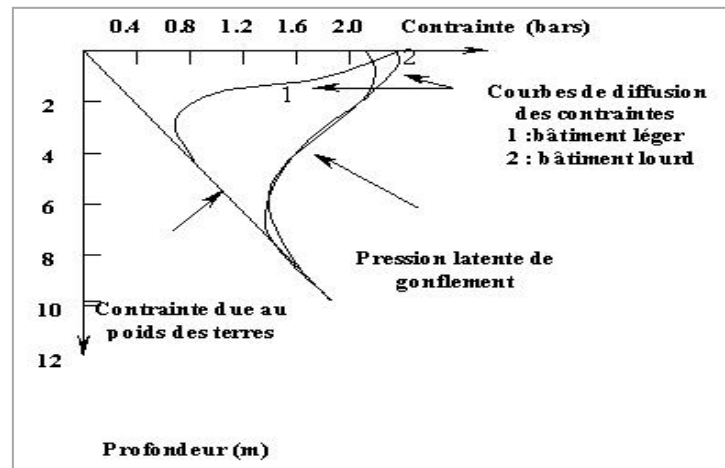
Nous avons procédé à un certain nombre d'essais (ASTM (Méthode A)), 1985. Les essais ont été réalisés sans stabilisant dans cette étape. La durée des mesures, sont généralement longues, pour atteindre l'équilibre. Les courbes d'évolution du gonflement en fonction du temps obtenues au laboratoire sont opposées à celle de la consolidation. Sur ces graphes il est facile de distinguer le gonflement primaire ( $G_p$ ), et gonflement secondaire ( $G_s$ ).

#### **4.5.2. Evolution du gonflement en fonction de la profondeur**

La pression du gonflement en surface va croître avec l'épaisseur du sol concerné par les variations de la teneur en eau ou des pressions de succion (AISSA MAMOUNE, 2002).

Sur la figure 4.21, une tentative de relier la variation de la pression de gonflement à la diffusion des contraintes dues aux fondations dans le sol pour des constructions légères et lourdes est présentée. La distance qui sépare les courbes de diffusion des contraintes à celle de la pression de gonflement représente le potentiel de gonflement. Ce dernier est plus élevé dans le cas des constructions légères.

Dans le cas des variations saisonnières de la teneur en eau, et donc de l'état d'humidité du sol, on remarque que la pression de gonflement sera soumise à des cycles de mobilisation, et de démobilitation entraînant des cycles de soulèvement et de tassement au niveau des fondations de la construction.



**Figure 4.22.** Diagramme comparatif « pression de gonflement – diffusion de contrainte» (AISSA MAMOUNE, 2002).

#### 4.5.3. Corrélation de la cinétique du gonflement

Par ailleurs, d'autres auteurs (DAKSHANAMURTHY 1978 VAYSSADE, 1978; PARCEVEUX, 1980 SRIDHARAN et al, 1986 ABDULLAH et al. 1999), cité par KONAN, 2006 analysant le phénomène d'un point de vue empirique, ont proposé à partir d'essais de laboratoire une loi hyperbolique entre le taux de gonflement d'un échantillon d'épaisseur  $h$ , et le temps  $t$ , de la forme :

$$\varepsilon_v = \frac{t}{a+bt} \quad (4.1)$$

Où  $\varepsilon_v$  désigne la déformation verticale, et  $a$  et  $b$  deux constantes.

La relation proposée par PARCEVEUX 1980, cité par WAKIM, 2005 est :

$$\frac{\Delta h}{h} = G \frac{t}{B+t} \quad (4.2)$$

Avec

$G$  : taux de gonflement final ( $\Delta h/h$ ), obtenu pour un temps infini;

$B$  : temps de demi-gonflement par rapport au gonflement final.

Les paramètres  $G$  et  $B$  peuvent être déterminés graphiquement dans le système de coordonnées  $[t, t/(\Delta h/h)]$ , et correspondent respectivement à l'inverse de la pente et au produit de  $G$  par l'ordonnée à l'origine.

PARCEVAUX, 1980, cité par WAKIM, 2005 a montré que :

- G et B étaient influencés par les contraintes initiales et finales appliquées au sol;
- G oscille autour d'une valeur moyenne pour un type de sol donné, sous un état de contrainte fixé ;
- B peut être considéré comme proportionnel à l'épaisseur h de l'échantillon.

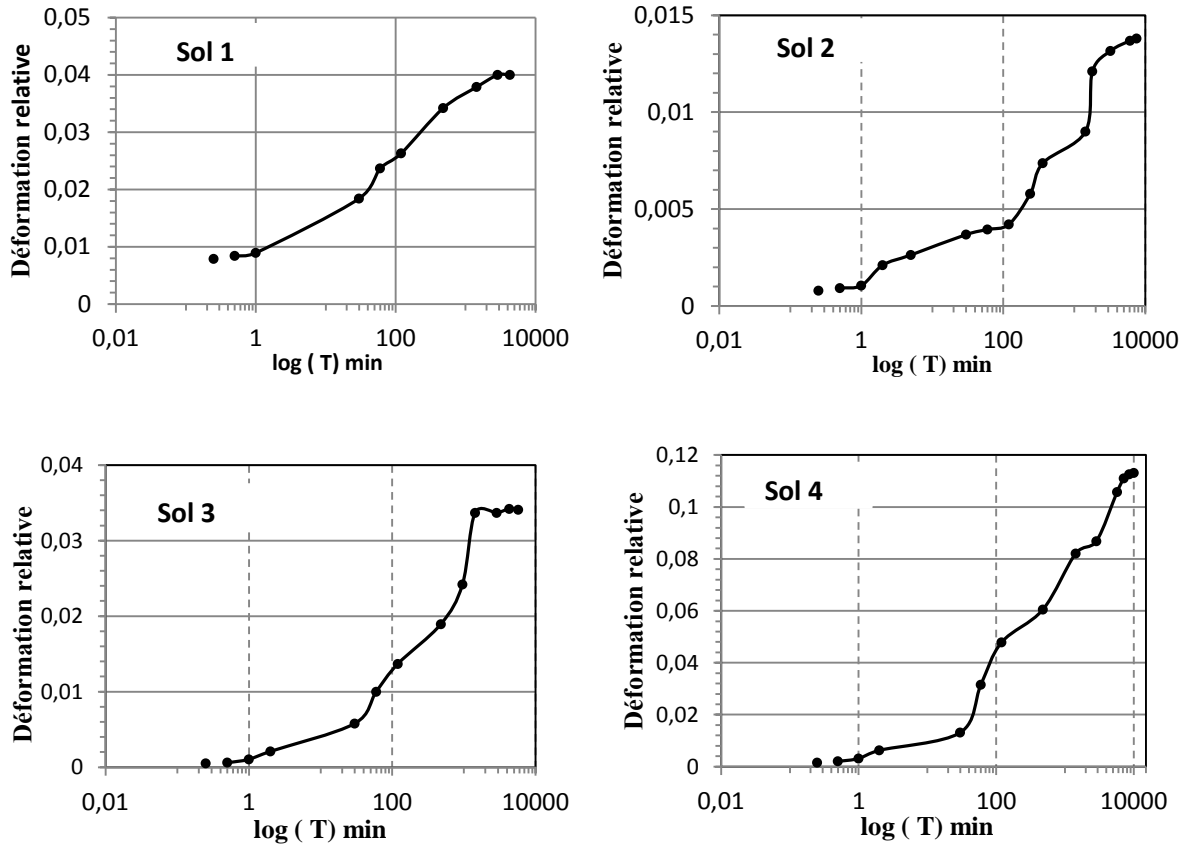
Selon WAKIM, 2005 les résultats obtenus par PARCEVAUX, 1980 sur la propagation du gonflement, mettent en évidence que la loi hyperbolique est aussi applicable sur chaque élément d'un échantillon divisé en tranche. Chacune d'entre elles se comportant comme un échantillon complet; avec une alimentation en eau uniquement par le haut, le phénomène de gonflement se propage dans les couches inférieures avant, sa réalisation complète dans les couches supérieures, en raison de l'existence de succions différentielles.

Les courbes (4.22, 4.23) ont été établies à partir des essais de gonflement (ASTM méthode A) sur différents échantillons différents de la de région de Tlemcen. Ces courbes illustrent les paramètres de la cinétique de gonflement tels que le taux de gonflement final, le temps de demi-gonflement et la pente.

En dernière étape et dans un souci d'enrichissement des procédures de mesure de gonflement, il a été introduit l'étude de la cinétique de gonflement, qui a permis à l'évaluation d'une bonne approximation du taux de gonflement final.

Les résultats obtenus des courbes d'évolution de gonflement en fonction du temps indiquent la présence de deux phases : La première phase de gonflement, liée à la migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités, relève d'un processus de diffusion. Elle est plus ou moins lente suivant la nature, et l'état du matériau, et selon le chargement, et dure quelques heures. Les pourcentages enregistrés pour le gonflement primaire sont donnés dans la phase de gonflement secondaire est plus problématique, car la direction de la déformation de gonflement est opposée à celle du chargement, contrairement au fluage qui produit des déformations de compression, sous des charges de compression.

La cinétique du gonflement secondaire est très lente et dépend du niveau de chargement et, pour de faibles charges, il est souvent impossible d'atteindre un équilibre dans des conditions raisonnables de réalisation des essais de laboratoire, donc une phase de gonflement primaire (correspondant à la diffusion de l'eau dans les pores), et une phase de gonflement secondaire d'hydratation des minéraux argileux (figure 4.22).



**Figure 4.23.** Evolution du gonflement en fonction du temps.

Pour les sols étudiés, ils ont donnés un gonflement primaire respectivement de 1,9 pour le sol 1, 1,57 pour le sol 2, 1,5 pour le sol 3, et 3,05 pour le sol 4. Concernant les courbes de la modélisation de gonflement (figure 4.23), on a remarqué que pour les sols 1, 2, 3 ,on a un taux de gonflement qui varie respectivement ,entre 4,6, 5 et 2,17 avec un taux de gonflement élevé pour le quatrième sol 23,44 .Ces valeurs sont très proches des valeurs trouvées pour différentes montmorillonites étudiés dans le monde .

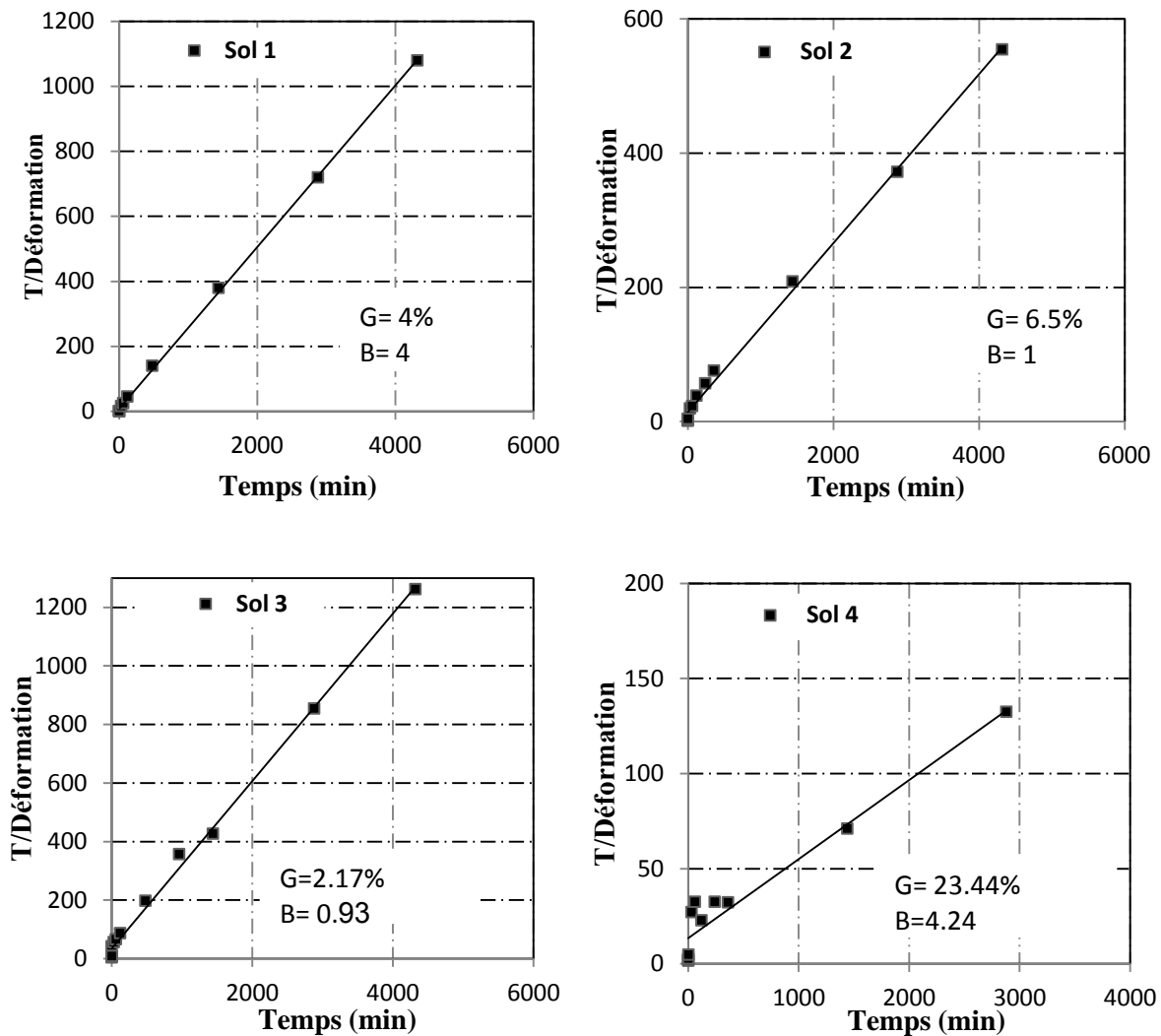
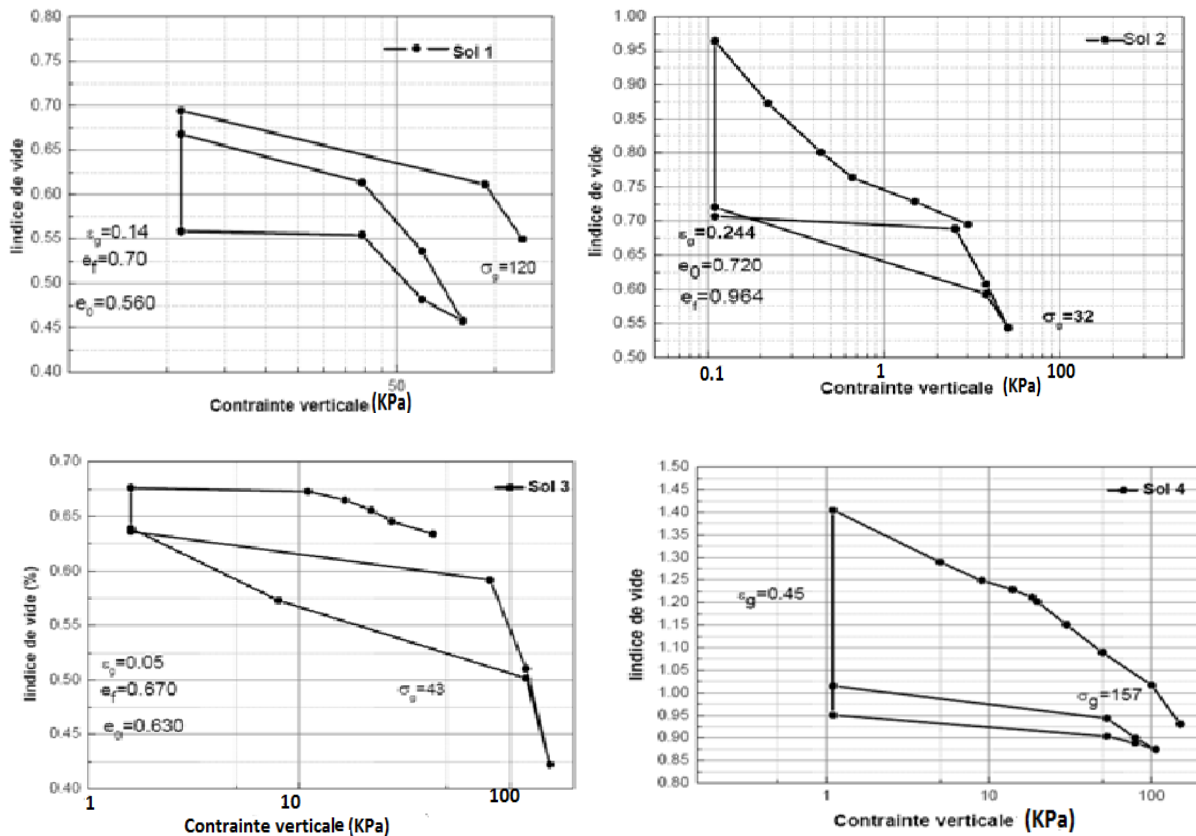


Figure 4.24. Courbes de la modélisation de la cinétique du gonflement

#### 4.6. Mesure directe du gonflement

La méthode choisie dans cette étude c'est selon la norme ASTM D-4546-90-méthode A,1985 : ce choix s'explique par le fait que cette méthode adopte la correction de l'effet de remaniement, par l'application d'un cycle de chargement-déchargement, la contrainte finale de ce cycle étant, l'équivalent de poids des terres avant l'extraction de l'échantillon. le gonflement de ce dernier, obtenu par imbibition, sera suivi jusqu'à stabilisation.

La pression de gonflement sera égale à la pression qui aurait remis l'échantillon à sa hauteur initiale. L'amplitude de gonflement correspondra à la déformation maximale entre le début et la fin de la phase de gonflement. Pour chaque sol, on a effectué trois essais : les résultats du deuxième et troisième essai sont mentionnés dans l'annexe A



**Figure 4.25.** Méthode de gonflement selon la norme ASTM D-4546-90-(méthode A),1985.

D'après les résultats obtenus dans la figure 4.24 on peut constater que les sols, 2,3 ont une pression moyenne qui varie entre 32 et 43.

D'après les amplitudes de gonflements trouvés pour les deux échantillons, on peut dire que nos sols sont gonflants selon la classification de Casa grande, avec des pressions de gonflement élevées de 157 kPa pour le sol 4 et de 120 kPa pour le sol 1.

## 4.7. CONCLUSION

Cet aperçu des caractéristiques des différents constituants des sols a été volontairement orienté vers une description approfondie des propriétés des minéraux argileux, qui apparaissent déterminants dans le comportement des sols vis-à-vis de l'eau. Cette prise en compte de la fraction argileuse, a toujours été une préoccupation importante en géotechnique, comme le montre la nature des paramètres utilisés dans les classifications des sols (proportion des fines, limites de consistance, VBS).

On peut constater que les essais d'identifications courants permettent de caractériser l'ensemble des paramètres intrinsèques du sol, même si certains, sont

souvent les plus faciles et les plus rapides. Mais finalement ils ne donnent qu'une description indirecte.

Nous avons remarqué que les résultats obtenus sont dans un intervalle admissible entre les différentes classifications. Néanmoins, ces classements restent à confirmer par les mesures directes de la pression et du potentiel de gonflement.

Généralement, les praticiens ne s'intéressent qu'aux grandeurs mesurables qui sont la pression et l'amplitude de gonflement. Ces valeurs les guident dans le choix du système de fondation.

Sachant aussi que les essais de mesure des paramètres de gonflement sont longs et coûteux, il serait très intéressant de pouvoir obtenir rapidement une première estimation de ces paramètres, mais les essais de gonflement direct restent indispensables pour des projets importants.

Après avoir déterminé des valeurs sur le gonflement des sols étudiés, nous allons commencer la phase de la stabilisation par le lait de chaux et ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

## **Chapitre 05 Étude au laboratoire de la stabilisation par le lait de chaux**



# Étude au laboratoire de la stabilisation par le lait de chaux

## 5.0. INTRODUCTION

Le traitement des sols est une technique qui s'est développée très rapidement en Europe et en Amérique, et qui est encore amenée à connaître une importante évolution. Facile à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité issu de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but, et aussi d'éviter, de détériorer le réseau routier existant par le transport de ces matériaux d'emprunt.

Plusieurs auteurs ont tenté d'appliquer des techniques de stabilisation à ces sols par additifs; on cite parmi ces techniques la stabilisation des sols gonflants la chaux, et le ciment, les polymères, le sable.

Ce chapitre est consacré à l'étude au laboratoire de la stabilisation par l'utilisation de lait de chaux ce choix s'explique par le fait que cette méthode possède énormément d'avantages notamment en ce qui concerne le coût, l'amélioration des propriétés des sols, la facilité d'exécution.

Dans ce qui suit on va présenter l'effet des différents pourcentages de lait de chaux sur : le cinétique gonflement, les paramètres physico chimiques, la pression de gonflement, l'amplitude de gonflement, le PH et la résistance à la compression dans le but d'asseoir un choix sur un pourcentage, qui nous donne une meilleure amélioration des sols.

### 5.1. Caractéristiques de l'additif utilisé

On a utilisé dans la présente étude pour la stabilisation du gonflement le lait de chaux ayant la formule chimique décrite sur la fiche technique (annexe E) :

**Tableau 5.2.** La composition chimique de lait de chaux utilisé, (Annexe E).

<b>Composition</b>	<b>Pourcentage</b>
Ca (OH) <sub>2</sub> (%)	7,5 à 8
NaOH+KOH (%)	0,2 à 0,6
H <sub>2</sub> O (%)	91 à 92
Densité spécifique [g/cm <sup>3</sup> ]	2
Densité apparente [g/l]	600-900

## **5.2. Rappel sur le mécanisme de stabilisation par la chaux**

L'étude bibliographique nous a permis de mettre en exergue des faits expérimentaux à partir des quels CABANE, 2004 propose une hypothèse sur les mécanismes de la stabilisation d'un sol par un traitement à 1 % de la chaux :

- le sol est un agglomérat de particules solides et de fluides interstitiels. Avant traitement, le sol se présente sous la forme d'un « massif » continu.
- L'action mécanique du malaxage découpe le « massif » de sol en agrégats de minéraux de taille centimétrique à décimétrique.
- l'ajout de chaux provoque la floculation des argiles, et facilite ainsi la fragmentation du limon lors du malaxage. Les fragments de sols chaulés constituent des grumeaux de taille millimétrique à l'échelle du laboratoire.
- l'ajout de la chaux excédentaire après la floculation des argiles permet la liaison des grumeaux entre eux.

Le mécanisme de stabilisation résulte de :

- l'action de la chaux à court terme qui permet la floculation des argiles et donc la formation de grumeaux lors du malaxage.

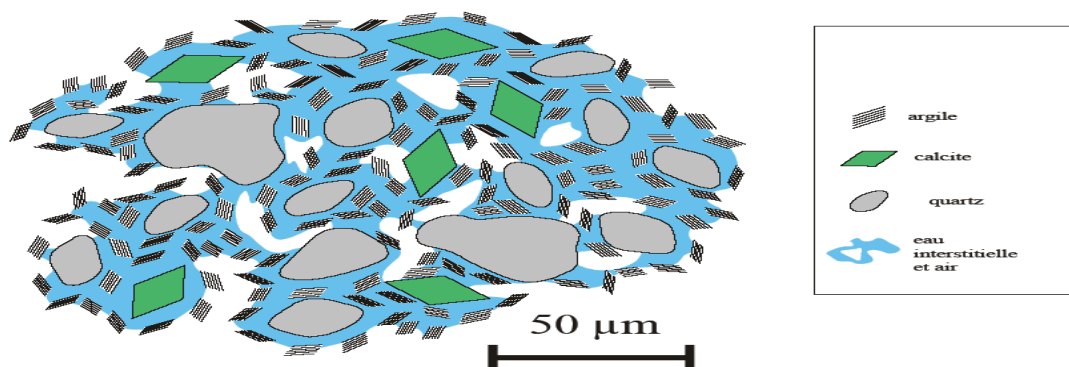
En conséquence de l'échange cationique, l'intercalation des cations de calcium entre les feuilles argileuses modifie la densité de la charge électrique superficielle dans les particules d'argiles, et donc la structure de la double couche d'eau dont l'extension diminue (DIAMOND et KINTER, 1965, BEL, 1996, KHATTAB, 2002), cité par CABANE, 2004. La charge négative portée en surface des particules d'argiles, et l'intensité des forces de répulsion sont réduites ; ceci conduit les particules d'argiles, à se rapprocher les unes aux autres pour former des floccs (LOCAT et al, 1990), cité par CABANE ,2004. On observe alors une diminution du volume apparent des particules, et une contraction du sol. Les floccs formés sont insensibles au lavage selon MCCALISTER et PETRY, 1992, cité par CABANE, 2004, mais deviennent plus

stables avec le temps. Cette floculation-agglomération change la texture de l'argile, et améliore la consistance des sols argileux traités.

La réaction pouzzolanique entre chaux et argile qui consolide les grumeaux à plus long terme (CABANE, 2004). Cette action se produit entre la chaux, et les minéraux argileux présents dans le sol, lorsque leur proportion est significative ( $I_p$  mesurable ou VBS > 0,5 grammes).

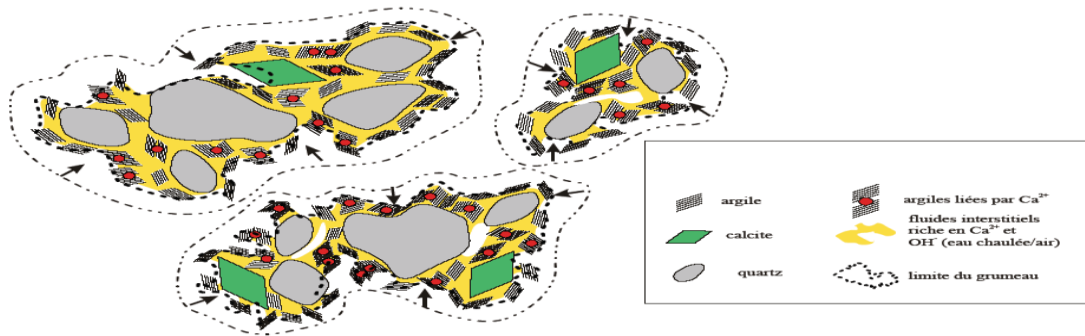
On rappelle que le principe de l'action pouzzolanique repose sur la possibilité, en milieu de pH élevé (supérieur à 12), de mise en solution de la silice, de l'alumine, des oxydes de fer présents dans les minéraux argileux sous des formes cristallisées plus ou moins altérées. Ces éléments en solution réagissent ensuite avec la chaux, pour former des ferro-silico-aluminates de chaux insolubles qui précipitent, et cristallisent en présence d'eau, créant ainsi des liaisons de même nature que celles produites avec les liants hydrauliques.

Toutefois, les vitesses de solubilisation des constituants de la fraction argileuse d'un sol étant nettement plus faibles qu'en présence de matériaux pouzzolaniques traditionnels (laitiers, pouzzolanes, cendres volantes, etc.), les phénomènes de cimentation se développent, en général, très lentement (plusieurs mois, voir des années, dans les conditions climatiques françaises moyennes).



**Figure 5.1.** Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux avant traitement (CABANE, 2004).

Le sol est un assemblage de divers minéraux de différentes tailles. Les minéraux les plus grands sont enrobés dans l'argile. La microporosité de cette matrice est occupée par les fluides interstitiels.



**Figure 5. 2.**Schéma de l'action de la chaux sur le limon, (CABANE, 2004).

L'ajout de chaux provoque la floculation des argiles. Ce réarrangement des particules du sol, ainsi que l'évaporation d'une partie de l'eau interstitielle, entraîne la contraction de l'agrégat. L'agrégat ainsi formé est appelé grumeau. La chaux assure la floculation des argiles, et la modification de leur capacité d'échange cationique. Elle modifie le comportement mécanique du sol et améliore sa fragmentation. L'action chimique (à l'échelle atomique) de la chaux se traduit donc, par une modification du comportement du sol à l'échelle millimétrique (formation des grumeaux).

### 5.3. Préparation des échantillons

La méthodologie suivie pour cette étude consiste en premier lieu à réaliser des mélanges sols et lait de chaux à des pourcentages bien déterminés (2%, 4%, 6%, 8%), sur ces mélanges, les paramètres physico-chimiques seront déterminés. Ensuite, des échantillons remaniés seront reconstitués, compacté sous presse (figure 5.3) à vitesse lente (1.14 mm/min) identiques à ceux de l'optimum Proctor normal.

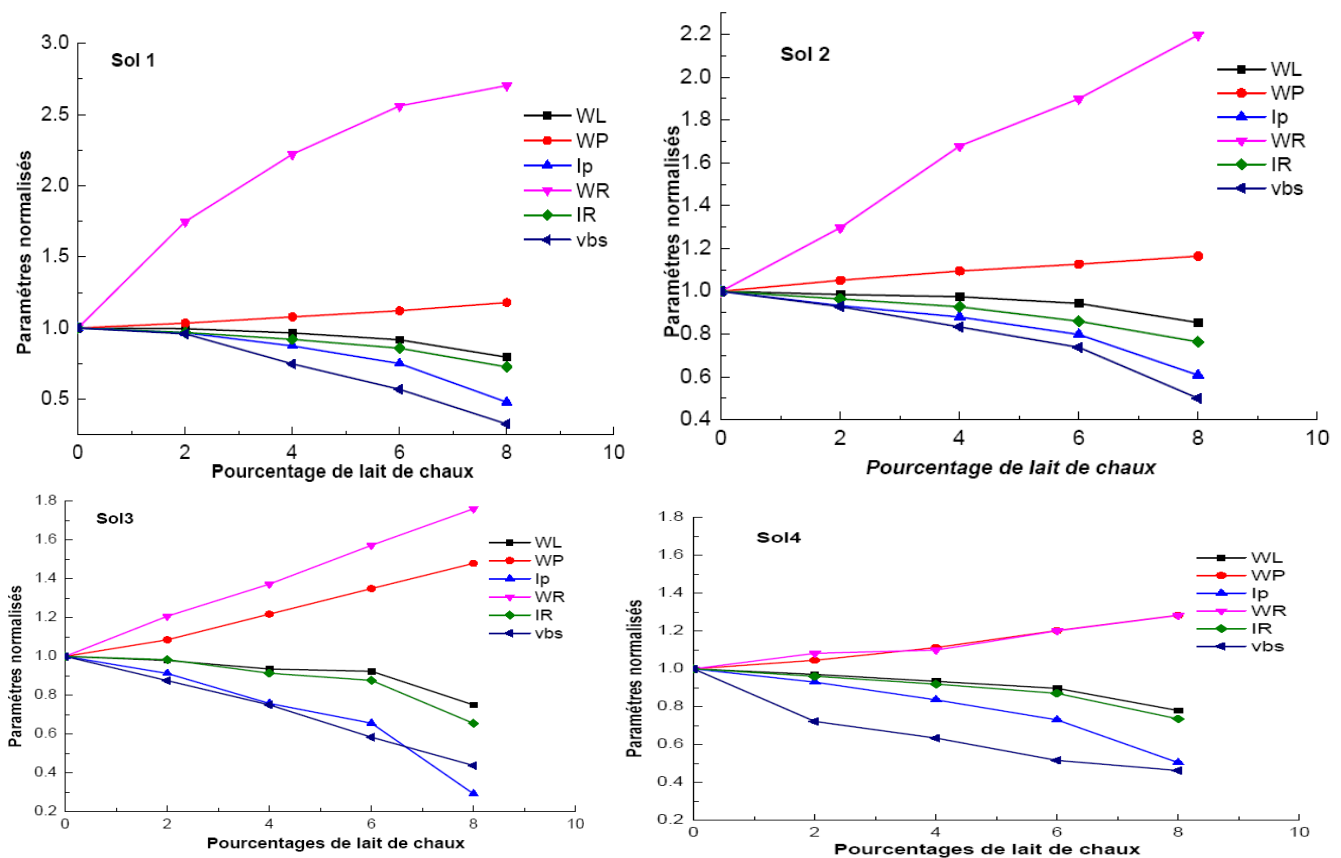


**Figure 5.3.** Dispositif utilisé pour la préparation de l'échantillon.

## 5.4. Effet de lait de chaux sur les caractéristiques physico-chimiques en fonction du pourcentage de lait de chaux

Le gonflement des sols argileux est parfois corrélé avec certains paramètres physico-chimiques, afin d'étudier l'influence de la stabilisation sur ces paramètres, des mesures de limites d'atterbergs et de VBS ont été effectuées avec le lait de chaux à différents pourcentages.

La figure 5.4 illustre le chemin suivi par les argiles de Tlemcen suite à un traitement à 2%, 4%, 6%, et 8 % de lait de chaux.



**Figure 5.4.** Variation des paramètres de physico chimiques en fonction du pourcentage de lait de chaux.

Dès son incorporation dans un sol argileux humide, le lait de chaux agit sur les charges électriques des particules fines et modifie les champs électriques inter-particulaires, ce qui entraîne leur floculation. Cette floculation se traduit géotechniquement, par une élévation importante de la limite de plasticité du sol sans modification significative de sa limite de liquidité. Il y a donc réduction de l'indice de plasticité. Ainsi comme indiqué sur la figure 5.4.

On remarque que l'argile qui est de plasticité forte voit, après traitement au lait de chaux, sa consistance évoluer vers une faible plasticité. Cette évolution de la

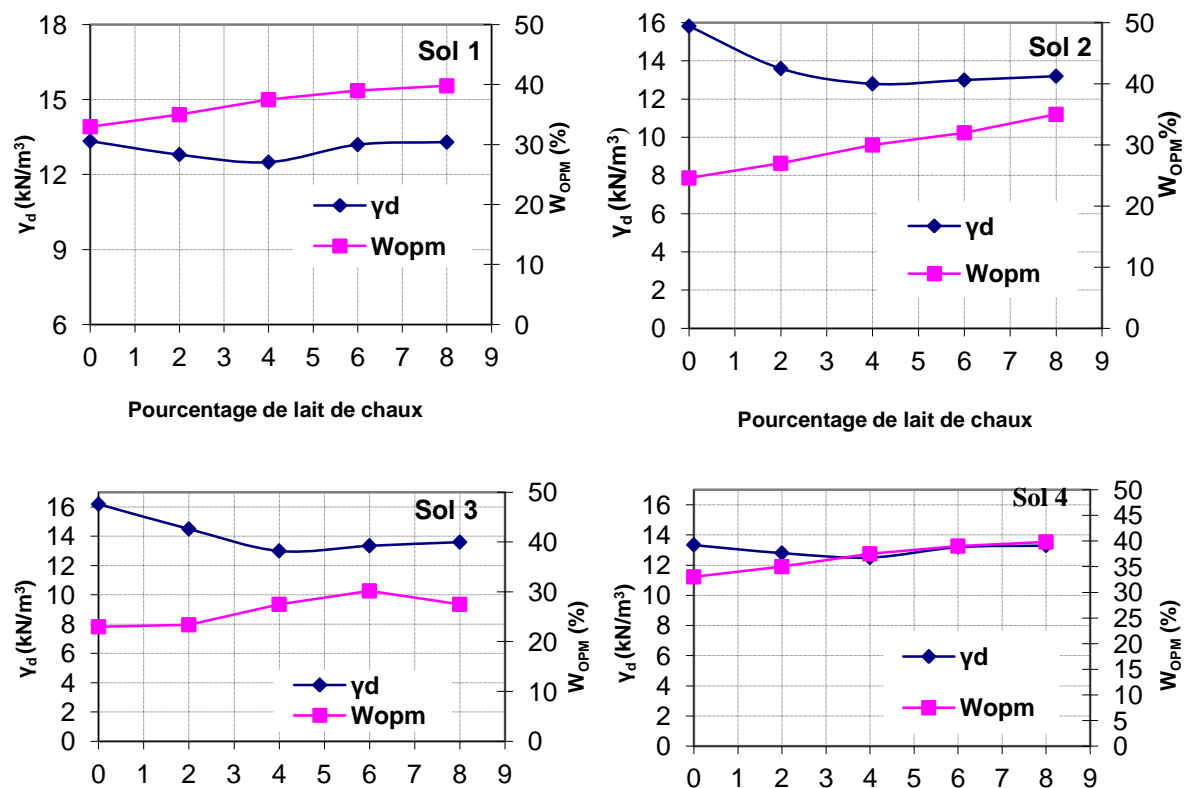
consistance liée au pourcentage de lait de chaux, se traduit par une diminution de l'indice de plasticité, qui est due d'une part aux réactions ioniques de lait de chaux (l'excès de cations de calcium) avec les minéraux de l'argile qui causent une floculation du sol, et d'autre part par un échange de calcium avec d'autres cations dans la structure de l'argile.

D'après DAVIDSON et HANDY, 1960, cité par BABOURI, 2008, les ions de calcium de lait de chaux causent une réduction de la plasticité des sols cohérents; ainsi ils deviennent plus friables et plus faciles à travailler.

## 5.5. Evolution de paramètres de compactage en fonction de lait de chaux

Les sols traités à différents pourcentages de lait de chaux sont compactés à l'énergie Proctor normal 30 min après l'adjonction de lait de chaux. La courbe Proctor obtenue s'aplatit à mesure que le pourcentage de chaux augmente.

Des quantités de lait de chaux très petites sont exigées pour provoquer les changements de plasticité. Généralement, la quantité requise change de 1 à 3% selon la quantité et le type de minéral d'argile dans le sol. On constate aussi une diminution continue de valeur de bleu et l'indice de retrait en fonction de l'augmentation de pourcentages de lait de chaux.



**Figure 5.5.** Variation des caractéristiques de compactage en fonction du pourcentage du lait de chaux.

On vérifie que l'utilisation de lait de chaux conduit à une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche dans un premier temps 2 et 4 %. ANDREWS et OFLAHERTY, 1968, cité par BABOURI, 2008 soutiennent et affirment que la diminution de la masse volumique sèche, était dépendante non seulement du pourcentage du lait de chaux, mais aussi de la présence élevée des minéraux d'argile, par exemple, la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation de la fraction d'argile et la masse volumique sèche maximale se trouve réduite.

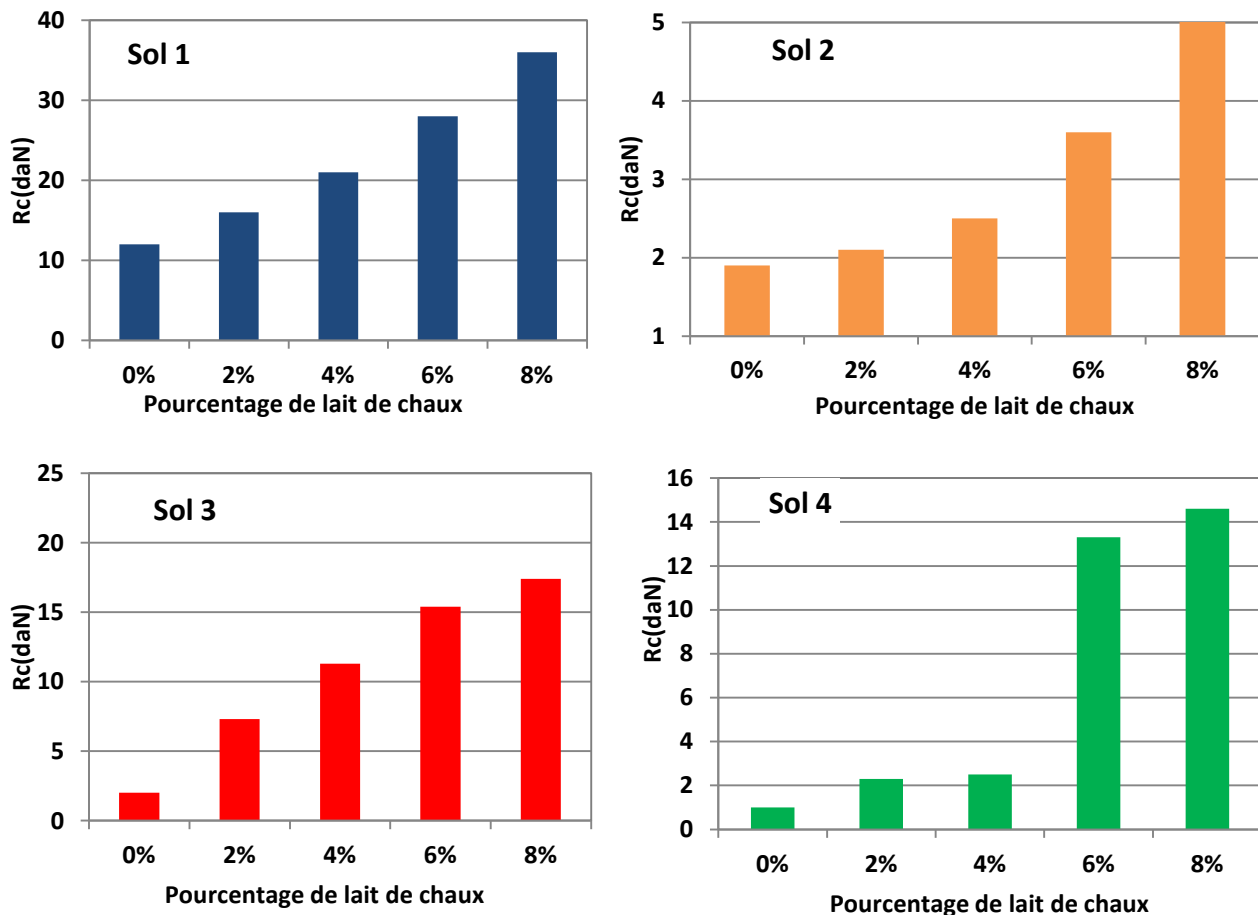
Mais à partir de 6% la densité sèche commence à augmenter (figure 6.5) cette augmentation due à la réaction pouzzolanique, et à la présence des produits à réaction agglutinante se forment et augmentent la capacité de résistance du sol. (Les produits agglutinants principaux sont les silicates et les aluminates de calcium (MATEOS et DAVIDSON, 1963).

LEES et al, 1982, cité par BABOURI, 2008 ont prouvé qu'au contenu d'argile de 30% et 50% l'addition de chaux a comme conséquence une baisse d'approximativement 5 % en valeur de densité sèche, en outre à une teneur plus élevée en eau, le mélange de sol - chaux tend à montrer, une plus grande compactibilité que le sol non traité.

Le traitement au lait de chaux à aplatit la courbe de compactage assurant ainsi qu'un taux donné de la densité peut être envisagé peut être atteint sur un plus large étendu de l'humidité (eau). En effet la qualité mieux est assurée par commande de teneur d'humidité que par des spécifications de densité sèche. Aussi l'optimum de la teneur en eau se déplace vers des valeurs plus élevées permettant aux sols plus humides que dans la condition d'origine d'être compacté de manière satisfaisante (BELL, 1988). Une plus grande quantité de lait de chaux entraîne une masse volumique sèche maximum plus basse et une teneur en eau plus importante. Cependant, le gain de résistance dans le sol qui est normalement diminué a plutôt compensé les changements des optimums de compactage, et celles-ci ne devraient pas être considérées comme inconvenient (BELL, 1988). En conclusion on peut dire que le lait de chaux réagit efficacement avec nos sols.

## **5.6. Evolution de la résistance à la compression en fonction de lait de chaux**

La résistance à la compression statique a été déterminée à l'aide d'une presse hydraulique avec une vitesse de chargement de 0,1 mm/min. Pour une simple compression et pour déterminer la résistance de compression. L'essai consiste à mesurer la résistance à la compression des sols confectionnés de forme cylindrique (30/30mm), (figure 6.6) et avec les caractéristiques optimales qui ont été obtenus par le compactage Proctor conservé en 28 jours et traité avec des dosages du lait de chaux, 2%, 3%, 4%, 6%, 8%.



**Figure 5.6.** Histogrammes de résistance de compression des sols en fonction des dosages en chaux à 28 jours.

Les histogrammes (figure 5.6) montrent l'amélioration significative de la contrainte à la rupture en fonction de l'addition en lait de chaux à 28 jours de maturation, on constate que l'apport de lait de chaux avec les sols argileux les rend plus résistants à la compression puisqu'on remarque que plus on augmente le pourcentage de lait de chaux dans le mélange (lait de chaux et argile), et plus on obtient une résistance un peu plus grande. L'augmentation de la résistance à la compression simple est due au changement de structure et de la minéralogie à court terme et à l'augmentation de la cohésion produite avec le temps (avec la progression de la réaction pouzzolanique). En effet, certains sols peuvent produire des gains de solidité très élevés lorsqu'ils sont traités au lait de chaux. Le sol argileux devient donc plus compacte et durcit de plus en plus et ce qu'on a constaté aussi qu'on obtient une bonne résistance et augmentation très significative à 6% de lait de chaux pour les quatre sols. On peut dire que la résistance à la compression a été nettement améliorée avec l'ajout de la chaux et 6% est une teneur suffisante pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Ce qui est en accord avec la littérature (RAJASEKARAN, 2005). Sur chantier par exemple ce durcissement rend le sol solide et facile à maîtriser et au passage des engins de compactage



## 5.7. Corrélation entre les paramètres physico-chimiques et le gonflement après l'utilisation de 8% du lait de chaux.

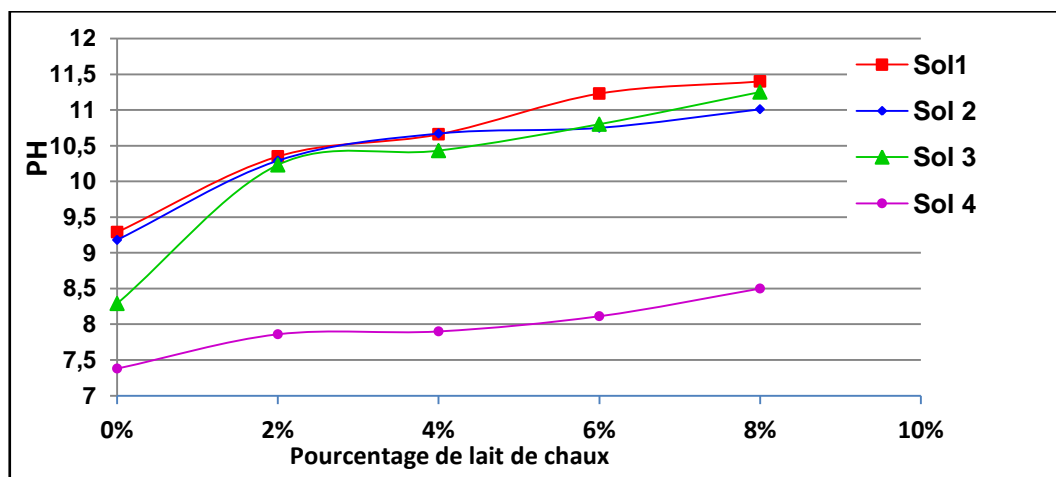
Une corrélation entre les paramètres physico chimiques et le gonflement s'est faite après l'utilisation de 8% de lait de chaux. On constate que le gonflement a diminué après l'utilisation de lait de chaux. A titre d'exemple, en ce qui concerne le gonflement pour le sol 1 selon la classification d'HOLTZ on est passé d'un fort potentiel à un potentiel moyen (Tableau, 5.2).pour le sol 3, et le sol 4, le potentiel de gonflement a augmenté Ces contradictions trouvent leurs explications dans le nombre et la nature des paramètres pris en compte par chacune de ces classifications. Il y a lieu de relever que les paramètres déterminants dans le caractère expansif d'un sol sont tous connus.

**Tableau 5.2.** Corrélation entre les paramètres physiques chimiques et le gonflement après une stabilisation par l'ajout de 8% de lait de chaux

<b>Les sols</b>	<b>ALTMAYER</b>	<b>RANGANATHAM et SATYANARAYAN</b>	<b>SNETHEN</b>	<b>SEED, et al</b>	<b>GHEN</b>	<b>HOLTZ et GIBBS</b>	<b>HOLTZ, et al</b>
Sol 1 (0%)	Fort	T fort	T élevé	Élevé	Élevé	Élevé	Fort
Sol 1 (8%)	Fort	Fort	Élevé	Élevé	Élevé	Élevé	Moyen
Sol 2 (0%)	Fort	T fort	T élevé	Élevé	T élevé	T élevé	Fort
Sol 2 (8%)	Fort	Fort	Moyen	Élevé	Moyen	Moyen	Moyen
Sol 3 (0%)	Fort	Fort	Moyen	Élevé	Moyen	Moyen	Moyen
Sol 3 (8%)	Faible	T fort	T élevé	Élevé	T élevé	T élevé	T fort
Sol 4 (0%)	Faible	T fort	T élevé	Élevé	Élevé	T élevé	Fort
Sol 4 (8%)	Faible	T fort	T élevé	Élevé	Télevé	T élevé	T fort

## 5.8. Variation de PH en fonction de lait de chaux

Pour étudier l'influence de lait de chaux sur le PH, des essais de mesures par le PHmètre ont été effectuées sur les sols étudiés à différents pourcentages de lait de chaux.



**Figure 5.7.** Variation de PH en fonction de lait de chaux.

D'après les résultats mentionnés dans la figure 5.7 on a constaté que l'ajout de lait de chaux augmente la valeur de PH, à titre d'exemple pour le sol 3 le PH évolue de 8 avant traitement à 11 après un traitement de 8 %. Cela est dû à une augmentation de la concentration en ions  $(OH)^-$ , et à l'alcalinité de lait de chaux qui augmente le pH du sol ; ce qui libère les aluminates et les silicates. Ces derniers peuvent alors réagir avec le calcium apporté par le lait de chaux et l'eau présente dans le sol (réaction pouzzolanique) qui, en cristallisant, agissent comme un liant entre les grains. Il est à noter que l'intensité et la vitesse de ces réactions à long terme dépendent d'un certain nombre de caractéristiques du sol : le PH, la teneur en matières organiques, la quantité et la nature de la fraction argileuse, la teneur en eau, le dosage en Ca OH maximal (fonction de la quantité maximale de lait de chaux consommable par l'argile présente dans le sol).

La conséquence directe de l'évolution de PH c'est l'augmentation de la capacité d'échange cationique. Une relation entre cette dernière et le PH a été mise en évidence ce qui permet d'estimer, sous certaines conditions, les contributions respectives des argiles et de la matière organique.

## 5.9. Stabilisation des sols gonflants par le lait de chaux

Afin d'étudier l'effet du lait de chaux sur le gonflement des argiles étudiées, nous avons mélangé les échantillons avec les ajouts nécessaires à différents pourcentages.

Immédiatement après le malaxage de l'argile et le lait de chaux on procède à la préparation des éprouvettes dans une cellule oedométrique, pour effectuer les essais de gonflement.

La réduction du gonflement final exprimée en pourcents est la différence entre les gonflements à l'eau et avec le gonflement en présence de lait de chaux, rapportée au gonflement final en présence d'eau.

La réduction du gonflement est donnée par la relation:

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{G_{eau}(\%) - G_{lait\ de\ chaux}(\%)}{G_{eau}(\%)} \quad (5.1)$$

La réduction de la pression de gonflement exprimée en pourcentage est la différence entre la pression à l'eau et la pression en présence de lait de chaux, rapportée à la pression de gonflement en présence d'eau.

La réduction de la pression de gonflement est donnée par la relation :

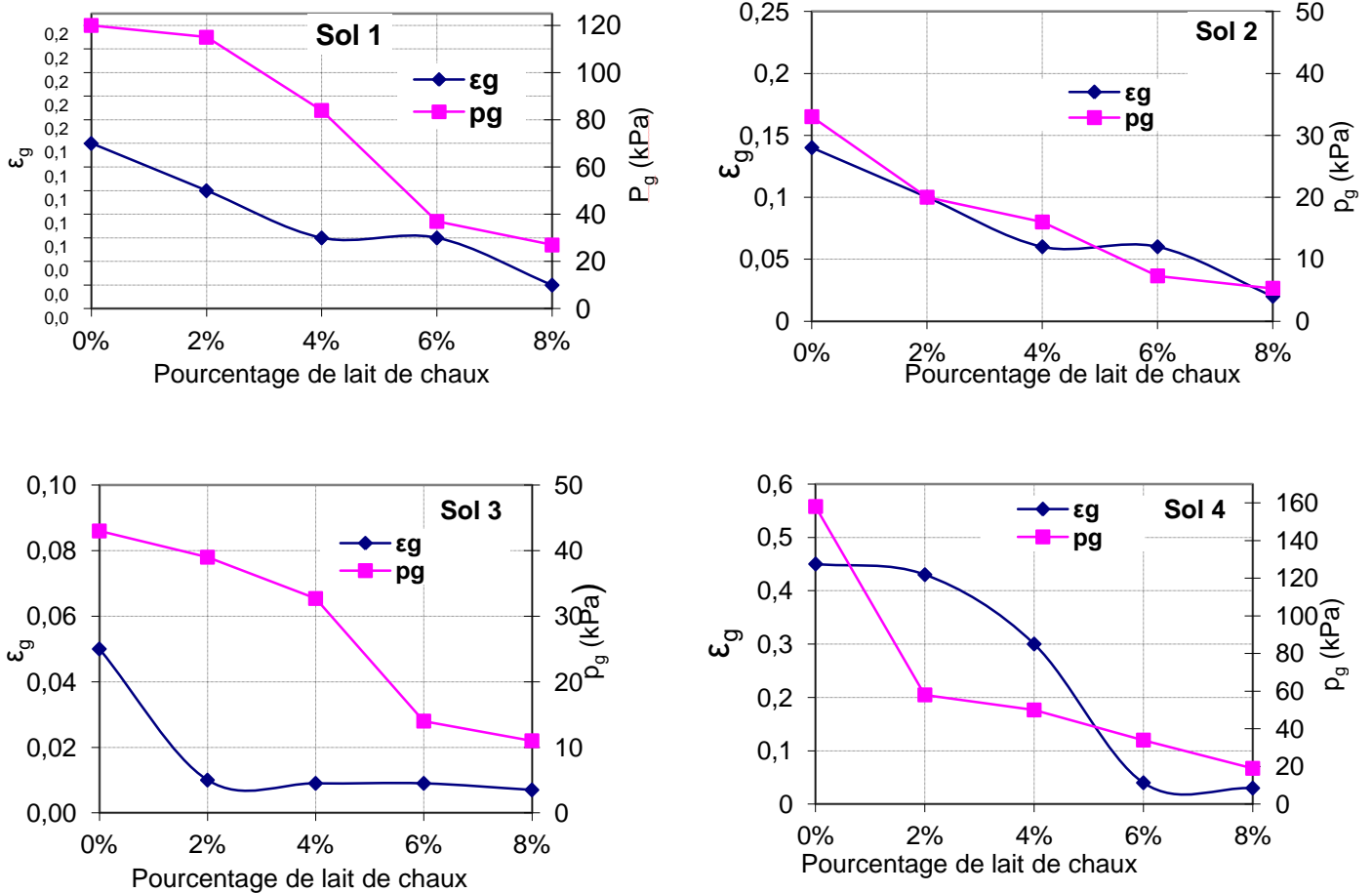
$$\frac{\Delta P}{P} = \frac{P_{eau}(\%) - P_{lait\ de\ chaux}(\%)}{P_{eau}(\%)} \quad (5.2)$$

L'objectif de cette série des essais est consacré d'une part à la recherche d'un pourcentage susceptible d'empêcher le gonflement des argiles étudiées et d'autre part voir l'influence du lait de chaux à différents pourcentages sur la pression du gonflement.

Tous les résultats trouvés à partir de cet essai sont présentés sous formes de graphes ou des tableaux, dont des constatations et observations on été apportées

### **5.9.1. Influence de lait de chaux sur l'amplitude et la pression de gonflement**

La figure 5.8 présentent l'évolution de la pression, et l'amplitude du gonflement en fonction du pourcentage de lait de chaux pour les sols testés. En général, on observe une diminution continue de la pression de gonflement, on a constaté que la pression et l'amplitude de gonflement diminuent sensiblement ; au-delà de 6%, le gonflement devient négligeable. Le pourcentage de lait de chaux qui éliminerait le gonflement correspond donc à la quantité optimale : 6% cette diminution n'est pas que le résultat de la diminution de la fraction argileuse, et elle est due au fait que le lait de chaux modifie la double couche électrique, réduisant l'épaisseur de la couche adsorbée de l'eau, il y a ainsi une diminution de l'absorption d'humidité des sols qui sont traités par le lait de chaux et la saturation rapide des particules argileux, réduit fortement le gonflement des échantillons traités.



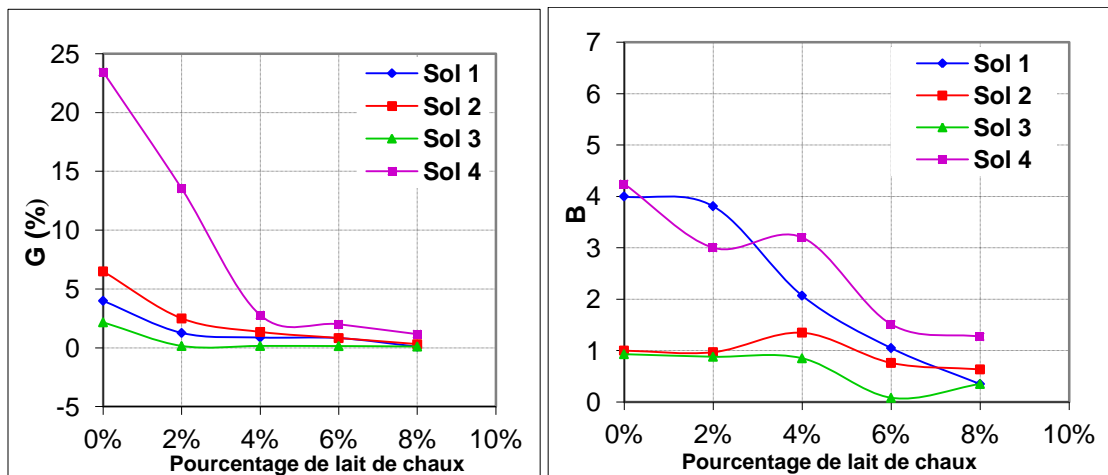
**Figure 5.8.** Variation de la pression et l'amplitude de gonflement en fonction de lait de chaux.

### 5.9.2. Effet du lait de chaux sur la cinétique du gonflement

La diminution significative du gonflement dans la figure (5.9 et 5.10) est attribuée principalement à la réduction de la capacité d'absorption d'eau, à l'issue de l'échange cationique qui est d'autant plus accentué, que le pourcentage en lait de chaux est important (remplacement progressif des cations de sodium  $\text{Na}^+$  existant dans l'espace interfoliaire qui ont une forte énergie d'hydratation par les cations de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) apportés de lait de chaux qui ont une faible énergie d'hydratation).

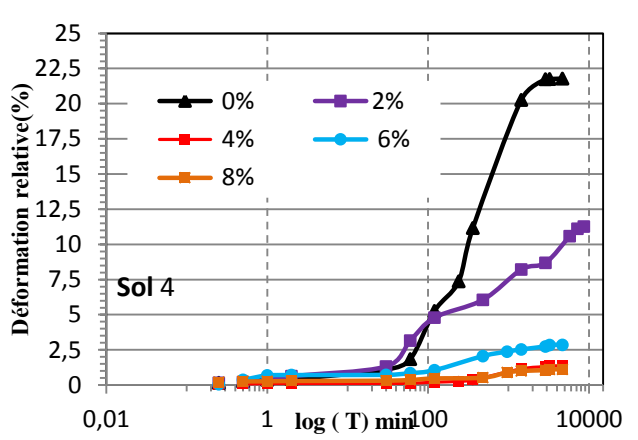
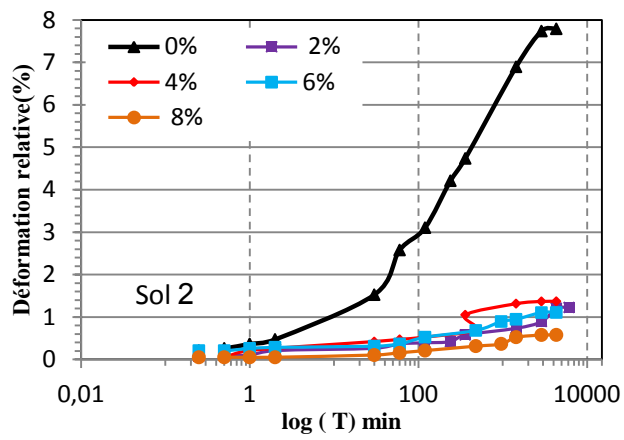
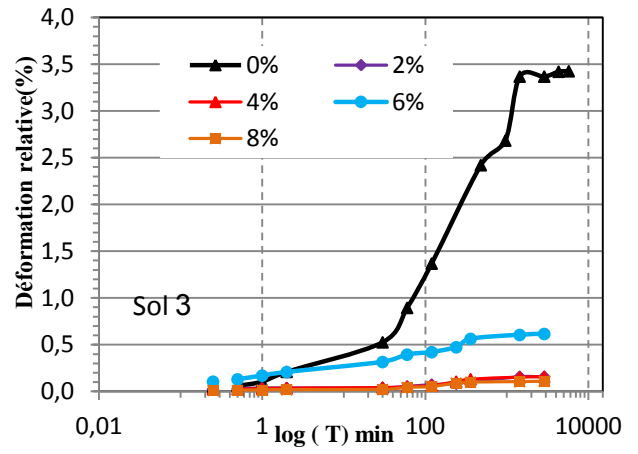
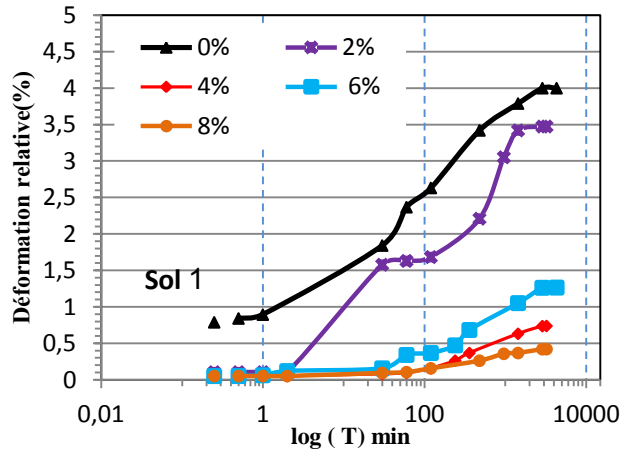
L'élimination immédiate du gonflement avec l'augmentation du pourcentage de lait de chaux (6%, 8%) est expliquée par la saturation rapide et complète des sols, avec l'excès de lait de chaux. La poursuite de la réduction du gonflement avec le temps s'explique par le développement des liants de cimentation, issu de la réaction pouzzolanique. Cependant, l'amélioration limitée du gonflement obtenue avec l'addition de 2% et 4% de lait chaux s'explique par des quantités de lait de chaux insuffisantes et ne permettant pas la saturation parfaite par le calcium.

Le tableau (5.3) au-dessous présente les différents pourcentages de réduction pour les différents pourcentages de lait de chaux.



**Figure 5.9.** Variation du potentiel de du gonflement et le temps de demi gonflement en présence du lait de chaux.

Les courbes de figures (annexe B) illustrent très bien les paramètres de la cinétique de gonflement tels que le taux de gonflement final, le temps de demi-gonflement et la linéarité du modèle. Un faible pourcentage de lait de chaux a pour effet de diminuer le gonflement final, par exemple pour le sol 2, un pourcentage de 4%, le gonflement final 1,35% soit une réduction de 79% par rapport à l'état naturel sans ajout. Ceci ressort clairement dans la figure (5. 10).



**Figure 5. 10.** Variation du gonflement en fonction du temps et le lait de chaux.

**Tableau 5.3.** Paramètres de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux.

Paramètres physiques	Sol 1					Sol 2					Sol 3					Sol 4				
	Pourcentage de Lait de chaux																			
	0(%)	2(%)	4(%)	6(%)	8(%)	0(%)	2(%)	4(%)	6(%)	8(%)	0(%)	2(%)	4(%)	6(%)	8(%)	0(%)	2(%)	4(%)	6(%)	8(%)
$\varepsilon_g(-)$	0,14	0,1	0,06	0,06	0,02	0,24	0,12	0,061	0,015	0,017	0,05	0,01	0,009	0,009	0,007	0,45	0,43	0,3	0,04	0,03
$G_p$	1,90	1,13	1,73	0,82	0,35	1,57	1,40	0,3	0,25	0,11	1,5	0,75	0,57	0,35	0,29	3,05	1,96	0,5	0,17	0,10
$G_s$	0,44	0,46	0,25	0,21	0,08	0,62	0,18	0,15	0,10	0,06	0,96	0,50	0,33	0,06	0,016	2,40	2,01	0,26	0,21	0,13
$P_g$ (KPa)	120	115	84	37	27	33	20	16	7,3	5,3	43	39	32,7	14	11	158	58	50	34	19
$\Delta P/P$ (%)		4%	30%	69%	78%		39%	52%	78%	84%		9%	38%	67%	74%		63%	68%	78%	88%
$G$ (%)	4	1,27	0,88	0,83	0,1	6,5	2,5	1,35	0,83	0,31	2,17	0,16	0,16	0,15	0,11	23,44	13,53	2,78	2	1,16
$\Delta G/G$ (%)		68%	78%	79%	98%		62%	79%	87%	95%		93%	93%	93%	95%		42%	88%	91%	95%

## 5.10. CONCLUSION

Les essais de stabilisation par lait de chaux réalisés sur les argiles de Tlemcen nous permettent de faire les conclusions suivantes :

L'ajout de lait de chaux modifie les caractéristiques physico-chimiques des argiles traitées, et réduit leur capacité d'adsorption. Le traitement réduit l'indice de plasticité, la valeur de bleu. La densité sèche maximale diminue en fonction de l'augmentation du lait de chaux jusqu'à 6% ; au-delà de ce pourcentage, la densité augmente.

La résistance de compression a été nettement améliorée à 28 jours avec l'ajout de lait de chaux et 6% est une teneur suffisante pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. L'augmentation de la résistance à la compression est due au changement des structures, et de la minéralogie à court terme, et à l'augmentation de la cohésion produite avec le temps (avec la progression de la réaction pouzzolanique).

L'alcalinité de lait de chaux augmente le PH du sol, ce qui libère les aluminates et les silicates. Ces derniers peuvent alors réagir avec le calcium apporté par le lait de chaux et l'eau présente dans le sol (réaction pouzzolanique) qui, en cristallisant, agissent comme un liant entre les grains.

La dispersion des résultats obtenus de la pression de gonflement montre que cette dernière n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau , mais dépend fortement du chemin de chargement.

L'amplitude de gonflement final et la pression de gonflement finale, diminuent en fonction du pourcentage, à partir de 6% ; la pression, et l'amplitude deviennent négligeables.

La diminution significative du gonflement est attribuée principalement à la réduction de la capacité d'absorption d'eau à l'issue de l'échange cationique, qui est d'autant plus accentué, que le pourcentage en lait de chaux est important (remplacement progressif des cations de sodium  $\text{Na}^+$  dans l'espace interfoliaire qui ont une forte énergie d'hydratation par les cations de calcium ( $\text{Ca}^{2+}$ ) apportés de lait de chaux qui ont une faible énergie d'hydratation).

Enfin, on peut indiquer que le traitement des sols au lait de chaux peut constituer une solution à envisager.

Pour mieux apprécier notre étude sur la stabilisation des sols gonflants une contribution à l'étude de la stabilisation chimique par les sels a été effectuée sur les argiles de Tlemcen. Le dernier chapitre présente une contribution dans ce sens.



## **Chapitre 06 Stabilisation chimique par les sels**

# Stabilisation chimique par les sels

## 6.0. INTRODUCTION

Les stabilisations purement chimiques sont employées surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et leur structure minéralogique.

Les sels sont des corps résultant, de l'action d'un acide sur une base. Dans le domaine du génie civil, ils sont généralement utilisés pour lutter contre le gonflement de la formation argileuse, ils agissent sur l'équilibre de la pression osmotique et assurent une stabilisation des sols gonflants.

La plupart des recherches ont mentionné l'influence de la nature de la solution d'hydratation sur le gonflement des matériaux argileux. Leurs résultats sont classiques: diminution de la pression de gonflement avec l'augmentation de la concentration en sel dans la solution. L'objectif recherché dans ce chapitre est d'analyser l'effet des sels à différentes concentrations (chlorure de Potassium, chlorure de magnésium) sur les paramètres physico chimiques et les paramètres de gonflement, la pression et le taux de gonflement des sols étudiés.

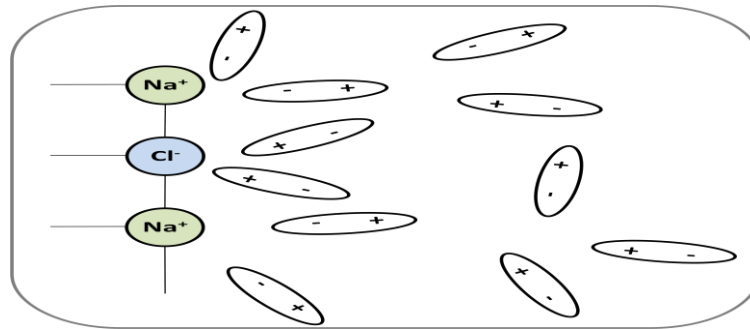
## 6.1. Hydrolyse des sels

Dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants, les sels sont utilisés sous forme de solution, l'eau distillée est le solvant de ces sels.

On dit qu'un sel est hydrolysé lorsqu'on est en présence d'une interaction entre les ions du sel et les ions de l'eau qui modifie le rapport entre les ions ( $H^+$ ) ou ( $OH^-$ ) de la solution PETROV et al, 1981, cité par ALLAM, 2011.

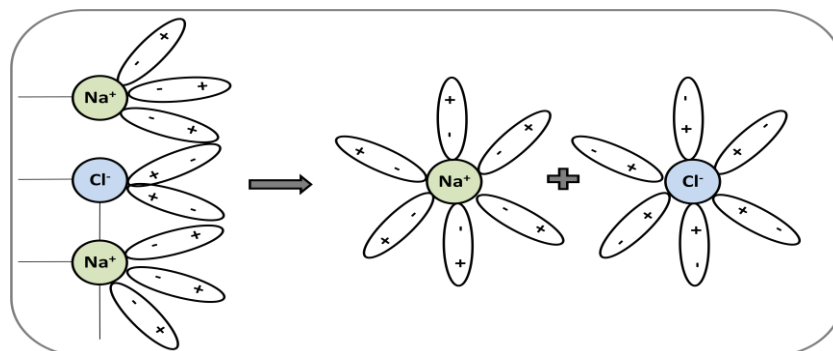
Pour considérer le mécanisme de la dissection, référons-nous à un exemple concret. Soit un cristal ionique (chlorure de sodium) introduit dans l'eau. Chaque ion de la surface du cristal forme autour de lui un champ électrostatique : de signe positif autour de ( $Na^+$ ) et signe négatif autour de ( $Cl^-$ ). L'effet de ces champs s'étend à une certaine distance du cristal. En solution, le cristal est entouré de molécules polaires d'eau agitées d'un mouvement désordonné. A proximité des ions électriquement chargés, la nature de ce mouvement moléculaire change (figure 6.1), les dipôles

s'orientent de façon que leur extrémité positive se trouve dirigée vers l'ion chlore de charge négative, tandis que leur extrémité négative fait face à l'ion sodium de charge positive.



**Figure 6.13.** Orientation des molécules d'eau dans le champ électrostatique des ions de chlorure de sodium selon PETROV, 1981, cité par ALLAM, 2011.

Ce phénomène qui a lieu en champ électrostatique est dit orientation des molécules polaires. Les ions et les dipôles d'eau sont soumis aux forces Coulombiennes d'attraction. Cette interaction ion-dipôle dégage une énergie, qui favorise la rupture des liaisons ioniques du cristal : les ions se détachent et passent en solution (figure 6.2).



**Figure 6.2.** Détachement des ions sodium et chlorure du cristal de chlorure de sodium et leur hydratation selon PETROV, 1981, cité par ALLAM, 2011.

Dès la rupture des liaisons ioniques, les ions détachés se trouvent recouverts d'une couche de molécules polaires d'eau : c'est le phénomène d'hydratation des ions

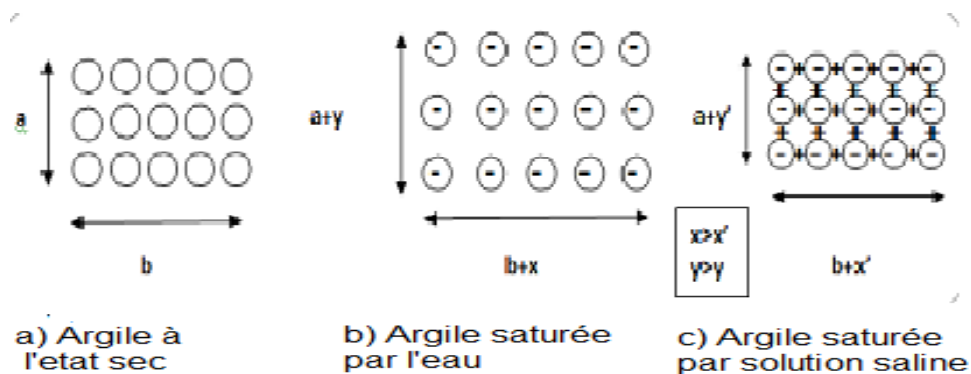
## 6.2. Mécanisme de la stabilisation par les sels

L'effet du sel sur le gonflement des argiles doit passer impérativement par l'éclaircissement de certaines définitions pouvant élucider ce phénomène :

- Si on répartit régulièrement une substance au sein d'une autre, sous forme de très petites particules, on obtient ce qu'on appelle un système dispersé. L'ensemble de particules fines s'appelle (phase dispersé);
- Si les dimensions des particules de la phase dispersée sont comprises entre  $1\mu\text{m}$  et  $100\mu\text{m}$ , les systèmes dispersés correspondants s'appellent solutions colloïdales. On peut considérer comme une solution colloïdale l'eau contenant les particules d'argile.

Si on ajoute à une solution colloïdale une petite quantité d'un électrolyte (solution saline) quelconque, les particules colloïdales s'agrègent les unes aux autres. Ce processus s'appelle coagulation ou floculation. à partir de ce processus nous pouvons expliquer le mécanisme de la stabilisation des argiles par les sels.

Rappelons qu'il existe deux types de gonflement : interfoliaire et inter particulaire. Ces deux types de gonflement engendrent, ensembles, le gonflement final. Le gonflement inter foliaire est plus important que le gonflement inter particulaire. Quand les molécules d'eau pénètrent entre les feuillets d'argile, les particules de cette argile acquièrent une charge négative et par la force de Coulomb les particules s'éloignent les unes des autres, ce qui provoque donc le gonflement final (figure 6.3).



**Figure 6.3.** Mécanisme de la stabilisation de gonflement selon PETROV, 1981, cité par ALLAM, 2011.

Si on sature l'échantillon de l'argile par une solution saline, cette dernière par l'hydratation engendre des ions chargés positivement et négativement. Les ions positifs, s'accrochent dans les particules argileuses chargées négativement, et par conséquent, on obtient une compensation de la charge (charge nulle). Cela explique le phénomène de la stabilisation chimique.

### 6.3. Stabilisation des sols étudiés par les sels

Un programme expérimental a été lancé afin de rendre compte de l'effet des sollicitations chimiques et mécaniques sur les paramètres physicochimiques et le gonflement.

Les solutions salines ont été préparées par dissolution des sels dans l'eau déminéralisée. La liste des sels à différentes concentrations sont :

- Chlorure de Potassium KCl
- Chlorure de Magnésium MgCl<sub>2</sub>

Les concentrations des solutions salines sont de 0,05 mole/litre (M) ; 0,1 M ; 0.2M. Ces sels ont été choisis du fait qu'ils sont fréquents dans la composition de l'eau interstitielle des formations argileuses.

#### 6.3.1. Influence des sels sur les paramètres physico-chimiques

L'analyse microscopique a illustré un premier mécanisme physico-chimique d'interaction eau-minéral argileux, qui est celui des molécules d'hydratation des cations échangeables, attirés électriquement par le déficit de charge des feuillets argileux (lui-même dû, entre autres, à certaines substitutions isomorphes). Ce mécanisme met en évidence l'importance des sels dissous dans l'eau interstitielle GEOMA, et al, 2003, cité par ALLAM ,2011.

Selon ALLAM, 2011 l'augmentation des concentrations des sels monovalents (KCl, MgCl<sub>2</sub>), induit une diminution importante de la limite de liquidité

ALLAM, 2011, donne un modèle semi empirique qui facilite le calcul de la limite de liquidité.

$$w_l = 57,5 + 241 e^{\left(\frac{-C}{0,148}\right)} + 69,3 e^{\left(\frac{-C}{2,85}\right)} \quad (6.4)$$

$W_l$  = la limite de liquidité (%), C = concentration monovalent cations.

Et la corrélation de la limite de liquidité avec la concentration saline en utilisant la formule de TERZAGHI et PECK 1967, cité par ALLAM, 2011 est la suivante:

$$CC = 0,009(w_l - 10) \quad (6.5)$$

##### 6.3.1.1. Résultat de l'effet des sels sur les paramètres physico-chimiques

Nous avons effectué une étude sur l'effet des sels sur les paramètres physico-chimiques pour les sols en question.

Le tableau 6.1. représente la variation de paramètres physico-chimiques en fonction des concentrations salines (0,05, 0,1, 0,2 mol/l) pour différents types de sels (KCl, MgCl<sub>2</sub>).

**Tableau 6.3.** Caractéristiques d'identification des matériaux étudiés en présence des solutions salines

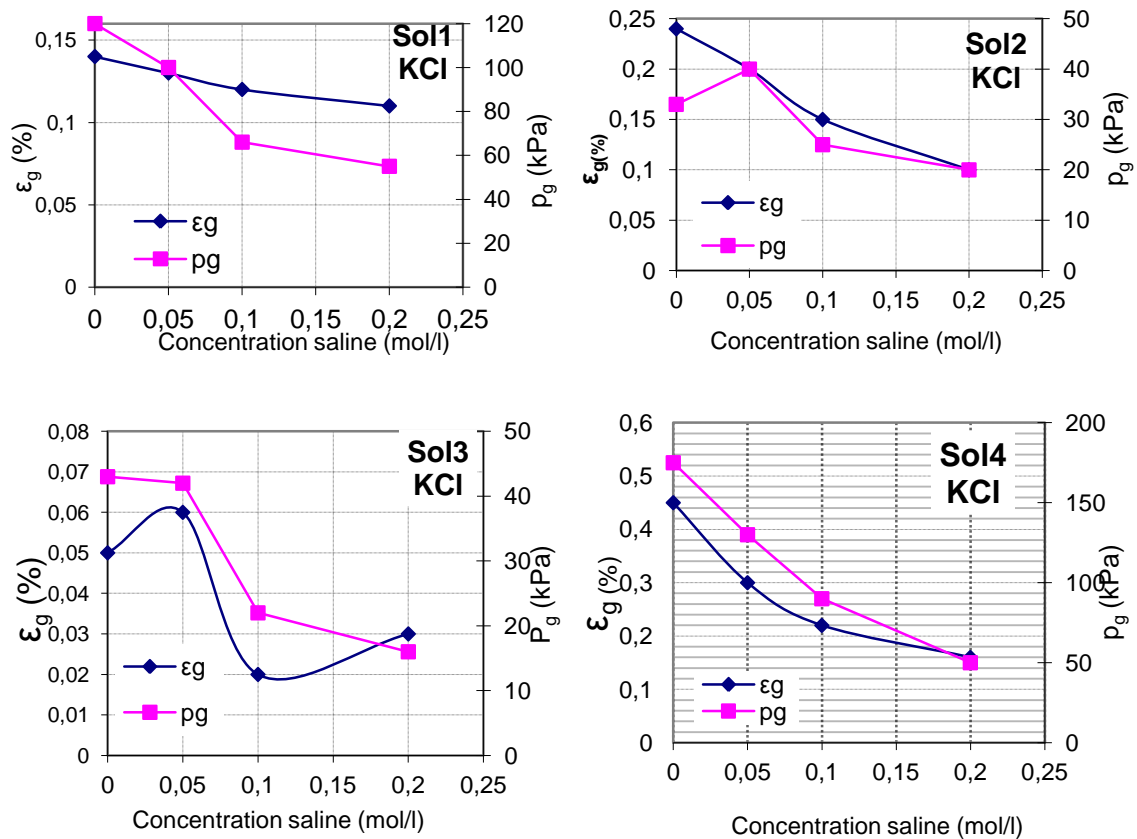
Matériaux	Les paramètres	KCl (mol/l)				MgCl <sub>2</sub> (mol/l)		
		0	0,05	0,1	0,2	0,05	0,1	0,2
Sol 1	W <sub>l</sub>	66,3	65,5	65	64,3	65,8	64,85	64,21
	W <sub>p</sub>	30	30,02	31,35	31,5	32,25	33,42	33,86
	I <sub>p</sub>	36,2	35,48	33,65	32,8	33,55	31,43	30,38
	W <sub>R</sub>	2,3	3,05	4,22	4,5	4,05	5,2	5,8
	I <sub>R</sub>	64	62,45	60,78	59,8	61,75	59,65	58,41
	VBS	6,15	6,2	6,1	6	5,7	5,4	4,2
Sol 2	W <sub>l</sub>	67	66	66,3	65,5	67,2	65,25	63,45
	W <sub>p</sub>	29,58	30,1	30,28	31,2	31,15	33,21	32,5
	I <sub>p</sub>	37,42	35,9	36,02	34,3	35,7	33,03	30,95
	W <sub>R</sub>	4,2	4,4	4,8	5,2	5,3	6,2	7,5
	I <sub>R</sub>	62,8	61,6	61,5	60,3	61,9	59,02	55,95
	VBS	8,4	8	8,2	8,04	8	7,5	7,8
Sol 3	W <sub>l</sub>	68,45	67,8	61,2	59,5	65,4	57,25	52,55
	W <sub>p</sub>	26,41	27,66	26,06	27,8	28,3	28,70	29,53
	I <sub>p</sub>	42,02	40,14	35,14	31,7	37,1	28,55	23,02
	W <sub>R</sub>	7,01	7,6	8,85	8,6	8,2	9,3	10,2
	I <sub>R</sub>	59,55	60,2	52,35	50,9	57,2	47,95	42,35
	VBS	9,6	9	6,7	7,2	8,5	7,57	5,45
Sol 4	W <sub>l</sub>	136	135	130,44	132,25	130	127,5	120
	W <sub>p</sub>	48,06	47,58	51,4	52,45	51,2	52,37	54,56
	I <sub>p</sub>	87,94	87,42	79,04	79,8	78,8	75,13	71,44
	W <sub>R</sub>	11	10,47	11,8	12,4	11,2	12,5	13,5
	I <sub>R</sub>	125	124,53	118,64	119,85	118,8	11,5	112,5
	VBS	43,22	43	41,5	42	41,5	35,8	27,4
	I <sub>R</sub>	125	124,53	118,64	119,85	118,8	11,5	112,5
	VBS	43,22	43	41,5	42	41,5	35,8	27,4

Les résultats obtenus montrent que : l'influence des sels sur les paramètres physico chimiques dépend de la nature des sels utilisés, et leurs concentrations. Une concentration de 0,2 mol /l des solutions salines ont pour effet de diminuer la limite de liquidité et l'indice de plasticité : à titre d'exemple pour le sol 3 on est passé d'une limite de liquidité de 136% à une limite de liquidité de 120% en utilisant 0,2 mol /l de MgCl<sub>2</sub>.

Comparé au KCl, le chlorure de magnésium a pour effet de diminuer plus la limite de liquidité, l'indice de plasticité et la valeur du bleu. Les sels peuvent augmenter les limites de retrait et ceci, bien entendu, réduit le taux de gonflement.

### 6.3.2. Influence des sels sur la pression et l'amplitude de gonflement

Pour étudier l'effet des sels sur le gonflement des sols étudiés, les échantillons ont été saturés dans une cellule œdométrique par des solutions salines à différentes concentrations. Ensuite, le gonflement a été mesuré en fonction du temps jusqu'à stabilisation. Le gonflement final est comparé au gonflement final de l'argile saturée à l'eau. La réduction du gonflement final exprimée en pourcents est la différence entre les gonflements à l'eau et avec les solutions salines, rapportée au gonflement final en présence d'eau (tableau 6.2).



**Figure 6.4.** Action de chlorure de potassium sur les sols étudiés.

Les courbes (6.4 et 6.5) ont été établies à partir des essais de gonflement selon la norme ASTM la méthode A, 1985, illustrent très bien la diminution de la pression et l'amplitude de gonflement en fonction de la variation des concentrations salines, en effet la diminution varie d'un sol à un autre. Mais nous pouvons conclure qu'une concentration de 0.2 (mol /l) de  $MgCl_2$  donne un résultat significatif par apport au KCl.

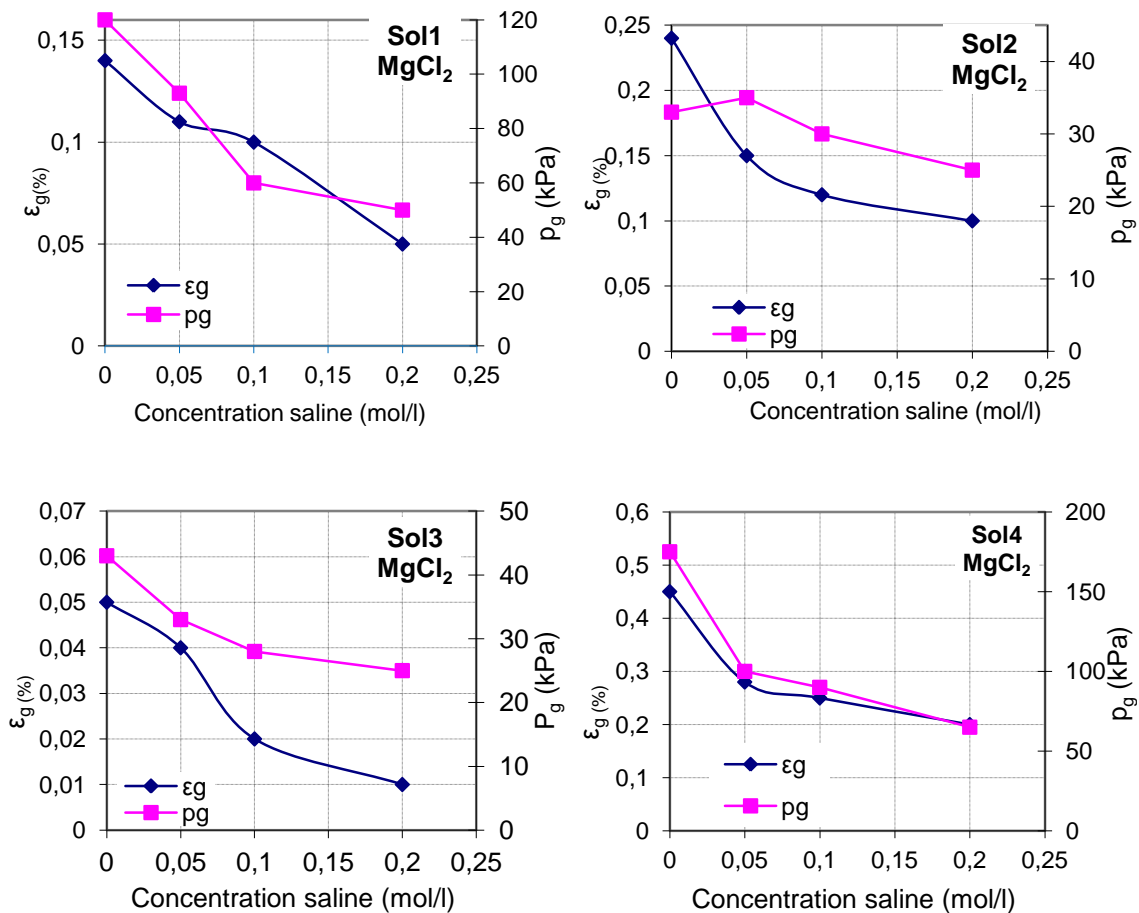


Figure 6.5. Action de chlorure de magnésium sur les sols étudiés.

### 6.3.3. Influence de la valence des cations

La valence est probablement le facteur déterminant, dans la capacité d'échange ou de remplacement des cations plus élevés qui peuvent remplacer facilement les cations de valeurs plus faibles. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale ; plus l'ion est gros, plus sa capacité de remplacement est grande.

Le potassium remplit pose toutefois un problème supplémentaire. En effet, même s'il est monovalent, le potassium remplit très bien le trou hexagonal dans le feuillet de silice ; par conséquent, il sera solidement maintenu en place à la surface de l'argile et aura une plus grande capacité de remplacement que le sodium (aussi monovalent), par exemple. On peut dresser une liste des cations par ordre approximatif de capacité de remplacement, mais l'ordre réel dépend, entre autres choses, du type d'argile, de la nature des ions à remplacer et de la concentration des divers ions dans l'eau. Par ordre de capacité de remplacement croissante, les ions se classent comme suit : d'après HOLTZ et COVACS, 1996 cité par WAKIM, 2005.

$Li^+$ ,  $Na^+$ ,  $NH_4^+$ ,  $K^+$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Al^{3+}$ .



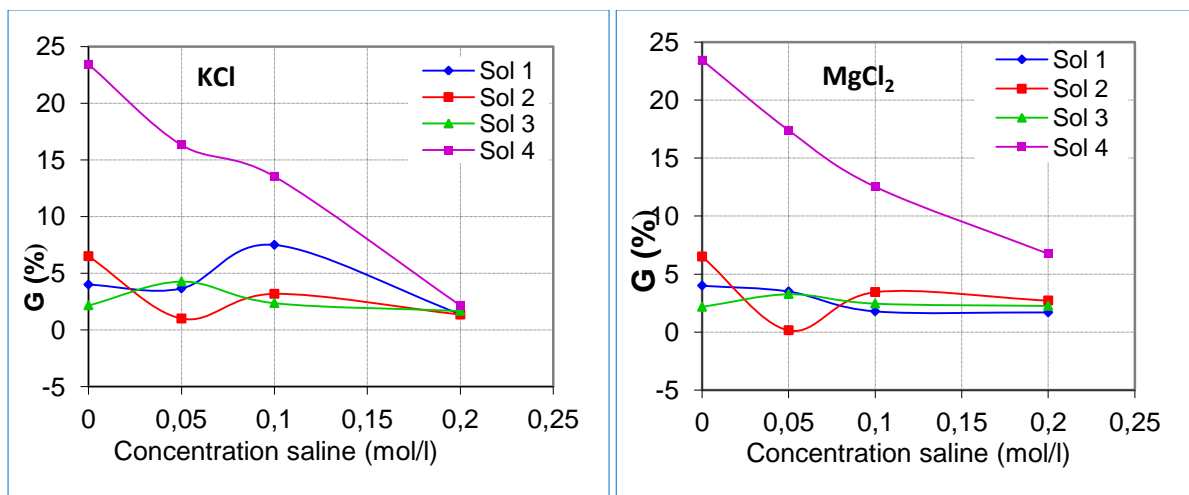
Selon la théorie de GOUY-CHAPMAN, lorsque la valence des cations augmente, le gonflement diminue. Bien que cette théorie suppose que les ions monovalents se manifestent par le gonflement le plus élevé

Par ailleurs, les smectites homoioniques contenant des cations divalents dans leur interfeuillelet présentent un potentiel zêta plus faible en valeur absolue que les échantillons contenant des cations monovalents. Ainsi, des potentiels très faibles en valeur absolue ont été relevés pour des argiles calciques, suggérant une adsorption considérable dans la couche de STERN. De plus, un échange cationique avec un cation de valence plus élevée diminue encore la valeur absolue du potentiel zêta; et peut aller jusqu'à inverser la charge. (TERRISSE, 2000).

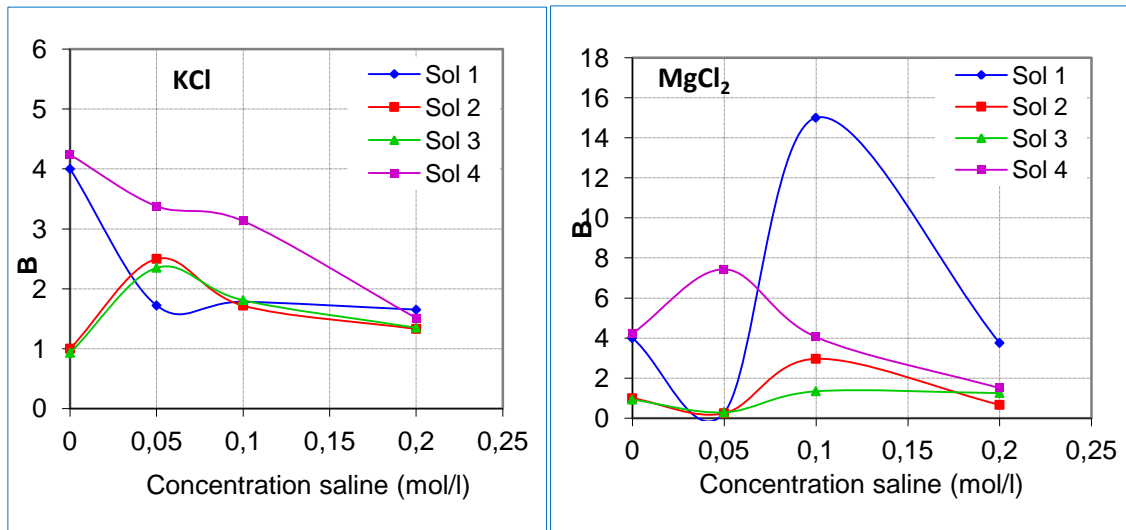
#### 6.3.4. Evolution du gonflement avec des solutions salines

De la même manière que dans le cas de lait de chaux, nous avons suivi la même procédure pour pouvoir faire les comparaisons nécessaires

Les figures (7.6, 7.7) représentent clairement les deux paramètres (G et B) de



**Figure 6.6.** Action de KCl et MgCl<sub>2</sub> sur le potentiel de gonflement.

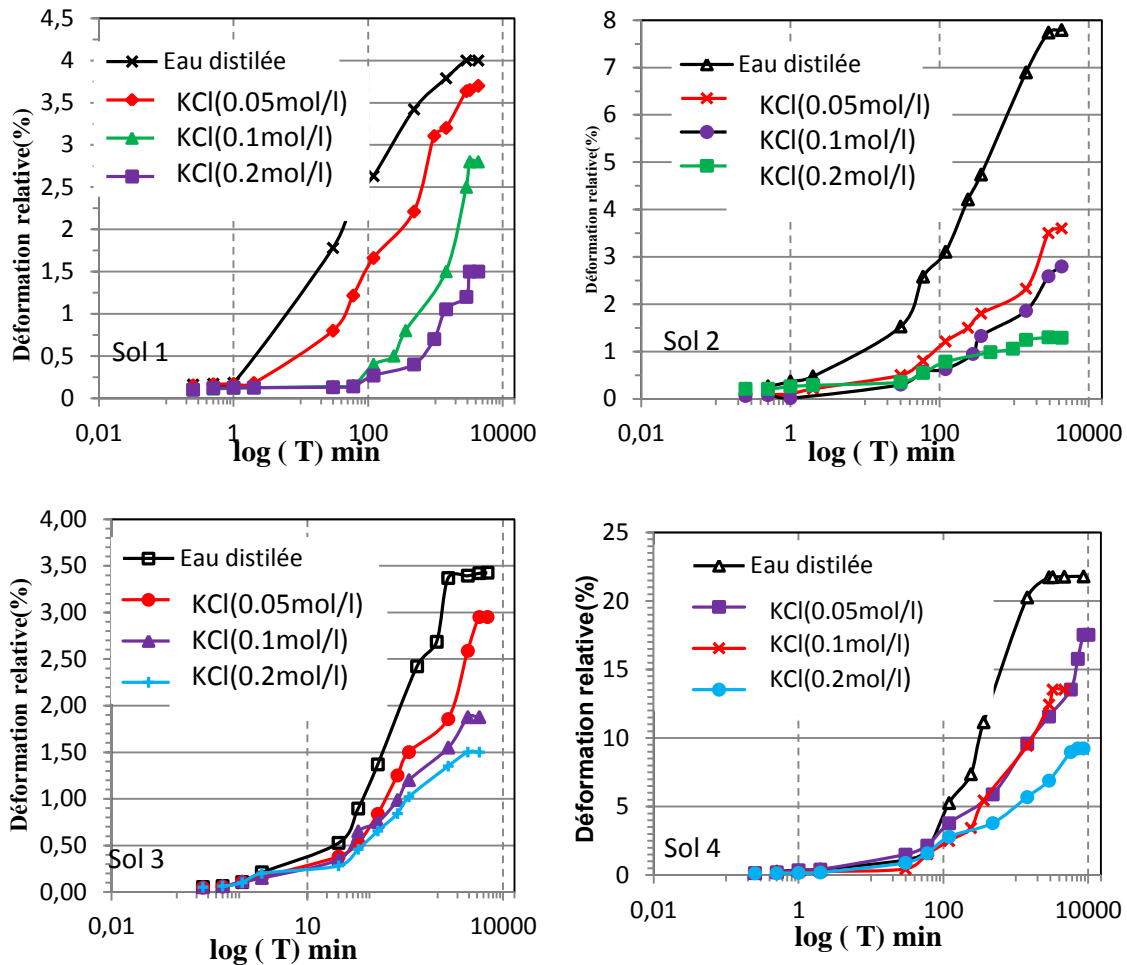


**Figure 6.7.** Action de KCl et MgCl<sub>2</sub> sur le temps de demi gonflement

En remplaçant de l'eau déminéralisée par une solution plus concentrée, on observe un retrait de l'échantillon du fait de la différence de concentration, entre la solution externe et l'eau des pores. Cependant, une concentration de 0,2 mole/l quelle-que soit la solution saline conduit à des réductions importantes du gonflement, et donne un temps de stabilisation court, (figures 6.6, 6.7). Cependant, on note aussi, de façon plus surprenante qu'avec quatre types d'argiles que nous avons utilisées, le chlorure de magnésium conduit à des réductions importantes du gonflement.

Pour les sols 3 et sol 1 une concentration de (0,1 mol /l) augmente le taux de gonflement, par contre avec une concentration saline de (0,2 mol /l) on a une réduction de gonflement de 23% et 65%.

Les figures 6.8, 6.9 représentent les courbes de gonflement des argiles tudiées en présence des sels qui ont donné le plus grand pourcentage de réduction.

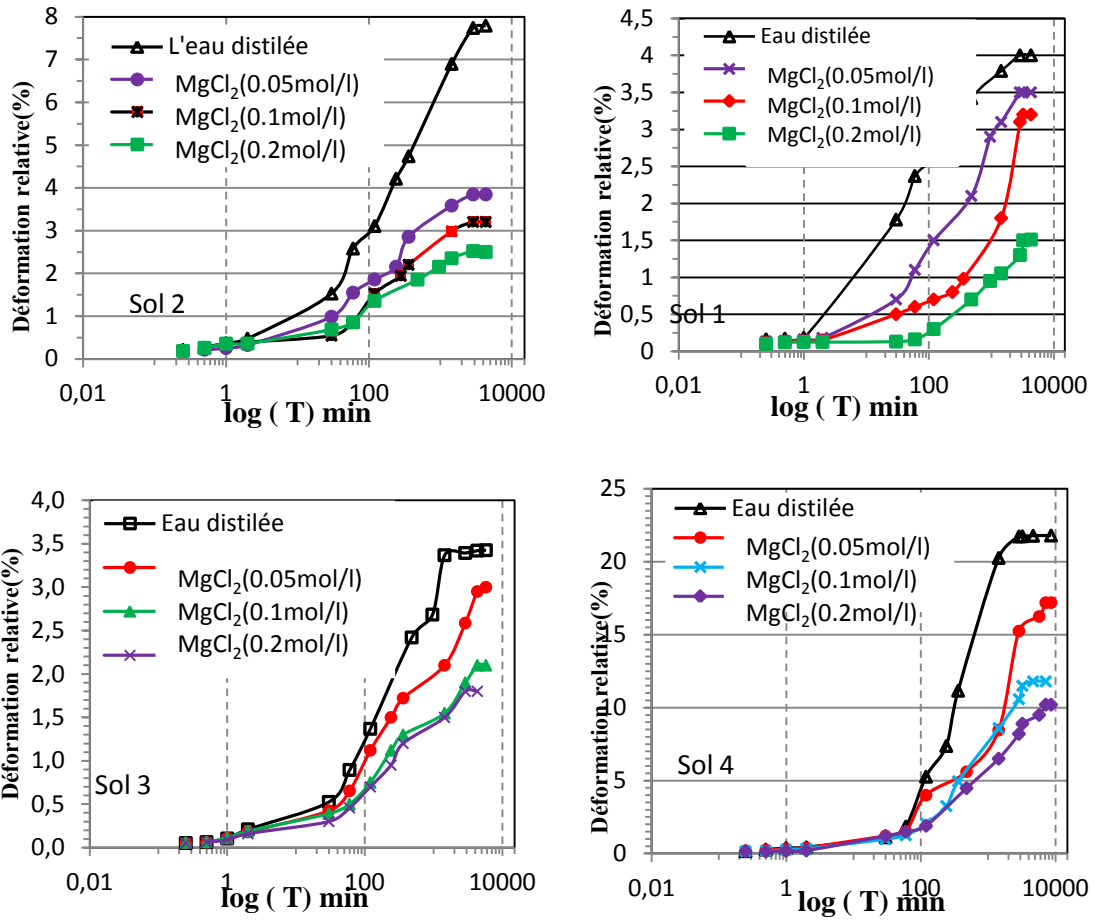


**Figure 6.8.** Variation de gonflement en fonction de KCl.

Il est difficile de tirer une conclusion globale de l'action des différents sels utilisés, car en effet, la différence varie d'une argile à une autre.

On peut constater que le chlorure de potassium réduit le gonflement des sols étudiés grâce à la fixation des cations entre les feuillets, le gonflement diminue et sa vitesse est rapide même à faibles concentrations.

Ces résultats sont en accord avec ceux donnés par la littérature selon l'effet de la valence et probablement le facteur déterminant dans la capacité d'échange ou de remplacement des cations plus élevé qui peuvent remplacer facilement les cations de valeurs plus faibles. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale ; plus l'ion est gros, plus sa capacité de remplacement est grande par contre ces résultats ne sont pas en accord avec ceux donnés par la littérature et à ceux que nous avons vu dans la théorie.



**Figure 6.9.** Variation de gonflement en fonction de MgCl<sub>2</sub>

Les tableaux (6.2) et (6.3) présentent les différents pourcentages de réduction pour les différentes concentrations. On constate qu'avec une concentration de chlorure de magnésium ceci a pour effet de diminuer le gonflement final, par exemple pour le sol 4, une concentration de 0,2 mol/l nous a donné un gonflement final de 1,58 et une réduction de pression de 63%, et de taux de gonflement de 71%.

**Tableau 6.4.** Paramètres de la cinétique du gonflement en présence du chlorure de potassium.

Paramètres physiques	Sol 1				Sol 2				Sol 3				Sol 4			
	Concentration saline KCl (mol /l)															
	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2
$\varepsilon_g (-)$	0,14	0,13	0,12	0,1	0,24	0,2	0,15	0,1	0,05	0,06	0,02	0,03	0,45	0,3	0,22	0,16
$G_p$	1.90	1,75	2,1	1,5	1.57	1,39	1,42	1,1	1.5	1,8	1,3	0,7	3.05	2,8	1,7	0,9
$G_s$	0.44	0,38	0,5	0,2	0,62	0,7	0,58	0,45	0.96	0,15	0,1	0,4	2.40	1,8	1,4	1
$P_g$ (KPa)	120	100	66	55	33	40	25	20	43	42	22	16	175	130	90	50
$\Delta P/P$ (%)		17%	45%	54%		-21%	24%	39%		2%	49%	63%		26%	49%	71%
$G$ (%)	4	3,66	7,5	1,39	6,5	1	3,18	1,35	2,17	4,27	2,37	1,68	23,44	16,32	13,54	2,16
$\Delta G/G$ (%)		9%	-88%	65%		85%	51%	79%		-97%	-9%	23%		30%	42%	91%

**Tableau 6.5.** Paramètres de la cinétique du gonflement en présence du chlorure de magnésium.

Paramètres physiques	Sol 1				Sol 2				Sol 3				Sol 4			
	Concentration saline MgCl <sub>2</sub> (mol /l)															
	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2	0	C=0,05	C=0,1	C=0,2
$\varepsilon_g (-)$	0,14	0,11	0,1	0,05	0,24	0,15	0,12	0,1	0,05	0,04	0,02	0,01	0,45	0,28	0,25	0,2
G <sub>p</sub>	1.90	1,6	1,5	0,8	1,57	1,4	1,45	1	1.5	2	1,7	1,2	3.05	2,6	1,45	0,68
G <sub>s</sub>	0.44	0,4	0,3	0,1	0.62	0,4	0,58	0,3	0.96	0,3	0,5	0,6	2.40	1,7	1,2	0,9
Pg (KPa)	120	93	60	50	33	35	30	25	43	33	28	25	175	100	90	65
$\Delta P/P$ (%)		23%	50%	58%		-6%	9%	24%		23%	35%	42%		43%	49%	63%
G (%)	4	3,5	1,78	1,69	6,5	0,15	3,44	2,71	2,17	3,37	2,45	2,25	23,44	17,39	12,35	6,76
$\Delta G/G$ (%)		13%	56%	58%		98%	47%	58%		-55%	-13%	-4%		26%	47%	71%

## 6.4. CONCLUSION

L'action des diverses solutions salines sur les paramètres physico-chimiques et les paramètres de gonflement nous a conduit à retenir les conclusions suivantes:

- L'influence des sels sur les paramètres physico -chimique, dépend de la nature des sels utilisés et leurs concentrations.
- L'Influence des solutions salines et leurs concentrations, leurs valences et tailles sur l'amplitude de gonflement à un effet très prononcé. Mais l'effet de la valence est probablement le facteur déterminant dans la capacité d'échange, ou de remplacement des cations plus élevés qui peuvent remplacer facilement les cations de valeurs plus faibles. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale ; plus l'ion est gros, plus sa capacité de remplacement est grande.
- Le chlorure de Magnésium est plus efficace à fortes concentrations.
- Le chlorure de potassium réduit le gonflement des sols étudiés grâce à la fixation des cations entre les feuillets, le gonflement diminue et sa vitesse est rapide même à faibles concentrations.
- Une diminution de la pression de gonflement en fonction de la variation des concentrations salines.

Lors de cette étude, nous avons essayé de trouver une solution afin d'éviter que le gonflement ne se produise sous des ouvrages, en procédant par une stabilisation des sols, avant les travaux de fondations. Cette stabilisation peut se faire en injectant des solutions salines, qui ont montré leur efficacité dans la réduction du gonflement.

L'application de cette technique doit être envisagée notamment dans le cas où les essais au laboratoire ne mettent pas en évidence de façon claire , l'obtention d'un équilibre. Il n'est pas impossible alors que le gonflement des matériaux traités puisse rejoindre celui des matériaux non traités (risque de lixiviation des sels). Pour cela, il faudrait mener une étude spécifique détaillée 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.

## Conclusion générale

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la stabilisation de quatre argiles gonflantes de la région de Tlemcen. L'intérêt a été particulièrement porté pour répondre aux points suivants :

- Mesurer les amplitudes et les pressions du gonflement d'un sol.
- rechercher des types de traitement qui pourraient permettre la valorisation des sols.
- La valorisation des matériaux locaux.

Pour reconnaître et identifier un sol argileux plusieurs études doivent être entreprises, une étude géotechnique et chimique pour déterminer les paramètres physiques suivies de mesures directes de paramètres mécaniques (amplitude de gonflement et pression de gonflement) basée sur des méthodes œdométriques.

Nous avons pu déterminer, grâce à une régression linéaire, les deux paramètres caractérisant la cinétique du gonflement. Cette approche est intéressante, dans le sens où elle nous permet de définir l'amplitude de gonflement final et le temps de demi gonflement. Une étude de l'évolution du gonflement en fonction du temps a été menée et analogiquement aux paramètres de consolidation, on propose un coefficient de gonflement primaire, ( $G_p$ ) et un coefficient de gonflement secondaire ( $G_s$ ).

Les modèles de prévision, permettent d'obtenir des valeurs approchées de la pression, ou de l'amplitude de gonflement. Seulement, et comme il a été précisé dans ce travail, les modèles de la littérature ne sont pas utilisables pour n'importe quelle famille d'argile puisque même ajustés aux argiles de la région de Tlemcen, ces modèles fournissent des valeurs, dont les écarts par rapport aux valeurs mesurées sont importants. La solution serait de rechercher des modèles propres à chaque famille d'argile, ceci bien sûr, en disposant d'information nécessaire et suffisante.



La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour avoir des solutions qui minimisent le phénomène de gonflement.

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.

Une étude a été effectuée elle porte sur l'effet du lait de chaux et les différents sels à différentes concentrations sur les paramètres mécaniques, afin d'en déduire une méthode pratique de stabilisation du gonflement et de sa pression.

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

- L'ajout de lait de chaux modifie les caractéristiques physico-chimiques des argiles traitées et réduit leur capacité d'adsorption. Le traitement réduit l'indice de plasticité, la valeur de bleu. La densité sèche maximale diminue en fonction de l'augmentation du lait de chaux jusqu'à 6% ; au-delà de ce pourcentage, la densité augmente.
- La résistance à la compression a été nettement améliorée à 28 jours avec l'ajout du lait de chaux et 6% est une teneur suffisante pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols.
- La dispersion des résultats obtenus de la pression de gonflement ( $P_g$ ) montre que cette dernière n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend fortement du chemin de chargement.
- Un faible pourcentage de lait de chaux a pour effet de diminuer le gonflement final.
- L'amplitude de gonflement final et la pression de gonflement final diminuent en fonction du pourcentage ; à partir de 6% la pression et l'amplitude deviennent négligeables.

L'action des diverses solutions salines sur le gonflement nous a conduit à retenir les conclusions suivantes:

- L'influence des sels sur les paramètres physico chimiques dépend de la nature des sels utilisés, et leurs concentrations.
- L'influence des solutions salines et leurs concentrations, leur valences et tailles sur l'amplitude de gonflement ont un effet très prononcé. Mais l'effet de la valence est probablement le facteur déterminant dans la capacité d'échange, ou de remplacement, des cations plus élevées qui peuvent

remplacer facilement les cations de valeurs plus faibles. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale : plus l'ion est gros, plus sa capacité de remplacement est grande.

- Le chlorure de potassium réduit le gonflement des sols étudiés grâce à la fixation de ces cations entre les feuillets. Le gonflement diminue et sa vitesse est rapide même à faibles concentrations.

L'application de la technique de stabilisation des sols gonflants par les sels à des ouvrages réels doit être envisagée notamment dans le cas où les essais au laboratoire ne mettent pas en évidence de façon claire l'obtention d'un équilibre. Il n'est pas impossible alors, que le gonflement des matériaux traités puisse rejoindre celui des matériaux non traités.

Il ressort néanmoins des essais réalisés, qu'il est indispensable d'effectuer une étude spécifique détaillée si possible dans les conditions du site avant chaque cas de traitement envisagé, afin de définir la nature et la concentration des solutions salines à utiliser sur un site.

Par ailleurs, la possibilité de lixiviation des sels à long termes par les eaux de pluie, ne peut être écartée. Pour cela, il est conseillé d'étudier le phénomène d'irréversibilité, en analysant les échantillons stabilisés et mis au contact de l'eau au microscope à balayage électronique; l'utilisation de surfactants permet également un traitement efficace des sols argileux.

## Références bibliographiques

- 1) **ABOU-BEKR.N, AISSA MAMOUNE. S.M, (2004):** «Stabilization of swelling soils using salts», Conférence Internationale de Géotechnique. Beyrouth, Lebanon.
- 2) **NFP94-041:** «Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide». 1994.
- 3) **NFP 94- 050:** «Détermination de la teneur en l'eau pondérale des matériaux- Méthode par étuvage» ,1994.
- 4) **NFP 94- 051:** « Détermination des limites d'atterbeg la limite à la coupelle – limite de plasticité au rouleau» ,1994.
- 5) **NFP 94- 057:** «Analyse granulométrique des sols par sedimentométrie » ,1994.
- 6) **NFP 94- 060-1:** «Détermination conventionnelle de la limite retrait sur le passant à 400µ m d'un matériau» ,1994.
- 7) **NFP 94- 068:**«Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à tache » ,1994.
- 8) **NFP 94- 068:** «Essai oedométrique–partie 1: Essai de compressibilité à sur matériau fins saturés avec chargement par paliers» ,1994.
- 9) **AFES.M, (2000):** « Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie) », Bull. Eng. Geol .Env, 59 : pp (75–83) Springer-verlag.
- 10) **ASTM D 4546 -03, (1985):** « Standard test methods for (one-dimentinal swell or settement potentiel of cohésive sols.
- 11) **ARMINES-C, (2006):** « Aléa et risque sécheresse et sécheresse géotechnique et bâti», Projet de recherche réalisé par Mines ParisTech -Centre de Géosciences, France.
- 12) **AISSA MAMOUNE.S.M, (2002):** «Contribution a la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs» ; Mémoire de magister Université Abou bakr Belkaid, Tlemcen, Algerie.
- 13) **AISSIOU. F.Z, NECHNECH .A, (2009):**« Amélioration de caractéristiques mécaniques d'un sol argileux par incorporation de chaux», 1st International

Conférence on instable built environment infrastructures in developing countries  
ENSET Oran, Algérie.

**14) ALONSO.E.et ROMERO.E, (2005):** «Expansive bentonite–sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting»; Engineering Geology 81, pp (213 – 226).

**15) ALLAM.O, (2011) :** «Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marne», mémoire de magister université de TLEMCCEN, Algérie.

**16) AMETA.N, (2007) :** « Economics of Stabilizing Bentonite Soil with Lime-Gypsum», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, volume 133 number 12, pp (1483-1640).

**17) AMER ALI AL-RAWAS, (2006):** «Expansive soils», Recent advances in characterization and treatment, pp (319-370).

**18) 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, Algérie.

**19) BABOURI.R, (2008) :** stabilisation des sols argileux par la chaux cas des de koilinite de GHELMA » mémoire de magister université de MSILA, Algérie.

**20) BENGRAA .H, (2004) :**« Contribution a l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable », Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie.

**21)BEKKOUCHE.A, DJEDID.A et AISSA MAMOUNE.S.M, (2000):** «An experimental investigation on the assessment of the swelling parameters », International congress in Civil Engineering, Eastern Mediterranean University Gazimagusa, North Cyprus, volume 2, pp(627-633).

**22) BEKKOUCHE.A, DJEDID.A et AISSA MAMOUNE .S.M, (2001) :** « Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie) », Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées,Réf 4375 – PP ( 67-75) .

**23) BEKKOUCHE.A, AISSA MAMOUNE.S.M, (2007) :**« Estimation des paramètres de gonflement des argiles gonflants», conférence africaine des jeunes géotechnicien, hammamet,Tunisie, ISBN 978-9973-61-670-8

**24) BELL.F.G, (1988):**«Stabilization and Treatment of Clay Soils with Lime»,Part 1. Basic Principles, Ground Engineering,Vol 21 n1, pp (10-15).

- 25) CABANE.N, (2004) :** «Sols traites à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution a l'identification et a l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation», thèse de doctorat, école nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France.
- 26) CHEN.F.H, (1987):**«Swelling and shrinking behaviours of expansive clays », 6th International Conference on Expansive soils. New Delhi, pp (127-129).
- 27) DERRICHE .Z, KAOUA .F, (1994) :**« Sols gonflants: Méthodologie pour la conception des ouvrages », Revue Technique de l'ENTP Algérie Équipement revue n:12, pp (24-31).
- 28) GTR, (1992),** Guide technique : « Réalisation des remblais et des couches de forme », LCPC-SETRA Paris-Bagneux.
- 29) HACHICHI.A et FLEUREAU.J.M, (1999) :** «Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie», Revue Française de géotechniques, Presses des Ponts et Chaussées, n : 86, pp (37-51).
- 30) ILTIS .M, (1979) :** «Contribution `a l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage». Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, rance.
- 31) JOHN NELSON et DEBORA J. MILLER, (1992):** « Expansive Soils. Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering»,John Wiley & Sons, Inc. Edition.
- 32) JOHNSON.L.D, (1960):** «Horizontal and vertical swell pressures from triaxial test »: feasibility study. Geotechnical Testing Journal, 12(3), pp(117–124).
- 33) KEBAILI .M, (2005) :** « Aperçu sur les procédés expérimentaux de mesure du potentiel de gonflement des sols expansifs », **deuxième** Journée d'études des sols gonflants Tlemcen, Algérie, pp(9-18).
- 34) KONAN.k, (2006) :** « Interactions entre des matériaux argileux et un milieu basique riche en calcium, », thèse de doctorat, université de limoges, France.
- 35) KOULOUGLI.S, (2007) :**« Etude expérimentale des mélanges sable bentonite-leurs performances comme barrières de confinement dans les CET- » thèse de doctorat université de Constantine, Algérie, pp (71-80).

**36) ILKNUR .B et SANAN .G, (2009) :**« Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay »journal of environ earth Sci, DOI 10.1007/s12665-009-0256-5, Springer-Verlag .

**37) MARTINEZ et MOLINA, (2009):** «The mechanical effects of mineral stabilization in montmorillonite clays on adobe performanc»,Proceedings of the 11th International Conference on Non-conventional Materials and Technologies, Bath, UK, pp(6-9).

**38) MATEOS.M, et DAVIDSON D.T, (2002):** « Compaction characteristics of soil lime-fly ash mixtures », Highway Research board of the national Academy of Sciences.

**39) Mitchell.J.K, (1993):**«Fundamentals of soil behavior»,Number 2. New York, pp(111-130), John Wiley & Sons édition.

**40) MRAD.M, (2005) :** «Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés», thèse de doctorat institut nationale de polytechnique de lorraine, France.

**41) MOUROUX.P, (1969) :**« La construction économique sur les sols gonflants », Manuels et méthodes, BRGM. France.

**42) NOWAMOOZ .H, (2007) :** «Retrait/gonflement des sols argileux compacts et naturels» thèse de doctorat. Institut national polytechnique de lorraine,France.

**43) RAJASEKARAN. G, (2005):**« Permeability characteristics of lime treated marine clay », Ocean Engineering 29, pp (113–127).

**44) REIFFESTECK P., (1999):** Les sols gonflants en génie civil. Thème GEO37 sujet de recherche 1.37.019 pole géotechnique, laboratoire central de ponts et chaussées. 127 pages.

**45) SANTOS.A, DIEK.J.C, ROEGIERS ET FANTOURA B, (1996):**«Investigation of the effects of sample handling procedures on shale properties”, Rock Mechanics, pp (951–958), Hassan & Mitri édition.

**46) SHAHILD.A, ABDULJAUWAD, SAHEL.N, (2000):** «Influence of gyps fixation on engineering behavior of expansive clay», Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, volume 2, pp (538- 542).

**47) SHIMADA.H, ICHINOSE.M, et MATSUI.K, (2002):** « An experimental study of swelling strain in some argillaceous rocks by means of an improved unconfined swelling test», Rock Engineering Problems and Approaches in Underground Construction. Jean et Moon edition. ISBN 89-953134-0-4, pp (227-234).

**48) TERRISSE.H.V, (2000) :** «Interaction des silicates de calcium hydratés, principaux constituants du ciment, avec les chlorures d'alcalins Analogie avec les argiles», Thèse de doctorat, Université de Bourgogne, France.

**49) THOMAS.M., PETRY.P.E, FASCE, (2002):** «Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures History, Practice, and Future», Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 14, N. 6, pp (447-460).

**50) YUCEL.G, DURSUN.S, MURAT.C et TUNCAN.M, (2005):** «Impact of cyclic wetting–drying on swelling behavior of lime-stabilized soil», Building and Environment, n: 42, pp (681–688).

**51) WAKIM J, (2005) :** « Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses» thèse de doctorat. France.

# Les annexes

## ANNEXE A

Les courbes de gonflement selon la norme ASTM deuxième et troisième essai

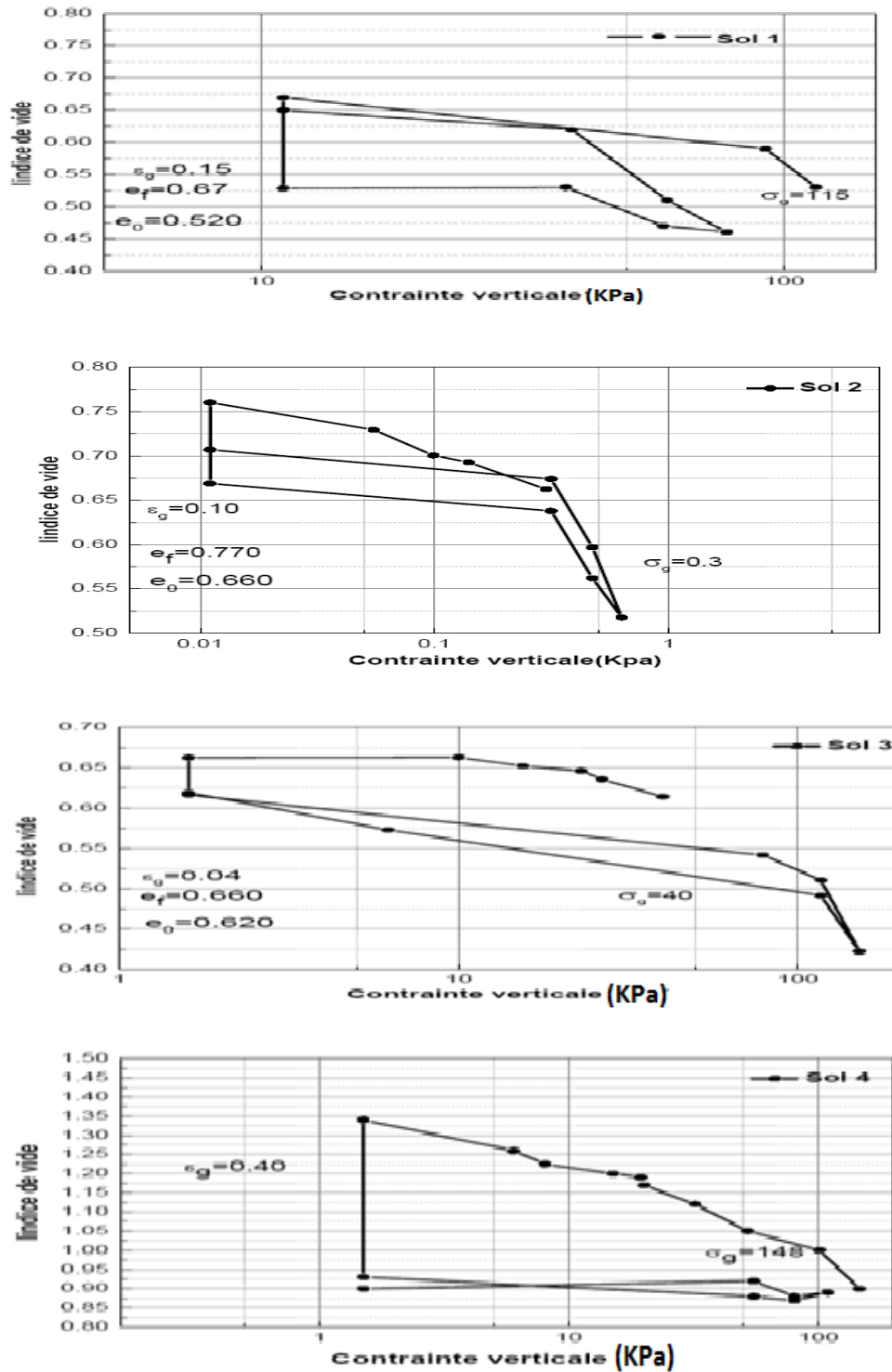


Figure A.1. Courbes de gonflement selon la norme ASTM deuxième essai



Les courbes de gonflement selon la norme ASTM troisième essai

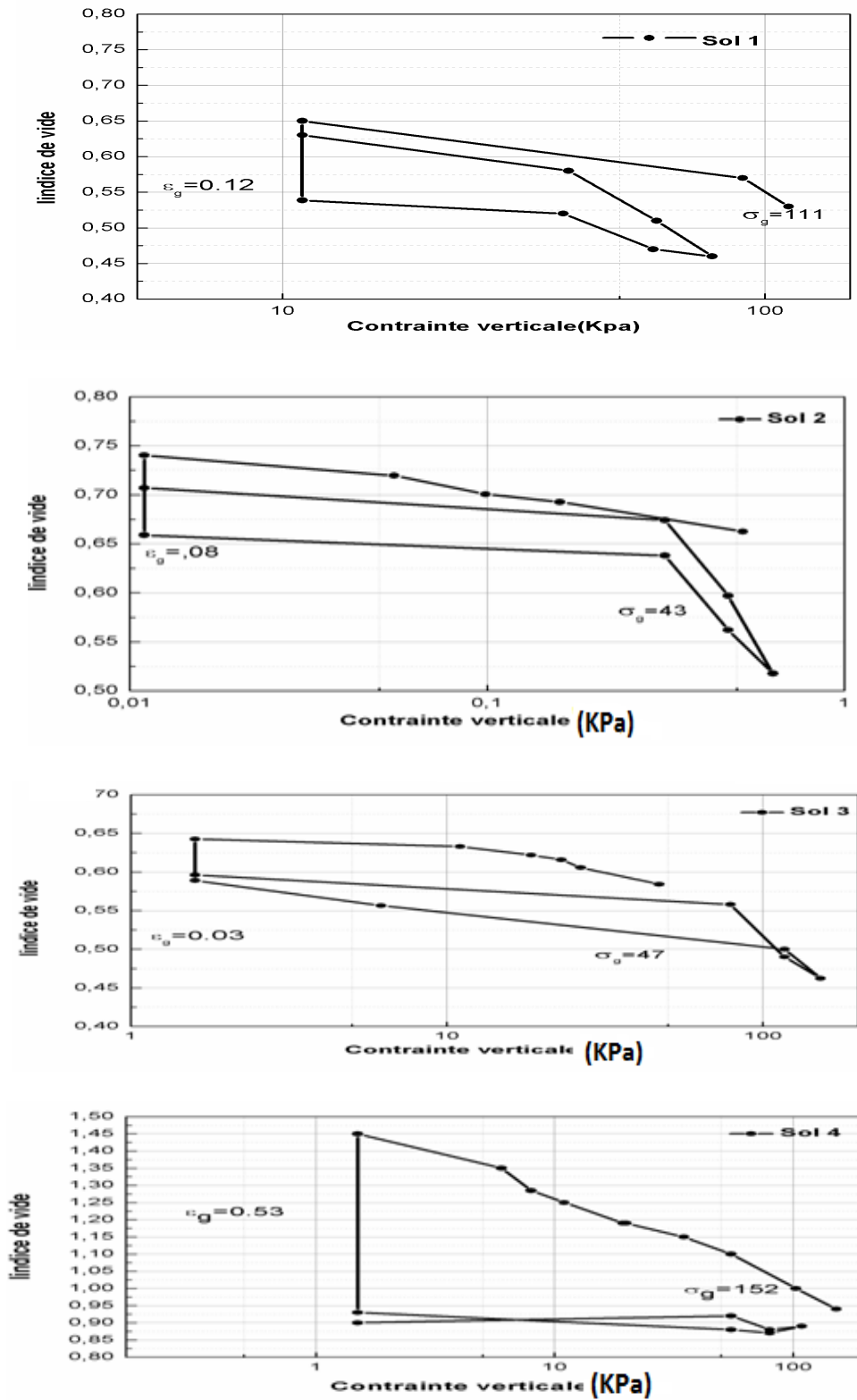
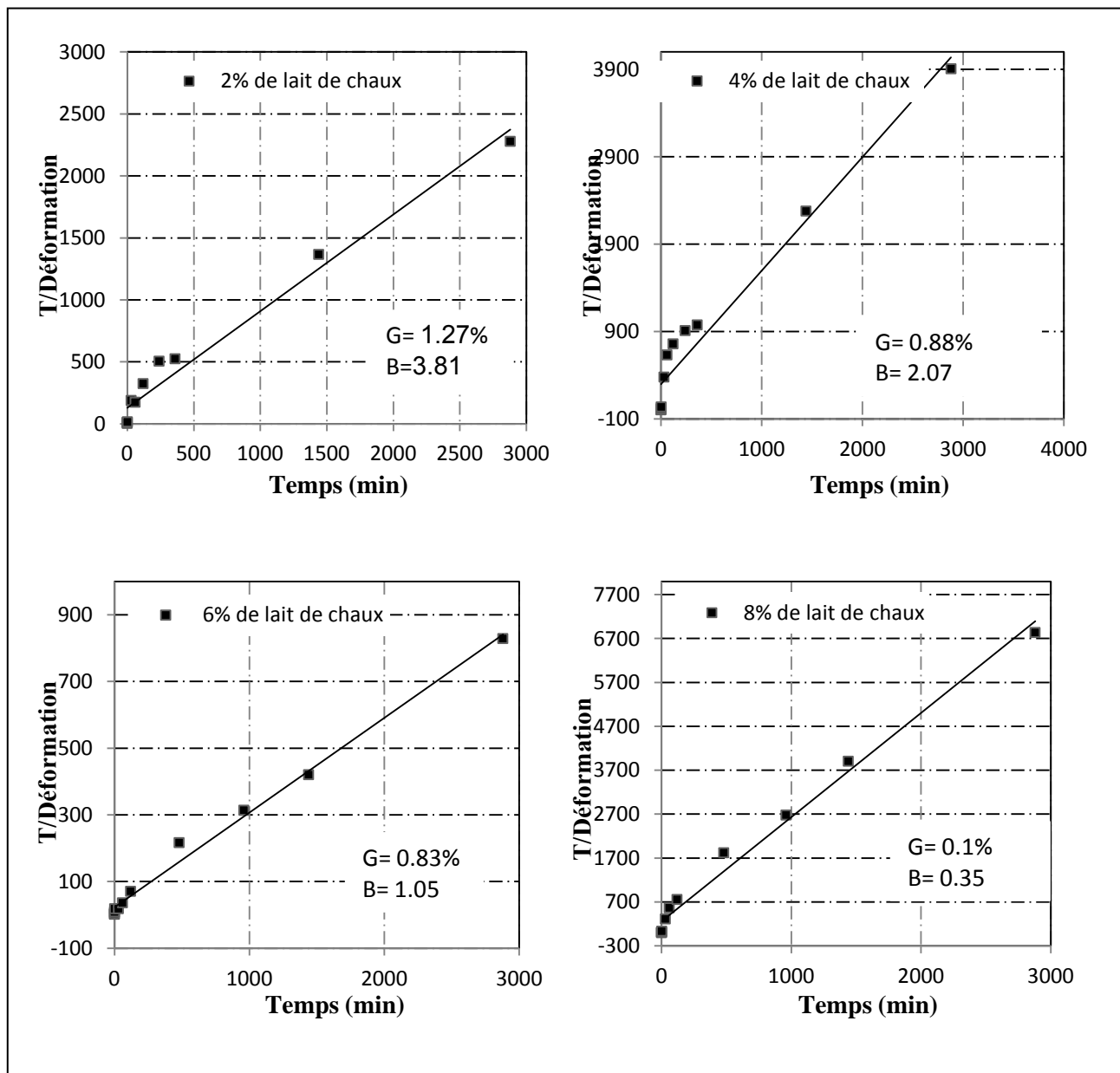


Figure A.2. Les courbes de gonflement selon la norme ASTM troisième essai

## ANNEXE B

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de lait de chaux



**Figure B.1.** Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 1.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de lait de chaux

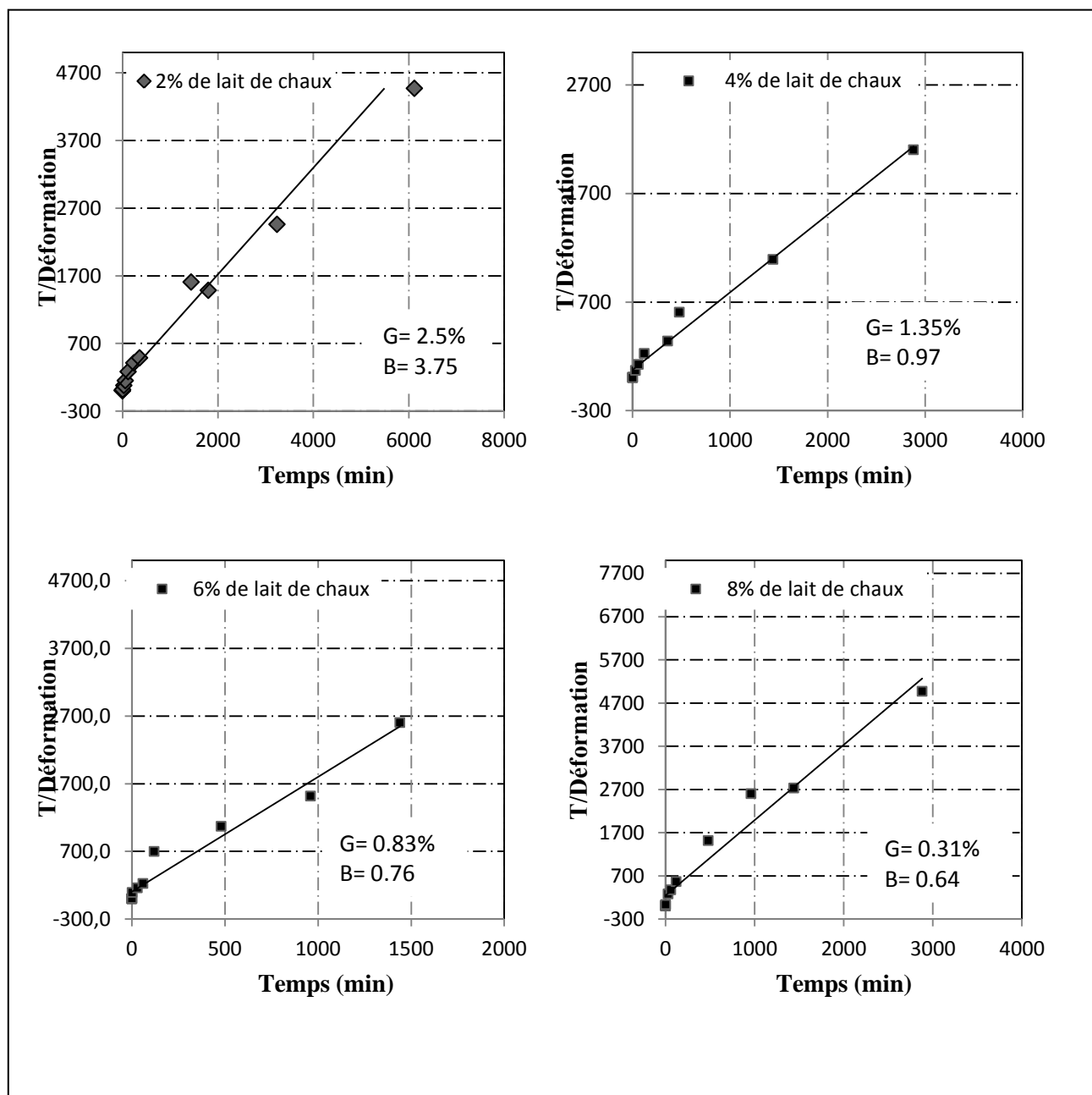
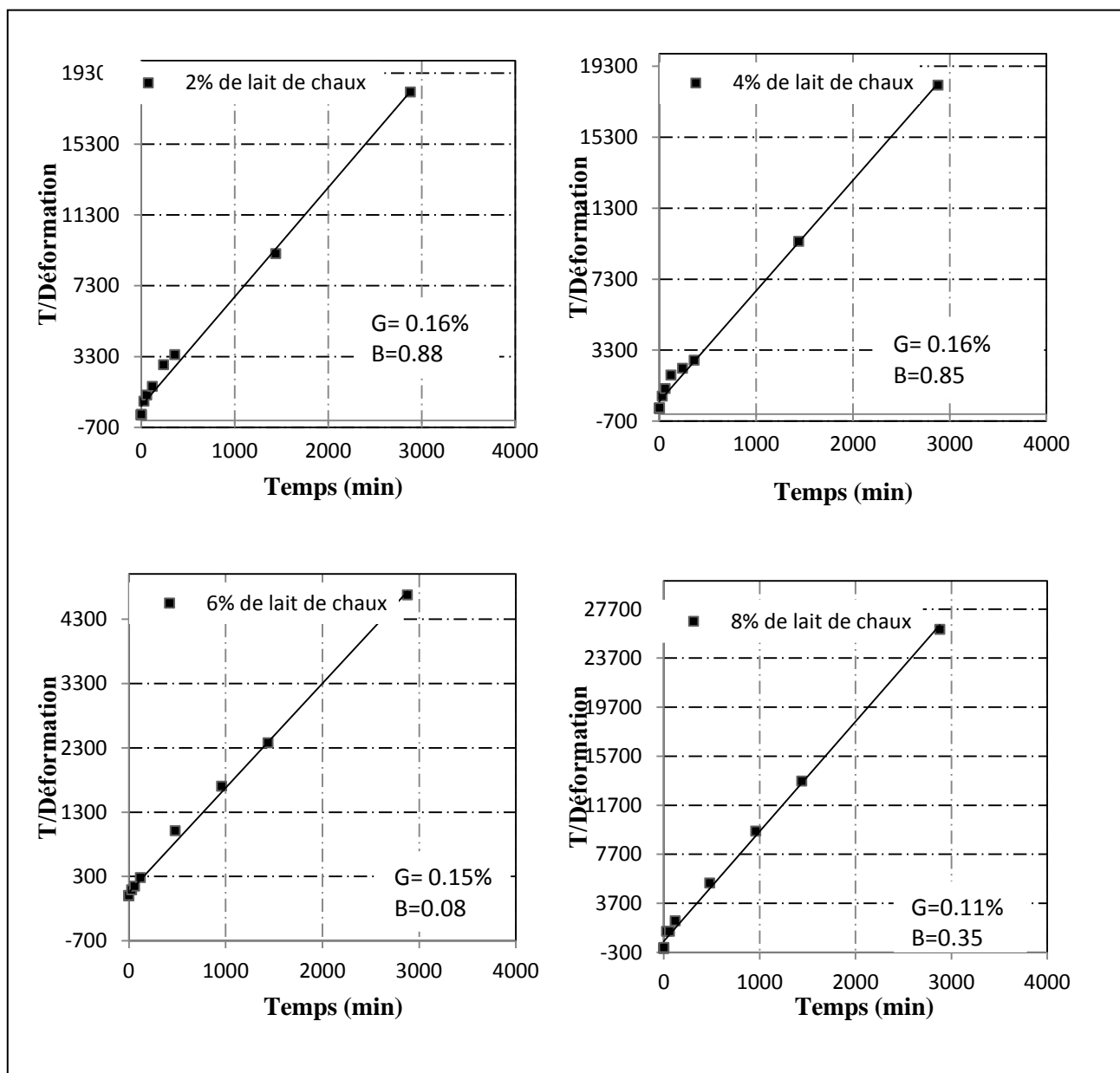


Figure B.2. Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 2.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de lait de chaux



**Figure B.3.** Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 3.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de lait de chaux

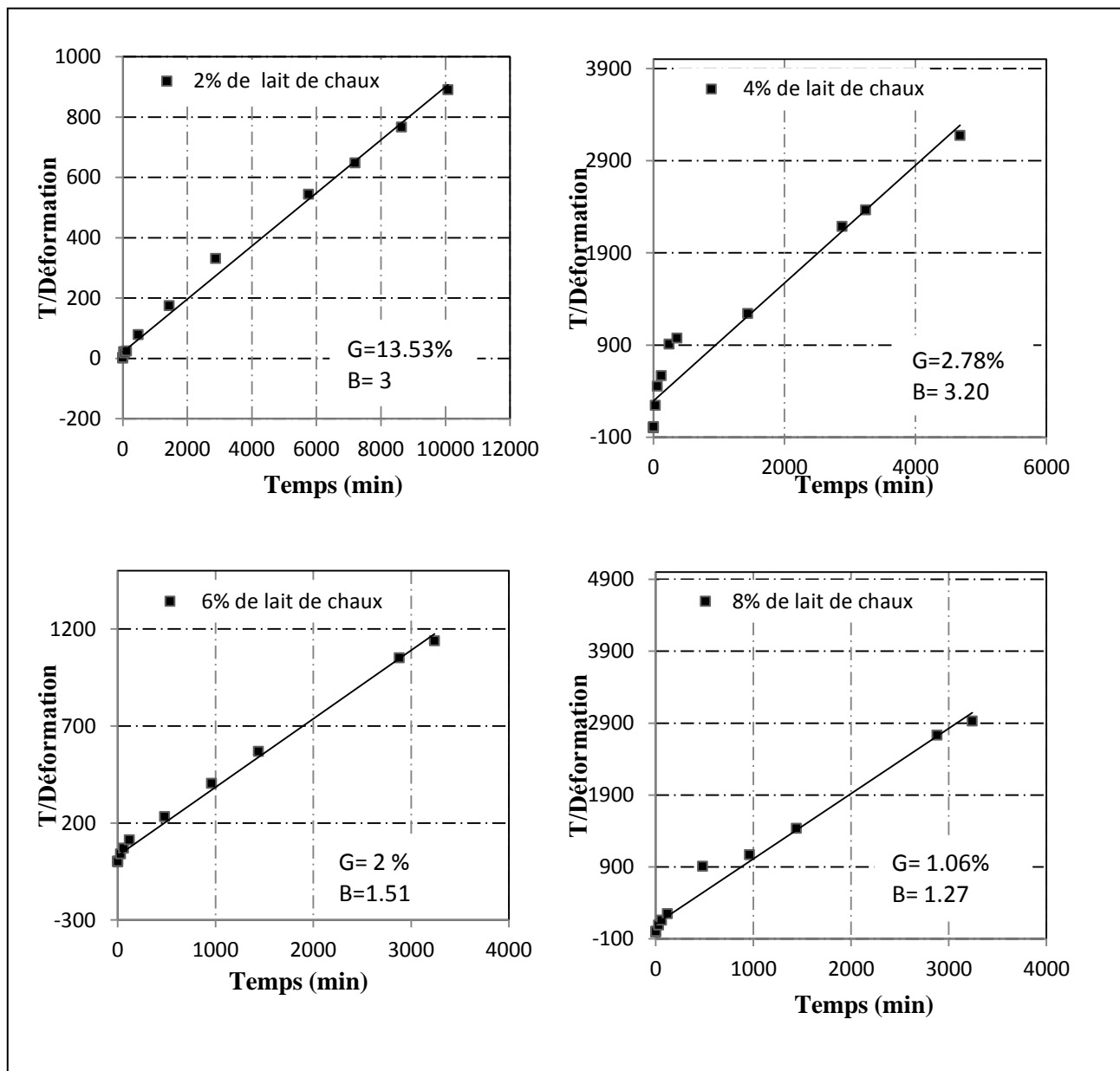
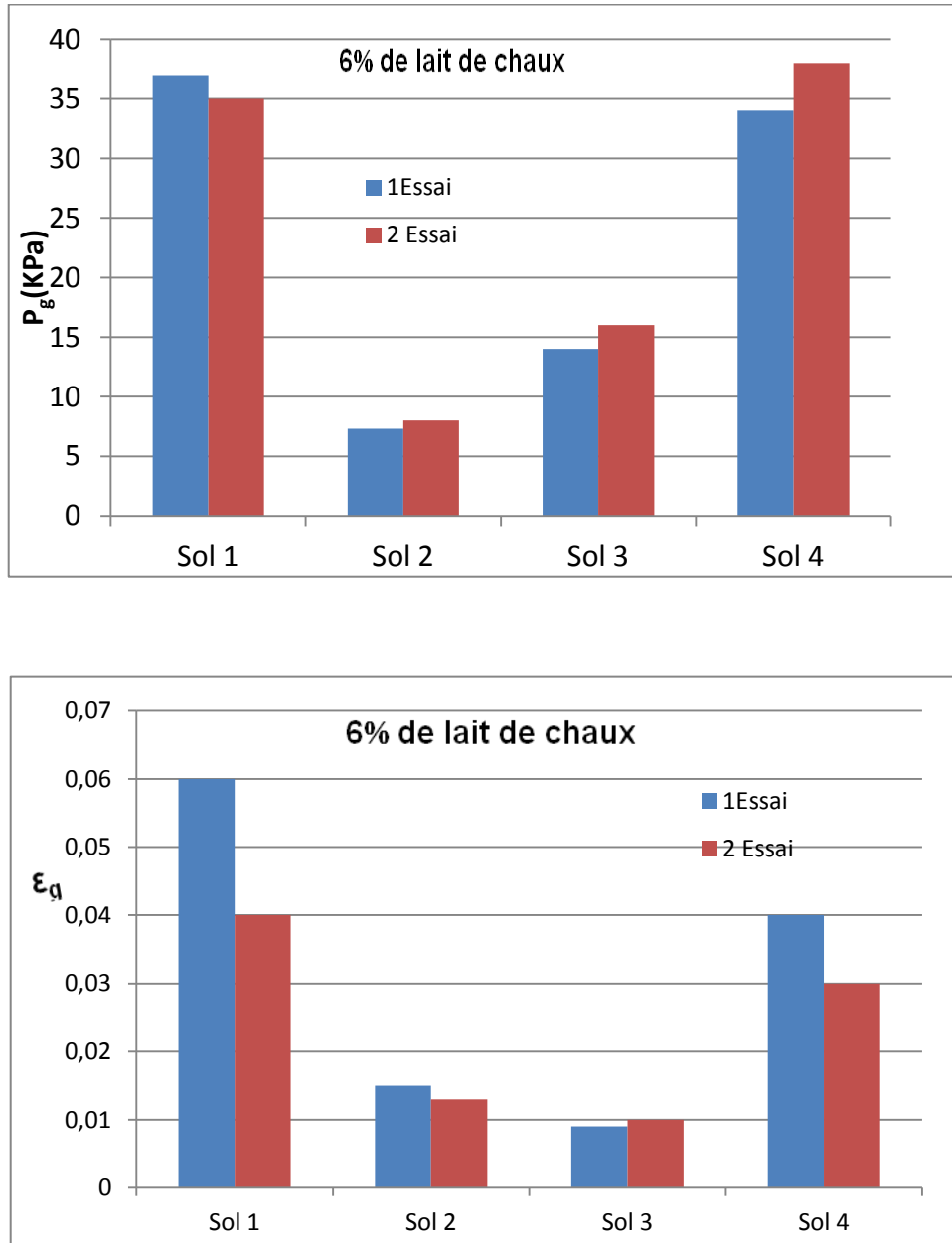


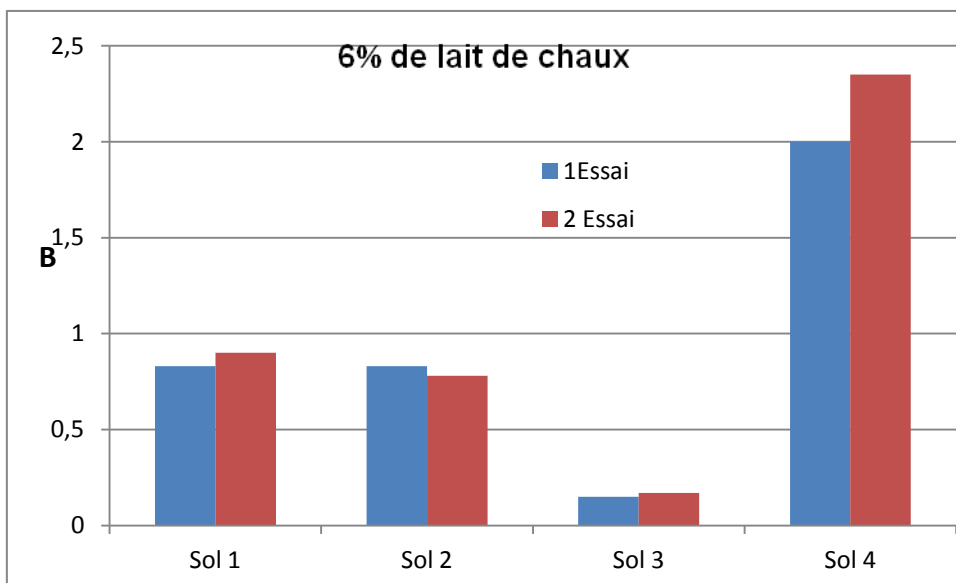
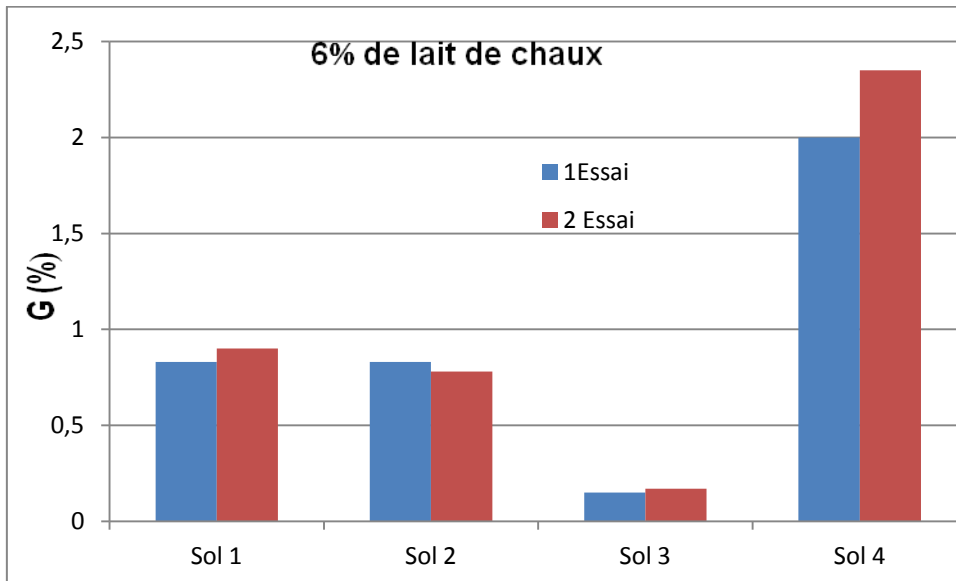
Figure B.4. Corrélation de la cinétique du gonflement en présence de lait de chaux, sol 4.

## ANNEXE C

Evolution des paramètres de gonflement en fonction de lait de chaux (deuxième essai 6%)



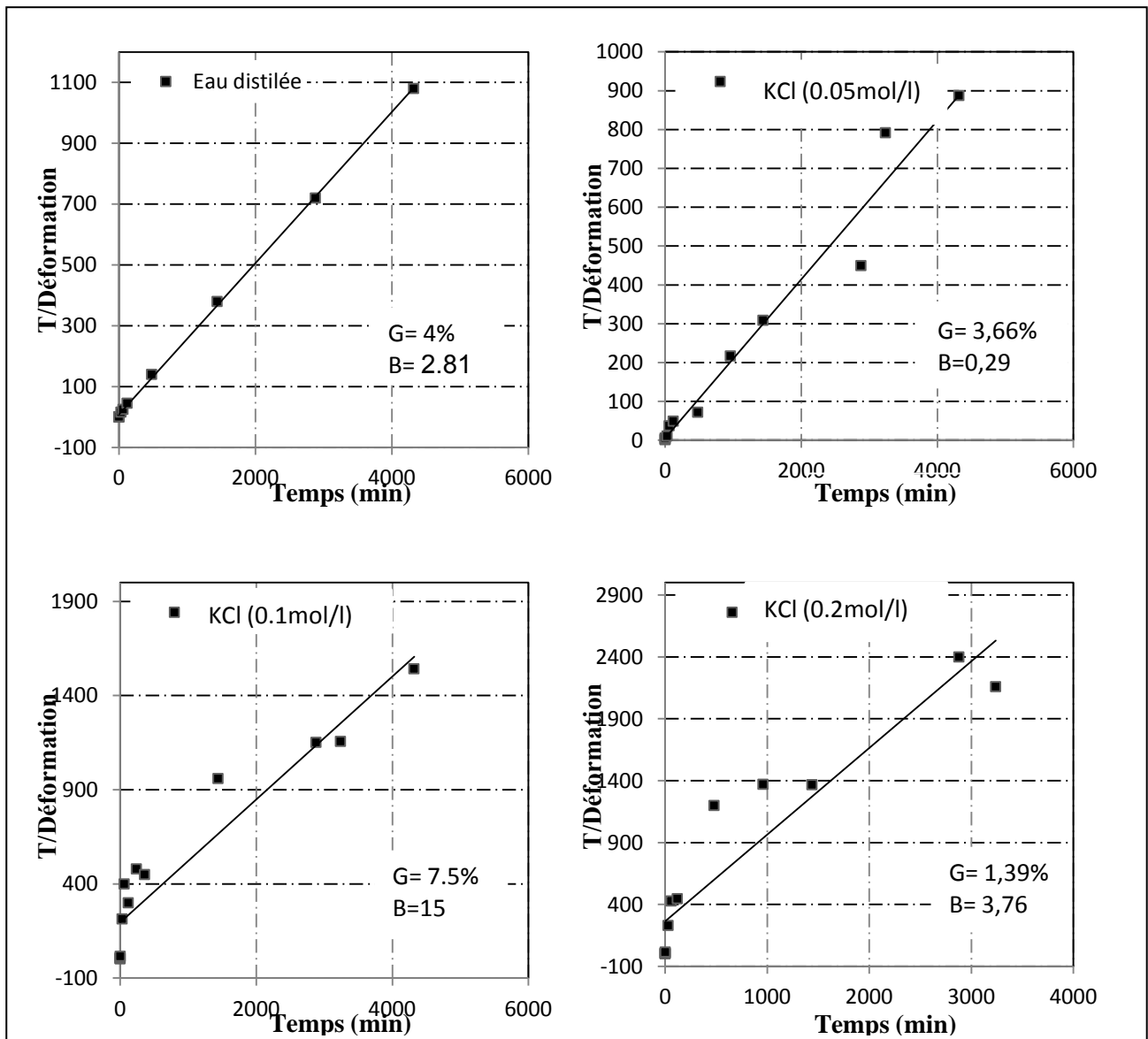
**Figure C.1.** Variation de la pression et l'amplitude de gonflement en présence de 6% de lait de chaux



**Figure C.2.** Variation de potentiel de gonflement et le temps demi gonflement en présence de 6% de lait de chaux

## ANNEXE D

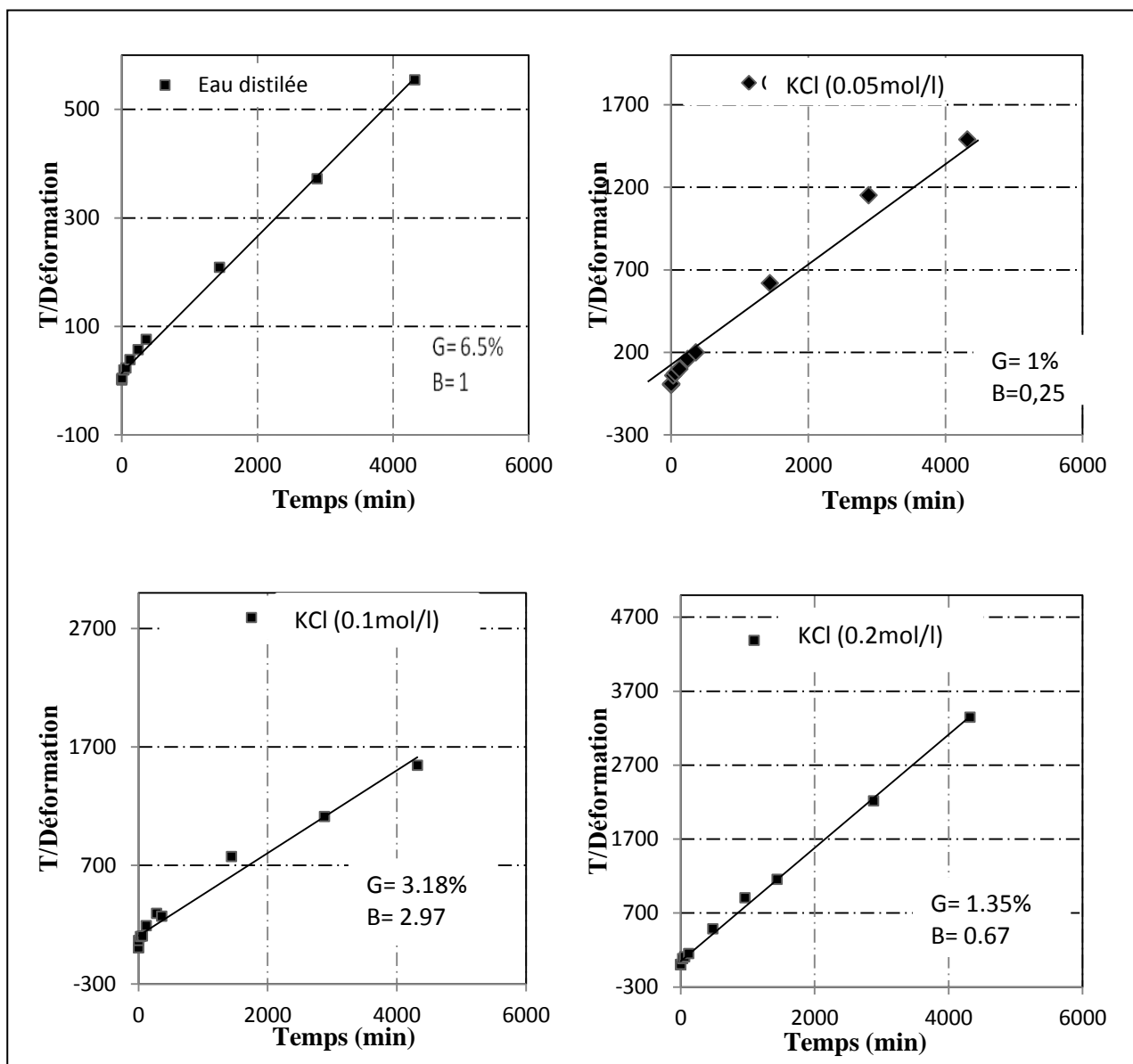
Evolution des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines



**Figure D.1.** Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de KCl, Sol 1



Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines



**Figure D.2.** Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de KCl, Sol 2.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines

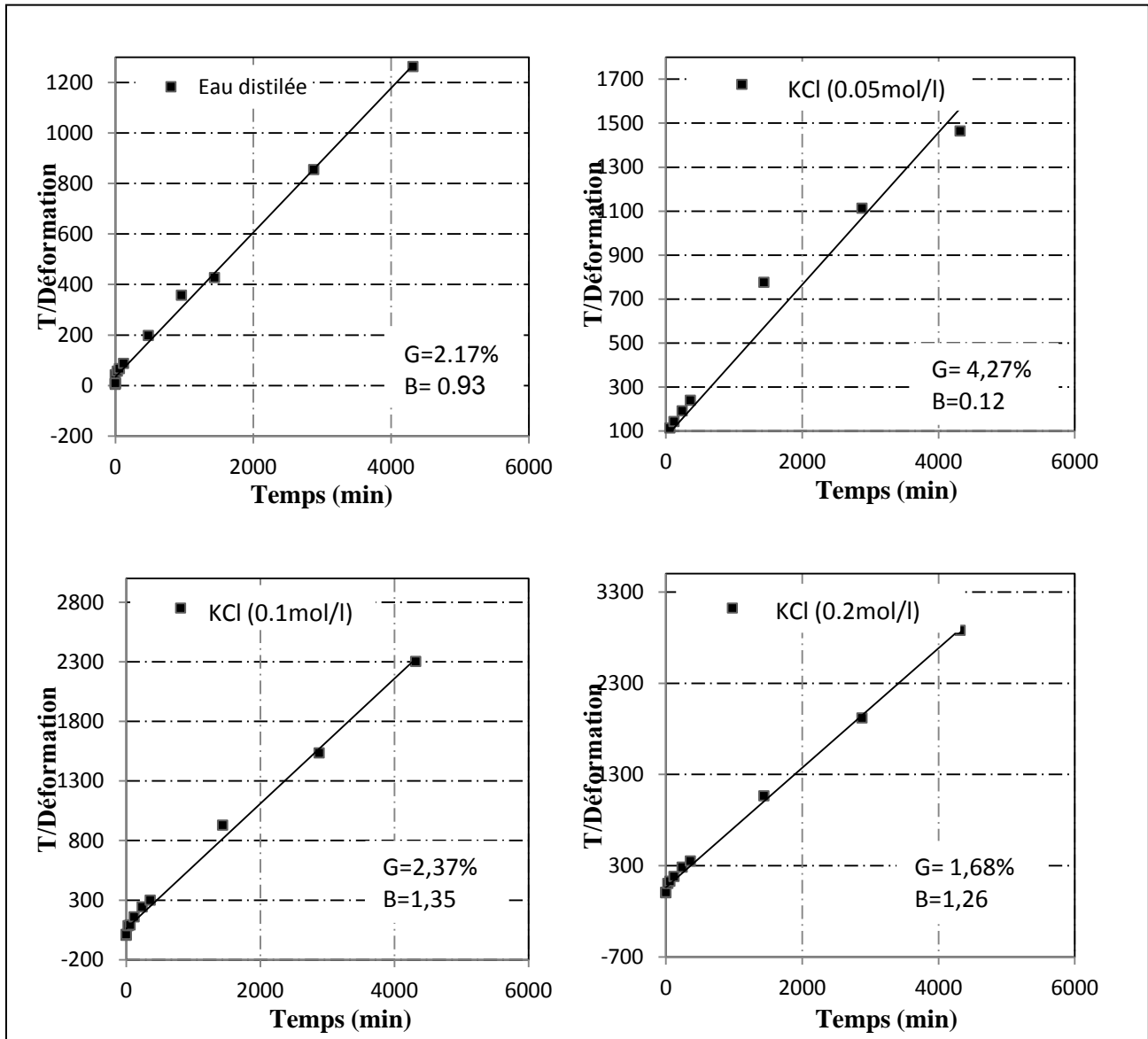
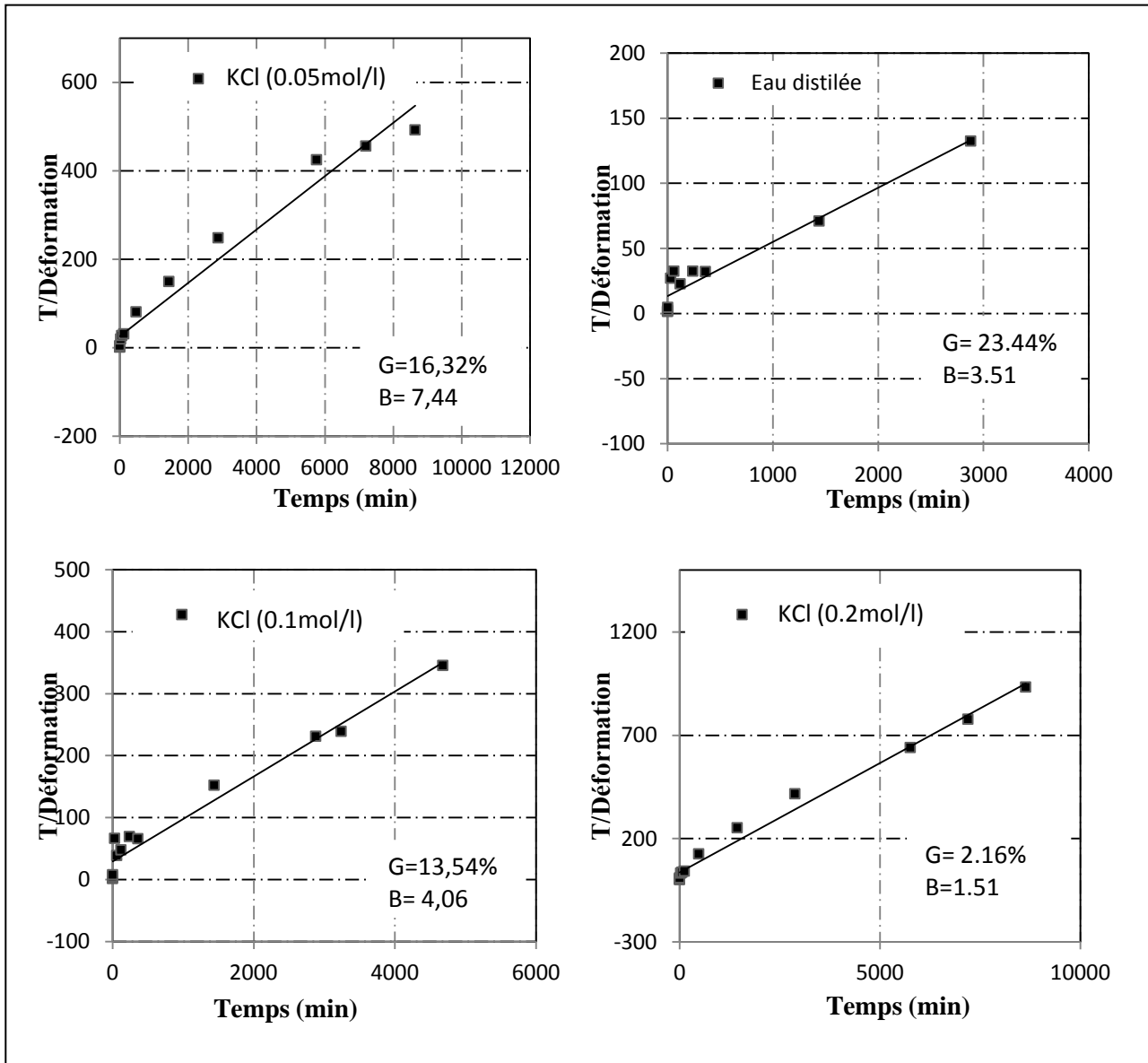


Figure D.3. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de KCl, Sol 3.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines



**Figure D.4.** Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de KCl, Sol 4.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines

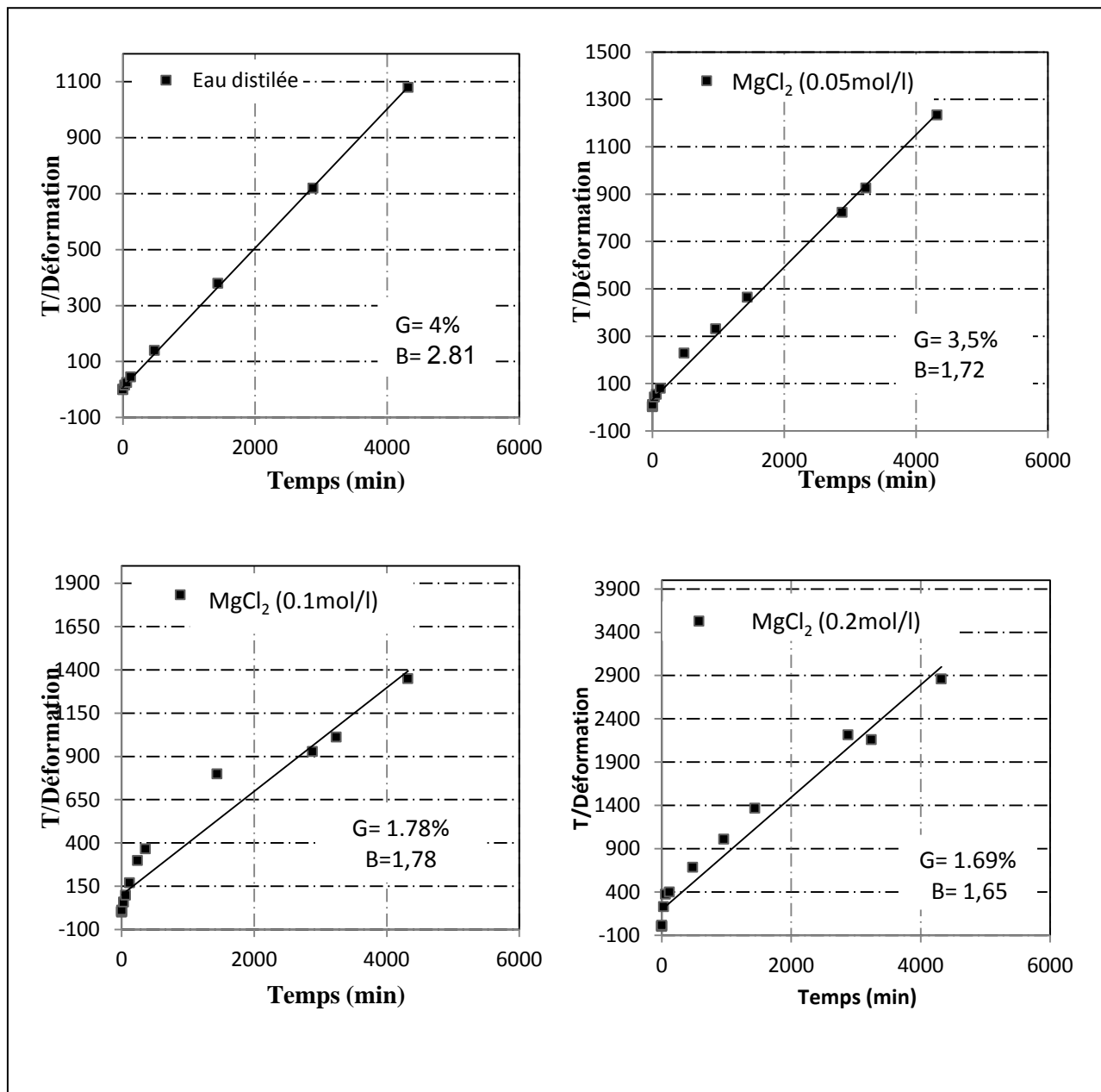


Figure D.5. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de MgCl<sub>2</sub>, Sol1.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines

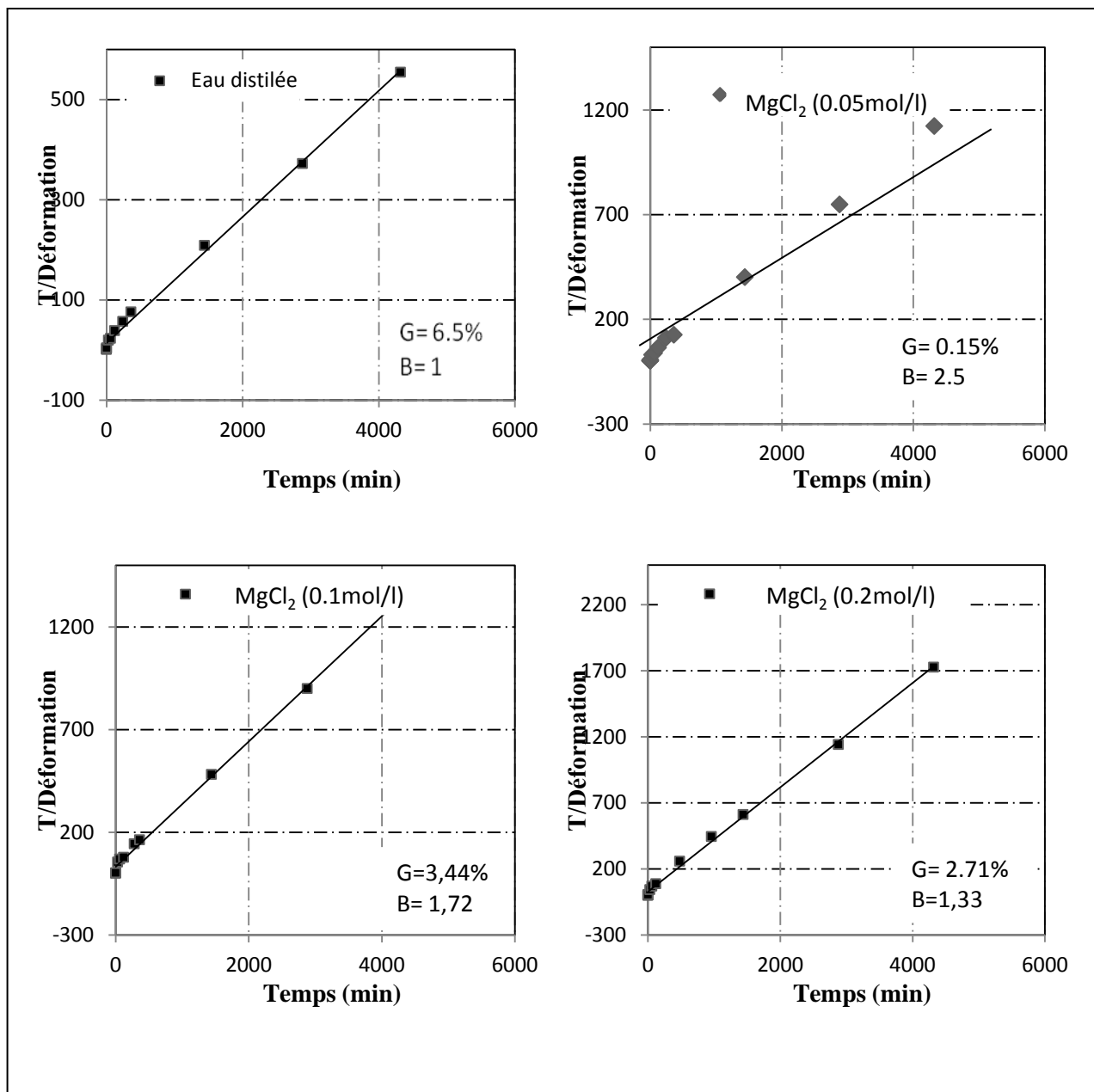


Figure D.6. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de  $\text{MgCl}_2$ , Sol 2.

Evolution des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines

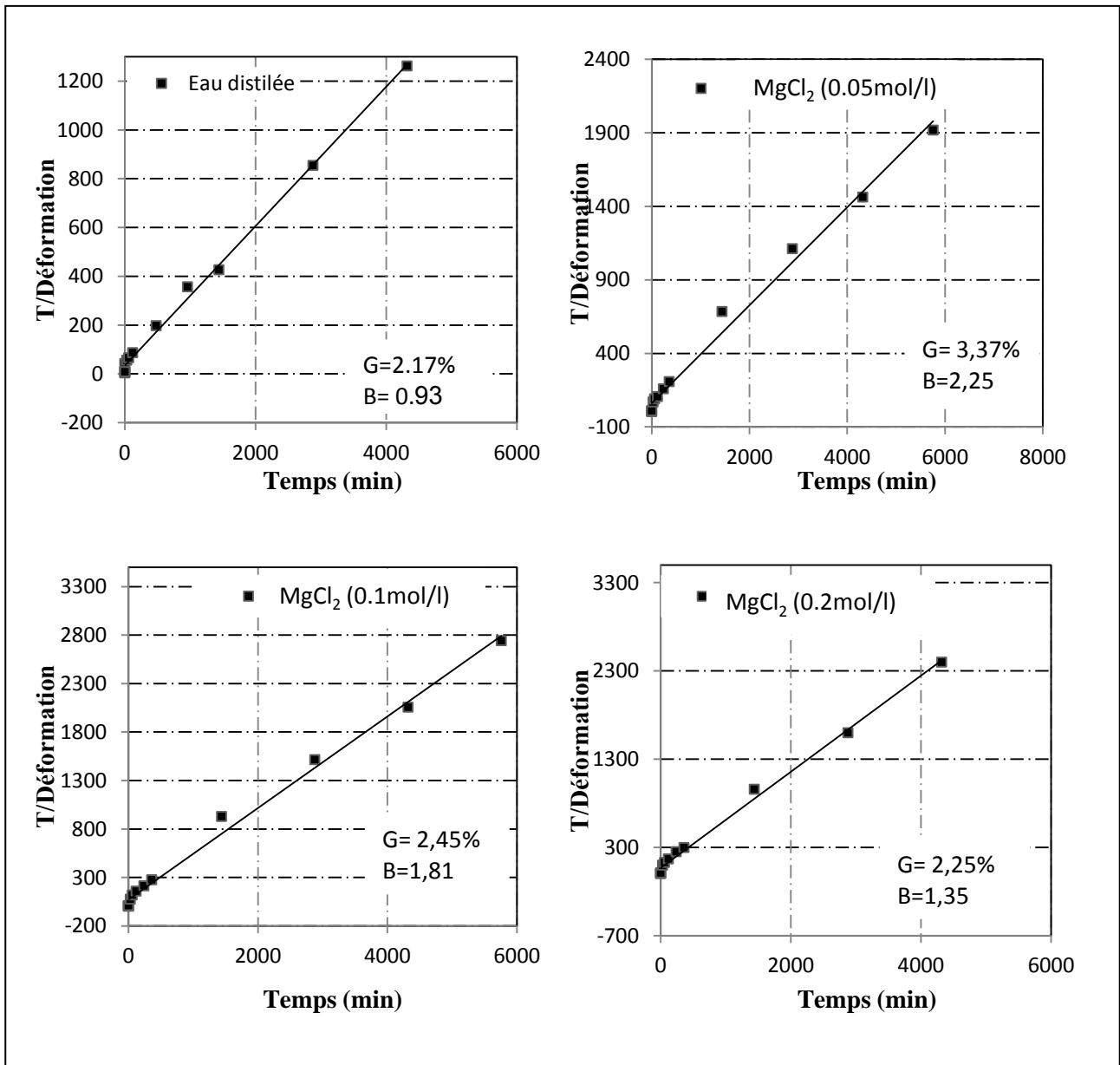


Figure D.7. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de MgCl<sub>2</sub>, Sol 3.

Variation des paramètres de cinétique de gonflement en fonction de solutions salines

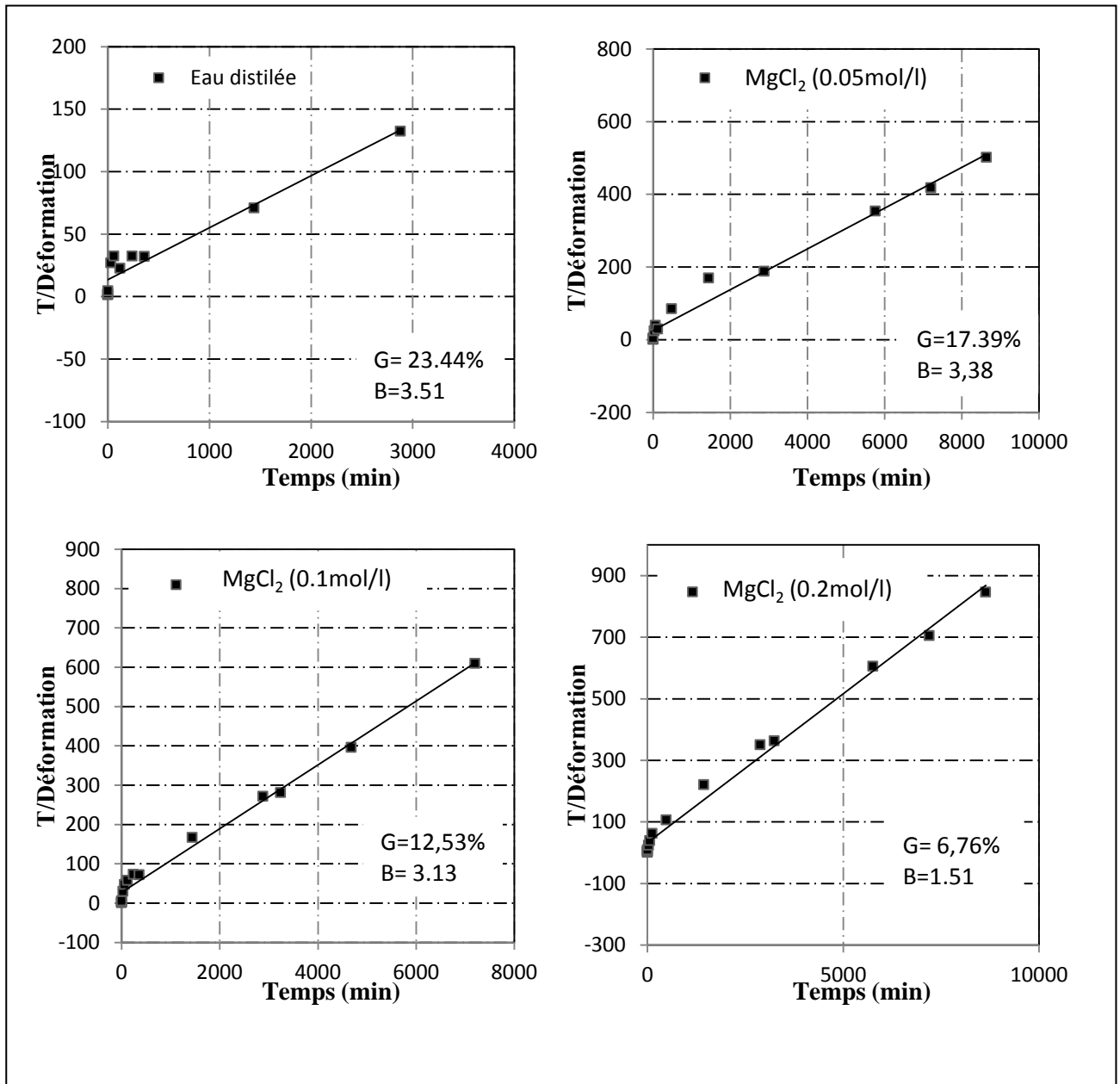


Figure D.8. Courbes de la modélisation de la cinétique de gonflement en présence de MgCl<sub>2</sub>, Sol 4.

## ANNEXE E

### La fiche technique de lait de chaux utilisé



**TECHNALab**

**LABORATOIRE D'ANALYSE DE LA QUALITE**

*Autorisé par le ministère du commerce par décision ministérielle n° 168 du 15 Juillet 2010*

Analyse des Eaux, des Produits agroalimentaires, des Produits cosmétiques, des Détergents et des Sols  
Siège social : route nationale n°2, Saf-Saf, Tlemcen Algérie.

Tlemcen le 17-07-2011

#### FICHE TECHNIQUE

#### NOM COMMERCIAL : Lait de chaux

- $\text{Ca(OH)}_2$ ..... 7,5 à 8 %
- $\text{NaOH} + \text{KOH}$ ..... 0,2 à 0,6 %
- $\text{H}_2\text{O}$ ..... 91 - 92 %





## ANNEXE F

### Les courbes Proctor à différents mélanges de lait de chaux

