

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار – عنابة

Année 2017

**Faculté des Sciences de la Terre
Département de Géologie**

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat
En Géologie

THÈME

Étude mécanique et minéralogique des sols gonflants de la région de Tébessa N.E Algérie

Par : BERRAH Yacine

Directeur de thèse : Pr. BOUMEZBEUR Abderrahmane Université de Tébessa

Co-directeur de thèse : Pr. KHERICI Nacer Université d'Annaba

Devant le jury :

BOUABSA Lakhdar	Professeur	Université d'Annaba	Président
CHOUABI Abdelmadjid	Professeur	Université d'Annaba	Examineur
FEHDI Chemsedine	Professeur	Université de Tébessa	Examineur
HADJI Rihab	Docteur (MCA)	Université de Sétif	Examineur

Remerciements

Avant tout, je tiens à exprimer ma gratitude à Monsieur Abderrahmane BOUMEZBEUR, Professeur à l'univ de Tebessa et directeur de thèse, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de recherche. Je le remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Je tiens à remercier Monsieur Nacer KHERICI, professeur à l'université de Badji Mokhtar Annaba mon co-encadreur de thèse. Je le remercie vivement de sa disponibilité le long des années d'inscription.

Je suis très reconnaissante à Mr Lakhdar BOUABSA, professeur à l'université Badji Mokhtar, Annaba, qui m'a fait le grand honneur d'être le président de mon jury.

J'adresse également mes remerciements à Mr. Abdelmadjid CHOUABI, professeur à l'université Badji Mokhtar, Annaba, ainsi que Mr. Chemsedine FEHDI, professeur à l'université de Tébessa et Mr. Rihab HADJI maître de conférences à l'université de Sétif d'avoir accepté d'être membres examinateurs de ma thèse.

Mes remerciements vont aussi à monsieur Directeur du laboratoire LTPE Tebessa, également j'adresse mes sincères remerciements a toute l'équipe du laboratoire « ingénieurs et techniciens », au professeur Nathalie FAGEL de l'université de Liège, Belgique (l'unité de recherche "Argiles, Géochimie et environnement sédimentaires" (AGEs) au département de Géologie) Et à mon cher ami Zedairia MEROUANE chercheur au laboratoire d'énergies renouvelable –Adrar.

Je voudrais remercier du fond du cœur tous ceux qui m'ont entouré au quotidien durant mes années de thèse mes parents, ma femme et mon enfant Taha el amine, mes sœurs et frères, qu'ils trouvent ici ma gratitude de m'avoir donné sans cesse leurs soutiens.

Mes pensées vont pareillement, à Adel DJELLALI, Ali BOUKHARI et à tous les autres enseignants ou étudiants.

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas les personnes qui ont eu à supporter tous les hauts et les bas qui se sont succédé tout au long de ce travail. Qu'elles trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe une autre fois à ce travail mes parents ainsi que toute ma famille. Je pense surtout à ma mère sans qui je n'aurais pas pu traverser ces les années du travail.

Résumé :

Les sinistres occasionnés par les mouvements différentiels de sols liés au phénomène de retrait-gonflement dans la région de Tébessa, peuvent être estimés à des dizaines de milliards de centimes ces dernières années. Les maisons individuelles, les routes et les structures légères sont les plus touchées. Les dégâts observés vont de la fissuration des murs et des dallages, fissuration des routes, écartement aux niveaux des cages d'escaliers, parfois même des écrasements des murs (El Kouif et El Djorf).

Ce chiffre est sujet à la hausse devant l'expansion urbaine transgressant les terrains, une fois jugés peu adéquats pour la construction. Il est donc impératif d'approfondir l'état de connaissance sur les caractéristiques géotechniques ainsi que la répartition spatiale précise de ces sols.

Ces sols sont en réalité des sols fins argileux qui dérivent souvent des formations marneuses très répandues dans la région. Leur répartition dans le territoire de Tébessa est beaucoup plus importante que l'en supposait. Les années de sécheresse ont montré l'ampleur et la répartition des sols capables d'induire des sinistres liés à ce phénomène.

Pour pouvoir éviter ou alléger les sinistres potentiels dus à ces sols, il est de bonne pratique de faire une délimitation en zones, d'égal potentiel de retrait-gonflement. Cette zonalité doit en plus porter des informations préventives adaptées qui permettent de limiter considérablement cette sinistralité.

L'intensité du retrait gonflement des sols est fonction de plusieurs paramètres tels que la nature plastique, l'activité, et la minéralogie des sols ainsi que la climatologie. Aucune méthode n'est actuellement, universellement admise, qui peut prévoir avec exactitude le potentiel retrait gonflement des différents types de sols. La complexité du mécanisme de retrait gonflement a fait que les formules empiriques publiées jusqu'à présent ne donnent pas les mêmes résultats. En réalité et selon notre opinion, ces formules ne prennent pas en considération toutes les paramètres qui affectent le retrait gonflement.

Dans ce projet de recherche, le problème de retrait gonflement a été abordé en utilisant un nombre maximum de paramètres qui peuvent avoir un effet sur ces changements de volume des sols. Les propriétés physiques, mécaniques et minéralogiques telles que la masse volumique sèche (γ_d), la teneur en eau (w), l'indice de plasticité (I_p), la limite de liquidité (w_L), la fraction fine (F_f) en % < 80 μ m et la pression de préconsolidation (P_c) ont été déterminées.

Une fois la matrice des ces paramètres est obtenue, une technique mathématique (l'analyse dimensionnelle) à été utiliser pour établir un model qui permet d'estimer la pression de gonflement à partir de quelques paramètres simples et facile a obtenir au laboratoire. Ce model établie par l'utilisation de la méthode adimensionnel (π théorème) utilise un nombre maximal de paramètres (indépendants ou dépendants) susceptibles d'affecter le comportement, vis à vis du retrait- gonflement, des sols argileux de la région. Ce model a donné de très bonne résultats car la corrélation entre les résultats de calcul et les donnés de laboratoire ont un coefficient de corrélation $R^2 = 0,96$.

Une deuxième méthode de prédiction de la pression de gonflement a été utilisée, il s'agit de l'analyse en régression multiple. Les outils d'analyse statistique ont été introduits comme une technique simple afin de prendre en compte les effets combinés des différentes propriétés du sol sur le comportement de gonflement et de traiter les modèles de pression de gonflement. La contribution de chaque paramètre dans le phénomène de gonflement-retrait sera estimée par des méthodes statistiques telles que l'analyse en composantes principales.

Les résultats obtenus ont été ensuite utilisés pour l'établissement de cartes d'alea relatif aux problèmes de retrait-gonflement dans la région de Tébessa. Cette carte sera ensuite vérifiée et validée en la comparant aux sinistres constatés réellement sur le terrain. Elle peut par la suite servir de base par les autorités compétentes pour prendre les décisions adéquates concernant l'urbanisme et l'aménagement du territoire.

Mots Clés : Retrait-gonflement, sols gonflants, pression de gonflement, analyse dimensionnelle, cartographie géotechnique, Tébessa

Abstract :

The disasters caused by the differential movements of soils bound to the phenomenon of Swell-shrink in the region of Tébessa, can be estimated to score of billion of cents these last years. This number is topic to the rise in front of the urban expansion transgressing the lands, judged adequate little once for the construction. It is therefore imperative to deepen the state of knowledge on the geotechnical characteristic as well as the spatial distribution specifies these soils. A cutoff in zones, of equal potential of Swell-shrink, in a first time, carry an adapted preventive information that permits to limit this considerably damage , essentially affecting the individual houses and appear by a cracks of walls up them and of the paving notably at the time of the prolonged periods of drought.

The intensity of the swell-shrink of soils is function of several parameters as the plastic nature, the activity, and the mineralogy of soils as well as the climatology. No method is currently, admitted universally, that little to foresee with accurateness the potential swell-shrink of the different types soils. The complexity of the withdrawal inflation mechanism made that the published until now empiric formulas don't give the same results.

The aim of this research work is to establish a formula to calculate the soil swell pressure without recourse to the laboratory experiments. It is a rapid and cost effective mean for predicting the likely behavior of swelling soils. To reach this goal, the dimensional analysis technique known by the Vaschy Buckingham theorem was used to derive the model for the estimation of the swell pressure taking into account some laboratory experiments other than the amount of swell pressure, many aspects of statistical analysis included in this work; choosing the type of regression analysis to use, specifying the model and interpreting the results, determining how well the model fits, making predictions, then checking the assumptions of the suitability, feasibility of methods and the obtained models..

These data will be used then for the establishment of relative risk cards to the problems of swell-shrink in the region of Tébessa. This card will be verified then and will be validated one comparing it to the disasters really noted on site test in the land. They can act thereafter as basis by the authorities concerned to take the adequate decisions concerning the urbanism and the regional development.

Key words: swell-shrink, swelling soils, dimensional analysis, swell pressure geotechnical mapping, Tébessa.

ملخص

إن الأضرار الناجمة عن حركة الانكماش والتورم (الانتفاخ) المتعلقة بالتربة في منطقة تبسة سببت خسائر معتبرة في السنوات الأخيرة تقدر بعشرات مليارات السنتميم. يمكن لهذا الرقم التضخم تماشياً مع التوسع الحضري التصاعدي وذلك بالتعدي على الأراضي، والتي كانت تعتبر مناسبة قليلاً للبناء. ولذلك فمن الضروري التعمق في دراسة ومعرفة الظاهرة من حيث الخصائص الجيوتقنية الدقيقة والتوزيع المكاني لهذه التربة. وكذا معرفة الحدود في مجالات الانكماش والتورم المحتمل لهذه التربة، في البداية، تم تجميع المعلومات من الأماكن التي كانت الخسائر واضحة و متجلية فيها من تكسير الأرضيات و الشقوق على الجدران وكذا قنوات الصرف وخاصة خلال فترات الجفاف الطويلة.

في هذا البحث تم تحديد الخصائص والمعايير (الفيزيائية، الميكانيكية والمعدنية) التي تؤثر على تورم التربة. حالما يتم الحصول على مصفوفة من هذه المعايير، وقد استخدمت تقنية رياضية (نظرية التحليل البعدي) لإيجاد نموذج موثوق للتنبؤ لحساب ضغط التورم الناتج عن التربة الطينية في هذا المجال. وقد تحقق اشتقاق عدد أبعاد عن طريق إدخال أكبر عدد ممكن من المعلمات (مستقلة أو مرتبطة) التي قد تؤثر على سلوك التربة الطينية في المنطقة.

أدخلت أدوات التحليل الإحصائي باعتباره تقنية بسيطة لتأخذ في الاعتبار الآثار المجتمعة لخواص التربة المختلفة على سلوك تورم وعلاج الضغط التورمي. سيتم تقدير مساهمة كل معيار في ظاهرة التورم-انكماش باستخدام الأساليب الإحصائية مثل تحليل المكون الرئيسي. وسوف تستخدم هذه البيانات لإنشاء العلاقات النسبية العشوائية للتقلص والتورم وحل هذه المشاكل في منطقة تبسة. وبعد ذلك يتم التحقق من هذه العلاقات والتحقق من صحتها ومقارنتها مع العلاقات المنشورة عالمياً المسجلة في الواقع الميداني ثم اختبارها في الموقع. ويمكن بعد ذلك تكوين قاعدة بيانات تساعد السلطات المختصة في اتخاذ القرارات المناسبة بشأن التخطيط الحضري وتخطيط استخدام الأراضي.

الكلمات المفتاحية: انكماش و تورم – تربة منتفخة – ضغط الانتفاخ – نظرية التحليل البعدي – خرائط جيوتقنية.

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Résumés	
Sommaire	
Liste des Tableaux	
Liste des Figures	
Notations	
Introduction Générale	01

CHAPITRE I : APERÇU GEOLOGIQUE ET HYDROCLIMATOLOGIQUE SUR LA REGION D'ETUDE

I : Aperçu géologique	
I.1. Introduction	04
I.2. Situation géographique	04
I.3. Étude Géologique	05
I.4. Lithostratigraphie de la région de Tébessa	07
I.4.1. Secondaire	07
A. Trias	07
B. Crétacé inférieur et moyen	08
B.1. Aptien	08
B.2. Albien	08
B.3. Vraconien	08
C. Crétacé supérieur	08
C.1. Cénomanién	08
C.2. Turonien	08
C.3. Emschérien (Santonien et Coniacien)	08
C.4. Campanien	08
C.5. Maestrichtien	09
I.4.2. Tertiaire	09
A. Le Paléocène	09
B. L'Éocène	09
C. Le Miocène	09
I.4.3. Le Quaternaire	09
A. Formations actuelles et récentes	09
B. Formations anciennes	10
C. Plio-Quaternaire (villafranchien)	11
I.5. Description tectonique et structurale de la région de Tébessa	11
I.6. La géologie superficielle locale	13
I.7. Conclusion	15
II. Aperçu hydrogéologique	15
II.1. Introduction	15
II.2. Conditions hydrogéologiques de la plaine de Tébessa	15
II.3. Conditions aux limites et apports souterrains	16

II.4. La piézométrie des puits domestiques	17
II.5. Conclusion	18
III. Aperçu climatologique	18
III.1. Introduction	18
III.2. Étude des facteurs climatiques	18
III.3. Type de climat	18
III.4. Les précipitations	19
III.5. Variation interannuelle des précipitations	20
III.6. Les Températures	21
III.6.1. Température moyenne mensuelle	21
III.6.2. Diagramme pluviothermique	21
III.7. La neige	22
III.8. Le Bilan hydrique	23
III.9. Conclusion	24

CHAPITRE II : LES ARGILES, MINÉRALOGIE ET COMPORTEMENT

I. Les argiles	25
I.1. Définition	25
I.2. Minéralogie des argiles	25
I.3. Les principaux types d'argiles	28
a. Les kaolinites	28
b. Les Smectites	29
c. Les Illites	30
II. Mécanismes de gonflement des argiles (Mécanisme de retrait gonflement)	31
II.1. Gonflements au sens physico-chimique	32
a. Hydratation des espaces interfoliaires	33
b. Répulsion entre les particules	34
II.2. Gonflement au sens mécanique	35
II.3. Évolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations	35
a. Influence d'une sollicitation hydrique : humidification	36
b. Influence d'une sollicitation hydrique : dessiccation	37
c. Influence d'une sollicitation mécanique	37
d. Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement des argiles	37
d.1. Influence de la densité de charge surfacique des particules argileuses	38
d.2. Influence de la capacité d'échange cationique et de la surface spécifique	38
d.3. Influence des valences des cations	38
II.4. Relations entre la texture du matériau et le gonflement	39
II.5. Définition de la texture d'un terrain	39
II.6. Évolution de la texture au cours du gonflement	41
III. Méthodes utilisées pour la détermination du potentiel retrait gonflement	43
III. a. Méthodes classiques de mesure du gonflement (Méthodes directes)	43
III. a.1. Méthode de gonflement libre	45
III. a.2. Méthode de gonflement sous charges constantes	46
III. a.3. Méthode de gonflement à volume constant	47

IV. Comparaisons des différentes méthodes	50
V. Méthodes indirectes	51
V.1. Formules empiriques	51
V.1.a. Limites d'Atterberg	51
V.1.b. Retrait linéaire	55
V.1.c. Influence de la teneur en eau et de la densité sèche	56
VI. Conclusion	57

**CHAPITRE III :
IDENTIFICATION ET CARACTERISATION DES SOLS ETUDIES
(REGION DE TEBESSA)**

I. Introduction	59
II. Présentation des données géotechniques du sol dans la région étudiée	60
II.1. Implantation des sondages	61
III. Identification et classification des sols étudiés	62
III.1. Granulométrie des sols étudiés	62
III.2. Limites d'Atterberg	65
III.3. Mesure et caractérisation du gonflement au laboratoire	67
III.3.a. La pression de préconsolidation à l'oedomètres (selon la norme XP P94-090-1)	68
III.3.b. La pression de gonflement	68
III.4. Estimation du gonflement par les méthodes indirectes	69
III.5. Analyses et commentaires	74
IV. Détermination de la minéralogie des sols en question (fraction argileuse)	75
V. Essais de diffractométrie aux Rayons X	76
V.1. Diffraction des rayons X	76
V.2. Détermination du pourcentage de la fraction argileuse des échantillons	78
V.2.1. pourcentage d'argile globale	78
V.2.2. Identification des minéraux interstratifiés par diffraction des rayons	80
VI.3. Pourcentage des inter-stratifiés (présence des minéraux gonflant)	84
VII. Analyse et commentaire des résultats de minéralogie	86

**CHAPITRE IV :
MODELISATION DES PARAMETRES DE GONFLEMENT DES SOLS ETUDIES**

I. Méthodologie, approches et matériels	87
II. Analyse des données	
III. L'utilisation de la méthode Dimensionnelle pour dériver le model de la pression de gonflement	88
IV. La solution analytique du model adimensionnel	89
V. Résultats et interprétations	91
VI. Analyse en composante principale	95
VII. Model par l'analyse en régression multiple	100
VIII. Conclusion	107

CHAPITRE V : CARTOGRAPHIE DES ZONES EXPANSIVES

I. Introduction	108
II. Le Phénomène de retrait-gonflement dans la région de Tébessa	109
II.1. Facteurs intervenant dans le retrait-gonflement (concernant la cartographie)	109
II.1.1. Facteurs de prédisposition	109
a. Nature du sol	110
b. Contexte hydrogéologique	111
c. Contexte géomorphologique	111
d. Végétation	112
e. Défauts de construction	112
II.1.2. Facteurs de déclenchement	112
a. Phénomènes climatiques	112
b. Facteurs anthropiques	113
II.2. Méthodologie et paramètres de la cartographie	113
II.2.1. Cartographie des formations géologiques	113
II.2.2. Caractérisation minéralogique et géotechnique des formations	114
II.2.3. Paramètres à cartographier	114
II.2.4. Recensement et localisation géographique des sinistres	114
II.2.5. Carte de l'aléa	115
III. Cartographie des différents paramètres de gonflement	116
IV. Cartographie de l'aléa de gonflement	117
V. Conclusion	119
Conclusion générale	120
Références Bibliographiques	123
ANNEXES	134

Liste des Tableaux

Tab. 1. Précipitations moyennes mensuelles (mm) à la station de Tébessa (1972/2012)	19
Tab. 2 Les années humides durant la période (1972-2012)	20
Tab. 3 Température moyenne mensuelle 1972/2012	21
Tab. 4 : Bilan hydrique à la station de Tébessa 1972-2012 par la Méthode Thornthwaite	23
Tab. 5 : Caractéristiques microscopiques des principales argiles	34
Tab. 6 : Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al. 1962)	52
Tab. 7 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973)	54
Tab. 8 : Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962)	54
Tab. 9 : Classification du potentiel de gonflement à partir de Wl et Ip (Snethen et al.1977)	52
Tab. 10 : Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)	55
Tab. 11. Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)	55
Tab. 12 : Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965)	55
Tab. 13 : Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment 1980.	56
Tab. 14 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988).	56
Tab. 15 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956).	56

Tab. 16 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman 1973.	56
Tab. 17 : Classification des sols fins (GTR) Norme NF P 11 – 300	65
Tab. 18 : Synthèse des caractéristiques géotechnique du sol de la zone d'étude	66
Tab. 19 : Relatif au gonflement des sols (Sanglerat)	68
Tab. 20 : Calculs de ε_g et estimation du potentiel de gonflement des sols étudiés par la méthode de Seed <i>et al.</i> (1962).	71
Tab. 21 : Calculs de σ_g et ε_g des sols étudiés selon Vijayvergiya et Ghazzaly (W_L et W)	72
Tab. 22 : Calculs de σ_g et ε_g des sols étudiés selon les formules empiriques de Vijayvergiya et Ghazzaly (W_L et γ_d).	73
Tab. 23 : Calculs de σ_g et ε_g des sols étudiés selon les formules empiriques de Komornik et David.	74
Tab. 24 : calcul de pourcentage d'argile totale dans chaque échantillon	79
Tab. 25 : Estimation semi-quantitative : facteur correctif à appliquer aux intensités mesurées (Holtzapfell, 1985).	83
Tab. 26: Caractérisation des principaux minéraux argileux et facteurs correctifs associés.	84
Tab. 27 : Pourcentage de gonflement dans les smectites et les interstratifiés.	85
Tab. 28 : Sommaire sur les modèles empiriques de la prédiction des sols gonflants.	87
Tab. 29 : Sommaire statistique des variables choisis.	88
Tab. 30 : Eigenvalue table and accumulated proportion of principal component analysis of 132 data samples	96
Tab. 31 : Squared cosines of the variables	96
Tab. 32 : Factor loadings correlations between variables and factors	97
Tab. 33 : Différents modèles proposés pour la prédiction de la pression de gonflement par l'utilisation l'analyse en régression multiples	102
Tab. 34 : Standardized coefficients	103
Tab. 35 : The Multicollinearity statistics of the variable used in deriving the model	103
Tab. 36 : Régression multiple de la pression de gonflement P_s (kPa) et validité de l'ajustement.	104
Tab. 37 : Attribution des notes de susceptibilité des sols étudiés au gonflement en fonction des différents paramètres géotechnique largement affectant le phénomène	117

Listes des figures

Fig. 1.a : Situation géographique de la zone étudiée.	05
Fig. 1.b : Carte géologique montre la distribution des différentes formations de sol et de roche dans la région de Tébessa (extraite de la carte géologique, ANRH 2009)	06
Fig. 2b : Coupe schématique des formations géologiques de la région de Tébessa	06
Fig. 2c : Colonne stratigraphique synthétique de la région de Tébessa	07
Fig. 3. Esquisse tectonique de la région de Tébessa (Kowalski et al. 1997)	12
Fig. 4 : Extrait de la carte des sols de Tébessa Ech : 1/50.000	13
Fig. 5. Logs des sondages représentatifs prélevés dans la zone d'étude	14
Fig. 6. Carte des conditions aux limites (Djabri 1987)	16
Fig. 7. Profil schématique de l'évolution de la piézométrie et du Substratum de la nappe de Tébessa	17
Fig. 8. Carte piézométrique de la Nappe de Tébessa, (Fehdi, C 2014)	17
Fig. 9. Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est Algérien (Établie d'après Côte M., 1998)	19
Fig. 10. Variation interannuelle des précipitations à la station de Tébessa (1972/2012)	20

Fig. 11. Répartition mensuelle des températures 1972/2012	21
Fig. 12 Diagramme pluvio-thermique de la station de Tébessa. (1972-2012)	22
Fig. 13 : Couches tétraédrique et octaédriques typiques des argiles (Mitchell, 1993)	26
Fig. 14 : Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)	26
Fig. 15 : Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)	28
Fig. 16 : -a- : Structure de la Kaolinite	29
-b- : Photomicrographie électronique de l'argile kaolinite	
Fig. 17 : -a- : Structure de la Montmorillonite	30
-b- : Photomicrographie électronique de l'argile Montmorillonite	
Fig. 18 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992)	33
Fig. 20 : Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996)	37
Fig. 21 : Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963)	39
Fig. 22 : Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974)	40
Fig. 23 : Evolution de texture des sols au cours du gonflement	41
Fig. 24 : Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et Al, 1984)	42
Fig. 25 : Méthode de gonflement libre à l'appareil oedométrique et triaxial	45
Fig. 26 : Gonflement libre puis rechargement avant et après la consolidation primaire (Guiras-Skandaji, 1996)	45
Fig. 27 : Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil oedométrique et Triaxial	46
Fig. 28 : Déformations axiales en fonction de la charge verticale pour deux chemins d'humidifications (Guiras-Skandaji, 1996)	47
Fig. 29 : Méthode de gonflement à volume constant	48
Fig. 30 : Hydratation d'échantillons de FoCa compactés, à gonflement empêché à différentes contraintes verticales initiales (Yahia-Aïssa, 1999)	49
Fig. 31 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962)	52
Fig. 32 : Caractérisation des sols gonflants	53
Fig. 33 : diagramme de plasticité proposé par Dakshanamurthy et Raman (1973)	54
Fig. 34 : Endommagements observés sur les constructions provoqués par l'expansion des sols.	59
Fig. 35 : Implantation des sondages dans la zone étudiée	62
Fig. 36 : Classification LPC des sols fins, le point gris identifie l'argile de la région d'étude	63
Fig. 37 : Classification GTR des sols avec $D_{max} < 50mm$. Source : NF P 11-300	64
Fig. 38 : Projection de 145 mesure de (Wl et Ip) des sols étudiés sur de l'abaque de Casagrande	66
Fig. 39 : Classification des sols par l'abaque proposé par Dakshanamurthy et Raman 1973	67
Fig. 40 : Courbe de compressibilité à l'oedomètre (déduction des paramètres P_c , C_c et C_g)	68
Fig. 41 : Courbe de pression de gonflement à l'oedomètre P_s (kPa)	69
Fig. 42 : Classification du potentiel de gonflement des sols étudiés selon (Seed et al. 1962)	70
Fig. 43 : Spectre de diffraction des rayons X d'un agrégat orienté : la carte d'identité des minéraux argileux (Morre & Reynolds. 1989).	77
Fig. 44 Diffractogramme d'un échantillon prélevé de la région d'étude (bulk analysis)	78
Fig. 45 : Diffractogramme d'un échantillon prélevé de la zone d'étude	81
Fig. 46 : Mesure du bruit de fond (Holtzapffel. 1985).	81
Fig. 47 : Réflexion harmonique pour les minéraux argileux simples (Eslinger 1988)	82
Fig. 48 : Paramètre v/p et teneur en smectite dans un interstratifié illite-smectite (Thorez 1986).	84

Fig. 49 : Valeurs de la pression de gonflement expérimentale (Ps Expérimentale) vs Les valeurs de la pression de gonflement prédite (Ps Théorique).	92
Fig. 50 : La moindre carrée et le robuste de la pression de gonflement expérimentales vs. Celles théorétiques.	93
Fig. 51 : Corrélation du model proposé (représentation avec toute la base de donnée).	93
Fig. 52 : Pression de gonflement vs. Limite de liquidité	94
Fig. 53 : Indice de Plasticité index and vs. Pression de gonflement	95
Fig. 54 : Diagramme d'éboulis des données utilisées dans le modèle (Scree plot of the data)	
Fig. 55 : The factors of loading of variables in the first factorial space (F1F2).	97
Fig. 56 : The circle of correlation of variables	98
Fig. 57 : First factorial plane (F1F2) of individuals	99
Fig. 58 : The Biplot show of analyzed parameters and individuals in the (F1F2) plane.	99
Fig. 59 : contribution des différents facteurs dans les modèles de régression multiple.	
Fig. 60 : Pression de gonflement théorique et expérimentale par la régression multiple	106
Fig. 61 : Valeurs de la pression de gonflement Mesurees (Ps Experimental) vs. predites (Ps Theoretical) values of swelling pressure.	106
Fig. 62 : carte d'inventaire des zones sinistrées.	115
Fig. 63 : Cartographie du potentiel de gonflement en fonction de limite de liquidité d'après Ghen (1988).	116
Fig. 64 : Cartographie du Potentiel de gonflement en fonction de limite de plasticité d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).	116
Fig. 65 : Cartographie de la pression de gonflement dans la région selon le modèle proposé.	117
Fig. 66 : Cartographie de l'aléa de gonflement dans la région d'étude.	118

Notations et définitions

Principales notations utilisées dans ce mémoire :

P_s, σ_g	: Pression de gonflement
ε_g	: Potentiel (ou taux) de gonflement
C_g	: Indice de gonflement
P_c	: Pression de préconsolidation
C_t	: Indice de compression (tassement)
e	: Indice des vides
W	: Teneur en eau
W_i	: Teneur en eau initiale
γ_d	: Masse volumique sèche
W_l	: Limite de liquidité
W_p	: Limite de plasticité
I_p	: Indice de plasticité
u	: La pression interstitielle
u_w	: Pression interstitielle de l'eau
u_a	: Pression de l'air
σ	: Contrainte effective
σ	: Contrainte moyenne totale
σ_v	: Contrainte verticale
s	: Succion
θ_{cap}	: L'angle de contact liquide/fluide
σ_{cap}	: Tension de surface
r_{cap}	: Rayon capillaire
γ_{fl}	: Poids volumique du fluide
γ_{do}	: Densité sèche initiale
w_s	: Limite de retrait
u^*	: Pression interstitielle équivalente
χ	: Coefficient qui dépend du degré de saturation
D_s	: Densité de charge surfacique
z	: Cote de la nappe phréatique
S_a	: Surface spécifique de la particule
C_2	: Teneur en particules argileuses
A_c	: Activité du matériau
Te	: Couche tétraédrique
Oc	: Couche octaédrique
M.E.B	: La microscopie électronique à balayage
C.E.C	: Capacité d'échange cationique
C_u	: Coefficient d'uniformité ou de Hazen
C_c	: Coefficient de courbure
d_{10}	: Diamètre efficace
d_{30}	: Diamètre à 30 pour-cent
d_{60}	: Diamètre à 60 pour-cent
R.T.R	: Recommandation sur les Terrassements Routiers

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

Certaines formations géologiques (Argiles, marnes, anhydrite,...) subissent d'importantes variations de volume suite au changement du degré d'humidité. L'ampleur de ces changements de volume devient considérable suite aux longues périodes de sécheresses. Il se produit, en conséquence, des phénomènes de retrait et de gonflement qui engendrent souvent des dommages non négligeables aux superstructures. Le retrait-gonflement cause annuellement de pertes estimées à 1000 millions de dollars aux États-Unis, 300 millions de dollars au Royaume-Uni et plusieurs milliards de dollars dans le monde (Gourley et al, 1993, Jones et Holtz, 1973, Ragozin 1994, Al –Rawas and Qamaruffin 1998).

Dans la région de Tébessa ce phénomène se manifeste par des endommagements de routes (cas de route nationale RN10, cité Rocade), des fissures dans les bâtiments, maisons individuelles (cas de cité El-Merdja, cité BATIJEK) et des canalisations. Les pertes occasionnées s'élèvent à des dizaines de milliards de centimes. Ce chiffre est sujet à la hausse devant l'expansion urbaine transgressant les terrains autrefois jugés inadéquats comme sol de fondations. Il devient donc impératif d'approfondir l'état de connaissance sur les caractéristiques géotechniques, le comportement et la représentation spatiale de ces sols.

L'intensité du retrait gonflement des sols est fonction de plusieurs paramètres tels que la nature plastique, l'activité, la minéralogie des sols et l'historique des contraintes exprimé en termes de densité du sol et d'état de preconsolidation ainsi que les variations climatiques. Cette intensité peut être estimée à l'aide d'une grandeur représentative, il s'agit de la pression de gonflement ; c'est un paramètre très utile dans la caractérisation du potentiel des sols gonflants. Cette pression est la force maximale par unité de surface qui doit être appliquée sur un sol gonflant pour empêcher une augmentation de volume.

Aucune méthode n'est actuellement, universellement admise, qui peu prévoir avec exactitude le potentiel retrait-gonflement des différents types de sols. La complexité du mécanisme de retrait gonflement a fait que les formules empiriques établies jusqu'à présent ne donnent pas les mêmes résultats et généralement ne sont valables que là où elles étaient établies.

Dans ce projet de recherche, les propriétés (physiques, mécaniques et minéralogiques) qui influencent le retrait-gonflement du sol ont été déterminées. Une fois la matrice de ces paramètres est obtenue, une technique mathématique (l'analyse dimensionnelle) a été utilisée pour l'établissement d'un modèle fiable qui permettra la prédiction de la pression de gonflement générée par sols argileux de la zone d'étude. La

dérivation du nombre sans dimension a été réalisée en introduisant un nombre maximal de paramètres (indépendants ou dépendants) qui sont susceptibles d'affecter le comportement des sols argileux de la région.

En plus, les outils d'analyse statistique ont été introduits comme une technique simple afin de prendre en compte les effets combinés des différentes propriétés du sol sur le comportement de gonflement et de traiter les modèles de pression de gonflement. La contribution de chaque paramètre dans le phénomène de gonflement-retrait sera estimée par des méthodes statistiques telles que l'analyse en composantes principales.

Ensuite vient l'étape de la représentation des zones d'égal potentiel de retrait gonflement appelé communément carte d'aléa. Ce type de cartes peut porter une information préventive qui permet aux concernés de prendre les mesures nécessaires et d'adapter l'ouvrage aux conditions du site. Sur une échelle plus grande, elles servent les autorités compétentes pour prendre les décisions adéquates concernant l'urbanisme et l'aménagement du territoire.

L'objectif visé est abordé selon la démarche suivante :

- Un premier chapitre comporte une étude géologique sur la région essentiellement basée sur les travaux de recherches de plusieurs auteurs (Dubourdieu, 1949, 1956 et 1959 ; Durozoy, 1956 ; Blés et Fleury, 1970 et J. M. Vila, 1980 et 1994) dont la description lithostratigraphique de l'environnement géologique de la région étudiée permettra de déterminer les zones où les formations principales sont des argiles et des marnes. Une partie dans ce chapitre expose une étude hydroclimatologique et hydrogéologique qui précise les conditions d'existence des eaux dans la région de Tébessa ainsi que leur mode d'influence sur le phénomène de retrait-gonflement dans les zones argileuses surtout sinistrées. Les déficits saisonniers du bilan hydrique avec la précision des périodes de sécheresse prolongées en seront les éclaircisseurs.

- Un deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude phénoménologique du gonflement et ses manifestations, ce qui permettra de faire un aperçu sur l'évolution des connaissances concernant le phénomène de retrait-gonflement, méthodologie d'étude, modélisation et remèdes.

- Le troisième chapitre est consacré à l'étude du phénomène de gonflement dans la région de Tébessa on utilisant, une série d'essais réalisés au laboratoire de LTPEst de Tébessa à savoir, les essais d'identification physiques et mécaniques. Aussi des essais minéralogiques pour l'identification des argiles ont été entrepris. Il s'agit de la diffractométrie aux rayons X, au laboratoire « Argile et Paléo-climat » de l'université de

Liège, Belgique. Ces données ont permis de faire une caractérisation détaillée des sols de la région vis-à-vis du phénomène de retrait gonflement.

- Le quatrième chapitre présente l'essentiel de cette recherche qui concerne à l'établissement d'un modèle mathématique pour le calcul de la pression de gonflement à partir des essais simples réalisés au laboratoire. Le modèle est établi suivant la méthode dimensionnelle de Vaschy Buckingham (π Théorème), il a été validé sur une partie importante du terrain. Les pressions calculées et celles obtenues par l'essai de gonflement ont toujours montré une bonne concordance.

- Enfin, un dernier chapitre est réservé à la cartographie de l'aléa retrait-gonflement. Le modèle établi a été utilisé pour estimer la répartition de la pression de gonflement à travers le terrain d'étude. Ensuite une carte de répartition de l'amplitude de la pression de gonflement sous forme de zonage géotechnique a été réalisée.

CHAPITRE I :

APERÇU GÉOLOGIQUE ET
HYDROCLIMATOLOGIQUE
SUR LA RÉGION D'ÉTUDE

I. Aperçu géologique :

I.1. Introduction :

L'étude géologique est indispensable dans toute étude géotechnique visant à caractériser le sol et le sous-sol pour n'importe quel projet d'aménagement d'une certaine importance. Elle permet, dans les études d'aléas géologiques, la délimitation des formations susceptibles d'être à l'origine de déclenchement d'événements malencontreux, d'identifier les contraintes majeures liées à la nature des terrains (structure et morphologie) et de suivre leur évolution dans l'espace et dans le temps.

Dans ce chapitre, l'étude géologique est effectuée sur la base des documents existants tels que la carte géologique à l'échelle 1/50000 de Tébesa et Morssot (Blès et Fleury 1969), les mémoires, les thèses et tous les travaux géologiques faits dans la région ainsi que les données des sondages carottés exécutés lors des études des sols dans la région. Ce travail de bureau est complété par les levés géologiques réalisés lors des visites et sorties sur le terrain.

La plaine de Tébesa correspond à un bassin d'effondrement d'orientation sensiblement Est – West ; elle présente un relief plat entouré par des montagnes de hauteur arrivant jusqu'à 1600 m. Elle est composée de matériaux de remplissage dérivés de l'érosion des reliefs environnants enfermant principalement des formations récentes composées essentiellement des argiles, limons, sables et de graviers d'âge mio-pliocène à quaternaire (Fig.2). Généralement, les matériaux deviennent plus grossiers du centre de la plaine vers l'extérieur. Près des bordures (pieds des montagnes) les fractions dominantes dans les sédiments détritiques sont des fragments de calcaires de forme tabulaire de différentes tailles et des silts. En allant plus loin vers le centre, le pourcentage de la fraction fine augmente au détriment de celle plus grossière. Certaines parties de la plaine, comme le nord de la ville, sont constituées de formations marneuses à grains fins et altérées. Cette lithologie imperméable a conduit à la formation d'un grand marécage d'où la zone tire son nom Merdja (marécage).

I.2. Situation géographique :

La région d'étude appartenant à la wilaya de Tébesa est située à l'est du pays, à la frontière Algéro-Tunisienne. Il s'agit d'un bassin d'effondrement entouré de montagne d'altitude variant de 800m à 1600m.

La wilaya de Tébessa est limitée au Nord par la wilaya de Souk ahras, au Sud par la wilaya d'Oued, à l'Est par la frontière Algéro-Tunisiennes et à l'Ouest par les deux wilayas Oum el-bouaghi et Khenchella (Fig.1)

La wilaya de Tébessa couvre une superficie de 21000 km² avec une population de 520000 habitants.

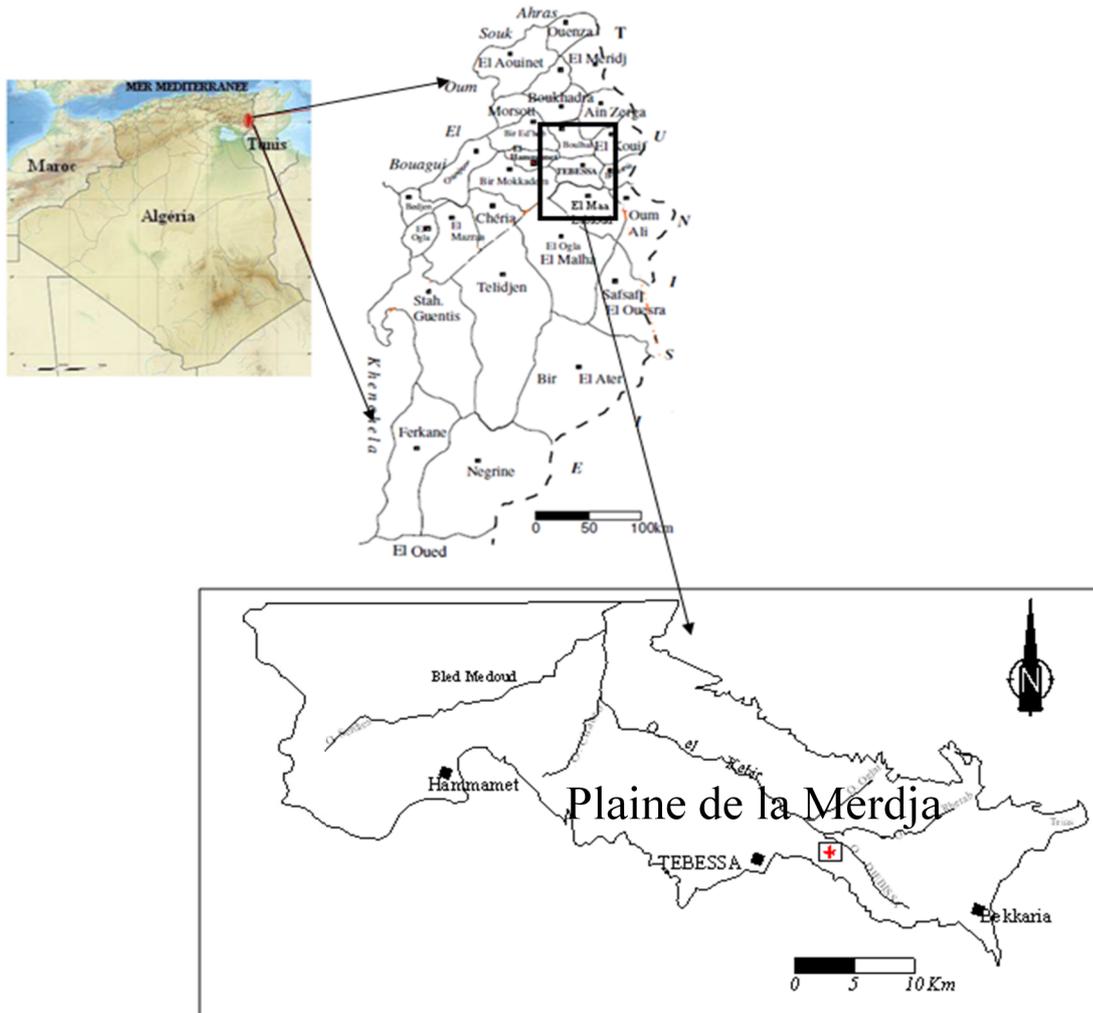


Fig.1. Situation géographique de la zone étudiée.

I.3. L'Étude Géologique

La région de Tébessa fait partie de la structure autochtone Nord-aurésienne (Aurès Nememcha) de l'atlas saharien (Durozoy 1956 ; Blès 1969 ; Vila 1974 ; Kowalski et al 1997). La carte géologique (Fig.2a) à l'échelle 1/50000 montre la distribution et la structure des différentes lithologies dans la région. Elle est composée essentiellement par :

- Une formation triasique diapirique disloquant des formations sus-jacentes au niveau du Djebel Djebissa.

- Des formations carbonatées représentées par d'importantes couches de calcaires marneux et de marnes d'âge Crétacé à Tertiaire. Certaines de ces formations sont observables au niveau des bordures de la plaine de Tébessa.
- Un important dépôt alluvionnaire Mio-Plio-quaternaire qui repose en discordance sur les formations précédentes et forme ainsi le remplissage de la dépression, actuellement la plaine. Cette formation est observable surtout au piedmont des reliefs accidentés. (Fig.2b)

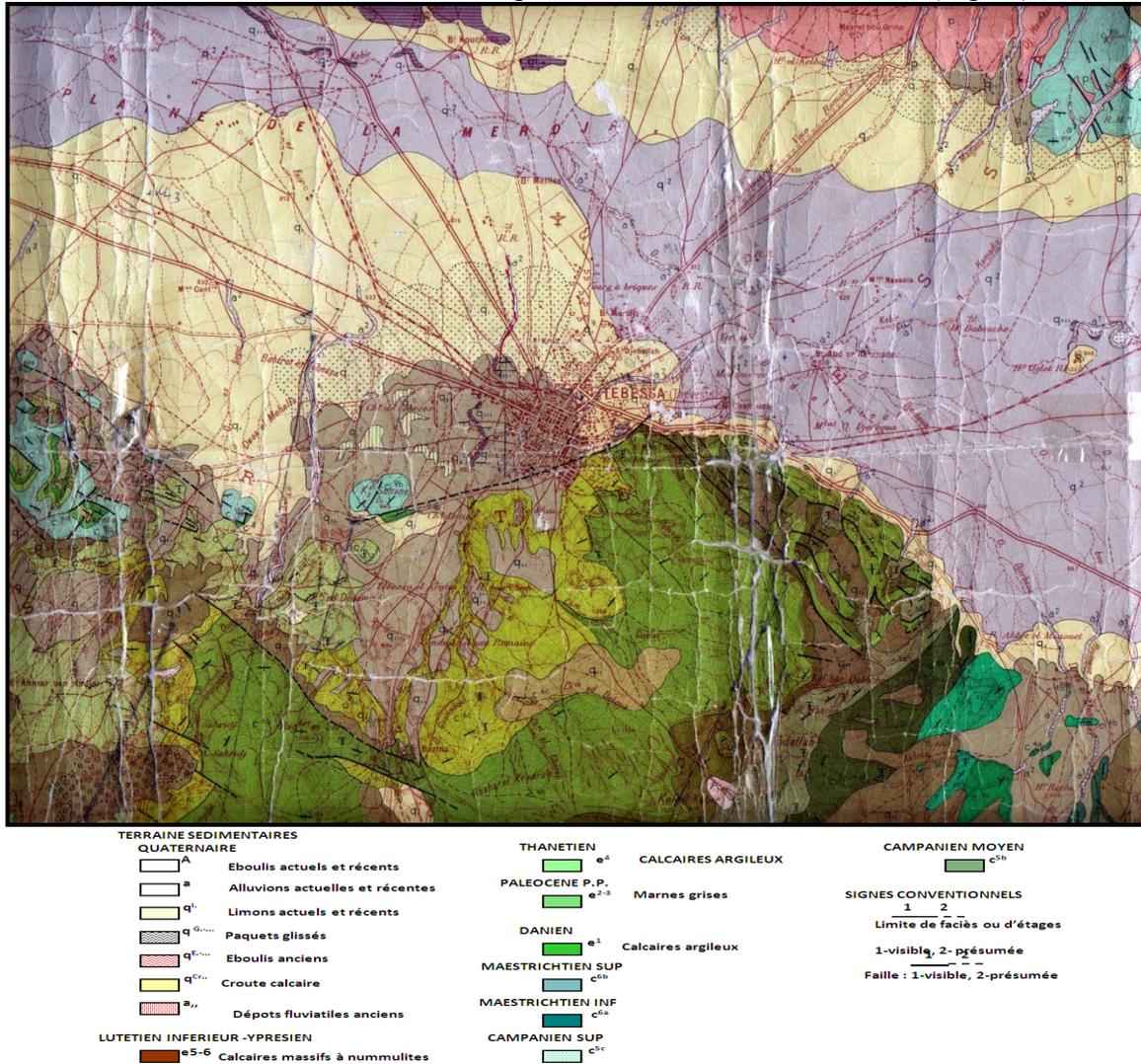


Fig.2a. Carte géologique montre la distribution des différentes formations de sol et de roche dans la région (extraite de la carte géologique de Tébessa à échelle : 1 / 50 000)

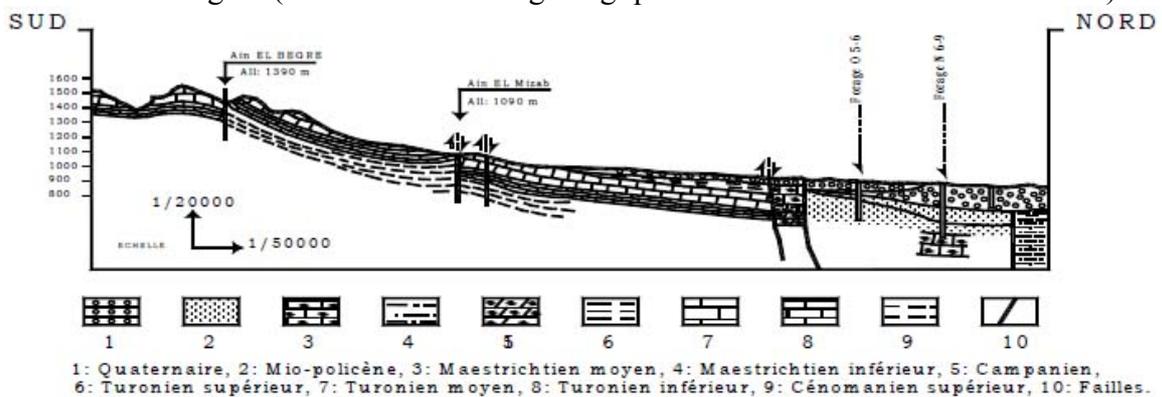


Fig. 2b. Coupe schématique des formations géologiques de la région de Tébessa

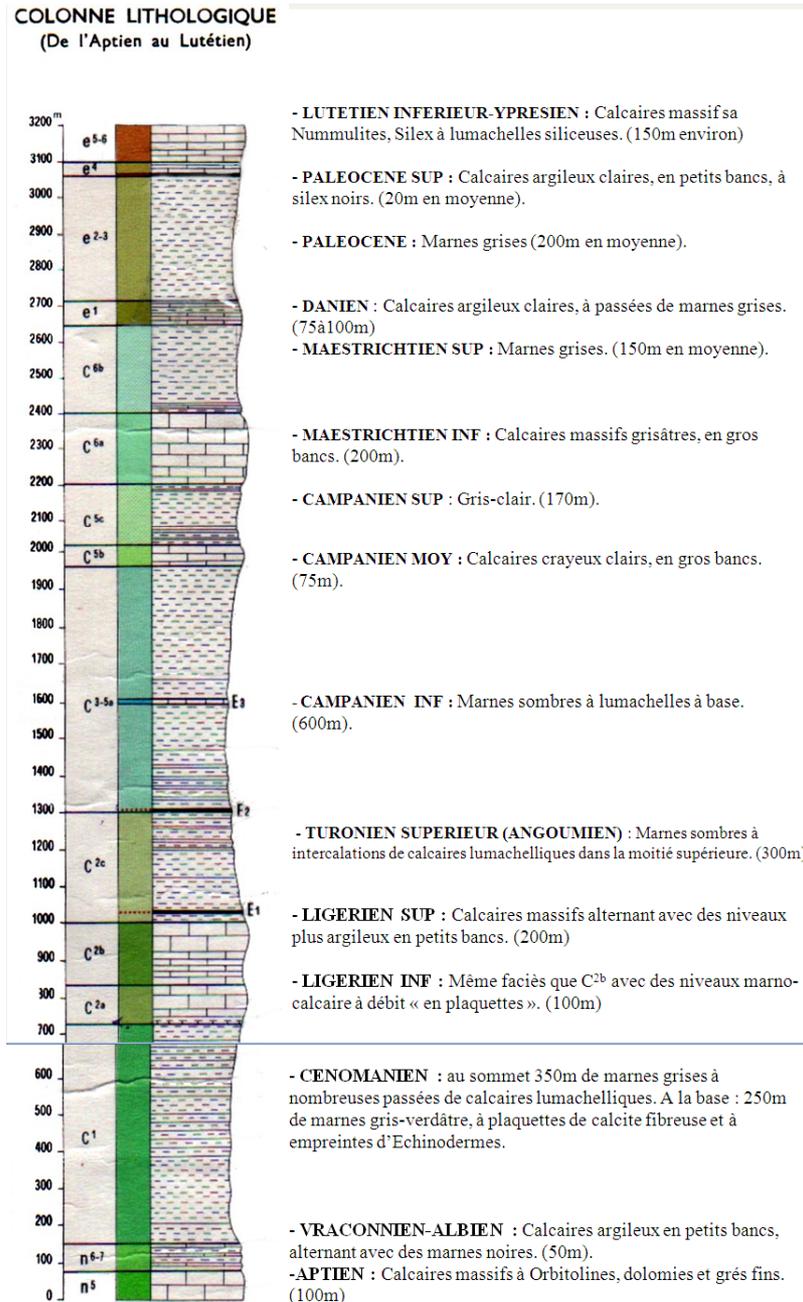


Fig.2c. Colonne stratigraphique synthétique de la région de Tébessa.

(D'après : Dubourdiou 1956; David 1956; Madre 1969; Fleury 1969)

I.4. Lithostratigraphie de la région de Tébessa :

L'étude de la stratigraphie de la région de Tébessa (Fig. 2c) est essentiellement basée sur les travaux de recherches de plusieurs auteurs (Dubourdiou, 1949, 1956; Durozoy, 1956 ; Blés et Fleury 1970 et Vila J. M 1980 et 1994).

I.4.1. Secondaire

A. Le Trias

Dans la région de Tébessa, le Trias affleure sous forme d'extrusions sur une grande étendue au Nord d'El Hammamet et au sud de Tébessa à Dj Djebissa. Il occupe

généralement le cœur des structures anticlinales (Perthuisot et Rouvier 1992 ; Aoudjehane et al 1992). Le trias est composé principalement de gypse, de marnes bariolées à gypse, de dolomies et de débris de roches de différente nature.

B. Crétacé inférieur et moyen

B.1. Aptien : Il est formé par des bancs de calcaires à Orbitolines, souvent bréchiques à ciment dolomitique ou calcique. Dans la partie méridionale du Dj. Belkfif, ces calcaires sont englobés dans le Trias diapirique, avec une épaisseur qui dépasse 100 m.

B.2. Albien : Il affleure près de Dj. Bouroumane où il est formé par des calcaires en bancs bruns épais sur une épaisseur de 90 m. Ces assises forment une grande partie des pentes moyennes du versant ouest de Bouroumane. Cet étage ne se trouve pas dans la zone d'étude, peut être à cause du diapirisme accentué lors de cette période, cependant selon le dernier article de Villa J-M. (2001) il existe près de Dj.Belkfif.

B.3. Vraconien : Il est bien développé dans la zone de Bouroumane et il existe probablement en profondeur dans le fossé de Hammamet. Cet étage est caractérisé par un ensemble de calcaires et de marnes calcaires grisâtres en plaquettes, renfermant des empreintes d'Ammonites.

C. Crétacé supérieur

C.1. Cénomaniens : Il affleure dans la partie nord- ouest du fossé de Hammamet à l'est de Dj.Essen, sous la forme de marnes bleu violet à intercalation de lumachelles.

C.2. Turonien : Il se subdivise en deux parties, le turonien inférieur et le turonien supérieur. La base du Turonien inférieur est représentée par des marnes et calcaires grisâtres, dont l'épaisseur est de l'ordre de 60 m. Le sommet du Turonien inférieur est représenté par des calcaires beiges qui constituent les falaises du Dj.Essen ; Dj.Belkfif, kef Daheche, Dj. Tella (chaîne d'Ozmor). Le Turonien supérieur se présente en marnes grises, alternées avec des marnes vertes d'une épaisseur d'environ 150 m.

C.3. Emschérien (Santonien et Coniacien) : C'est une série épaisse et monotone de marnes grises ou vertes, contenant dans sa partie supérieure des niveaux de calcaires lumachelliques sur une épaisseur de 250 m.

C.4. Campanien : Le Campanien (inférieur et supérieur) est caractérisé par une série des marnes grises ayant une épaisseur de 200 m. Le Campanien moyen présente dans le relief une nouvelle corniche entre celles du Turonien et du Maestrichtien, il passe sensiblement aux formations marneuses qui font le passage entre Campaniens supérieur et Maestrichtien inférieur

C.5. Maestrichtien : Le Maestrichtien inférieur est représenté par des éboulis au pied des reliefs. Le Maestrichtien supérieur est une formation puissante de calcaires massifs blancs bien lités renfermant de nombreuses empreintes d'Inocérames. Leur épaisseur est de l'ordre de 80 à 100 m, mais atteint 200 m au sud-ouest de Youkous (Hammamet).

I.4.2. Tertiaire

A. Le Paléocène

Sa base présente des marnes analogues à celles du Maestrichtien supérieur qui s'intercalent à des couches phosphatées vers les niveaux supérieurs.

B. L'Éocène

Des calcaires à silex et d'autres à Nummulites caractérisent l'Éocène inférieur et moyen, près des périmètres de la région de Tébessa. Leur puissance est de 200 mètres

C. Le Miocène

Les dépôts du Miocène inférieur et moyens reposent transgressivement sur les formations anciennes (Albien-Sénonien et même sur le Trias). Il s'agit d'une puissante accumulation de marnes et de grés (Dubourdieu, 1956; Kowalski et Hamimed, 2000).

À leur base, les formations miocènes comportent des conglomérats contenant des éléments de calcaires variés, de silex gris, des galets ferrugineux et des éléments empruntés au Trias, témoignant d'une activité diapirique (Bouzenoune, 1993). Le remaniement de silex, réputé d'âge Yprésien à la base du Miocène témoigne de l'existence d'une mer éocène où se dépose une sédimentation marine durant l'Éocène et le Miocène inférieur à moyen. La sédimentation à la fin du Miocène indique le début d'une phase de régression.

La puissance moyenne du Miocène dans la région d'étude est de 150 m (Dubourdieu, 1956).

I.4.3. Le Quaternaire

Les dépôts quaternaires sont d'origine continentale et sont distribués dans les parties basses des reliefs et couvrent des surfaces importantes (plaines et vallées actuelles). Ils sont formés de croûtes calcaires, limons éboulis, cailloutis et poudingues. La puissance du Quaternaire varie entre 10 et 30 m (Dubourdieu, 1956). Les formations lithologiques qui peuvent être distinguées sont les formations actuelles, les formations anciennes et le Plio-Quaternaire (Fig. 2a):

A. Formations actuelles et récentes :

- **Éboulis actuels.** Ils existent au pied de tous les grands reliefs calcaires, mais ils se confondent, la plupart du temps, avec les éboulis anciens.
- **Travertins :** Ils se déposent par les sources de Tébessa et de Tenoukla.

- **Alluvions actuelles.** Elles n'existent que rarement, car, en règle très générale, les oueds recourent les formations sur lesquelles ils coulent. Sur les bordures de la plaine, elles affectent l'allure de dépôts torrentiels.
- **Limons récents :** ils sont développés surtout dans la grande vallée de l'Oued kébir. Dans la Merdja de Tébessa, des dépôts de gypse alluvionnaire font l'objet d'exploitations locales.
- **Croûtes calcaires :** Ce sont des dépôts superficiels dus à l'évaporation d'eau chargée de calcaire développé surtout sur les alluvions caillouteuses anciennes.

B. Formations anciennes :

- **Alluvions anciennes :** Elles constituent les basses terrasses des oueds et se raccordent généralement à des formations anciennes occupant latéralement de plus grandes surfaces ainsi que de niveaux localement discernables (cours amont de l'Oued Oglat el Rbaïb).
- **Alluvions anciennes de piedmont :** Ce sont des formations de bordure de la plaine de Tébessa, argileuses ou caillouteuses. Dans le premier cas, elles sont constituées à partir des marnes sénoniennes à l'W et au NE de Tébessa, Dano-montiennes au NW, cénomaniennes au SE et dans le second cas, à partir des calcaires maestrichtiens à l'W et au NE, éocènes au N, turoniennes à l'E, enfin d'éléments très divers aux flancs du Dj. Djebissa. Ce sont, la plupart du temps, des cônes de déjection.
- **Matériel d'épandage ancien en terrasse :** Il est composé de cailloutis et d'argiles, peu épais en générale (sauf à l'W de Tébessa dans la région du Chabet el Hallouf), sur les marnes crétacées.
- **Matériel d'épandage ancien : éboulis et cônes de déjection.**
 - a. Éboulis et cônes de déjection anciens, ravinés par les oueds actuels ;
 - b. Grand éboulis, amas de blocs, souvent énormes, de calcaires maestrichtien paraissant soliflués, disloqués et en cours de destruction par l'érosion ;
 - c. Anciens cônes de déjection rougeâtres, formés d'esquilles calcaires bien cimentés, empruntés exclusivement aux reliefs maestrichtiens au pied desquels se trouvent (Dj. Mestiri, Chabet el Hmara, Ksar Tebinet). Un pendage vers l'amont est parfois bien visible. Il peut s'agir, soit du rejet récent d'accidents de la bordure du fossé d'effondrement, soit de mouvements de solifluxion sur les marnes. Une période très humide a dû présider à leur formation.
- **Cailloutis anciens du Dj. Djebissa :** Ils sont souvent perchés sur les argiles à gypse du Trias ou sur les marnes cénomaniennes dans la région du Dj. Djebissa.

C- Plio-Quaternaire (villafranchien) : Il est composé de :

- a. Argile rouge (O. Oglat Rbaïb ; O. Kébir ; Kt el Kramassa ; O. Serdiess) ;
- b. Conglomérats (contreforts EST du Dj. Djebissa).

I.5. Description tectonique et structurale de la région de Tébessa

Sur le plan structural, le territoire en question occupe deux régions géotectoniques qui se différencient par l'âge de leur base plissée et par la particularité de leur structure (Fig.3).

Ce sont des plateformes hyperciniennes (Nord et centre du territoire) et antécambrienne (Sud) divisées par la faille Nord atlasique (Flexure saharienne).

Le territoire de la région de Tébessa est parcouru par de grandes structures synclinales et anticlinales de direction NE-SW. Ces structures sont bien visibles en particulier sur le plateau de Chéria et au Dj Dyr.

Dans la zone de l'El Ma-Labioud, des structures plus profondes sont recouvertes par le Miocène continental, elles sont donc antérieures au Miocène et à la phase de distension qu'a provoqués l'effondrement de la plaine de Tébessa-Morsott qui est beaucoup plus au Nord derrière Bekkaria.

Si on considère les terrains de la carte de Morsott, il est difficile de déterminer l'âge des plissements ; les seuls dépôts tertiaires, postérieurs à l'émersion Eocène, sublittoraux attribués au Tortonien sont localisés au cœur du synclinal du Dj Dyr, où, ils surmontent sans discordance apparente les calcaires du Lutétien inférieur. Cependant à l'Est d'El Kouif, entre la limite de la feuille et la frontière Tunisienne, les mêmes sables du Miocène inférieur reposent en discordance sur les calcaires Eocène ou les marnes Paléocène.

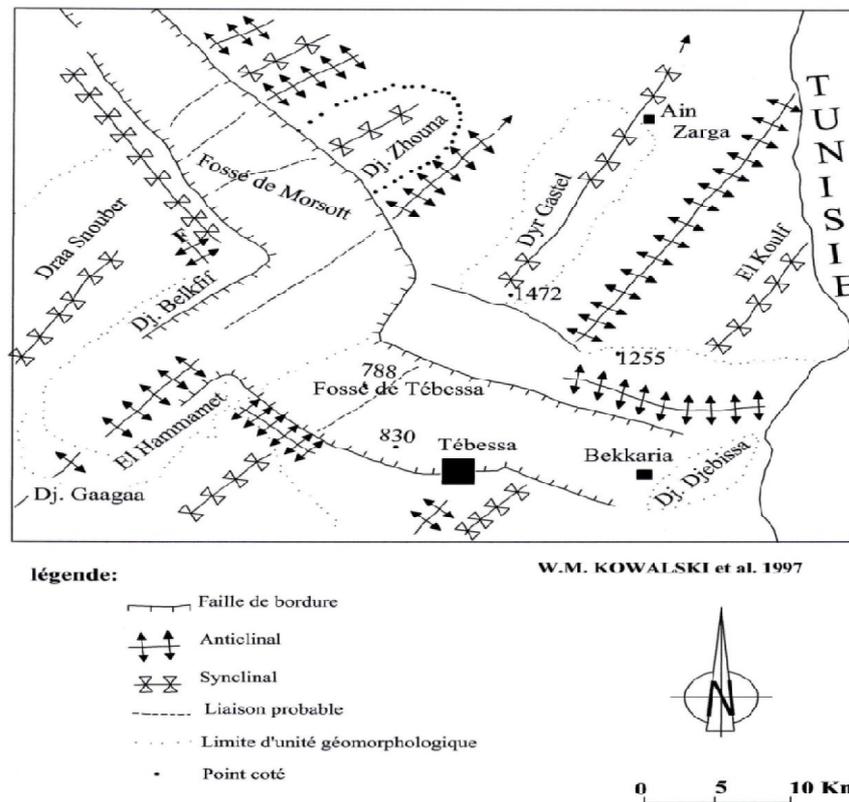


Fig.3. Esquisse tectonique de la région de Tébessa (Kowalski et al. 1997)

D'autres parts, d'après Dubourdieu. G (1949-1951; 1956 et 1959) plus au Nord (feuilles Bou Khadra et Dj Ouenza, ainsi que Dj Mesloula), le Miocène est discordant sur tous les termes de la série Crétacé (feuille de Tébessa) on note aussi, le Miocène discordant sur les termes du Crétacé. Le plissement de la région est donc postérieur au Lutétien inférieur et antérieur au Miocène et se trouve, sans doute, responsable de l'émersion de la région à l'Eocène moyen (Dubourdieu, 1959).

Un grand accident de direction NE-SW semble couper et décrocher la plaine de Tébessa, il s'agit d'une faille inverse. Le compartiment SE chevauche le compartiment NW, ceci est bien visible au Dj Chemela entre Morsott -Tébessa.

La continuation SW de cet accident semble se noyer en profondeur sous l'anticlinal de Chéria. Sur la bordure du plateau, il affecte principalement le Turonien et ne parait pas passer vers le haut jusqu'au calcaire du Maestrichtien. Cet empilement des structures vers la profondeur s'organise avec une réduction du rayon de courbure et au delà d'une certaine profondeur par la formation d'une faille surtout lorsque les niveaux deviennent compétents au niveau des calcaires Turonien. Vers le haut, cet accident s'amortit dans les marnes du Coniacien, du Santonien et du campanien inférieur. C'est ainsi que le maestrichtien de Chéria n'est pas affecté.

L'axe des grandes structures a un plongement vers le SW, le point culminant de la région se trouve au SW du synclinal du Dj Dyr avec 1472 m.

Les sommets des reliefs calcaires d'altitudes de 1000 à 1500m, représentent les témoins d'une ancienne surface d'érosion, à peu près plane, mais légèrement gauche, culminante à la pointe sud de Dj Dyr (à partir de ce point, elle s'incline régulièrement vers le nord et perpendiculairement à cette direction, vers le N-W et le S-W).

Cette surface d'érosion, pratiquement pas déformée est postérieure aux plissements et en particulier aux compressions tangentielles post-Miocène inférieures continentales : Les formations sableuses ou conglomératiques de cet étage constituent, en effet, quelques sommets de mêmes altitudes que ceux des formations environnantes plus anciennes qui déterminent cette surface. Elle est d'autre part antérieure à la formation du fossé de Morsott qui la recoupe nettement.

I.6. Les formation superficielle locale :

La figure 04 extraite de la carte des sols permet de décrire les formations superficielles «sols» locales , on peu distingués la répartition suivante :

1. la dominance, selon cette carte est pour les sols calciques se sont en générale des marnes et des marno-calcaires, ou des argiles marneuses
2. les calcaires marquent leur présence avec une répartition dans toute la région
3. les alluvions

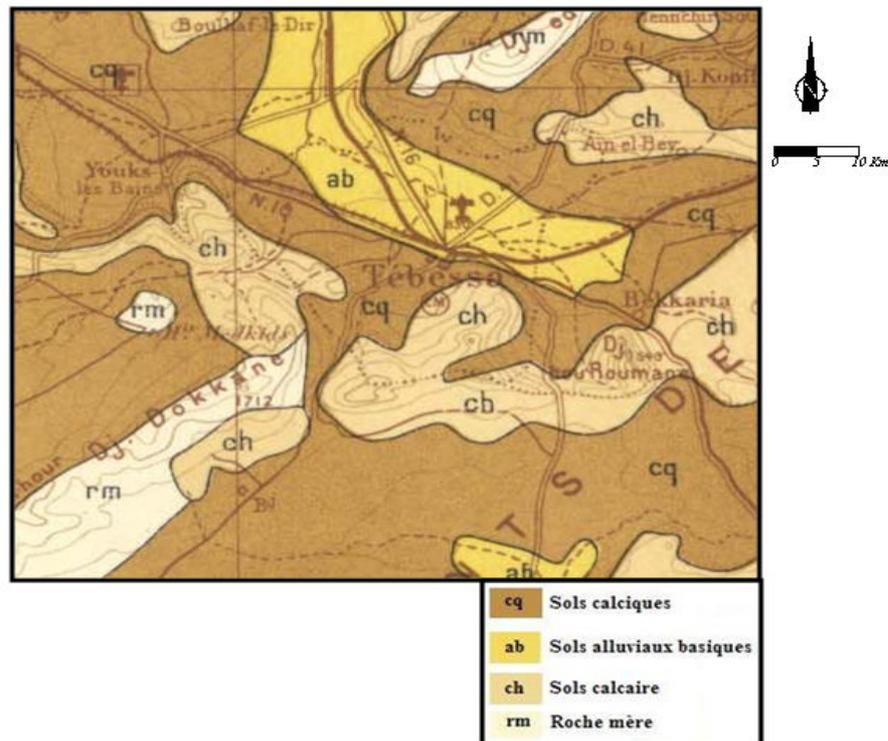


Fig.4 : Extrait de la carte des sols de Tébessa Echelle : 1/50.000

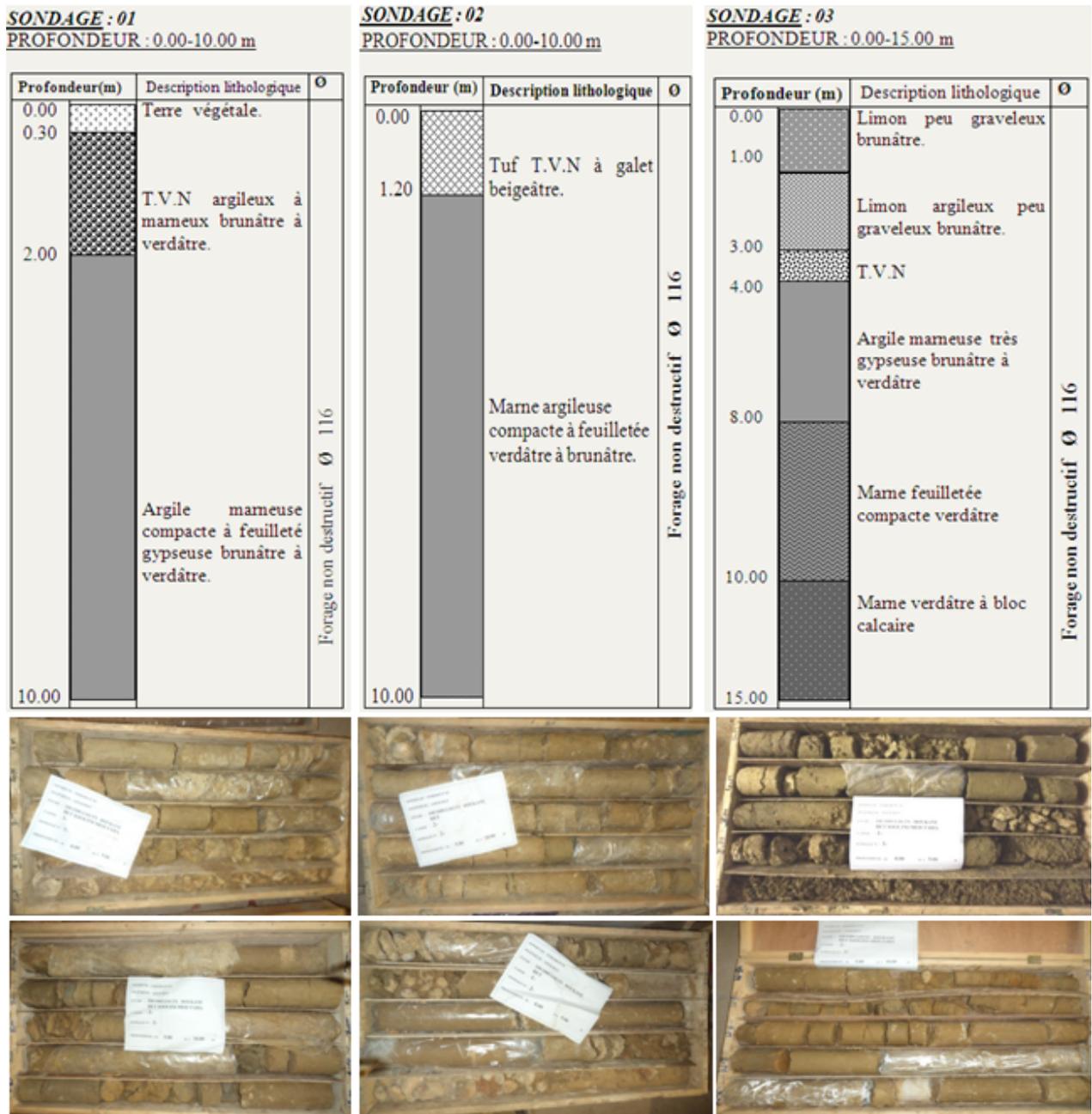


Fig.5. Logs des sondages représentatifs prélevés dans la zone d'étude

L'examen des sondages carottés réalisés dans différents endroits dans la zone d'étude (Fig.5 et ANNEXE : A) montre une homogénéité relative du sous-sol ; il s'agit en général, d'une alternance irrégulière de formations de la même nature lithologique (marne et argiles), pour certains cas des couvertures de remblais d'épaisseur maximale de 1,2 m, parfois il s'agit de la terre végétale, on remarque la présence des tufs et TVN parfois avec des intercalations de calcaires d'épaisseurs limitées.

I.7. Conclusion :

L'aperçu sur les différents environnements géologiques de la région étudiée a permis de déterminer des zones dont les formations principales sont des argiles et des marnes à partir d'une description lithostratigraphique des âges existant dans la région. Parmi ces formations nous citons : le Maastrichtien inférieur formé essentiellement par des marnes grises et des marno-calcaires, le Paléogène qui présente des formations d'argile et de gypse, le Pliocène caractérisé par l'abondance des argiles rouges, les formations alluvionnaires marquées par la présence des argiles, des argiles caillouteuses et des dépôts de sable et limon.

Ainsi, la consultation des cartes et coupes géologiques issues des sondages carottés réalisés au niveau de la région étudiée affirme l'existence des formations argileuses et argilo-marneuses à des faibles profondeurs qui malgré leur hétérogénéité à l'échelle métrique, elles peuvent être considérées comme homogènes à l'échelle de la région d'étude. La dégradation des formations argileuses et marneuses donne directement des sols fins plastiques susceptibles de changer de volume suite au changement de leur état hydrique, ce mécanisme pouvant causer des problèmes d'instabilité de terrain à court ou à long terme.

II- Aperçu hydrogéologique

II.1. Introduction

Étant donné que les formations en surface, sujet de notre étude, sont à dominante argileuse et argilo-marneuse, l'aperçu hydrogéologique va permettre de situer ces formations imperméables par rapport aux nappes existantes qualifiant par conséquent l'ampleur de dépendance de phénomène de retrait-gonflement de l'état hydrique surtout de la partie des nappes en subsurface où les risques de gonflement induits sont considérables.

II.2. Conditions hydrogéologiques de la plaine de Tébessa

La plaine de Tébessa recèle trois niveaux d'eau (p1, p2 & p3), ces niveaux sont captés soit par des puits domestiques cas du niveau p1 soit par des forages, le cas des deux autres restants. Puisque les nappes des niveaux p2 et p3 sont de profondeur qui rend négligeable l'influence des eaux souterraines sur l'état hydrique des formations des sols fins en surfaces, on va traiter dans cette partie d'étude la piézométrie des puits domestiques captant le niveau p1 ainsi que les conditions aux limites à l'échelle de la plaine.

II.3. Conditions aux limites et apports souterrains :

En partant du contexte hydrogéologique régional (Fig.6), on note les faits suivants :

- La bordure Est (septentrionale) est constituée par les formations argileuses rouges du Trias.
- La bordure Sud (méridionale) de Bekkaria à Ain Chabro présente une série stratigraphique complète de l'Aptien inférieur au Maestrichtien moyen.
- La bordure Nord : le contact entre le remplissage et les formations Crétacées-Eocènes de la bordure se fait par faille. la limite hydrogéologique est constituée par la base faillée des calcaires de maestrichtien inférieurs qui donnent plusieurs sources de débordement.
- La bordure Ouest : présente une limite étanche à l'exception du contact avec les calcaires du Turonien du Djebel Belkfif dont le pendage est dirigé vers le remplissage quaternaire.

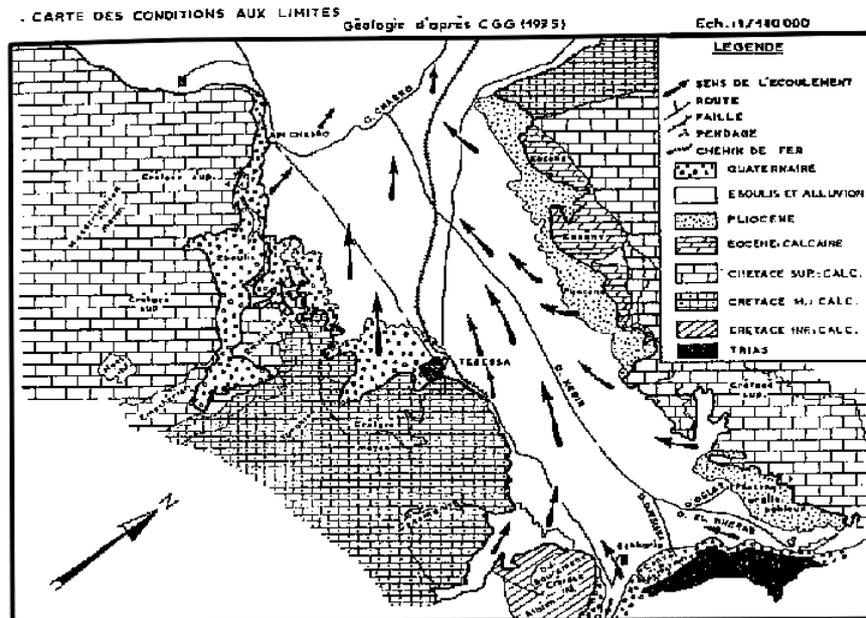


Fig.6. Carte des conditions aux limites (Djabri 1987)

Les échanges hydrauliques sont caractérisés par une relation mixte entre l'Oued Kebir et la nappe. Par ailleurs les changements de faciès mis en évidence par l'étude géophysique traçant la discontinuité des niveaux P1, P2 & P3, provoquent un débordement de la nappe dans le secteur de Tébessa. Les zones présentant une surélévation de substratum font permettre la remontée du niveau de la nappe souterraine même a la surface (fig.7), cas de la Merdja.

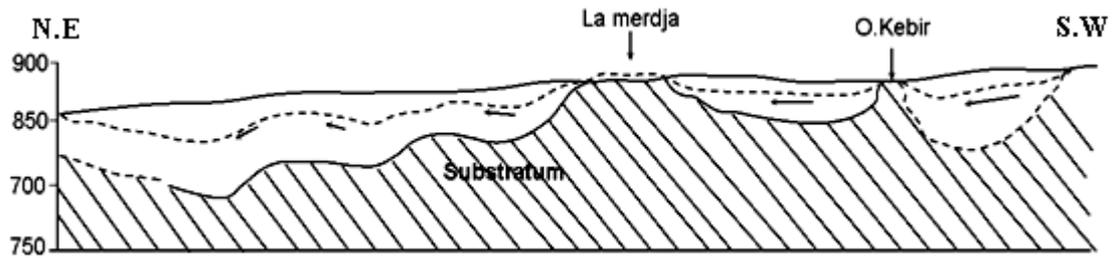


Fig.7. Profil schématique de l'évolution de la piézométrie et du Substratum de la nappe de Tébessa

II.4. La piézométrie des puits domestiques :

La carte piézométrique (Fig.8) réalisée au cours du mois du Mars 2014 par (Fehdi, C 2014) est basée sur les mesures du niveau statique de la nappe sur 28 puits domestiques. Cette carte montre une surface piézométrique irrégulière où l'écoulement des eaux souterraines est de direction SE-NW en concordance avec l'écoulement de surface où la morphologie de la surface montre une surélévation de la région de Bekkaria avec une altitude de 900m par rapport aux autres régions (Tébessa et Ain Chabro 800m). Les courbes isopièzes sont de forme concentrique aux alentours de Tébessa résultant de l'effet de pompage des puits. De même, la zone Ouest présente des fluctuations des courbes piézométriques ayant les valeurs les plus faibles de pression indiquant une zone de drainages des eaux souterraines par l'Oued Chabro. Le drainage de toute la nappe s'effectue principalement par Oued El Kebir et ses affluents, il est compensé par une alimentation provenant des bordures calcaires situées dans la partie sud et nord de la région.

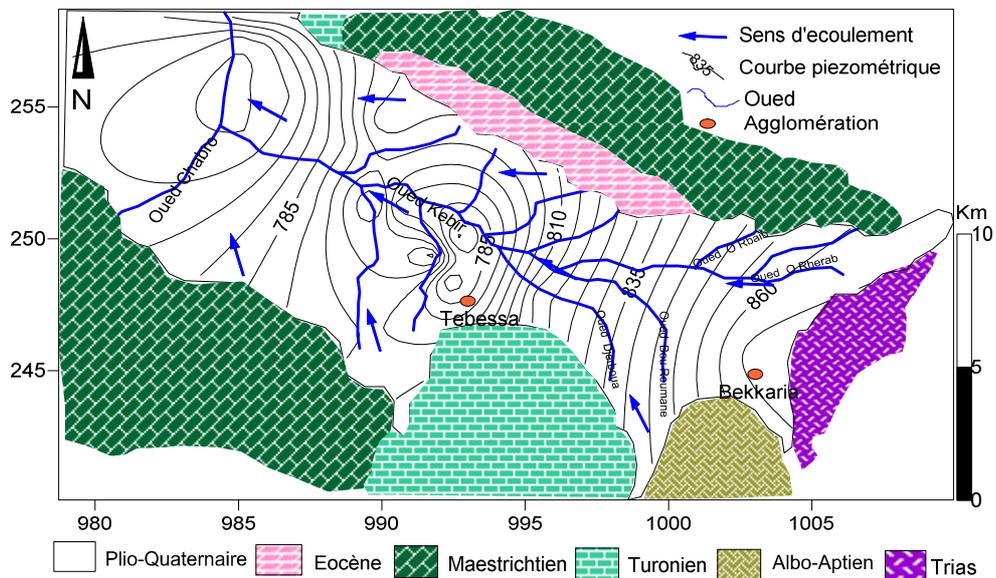


Fig.8. Carte piézométrique de la Nappe de Tébessa, (Fehdi, C 2014)

II.5. Conclusion

L'aperçu de l'état hydrologique et hydrogéologique signale l'existence abondante des eaux surtout au niveau du secteur de Tébessa :

- débordement de la nappe souterraine dans le secteur de Tébessa ;
- échanges hydrauliques par une relation mixte entre l'Oued Kebir et la nappe ;
- alimentation et venue d'eau des calcaires de bordure peu étendus en surface et ayant un pendage vers la plaine.

Un contact continu de ces eaux avec les sols fins surtout argileux de notre zone d'étude contribue à une humectation des argiles qui malgré imperméables, peuvent adsorber des quantités d'eau qui participent efficacement à leur gonflement (coefficient de rétention spécifique élevé). Le tarissement de ces eaux ou leur perte par drainage ou évaporation durant les périodes de sécheresse fait le phénomène inverse de retrait.

III- Aperçu climatologique

III.1. Introduction

Le phénomène de retrait-gonflement d'un sol argileux ne peut être étudié sans la prise en compte des données hydroclimatiques de la région.

Les plus grandes profondeurs de changement saisonnier de l'humidité sont atteintes dans les régions où les changements climatiques saisonniers sont plus grands, c.-à-d., longues périodes de sécheresse suivies de chutes de pluie excessives. Les conditions de la température ambiante influencent directement la profondeur de variations saisonnières de l'humidité : pendant les saisons froides, l'humidité est accumulée dans les zones basses plus chaudes de l'atmosphère, puis se dissipe en profondeurs. L'inverse se produit durant les saisons chaudes. Pour les climats modéré et semi-aride, les variations de l'humidité saisonnière atteignent des profondeurs de 3,00 - 3,60 m. Dans un contexte méthodologique classique, notre étude hydroclimatologique se base sur l'exploitation des données climatiques issues de la station météorologique de Tébessa de coordonnées: X=991.2m, Y=247.2m, Z=890m. Et ce pour une période de 40 ans (1972 à 2012).

III-2. Étude des facteurs climatiques

III.3. Type de climat

L'Algérie, du fait de sa situation géographique se trouve partagée en trois zones climatiques distinctes (fig.9) ; la première à climat méditerranéen au Nord, la seconde à climat semi-aride vers l'intérieur du pays (hauts plateaux) et enfin un climat aride qui caractérise le grand Sahara.

La région d'étude Tébessa fait partie du domaine semi-aride connu par des étés chauds et secs et des hivers froids et humides. C'est ainsi que ces variations très écartées des différents paramètres hydroclimatiques influents énormément le phénomène de gonflement-retrait des formations argileuses en surface.

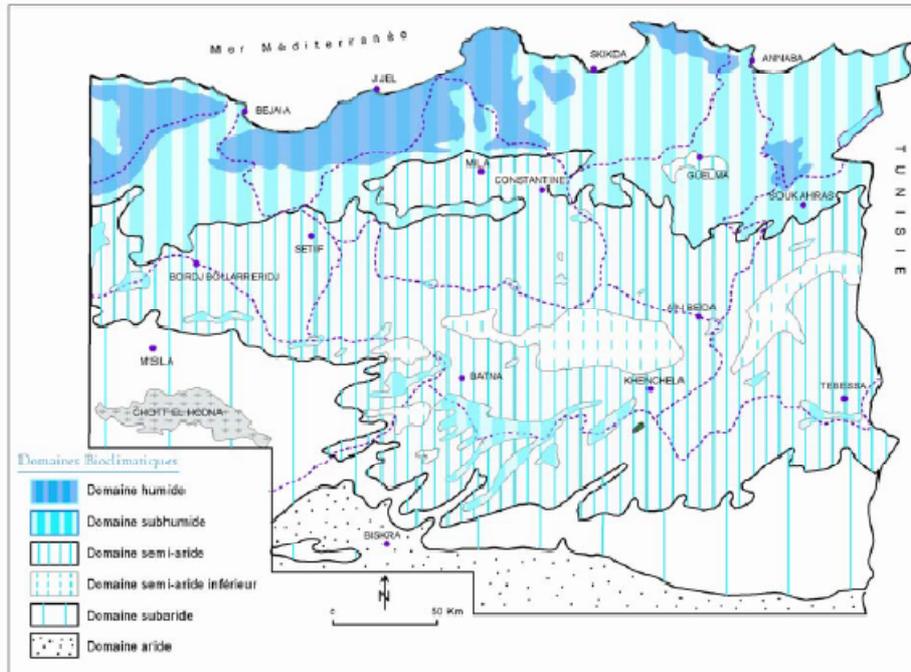


Fig.9. Carte simplifiée des zones bioclimatiques de l'Est Algérien (Établie d'après Côte M., 1998)

III.4. Les précipitations:

La distribution des précipitations dans le temps et dans l'espace conditionne la forme des écoulements et les apports aux nappes. Le Tableau.1, donne un aperçu sur la répartition des précipitations mensuelles au niveau de la station de Tébessa durant la période (1972/2012).

Tab.1. Précipitations moyennes mensuelles (mm) à la station de Tébessa (1972/2012)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Précipitations	40.7	36.1	33.3	28.5	26.4	26.9	44.1	32.7	38.8	26.8	13.1	29.4

On remarque que le mois de Mars et le mois de Septembre sont les plus pluvieux atteignant respectivement 44,1mm et 40,7mm. Notons que les pluies à la saison d'été sont exceptionnellement torrentielles et orageuses et peuvent en une ou deux journées atteindre la moyenne de tout le mois. Ces pluies estivales lorsqu'elles précipitent subitement ont un

effet érosif notable sur les surfaces d'interception (impacte des gouttes d'eau sur le sol qui les reçoit) et font tracer un écart de température et augmenter le taux d'humidité de façon qui ne peut pas être négligée dans une étude qui concerne le phénomène de gonflement des argiles. Lorsque la morphologie de la surface d'interception des pluies permet l'accumulation de ces pluies estivales (accumulation dans les mares, les dépressions de terrain, les fosses abandonnées etc...), une génération se déclenche du phénomène gonflement-retrait des argiles et marnes gonflants de la région.

III.5. Variation interannuelle des précipitations

L'analyse de la courbe des variations interannuelles des précipitations sur une période de 40 ans (1972/2012) (Fig.10), montre que l'année 1972 est la plus arrosée avec 634.7 mm/an, par contre l'année 1997 est la plus sèche avec 207.4 mm/an. Notons que le module pluviométrique annuel moyen est de l'ordre de 376.9 mm/an.

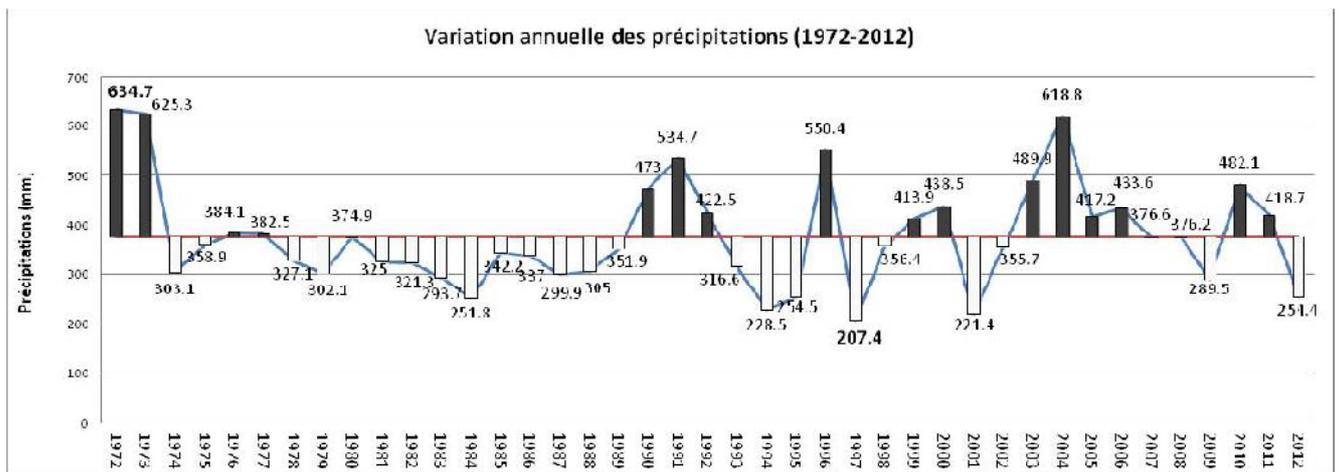


Fig.10. Variation interannuelle des précipitations à la station de Tébessa (1972/2012)

Le Tableau 2 récapitule les années humides dépassant le module pluviométrique annuel moyen. Il est très remarquable que les périodes humides et sèches sont très écartées, élément caractéristique des climats semi-arides, accentuant de ce fait le phénomène de gonflement-retrait.

Tab.2 Les années humides durant la période (1972-2012).

Années	1972	1973	1976	1977	1980	1990	1991	1992	1996	1999
Humides	2000	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2010	2011	

III.6. Les Températures

La température est un facteur déterminant du climat qui permet le calcul du bilan hydrique et précise les périodes de sécheresse où le phénomène de retrait des argiles est à craindre.

III.6.1. Température moyenne mensuelle

Le Tableau 3 et la (Fig.11) représentent la répartition moyenne mensuelle de la température. Le mois de janvier est le plus froid avec une température moyenne mensuelle de 6,65°C par contre le mois le plus chaud est juillet avec une température moyenne mensuelle de 26,28°C. Cet écart thermique considérable est caractéristique d'un climat semi-aride et est responsable de la thermoclastie des roches et sols de surface. Pour les argiles, l'augmentation de température est responsable la dessiccation en forme polygonale à la surface déshydratée.

Tab. 3 Température moyenne mensuelle 1972/2012

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	juill.	Août
T°C	21.53	17.14	11.10	7.88	6.65	7.82	10.47	13.41	18.62	23.43	26.28	25.55

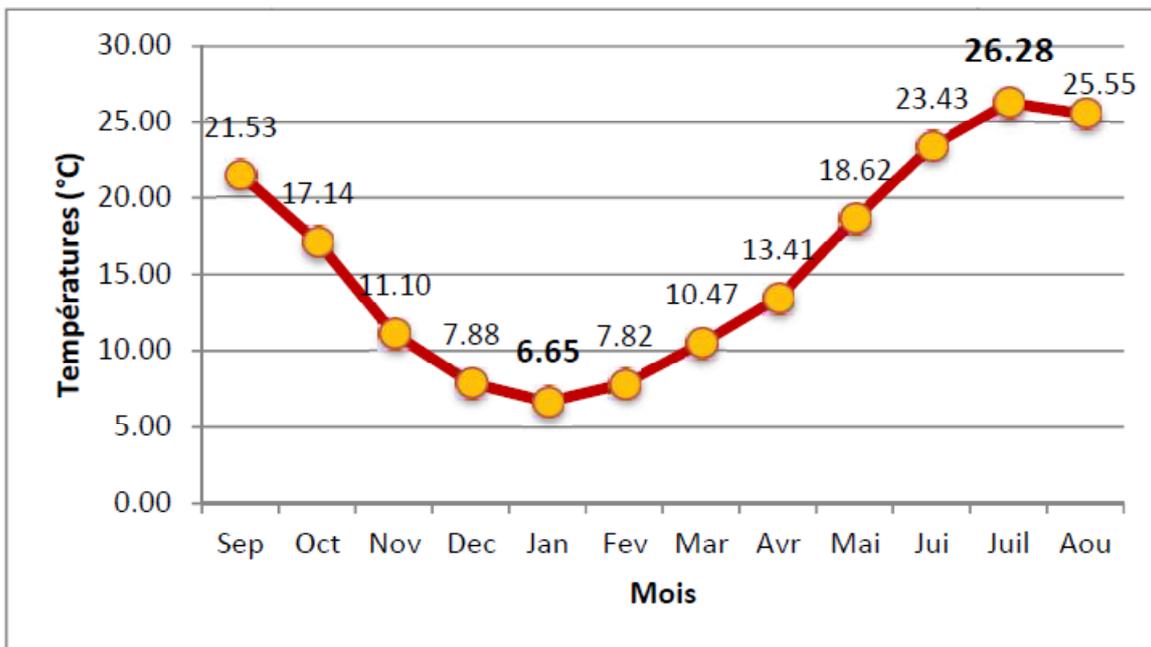


Fig.11. Répartition mensuelle des températures 1972/2012

III.6.2. Diagramme pluviothermique :

Le diagramme pluviométrique (Fig.12) montre la succession de deux saisons l'une sèche et l'autre humides. La première s'étale du mois de Mai jusqu'au mois d'Octobre ; la seconde va du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril. Les deux saisons durent en moyenne six mois par an.

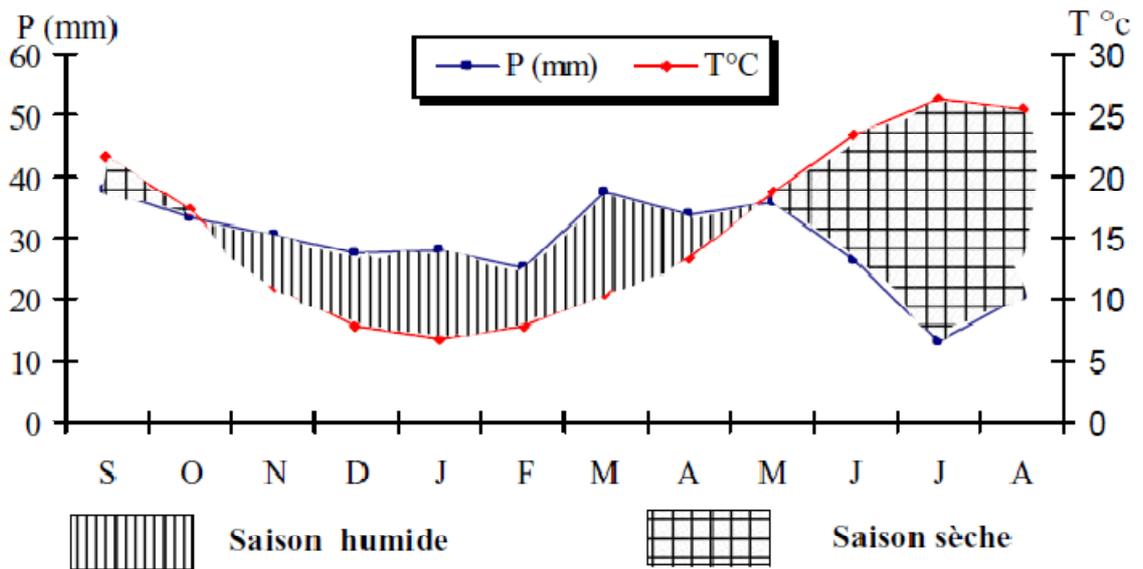


Fig.12 Diagramme pluvio-thermique de la station de Tébessa. (1972-2012)

L'étude de répartition des périodes humides et celles sèches durant une année hydrologique laisse penser une considération du phénomène gonflement-retrait par saison, alors que ce dernier ait son activité toute l'année considérant non plus la saison, mais plutôt les jours de pluie et leur densité et distribution dans la même saison ; autrement dit, on peut s'attendre à un retrait durant le mois de Mai si les pluies ne tombent que deux journées successives qui dépassent la moyenne de tout le mois.

L'étude de répartition des saisons humides ou sèches renseigne sur l'existence des eaux qui servent comme moteur du phénomène gonflement-retrait et ne donne de précision qu'on étudie la distribution dans le temps des jours pluvieux.

III.7. La neige : Les sommets de la bordure sud du bassin versant de Tébessa sont enneigés en ligne droite Est-ouest depuis le Djebel Bouroumane (1545 m) au Djebel M'Taguinaro (1712 m). La surface du bassin versant susceptible d'être enneigée est relativement faible, mais elle joue un rôle important, car elle se situe sur des affleurements calcaires. D'après Seltzer (1946) cette région se situe dans la zone d'enneigement moyen au sol de 5 à 10 jours/an.

Les neiges ont une influence remarquable sur le phénomène de gonflement-retrait lors de leur fonte, ce qui peut compenser le manque de pluie et augmenter le taux d'humidité.

III.8. Le Bilan hydrique

Le bilan hydrique exprime le processus que suit une quantité d'eau arrivant au sol par précipitation ou neige avant de se retourner à l'atmosphère. Le Tableau 4 récapitule les résultats du calcul du bilan hydrologique sur une période de 40 ans (1972/2012), par la méthode de Thornthwaite, qui nous permet une lecture simple des différents éléments du bilan.

Tab.4 : Bilan hydrique à la station de Tébessa 1972-2012, par la Méthode de Thornthwaite

Mois	T°	I	K	ETP	Pr	BH	RFU	ETR	Def	Exc
Sep	21.5	9.1	1.03	99.7	40.7	-59.0	00	40.7	59.0	00
Oct	17.1	6.5	0.97	64.0	36.0	-27.9	00	36.1	27.9	00
Nov	11.0	3.3	0.86	27.3	33.2	6.0	6.0	27.3	00	00
Dec	7.8	2.0	0.81	14.5	28.4	14.0	19.9	14.5	00	00
Jan	6.6	1.5	0.87	11.7	26.3	14.7	26.0	11.7	00	8.6
Fev	7.8	2.0	0.85	15.0	26.9	11.9	26.0	15.0	00	11.9
Mar	10.4	3.1	1.03	29.7	44.0	14.4	26.0	29.7	00	14.4
Avr	13.4	4.5	1.10	48.0	32.7	-15.3	10.7	48.0	00	00
Mai	18.6	7.3	1.21	91.7	38.8	-52.9	00	49.6	42.2	00
Jui	23.4	10.4	1.22	136.0	26.8	-109.2	00	26.8	109.2	00
Jul	26.2	12.3	1.24	167.7	13.0	-154.6	00	13.1	154.6	00
Aou	25.5	11.8	1.16	149.7	29.4	-120.3	00	29.4	120.3	00
Tot	15.8	73.8		855.1	376.9	-478.3		341.9	513.2	35.0

T : température mensuelle en °C -Pr : précipitation mensuelle en (mm)

i : indice thermique

- RFU : réserve facilement utilisable en (mm)

k: coefficient de latitude

- ETR : évapotranspiration réelle en (mm)

ETP : évapotranspiration potentielle en (mm)

Def : déficit agricole en (mm)

- EXC : excédent en (mm)

BH: Bilan Hydrique

Le bilan hydrique signale un danger probable de retrait des sols argileux durant les mois déficitaires (Sep, Oct, Mai, Jui, Jul, Aou) où l'évapotranspiration importante évapore toute les eaux existantes en surface et subsurface. Le phénomène inverse (gonflement) est considérable durant les mois excédentaires (Jan, Fev, Mar) où les eaux participant au rechargement des nappes souterraines contribuent au gonflement des argiles en contact.

III.9. Conclusion :

L'étude hydroclimatique a mis en évidence la participation des quantités d'eau de précipitation à l'alimentation des cours d'eau à la surface ainsi que des nappes souterraines surtout aux mois de janvier, février et mars. Durant les mois où la pluviosité est inférieure à la moyenne mensuelle, l'apport d'eau est compensé par l'augmentation du taux d'humidité. Lorsque l'évapotranspiration potentielle fait perdre toute la quantité des eaux de surface et subsurface (réserves facilement utilisables) le retrait des argiles rentre en action surtout en période estivale. Durant cette période de sécheresse, la réduction du volume des argiles fait apparaître des fissures de dessiccation en forme polygonale caractéristique et préparent les surfaces des argiles à un nouveau cycle de gonflement lors des précipitations torrentielles et orageuses connues surtout en été.

L'étude géologique est indispensable si l'en veut déterminer la nature et la distribution des formations composées essentiellement par les argiles et les marnes du moment où ces derniers sont les principaux matériaux affectés par le phénomène de retrait-gonflement.

Pour les géologues, les argiles apportent des informations sur les conditions environnementales (source, condition de formation, diagenèse...). Dans le cycle géologique, les minéraux argileux sont restreints aux couches externes. Ils sont principalement formés à partir de minéraux de la croûte terrestre quand ils viennent au contact de l'hydrosphère et de l'atmosphère. Les argiles sont généralement absentes dans les roches de haute température (roches magmatiques et métamorphiques à des $T > 500^{\circ}\text{C}$). Par contre, elles sont abondantes dans les sols, sédiments, roches sédimentaires ainsi que dans les zones d'altération hydrothermale.

CHAPITRE II :

LES ARGILES, MINÉRALOGIE

ET COMPORTEMENT

I- Les Argiles :**I-1. Définition :**

Le mot *argile* a deux définitions dans le jargon géologique. La première définit l'argile comme étant une particule dont la dimension est inférieure à 2 micromètres et ce, quelle que soit sa nature minéralogique. Pour la deuxième, c'est un minéral (plus exactement une famille de minéraux) de la famille des silicates plus précisément des phyllosilicates (silicates en feuillets). Il est généralement issu de l'altération par l'eau des autres silicates. C'est pour cette raison qu'on les trouve systématiquement dans les sols et les formations superficielles. On les trouve aussi très fréquemment dans les roches sédimentaires.

Mélangée à un autre minéral comme la calcite, elle formera la *marne*. Si l'argile est seule présente on désignera la roche sous le nom d'argilite. Souvent les deux définitions se rejoignent.

Selon sa variété, l'argile est un minéral très utile. On peut ainsi faire des tuiles et briques, des poteries en jouant sur sa capacité de modelage lorsque mélangée à l'eau. Sa capacité d'absorption est utilisée pour la réalisation des cosmétiques et de médicaments (Smectite et Attapulgite). L'argile est un composant essentiel dans la fabrication du ciment.

La présence des argiles en proportion donnée dans des sols meubles peut avoir des conséquences très graves. Les coulées boueuses se déclenchent souvent dans les dépôts de versants gorgés d'eau. La capacité de *gonfler* en présence d'eau et *rétrécir* en période de sécheresse nuit à la stabilité des constructions.

I-2. Minéralogie des argiles :

Avant d'analyser le phénomène de gonflement, il est essentiel de rappeler certaines notions physico-chimiques relatives aux interactions entre l'eau et les particules argileuses (Grim, 1962 ; Mitchell, 1976).

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des phyllosilicates. Ils sont issus de la dégradation lente de minéraux préexistants. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peut expliquer la grande diversité des argiles (Jackson & Sherman 1953, cités par Gaombalet, 2004). Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière : *le feuillet, la particule et l'agrégat*.

Le feuillet est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches (figure 15) : les couches tétraédriques (fig. 15a), de formule générale SiO_4 et dont l'épaisseur est de 3 \AA : l'oxygène occupe les sommets du tétraèdre, le centre est occupé par un atome de silicium, les couches octaédriques (fig. 15b) de formule générale $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ ou $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$ ont une épaisseur de 4 \AA . Les octaèdres ont leurs sommets occupés par des hydroxyles OH dont le centre est occupé par un atome d'aluminium ou un atome de magnésium. Il représente l'élément de base constitutif d'une argile et joue par conséquent un rôle très important dans la connaissance des caractéristiques de celle-ci et de son comportement hydromécanique.

Le feuillet formé par l'association d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique est dit de type 1:1 ou Te-Oc (feuillet de kaolinite par exemple, fig. 16a), l'épaisseur du feuillet est de l'ordre de $7,2 \text{ \AA}$. Tandis que le feuillet formé par l'intercalage d'une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques est de type 2:1 ou Te-Oc-Te (feuillet de montmorillonite par exemple, fig. 16b), l'épaisseur du feuillet dans ce cas est de l'ordre de $9,6 \text{ \AA}$ environ (Mitchell, 1993).

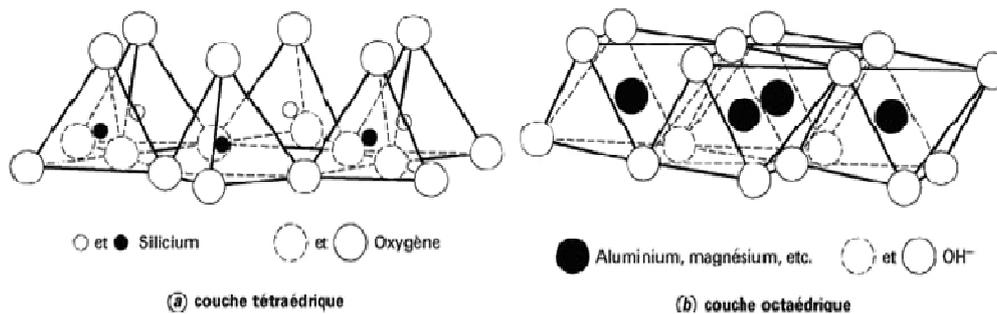


Fig. 13 : Couches tétraédriques et octaédriques typiques des argiles (Mitchell, 1993)

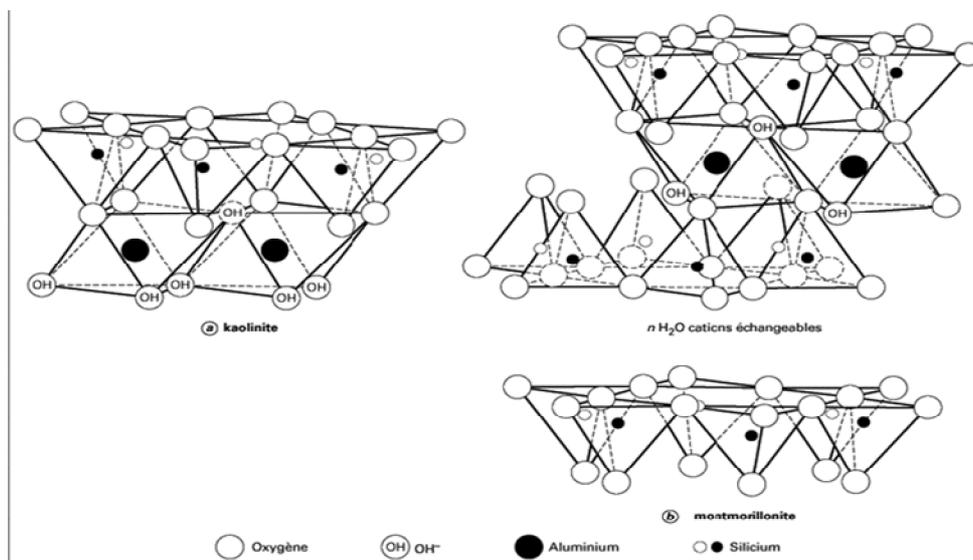


Fig. 14 : Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)

La particule : (appelée aussi cristallite ou tactoïde) est un empilement (superposition) de feuillets argileux suivant différentes configurations, qui peut atteindre une taille maximale de 2 μm . La position des feuillets les uns par rapport aux autres et le nombre de feuillets par particule, sont variables suivant le type d'argile considéré et sont également fonctions de son état hydrique (Ben Rhaeim et al, 1986 ; Saiyouri, 1996). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire dont les dimensions peuvent atteindre plusieurs nanomètres. Lorsque l'on s'intéresse à des particules argileuses, on peut observer deux types de porosités : la porosité interlamellaire (ou interfoliaire); définie entre deux surfaces internes d'une même particule et la porosité interparticulaire (ou lenticulaire) définie entre deux surfaces externes de deux particules.

Les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. En effet, il arrive que certaines substitutions, ou remplacements isomorphiques, de Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+} aient lieu dans les couches tétraédriques, et de Al^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} dans les couches octaédriques. Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font sans modifications de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent quasi-inchangées. Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charges des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal est rompu. Il existe alors un déséquilibre électrique au sein des couches d'argiles, donc au sein de la particule. Par conséquent, les particules argileuses auront une charge négative à la surface. Cette électronégativité des particules est une des caractéristiques fondamentales des argiles. Des cations, présents dans le milieu environnant, viennent alors se localiser au voisinage du feuillet, en particulier dans l'espace interfoliaire, afin de compenser le déficit de charge. Ces cations ne font pas partie intégrante de la structure en couche et peuvent être remplacés, ou échangés, par d'autres cations présents en solutions et ils jouent un grand rôle sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996). Pour mesurer la quantité de charges négatives en surplus, on utilise la notion de capacité d'échange cationique (CEC) qui est une caractéristique importante dans la classification des argiles et une démarcation importante par rapport aux milieux granulaires.

L'agrégat (appelé aussi grain) est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée

sur la Figure 15. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre ces différents niveaux. Pour simplifier, Gens et Alonso (1992) ont limité le nombre de niveaux structuraux à deux : le niveau microstructural où sont réunis l'infrastructure et la microstructure et le niveau macrostructural. C'est ce que les auteurs qualifient de double structure.

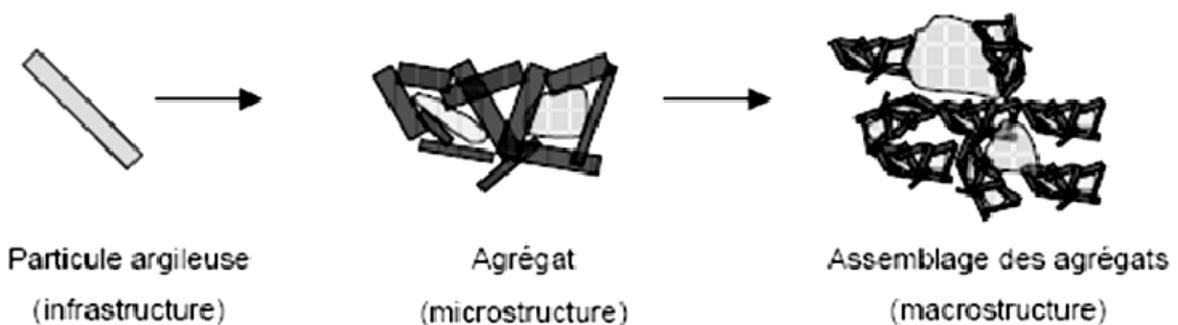


Fig. 15 : différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens et Alonso, 1992)

I-3. Les principaux types d'argiles

La classification géotechnique des argiles est un sujet difficile à cerner vu la diversité de leurs propriétés. Néanmoins, trois grands groupes d'argiles sont souvent rencontrés en géotechnique : les kaolinites, les illites et les smectites. Ces argiles pures représentent des références pour la classification des différentes argiles qu'elles soient naturelles ou commerciales.

a- Les kaolinites : sont des minéraux argileux de type 1:1 (Te-Oc), à feuillets d'équidistance fixe de 7 \AA . Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O^- présents sur la surface supérieure et les H^+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, conférant avec les liaisons de Van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau. Par conséquent, les kaolinites sont presque insensibles à l'eau. Cette liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre de feuillets par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement $45 \text{ m}^2/\text{g}$. Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas $15 \text{ méq}/100 \text{ g}$.

Les particules de kaolinite sont des grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelques dizaines à une centaine de nanomètres d'épaisseur et de quelques centaines à un

millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale / épaisseur). Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et sont en contact les uns avec les autres. Ainsi, la seule surface accessible à l'eau reste la surface externe à la particule. Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argiles.

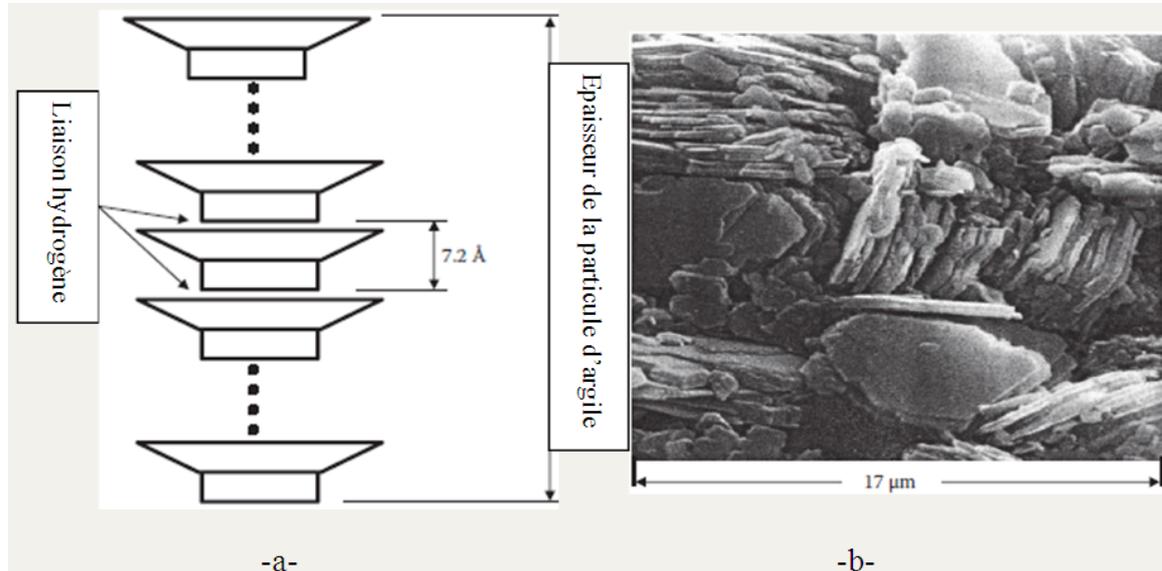


Fig.16 : -a- : Structure de la Kaolinite

-b- : Photomicrographie électronique de l'argile kaolinite. (De Tovey, N. K., 1971, CUED / C-SOILS / TR5a, Université de Cambridge, Département d'ingénierie.) Photo courtoisie de N. K. Tovey.

b- Les Smectites : sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te). L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9,6 Å°. Ce désordre des feuillets et la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. Ce gonflement peut atteindre des valeurs dépassant l'épaisseur du feuillet lui-même.

Les smectites, ou montmorillonites sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile (Saiyouri, 1996). Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des interstartifiés.

Les particules de smectite comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités ou plus pour une montmorillonite sodique et entre 10 à 40 unités ou plus pour une montmorillonite calcique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100 g.

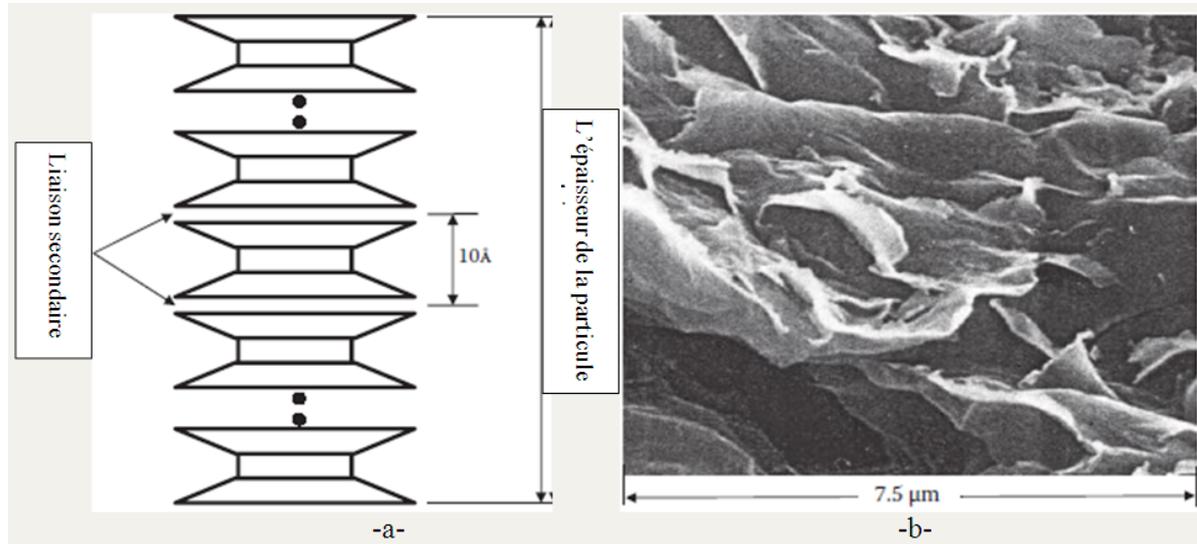


Fig.17 : -a- : Structure de la Montmorillonite

-b- : Photomicrographie électronique de l'argile Montmorillonite. (De Tovey, N. K., 1971, CUED / C-SOILS / TR5a, Université de Cambridge, Département d'ingénierie.) Photo courtoisie de N. K. Tovey.

c- Les Illites :

Sont des minéraux argileux de type 2:1 (Te-Oc-Te), à feuillets d'équidistance fixe de 10 Å. Elles ont la même composition que la montmorillonite, mais une liaison forte entre les feuillets est permise par la présence de cations potassium K^+ . Ce caractère leur confère un potentiel de gonflement moindre que celui des smectites et la constitution de particules de tailles importantes. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets (Bolt, 1956), avec une épaisseur de moins d'une dizaine de nanomètres et une centaine de nanomètres pour l'extension latérale. Le pouvoir de fixation des cations de l'illite est compris entre 10 et 40 méq/100 g.

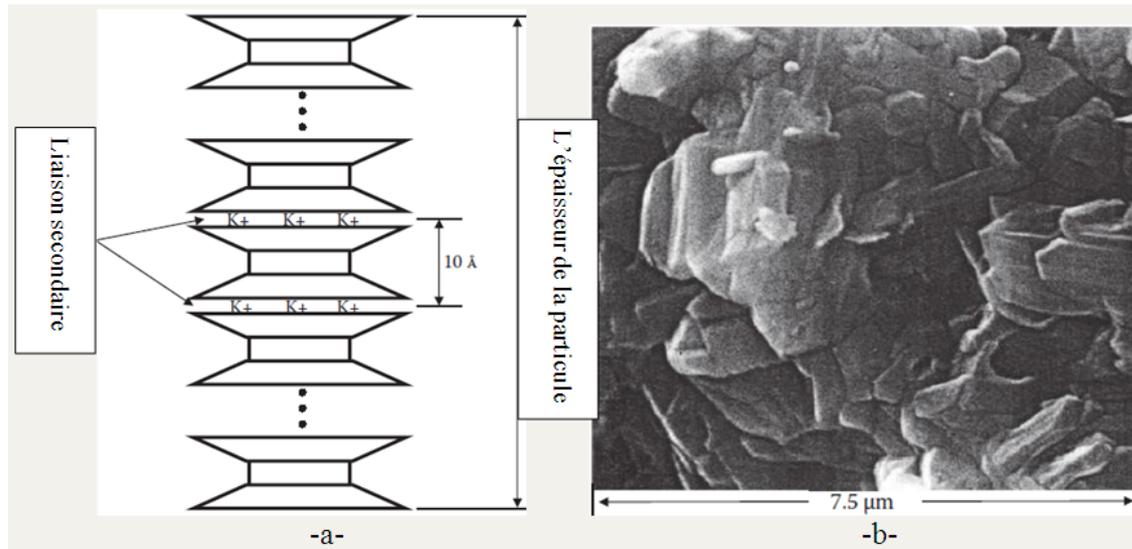


Fig.18 : -a- : Structure de l'illite

-b- : Photomicrographie électronique de l'argile Illite. (De Tovey, N. K., 1971, CUED / C-SOILS / TR5a, Université de Cambridge, Département d'ingénierie.) Photo courtoisie de N. K. Tovey.

Le Tableau 05 résume les différentes caractéristiques de chaque argile citée ci-dessus. Dans le cas de l'illite et de la smectite, la structure du feuillet est la même et pourtant les CEC sont très différentes. La différence provient du mode de formation des argiles. Dans le cas de l'illite, les cations intégrés à l'intérieur de la structure sont différents de ceux d'une smectite : le déficit de charge n'est pas le même et les CEC sont donc différentes.

Tab. 05 : Caractéristiques microscopiques des principales argiles

Argile	Kaolinite	Illite	Smectite
Type de feuillet	1:1	2:1	2:1
Épaisseur de feuillet (Å°)	7	10	9,6
Nombre de feuillet par particule	10-150	5-20	1-10 (montmorillonite sodique) 10-40 (montmorillonite calcique)
CEC (méq/100 g)	5-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m ² /g)	10-45	80-100	700-900
Matériau interfoliaire	—	K ⁺	H ₂ O, Na ⁺ , Ca ²⁺ , ...
Comportement dans l'eau	non-gonflant	peu-gonflant	gonflant

Si les kaolinites ont une surface spécifique et un pouvoir d'échange de cation faible, c'est parce que leur constitution rend l'accès entre les couches minérales presque impossibles à cause des fortes liaisons qui sont établies entre elles. En revanche, les smectites montrent une très grande facilité de séparation de leurs couches à surfaces

chargées, ce qui explique l'importance de leur surface spécifique et du pouvoir d'échange cationique. Les illites constituent un cas intermédiaire où les surfaces chargées sont seulement les surfaces latérales et les surfaces basales externes alors que les autres sont "soudées" par le biais du cation potassium. On note que la présence des impuretés réduit considérablement la surface spécifique d'une argile (Saiyouri, 1996).

Les argiles les plus fréquentes dans les sols naturels sont les illites, les kaolinites, les interstratifiées et les smectites de type montmorillonite. En revanche, les argiles d'utilisation industrielle sont en grande partie à base de montmorillonites de gisements. Lorsque la teneur en montmorillonite dépasse 65 %, ces argiles sont appelées des bentonites caractérisées par une capacité de gonflement très importante.

II- Mécanismes de gonflement des argiles (Mécanisme de retrait gonflement) :

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés :

II.1-Gonflements au sens physico-chimique

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Morel (1996), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes:

- l'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- la répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

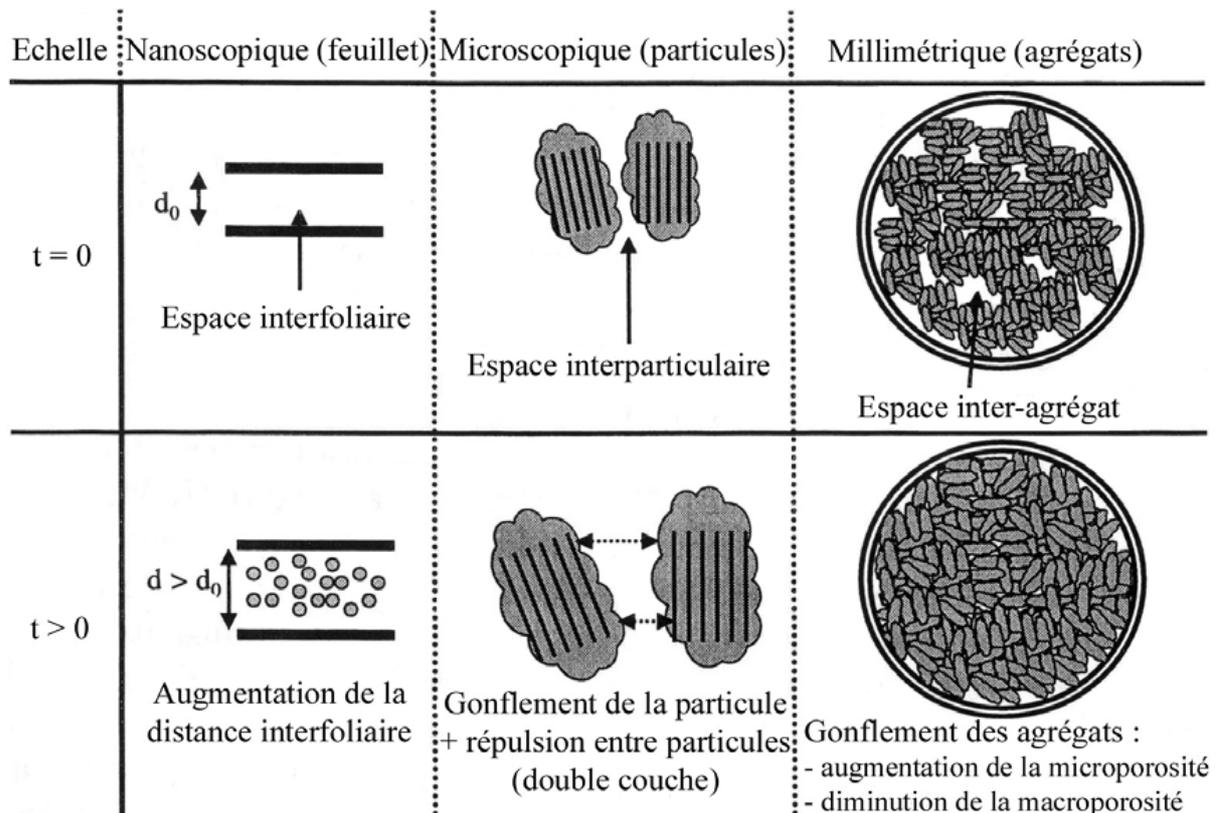


Fig. 19 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement

(Gens et Alonso, 1992)

a) Hydratation des espaces interfoliaires

Lors de l'hydratation d'une éprouvette d'argile sèche, l'eau pénètre à l'intérieur des particules (dans l'espace interfoliaire) et s'organise en couches monomoléculaires, puis interagit avec les feuillettes et les cations déjà présents. Cette hydratation favorise la création d'une pression, appelée pression de disjonction, qui a pour conséquence une augmentation de la distance interfoliaire et donc un gonflement de l'ensemble des deux feuillettes : c'est le gonflement cristallin. Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfeuillettes sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. C'est le cas, par exemple, de la montmorillonite. Le phénomène de gonflement est influencé par la nature des cations interfoliaires. Ainsi, la montmorillonite sodique (Na^+) gonfle plus qu'une montmorillonite calcique (Ca^{2+}) (Dardaine et al, 1985 ; Saiyouri, 1996). En effet, le rayon ionique de Na^+ est plus proche de la taille de la molécule d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que pour Ca^{2+} . L'eau se répartit alors plus facilement à la surface du feuillet. Dans les argiles illitiques, le gonflement cristallin est très faible et il est quasiment inexistant dans les kaolinites.

D'après Tessier (1990), ce type de gonflement ne représente environ qu'une dizaine de % du gonflement macroscopique total. Il est donc nécessaire selon lui d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant des seules variations interfoliaires.

b) Répulsion entre les particules

L'adsorption des cations par les particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion de deux particules (Mitchell, 1993). En effet, dans une argile sèche, les cations sont très fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux. Les cations en excès de ceux nécessaires à assurer l'électroneutralité des particules argileuses et les anions associés sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de l'eau, les sels se dissolvent dans la solution, mais les différents ions se répartissent de manière non homogène : la concentration en cation devient très forte au voisinage des surfaces argileuses (surfaces externes), tandis que les anions ont plutôt tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone perturbée, ainsi créée par cette répartition non-homogène de cations et d'anions est la double couche diffuse. Comme cette dernière est chargée positivement, l'électroneutralité du système (argile/couche diffuse) est alors assurée.

La théorie de la double couche diffuse a permis de démontrer mathématiquement que le recouvrement de deux couches diffuses de même signe est responsable de la répulsion de deux particules. Appliquée à la multitude de particules constituant une éprouvette d'argile, cette théorie permet donc d'expliquer le gonflement à l'échelle macroscopique.

Une autre approche plus fréquemment utilisée permet, toujours selon Mitchell (1993), d'expliquer le gonflement de manière plus pratique : c'est le concept de pression osmotique.

Dans cette approche, du fait des différences de concentration au sein de la couche diffuse, des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement jouerait alors un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable, séparant deux solutions de concentration en sel différente (aucun cation ne vient cependant traverser la surface argileuse). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile est appelée "pression de répulsion interparticule". On imagine bien qu'à l'échelle macroscopique, ce phénomène d'origine microscopique, répété un très grand nombre de fois, se répercute par l'apparition d'un gonflement observable.

II-2. Gonflement au sens mécanique

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

Contraintes dans un sol : Un sol est un système constitué de 3 phases : une phase solide (les particules solides), une phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air ou film d'air continu). Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides interparticulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale σ (géostatique ou surcharge extérieure), cette dernière se décompose en :

$\sigma = \sigma' + u$ (Théorie de Terzaghi), avec u désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide. Si le sol est sec, la pression interstitielle u est nulle et on a $\sigma' = \sigma$. Si l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une cote z , la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente soit $u = \gamma_w z$.

Si par contre, il se situe au-dessus de la nappe phréatique, il peut être saturé ou non, selon les caractéristiques du matériau qui le compose et la distance qui le sépare du toit de la nappe.

L'attraction entre les molécules adjacentes à la surface d'un fluide (tension de surface) lui permet de s'élever dans un capillaire au-dessus de la ligne de pression atmosphérique. La hauteur de fluide dans le capillaire est donnée par la loi de Jurin :

$$H_{cap} = \frac{2\sigma_{cap} \cos\theta_{cap}}{\gamma_{fl} r_{cap}} \quad (II.1)$$

Où σ_{cap} est la tension de surface, r_{cap} le rayon capillaire, θ_{cap} l'angle de contact liquide/fluide et γ_{fl} le poids volumique du fluide. C'est ce phénomène qui permet à un sol de retenir de l'eau au-dessus du toit de la nappe, par l'intermédiaire de son réseau poreux.

Barden et al. (1969) ont identifiés, au-dessus de la nappe, une zone considérée comme saturée où le degré de saturation est proche de l'unité ; la faible fraction d'air contenue dans le sol est occluse entre les particules et ne perturbe pas l'écoulement d'eau. Il considère alors que, dans ce domaine, les contraintes appliquées sur le squelette solide peuvent être définies par le principe de Terzaghi, la pression interstitielle u étant inférieure à la pression atmosphérique. On la définit comme négative et elle est égale à $(-\gamma_w z)$. Elle représente la

succion capillaire du terrain qui, dans le cas simple d'un tube capillaire, est donnée par la loi de Jurin qui caractérise la capacité du terrain à retenir l'eau au-dessus de la nappe.

Si au contraire, l'élément de terrain n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est fonction de la pression d'eau u_w et de la pression d'air u_a dans le sol. Bishop (1960) a proposé une pression interstitielle équivalente u^* définie par :

$$u^* = u_a + \chi(u_w - u_a) \quad (\text{II.2})$$

Où χ est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol : χ varie entre 0 et 1, et est égal à 1 pour un sol saturé.

II-3. Évolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations

La structure d'un sol est en état d'équilibre dans des conditions données. La modification des conditions hydriques et/ou mécaniques va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de ce paragraphe est de montrer comment la structure d'un sol argileux change en fonction de différents types de sollicitations.

a- Influence d'une sollicitation hydrique : humidification

Saiyouri (1996) montre que dans le cas de deux montmorillonites, une sodique et une calcique, lors de l'humidification, le gonflement libre s'exécute en deux phases : un gonflement intra-cristallin (ou intraparticulaire) et un gonflement inter-cristallin (ou interparticulaire). Le gonflement intra-cristallin, correspond aux valeurs de succions supérieures à 6,92 MPa, composé d'un processus d'insertion de molécules d'eau couche par couche dans l'espace interfoliaire générant un gonflement de la particule elle-même. Ce processus génère progressivement une microdivision des particules, faisant passer le nombre de feuillettes au sein d'une particule d'une centaine de feuillettes, pour les fortes valeurs de succion ($s = 107$ MPa), à une dizaine de feuillettes, pour les plus faibles valeurs de succions ($< 6,92$ MPa). Ce qui conduit à la création de sous particules qui agissent indépendamment les unes par rapport aux autres. Ce processus est suivi, pour des succions inférieures à 6,92 MPa, d'un gonflement inter-cristallin, produisant un éloignement progressif de ces sous-particules formées. Du point de vue de la structure interne des éprouvettes, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité (Cui et al. 2002).

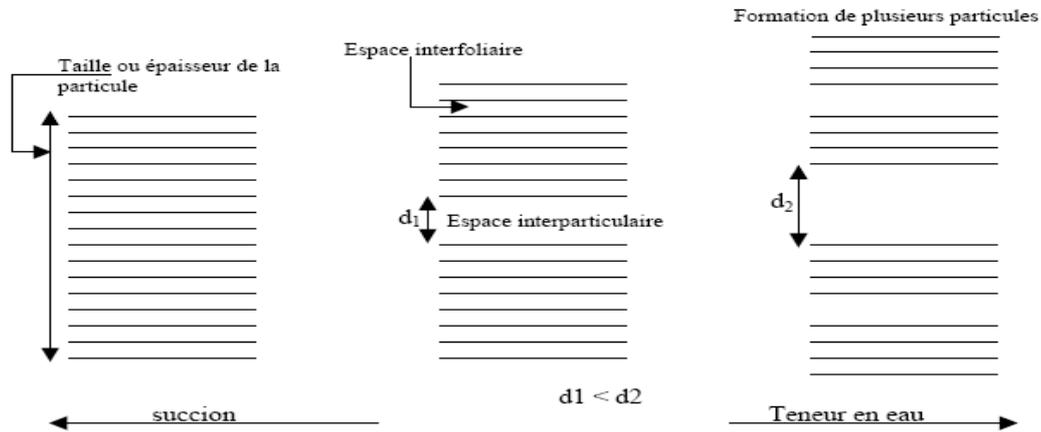


Fig. 20 : Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996)

b- Influence d'une sollicitation hydrique : dessiccation

Au cours de la dessiccation, les particules argileuses ont tendance à suivre en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible. En revanche, la dessiccation tend à augmenter le nombre de feuilletts par empilement élémentaire. Ainsi, d'après Tessier(1991), trois étapes successives peuvent être considérées au cours de la dessiccation d'une montmorillonite calcique. Tout d'abord entre 0 et environ 1 MPa, où l'augmentation de suction provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire. Ce phénomène se poursuit entre 1 et 5 MPa environ, mais associé à une formation d'empilements élémentaires de plus grande taille comprenant un nombre de feuilletts croissant. Au-delà de 5 MPa, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, l'eau interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuilletts par empilement élémentaire continue de croître. Le départ d'eau progressif provoque ainsi une réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de suction, car l'air occupe tous les espaces de macropores et l'état du volume constant sera atteint, la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait. Il y a de plus au cours de la dessiccation un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

c- Influence d'une sollicitation mécanique

Les travaux de Delage et al (1984) sur une argile du Québec et de Qi et al (1996) sur une *Laponite Na* ont montré que la réduction d'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique était due à une réduction de la macroporosité, la microstructure restant

pratiquement inchangée. En effet, l'application des contraintes extérieures tend dans un premier temps à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations sont importantes.

d- Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement dans les argiles

Les variations de volume des sols argileux ne sont pas seulement proportionnelles aux variations de leur teneur en eau, elles dépendent également de leur composition et de leur nature minéralogique, c'est-à-dire, de leur composition physico-chimique.

d-1. Influence de la densité de charge surfacique des particules argileuses

La densité de charge surfacique (D_s) n'est autre que le rapport de la capacité d'échange cationique (CEC) et de la surface spécifique de la particule (S_a). Ce rapport informe sur la capacité d'une particule à en repousser d'autres, contenant des charges de même signe.

$$D_s = \frac{CEC}{S_a} \quad (II.3)$$

L'augmentation de la densité de charge spécifique fait diminuer la pression de gonflement (Lefevre et al, 1987). En effet, l'augmentation de la densité de charge fait qu'elle va attirer beaucoup de cations, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. Ceci implique par la suite, une répulsion moindre entre particules et un gonflement moins important que pour des particules faiblement chargées.

d-2. Influence de la capacité d'échange cationique et de la surface spécifique

La CEC évolue dans le même sens que la densité de charge surfacique, car elle lui est proportionnelle. Donc, les argiles ayant une grande valeur de CEC auront tendance à peu gonfler, cela à surfaces spécifiques égales par ailleurs (Lefevre et al, 1987).

L'augmentation de la surface spécifique entraîne la diminution de la densité de charge surfacique, donc favorise le gonflement (Lefevre et al, 1987 et Komine & Ogata, 1996). Les argiles, dont les particules ont des S_a grandes sont très gonflantes par rapport à celles qui auraient le reste des caractéristiques voisines.

d-3. Influence des valences des cations

L'amplitude du gonflement d'un sol varie suivant la nature des cations fixés sur les minéraux argileux qu'il contient. En effet, la valence de ces cations est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la double couche diffuse. Ce qui diminue donc son

importance et par conséquent la capacité du matériau à gonfler. Ceci peut expliquer les différences de comportement entre les argiles sodique (Na^+) et calcique (Ca^{2+}).

De la même manière, la valence des cations de l'eau d'hydratation du matériau doit être faible pour provoquer un gonflement plus important (Dardaine et al, 1986 ; Lefevre et al, 1987). Une confirmation de cette influence a été présentée par Lin (2000). Il montre que suivant la nature du cation contenu dans la solution qui humidifie le sol, le gonflement est différent. Si le cation a une valence élevée, le potentiel de gonflement est moins important.

II-4. Relations entre la texture du matériau et le gonflement

Après avoir présenté les résultats théoriques obtenus pour expliquer le gonflement des minéraux argileux, on s'est intéressé au développement du phénomène de gonflement au niveau microscopique. Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à l'échelle microscopique, et consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du terrain. Pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s'est attaché à définir la notion de texture d'un terrain et à décrire l'évolution de sa texture au cours du gonflement.

II.5. Définition de la texture d'un terrain

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

Van Olphen (1963) a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles, à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre face en agrégats), floculé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défloculé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification (Fig.21) ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique.

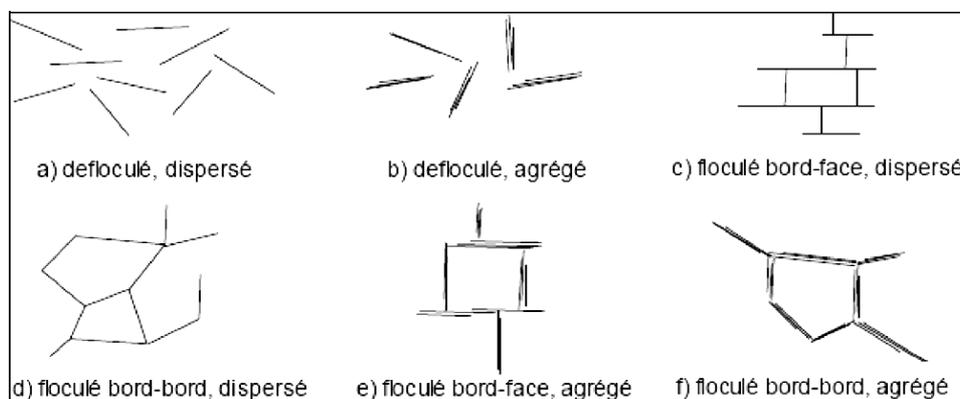


Fig. 21 : Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963)

Le Roux (1976) distingue trois classes principales de textures, à partir d'observations sur les marnes ;

- la texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et où aucune direction n'est privilégiée,
- la texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l'arrangement des grains,
- la texture floconneuse ou en micro agrégats où la phase argileuse se présente sous forme grossièrement sphérique, soit seule, soit associée aux carbonates.

Collins et McGown (1974) ont tenté de préciser cette définition dans le cas des terrains contenant une proportion non négligeable de grains non argileux, en introduisant une classification des relations existant entre particules argileuses et grains sableux ou silex (Fig.22) : connexions argileuses entre grains silteux (a, b, c), agrégats irréguliers en nid d'abeille (d, e), agrégats réguliers (f, g), particules argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (h, j), matrice argileuse (k) ou matrice granulaire (l).

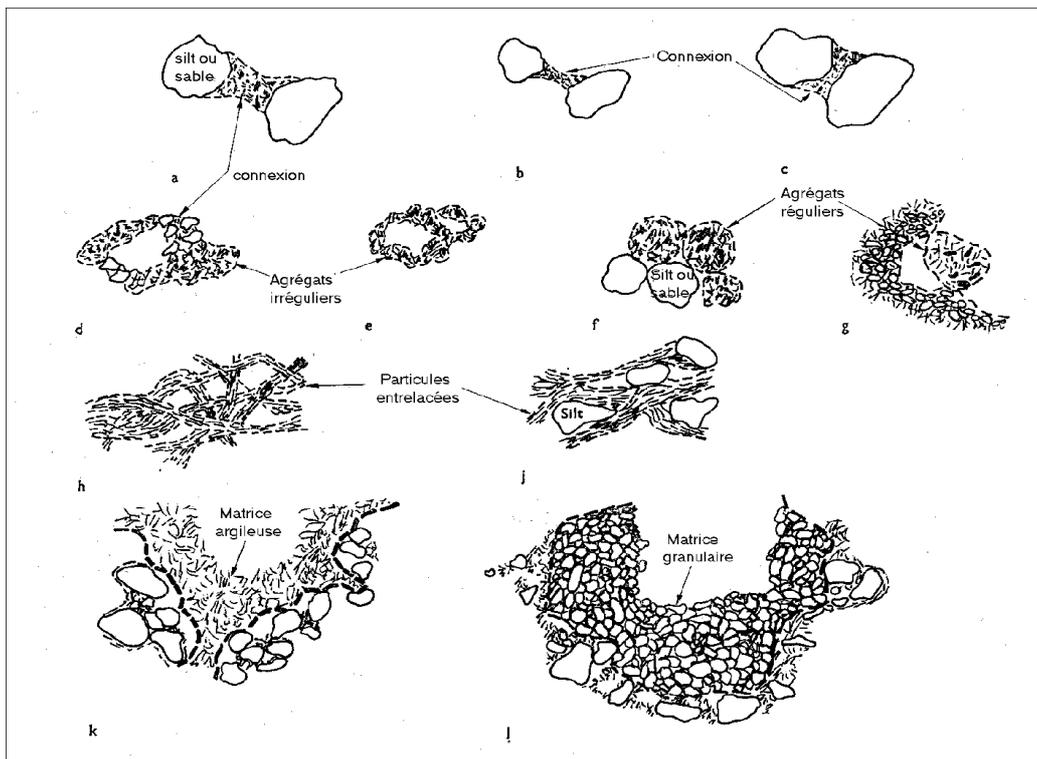


Fig. 22: Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974)

II-6. Évolution de la texture au cours du gonflement

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains

minéraux...). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

Grâce à ces deux techniques, Parcevaux (1980) a obtenu des résultats très significatifs sur plusieurs argiles composées essentiellement de kaolinite et, en moindre importance, d'un interstratifié illite-smectite : Argile verte de Provins, Argile plastique de Fausses Glaises. Leurs observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure 23 illustre cette évolution.

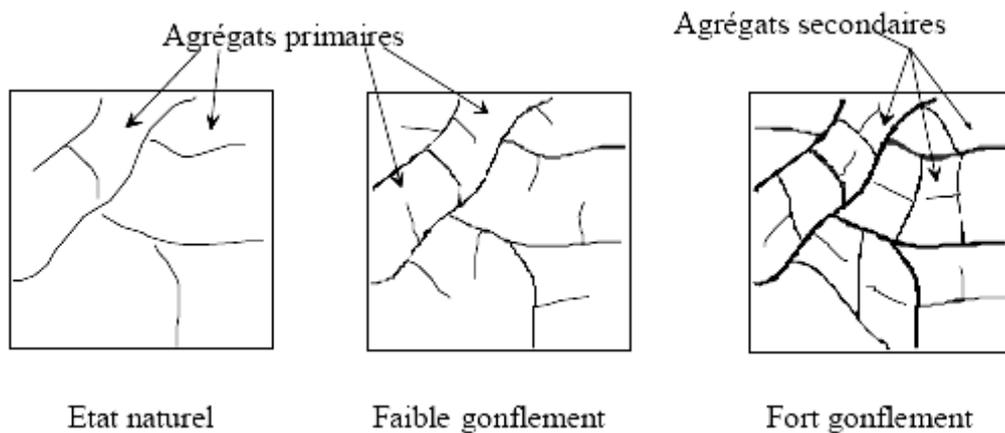


Fig. 23 : Évolution de texture des sols au cours du gonflement

Par injection de mercure, deux classes de pores ont été mises en évidence:

- une classe de pores intra-agrégats (rayon de pores inférieur à 0,05 mm),
- une classe de pores inter-agrégats (rayon de pores supérieur à 0,05 mm).

Il apparaît que la classe de pores intra-agrégats ne varie pas au cours du gonflement.

L'augmentation de la porosité est due uniquement à l'augmentation de la porosité inter-agrégats ; elle correspond à une croissance des rayons de pores au cours du gonflement. Cette étude montre que le gonflement des sols argileux saturés ne contenant pas de grande quantité de minéraux dits "gonflants" (smectites) est un phénomène qui se produit au niveau des zones de faible résistance, analogues à des fissures (pores bidimensionnels) individualisant un réseau tridimensionnel d'agrégats.

Troalen et al. (1984) ont aussi utilisé le microscope électronique à balayage (M.E.B), pour analyser les mécanismes du gonflement des sols argileux. Une étude sur des matériaux argileux gonflants de la région du Caire (argilites massives et argilites litées), de la fraction argileuse essentiellement composée de montmorillonite, a montré que les résultats obtenus sur des essais de gonflement ne pouvaient s'expliquer uniquement à partir des analyses chimiques, minéralogiques et physiques.

En effet, un échantillon d'argilite massive a révélé un micro texture finale serrée dans une direction et plus lâche dans une autre, ce qui caractérise le comportement anisotrope observé alors que les autres échantillons ont fait apparaître un réarrangement des agrégats argileux (diminution de taille), avec fermeture plus ou moins marquée des discontinuités. Dans le cas des argilites litées, pour lesquelles les paramètres physiques, chimiques, minéralogiques et les courbes de gonflement sont voisins, les microtextures initiales sont relativement serrées et denses (fig.24a). Le gonflement se traduit par des ouvertures entre feuillets argileux composant les agrégats. Ce phénomène d'expansion est composé par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales. C'est-à-dire des espaces inter-agrégats (fig.24b). Finalement, ces observations confirment bien que, pour les smectites, le gonflement interfoliaire a une ampleur importante.

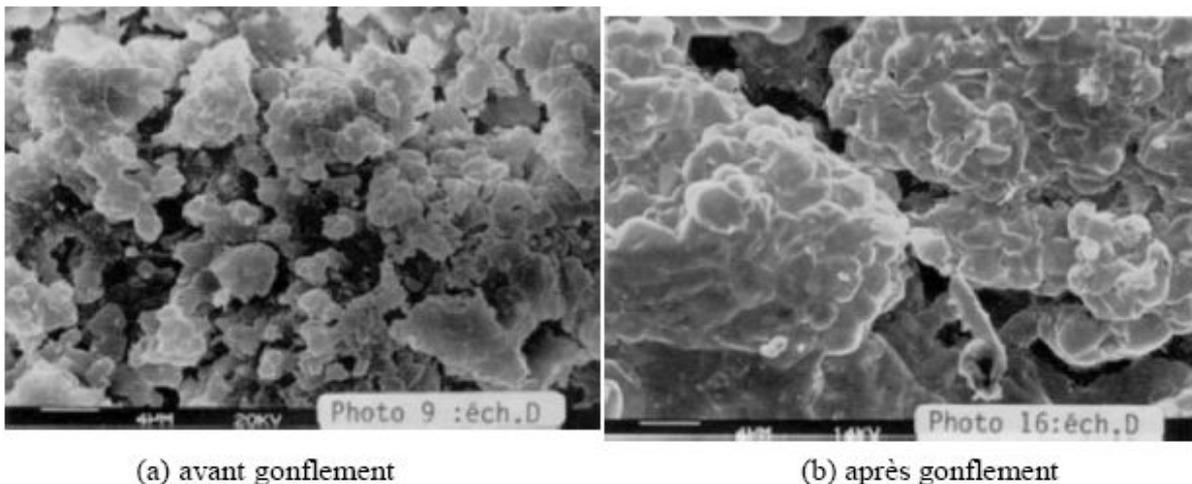


Fig. 24 : observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et Al, 1984)

Les exemples précédents montrent que les techniques d'analyse, MEB. Et porosimétrie, permettent de donner une explication des mécanismes du gonflement de divers matériaux argileux. Le rôle essentiel joué par les micro-textures lors du gonflement est bien mis en évidence et il est possible d'obtenir une meilleure interprétation des différents résultats obtenus lors d'essais de gonflement. L'évolution de texture est d'autant plus nette et significative que le matériau est plus fin et plus riche en minéraux argileux.

III- Méthodes utilisées pour la détermination du potentiel retrait gonflement

L'objectif de cette partie est la caractérisation des sols gonflants. Nous citons d'abord les différentes méthodes expérimentales qui permettent de mesurer les propriétés de gonflement (taux de gonflement ou pression de gonflement) et les facteurs qui peuvent influencer ces paramètres. Nous présenterons par suite quelques modèles empiriques qui prédisent le gonflement.

III- a. Méthodes classiques de mesure du gonflement (Méthodes directes)

Le phénomène de gonflement se développe à l'échelle microscopique, au niveau des particules. Cependant, c'est une approche macroscopique qui est le plus souvent adoptée pour caractériser les matériaux gonflants et quantifier le processus de gonflement en fournissant des paramètres macroscopiques directement applicables au dimensionnement des ouvrages de génie civil.

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement :

- *le potentiel (ou taux) de gonflement* ε_g , correspond à la variation relative de volume ($\Delta v/v_0$ en %) d'un échantillon soumis à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un oedomètre) lorsqu'on le met en contact avec de l'eau à pression atmosphérique ;

- *la pression de gonflement* σ_g , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant, $\Delta v = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial avant l'adsorption d'eau (essai à gonflement libre) ; ces définitions de la pression de gonflement sont les plus utilisées, mais elles ne sont pas les seules ;

- *l'indice de gonflement* C_g , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est souvent comparé à l'indice de compression C_c .

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

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976 ; Ofer et Blight, 1985 ; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent

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

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

Ces essais peuvent être réalisés sur des échantillons intacts ou recompactés. Le choix de la méthode pour mesurer le gonflement dépend du problème posé et du but recherché. Chaque méthode d'essai tente de simuler le plus fidèlement possible les conditions aux limites sur le terrain, en fonction du type de comportement de l'ouvrage. La mesure peut se faire soit dans les cellules oedométriques soit dans les cellules triaxiales. L'oedomètre étant le matériel le plus couramment utilisé par de nombreux chercheurs (Holz & Gibbs, 1956 ; Jennings & Knight, 1957 ; Lambe & Whitman, 1959, Guiras-Skandaji, 1996,...). Cependant, la préparation des éprouvettes pour des essais oedométriques est délicate. La mesure des paramètres de gonflement est très influencée par le jeu radial de l'échantillon dans l'appareil. Par ailleurs, le frottement sur les parois de l'oedomètre, en gonflement libre, augmente la pression de gonflement mesurée et diminue le potentiel de gonflement (Tabani, 1999). Les parois peuvent alors être lubrifiées afin de diminuer ce frottement (Tisot & Aboushook, 1983). En revanche, l'appareil triaxial présente plus d'avantages dans la mesure où les pressions latérales sont contrôlées et les chemins de contrainte subis par l'échantillon sont connus. Il permet aussi de s'affranchir partiellement des défauts géométriques des éprouvettes (Abduljawad & Al-Sulaimani, 1993). Nous présentons dans la suite les principales méthodes utilisées.

III-a-1. Méthode de gonflement libre

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec de l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale. Cette méthode peut se faire dans un oedomètre ou un appareil triaxial (Fig. 25).

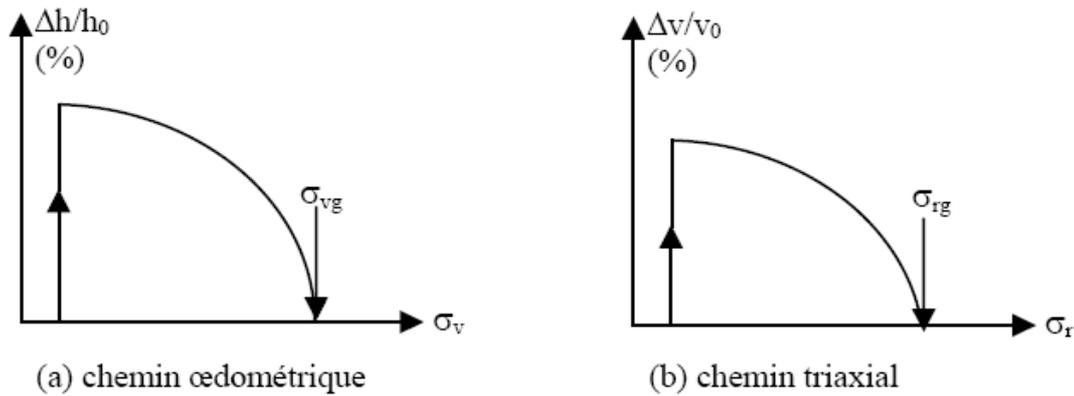


Fig. 25 : Méthode de gonflement libre à l'appareil oedométrique et triaxial

Le mode de chargement influence sur la valeur de la pression de gonflement. En effet, Guiras-Skandaji (1996) a montré que la pression de gonflement déterminée à partir des essais de gonflement libre dépend de la vitesse de chargement (Fig. 26). Un chargement rapide, après 24 heures, aboutit 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 Tisot (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 (Justo et al, 1984 et El Sayed & Rabbaa, 1986).

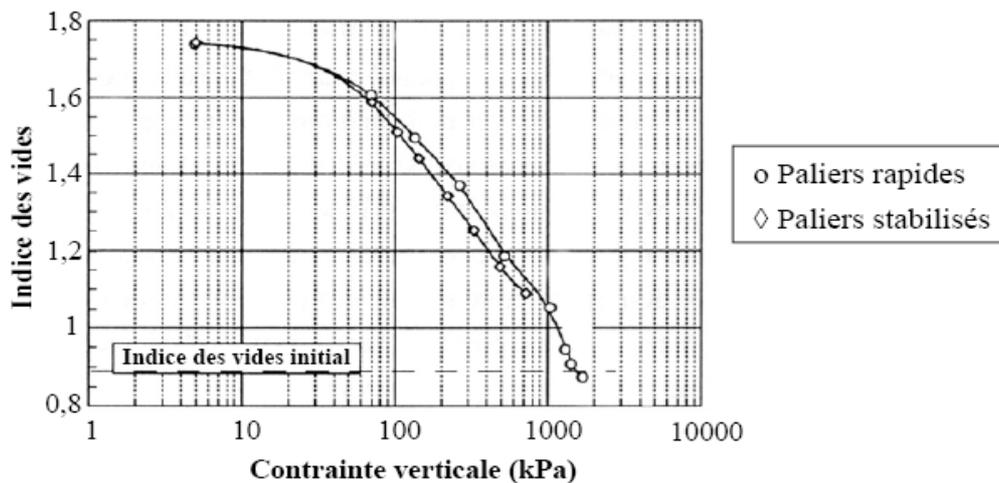


Fig. 26 : Gonflement libre puis rechargement avant et après la consolidation primaire (Guiras-Skandaji, 1996)

III-a-2. Méthode de gonflement sous charges constantes

Pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente, on peut utiliser une méthode dite «méthode de gonflement sous charges constantes» ou «méthode de gonflement en parallèle». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'oedomètre) ; selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées ($\text{Log} \sigma$) lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (Fig. 26). Selon Gilchrist (1963), Noble (1966), Sridharan et al, (1986), Guiras-Skandaji (1996), Bigot et al, (1998) et Yahia-Aïssa (1999), cette courbe est une droite, tandis que Chu & Mou (1973) trouvent une courbe exponentielle et Philipponnat (1991), une droite ou une hyperbole. Le potentiel de gonflement dans cette méthode est variable, il correspond à la variation de hauteur sous une pression donnée.

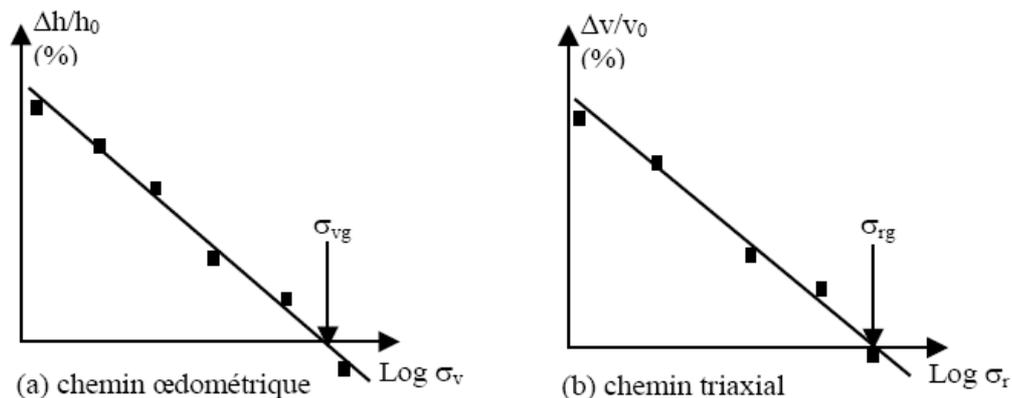


Fig. 27 : Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil oedométrique et triaxial

Guiras-Skandaji (1996) a montré que le remouillage de l'échantillon au moment de chargement ou après préconsolidation sous charge constante influe sur les déformations finales et la pression de gonflement (Fig. 27). Le comportement lors du remouillage après préconsolidation engendre des déformations plus importantes et par conséquent une pression de gonflement plus importante. Ainsi pour les faibles charges, l'ordre de mouillage de l'échantillon n'a pas une grande influence sur les déformations finales alors que pour des fortes charges l'écart peut être important.

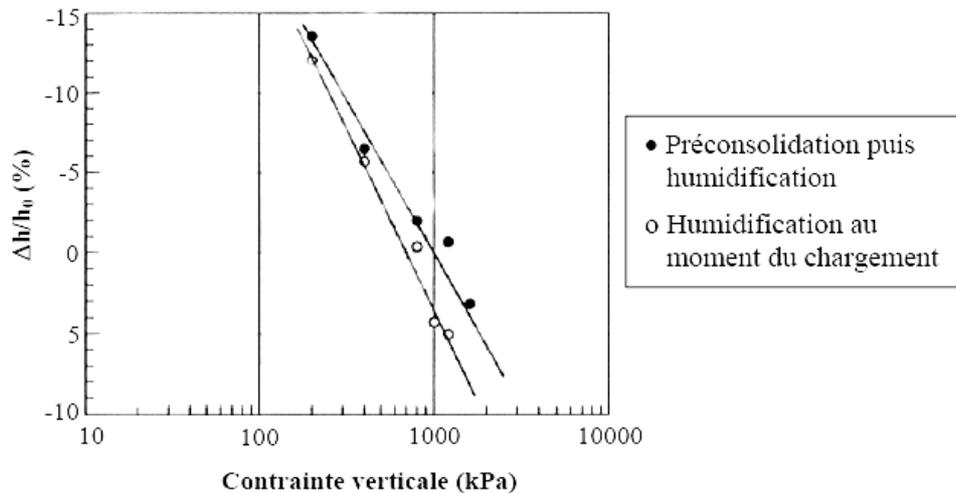


Fig. 28 : Déformations axiales en fonction de la charge verticale pour deux chemins d'humidifications (Guiras-Skandaji, 1996)

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

III-a-3. Méthode de gonflement à volume constant

Le principe de cette méthode est d'humidifier une éprouvette tout en maintenant son volume constant. L'essai est poursuivi jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement. A l'oedomètre ceci consiste à bloquer le piston sur un bâti de presse afin d'empêcher la déformation de hauteur et à mesurer l'évolution de la contrainte de gonflement verticale σ_{vg} (Fig. 29a) à l'aide d'un capteur de force intercalé entre la cellule et le bâti de presse. Pour l'appareil triaxial, la contrainte de gonflement latérale σ_{rg} (Fig. 29b) est aussi mesurée à l'aide d'un contrôleur pression-volume.

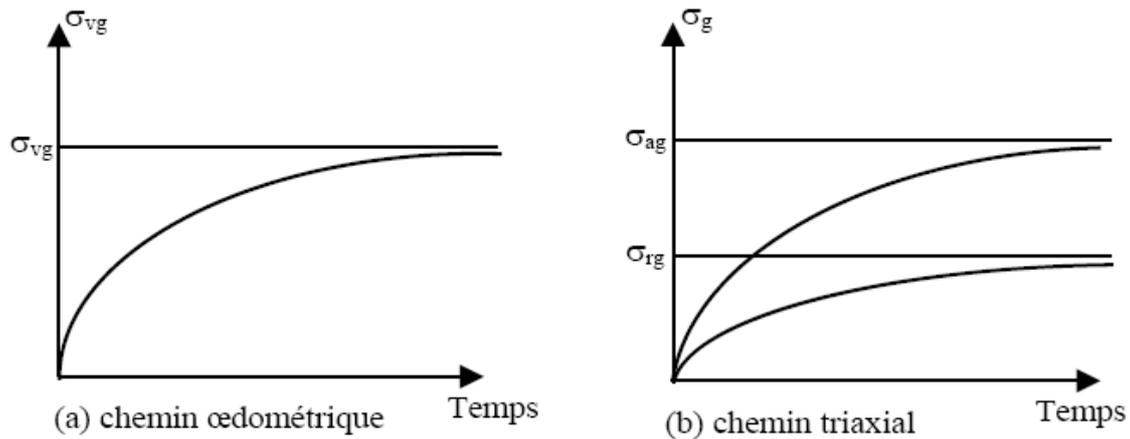


Fig. 29 : Méthode de gonflement à volume constant

Le mécanisme de gonflement à volume constant modifie et réorganise la structure interne de minéraux argileux, l'éprouvette conserve son énergie potentielle et l'eau trouve accès aux micro-vides internes.

D'un point de vue pratique, deux méthodes expérimentales existent :

- déformations totalement empêchées : l'essai consiste à bloquer totalement le piston durant la saturation contre un capteur de force qui permet de lire directement la pression de gonflement développée par l'échantillon pour un volume rigoureusement constant ;
- chargement suite à une faible déformation selon la norme ASTM D 4546-90 : une contrainte initiale égale à la contrainte estimée in situ ou à la pression de gonflement est appliquée ; la lecture initiale est effectuée après 5 minutes puis l'éprouvette est humidifiée ; la tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm ; la valeur de la charge lorsque l'échantillon est stabilisé est la pression de gonflement.

Yahia-Aïssa (1999), a montré que la pression de gonflement induite lors de l'hydratation à gonflement empêché dépend fortement de l'état de contrainte initial avant hydratation (fig.30). En effet, les hydratations à volume constant sous des contraintes verticales initiales de 15, 40 et 50 MPa ont donné respectivement des contraintes verticales de gonflement de 33, 50 et 60 MPa. De plus, les résultats obtenus montrent que le gradient de pression généré après hydratation diminue avec l'augmentation de la contrainte initiale appliquée.

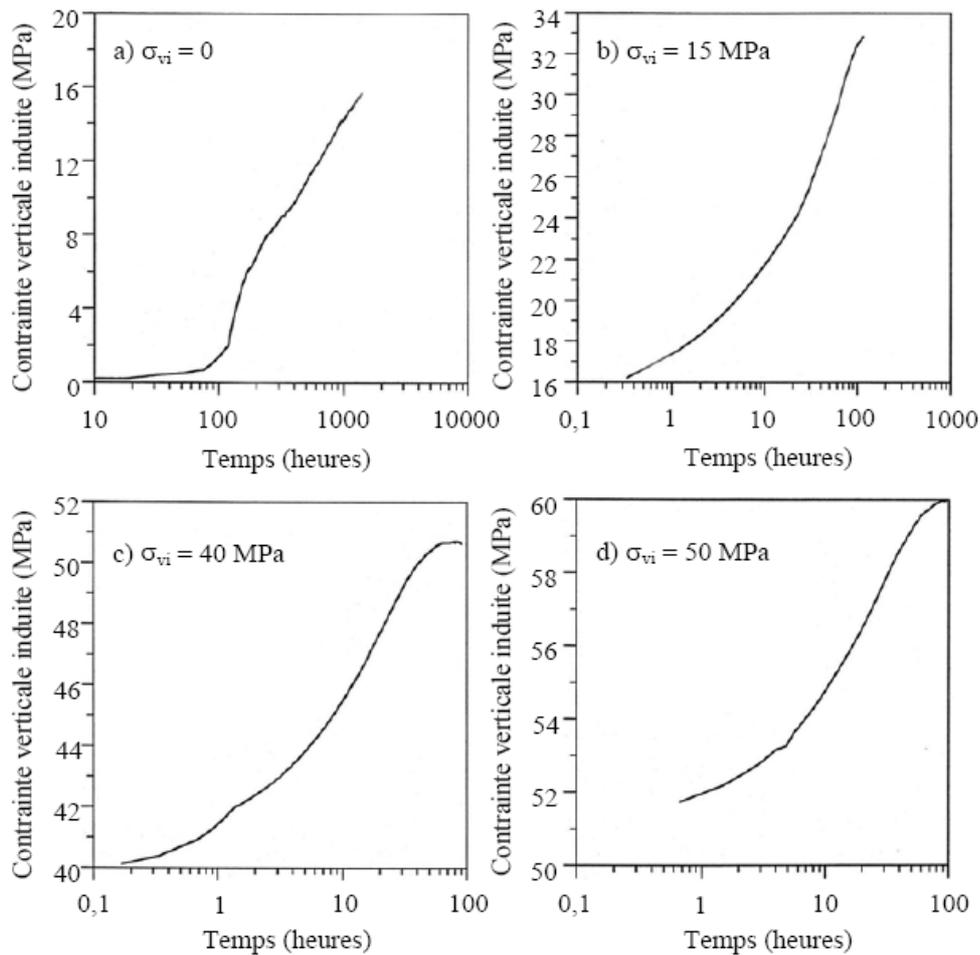


Fig. 30 : Hydratation d'échantillons de FoCa compactés, à gonflement empêché à différentes contraintes verticales initiales (Yahia-Aïssa, 1999)

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

Autres méthodes

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

(1980), les méthodes de Sridharan et al., (1986), la méthode d'Erol et al., (1987), les méthodes d'Edil et Alanazy (1992), la méthode de (Shuai, 1996) et la méthode de Windal (2001).

IV- Comparaisons des différentes méthodes

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

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement à volume constant est délicate à mettre en oeuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse, car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours). Cependant, la méthode de gonflement sous charges constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre eux.

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

V- Méthodes indirectes

Les méthodes indirectes consistent à établir une corrélation entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques faciles à obtenir au laboratoire. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du sol,

l'emploi de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement 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 empiriques sont présentées ci-dessous.

V-1. Formules empiriques :

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

V-1.a. Limites d'Atterberg :

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.

Sur un plan macroscopique, ce phénomène est à rapprocher de la notion des limites d'Atterberg. Ainsi, l'indice de plasticité ($I_p = W_L - W_p$) peut s'interpréter comme la quantité d'eau nécessaire pour faire passer un sol de l'état "solide" ($W < W_p$) à l'état "liquide". Plus le sol possède de minéraux actifs, plus il sera nécessaire d'ajouter de l'eau au sol pour qu'il devient liquide; sachant qu'une grande partie de cette eau sera adsorbée par les particules, il ne restera donc pas à l'état liquide et ne conférera pas au matériau un état liquide, mais pâteux, correspondant à la phase plastique. Quand toute la capacité d'adsorption du sol sera épuisée, alors l'eau en excès restera à l'état libre, c'est-à-dire liquide. Ceci rejoint la définition

de l'activité de Skempton $A_c = \frac{I_p}{C_2}$ qui rapporte l'indice de plasticité du matériau à sa teneur

en particules argileuses (notée ici C_2 , 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 terrain 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.

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité du matériau A_c (Fig.31).

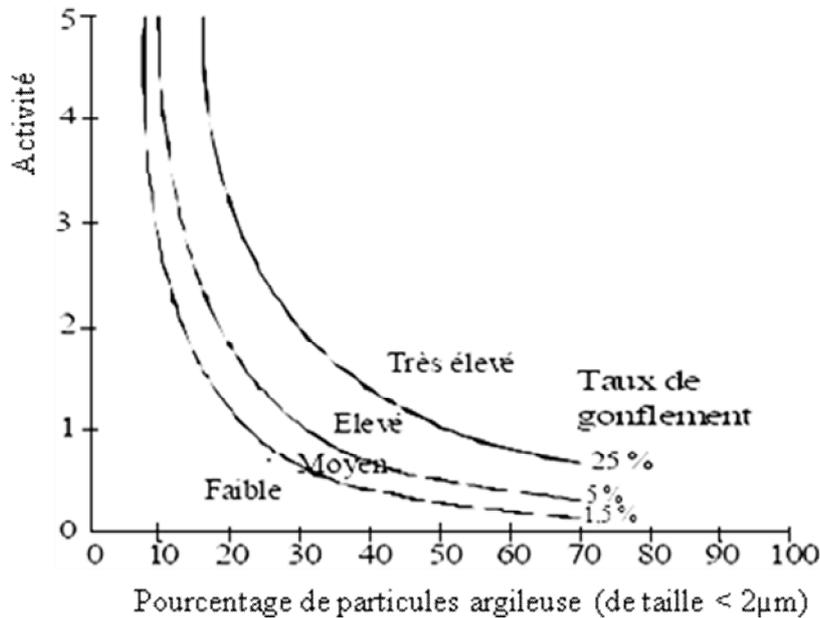


Fig. 31 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962)

Ils ont constaté que le gonflement libre ε_g d'un échantillon confiné latéralement en présence d'eau sous une surcharge de 7 kPa, et préalablement compacté à la teneur en eau optimale et à la densité sèche maximale de l'essai de compactage AASHTO (norme américaine), peut être relié à l'indice de plasticité I_p du sol par l'expression :

$$\varepsilon_g = 21,6 \cdot 10^{-5} (I_p)^{2,44} \quad (\text{II.4})$$

Cette relation, obtenue par une étude statistique des résultats expérimentaux, s'applique aux matériaux contenant entre 8% et 65% d'argile. La comparaison de cette formule avec les résultats expérimentaux a abouti à une fourchette d'erreur d'environ 33% sur le gonflement libre. Le Tableau 06 donne la relation entre le taux de gonflement et l'indice de plasticité.

Tab. 06 : Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al. 1962)

I_p	ε_g (%)	Potentiel de gonflement
0 – 10	0 - 1,5	Faible
10 – 20	1,5 – 5	Moyen
20 – 35	5 – 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

Komornik et David (1969) ont travaillé plus particulièrement sur des sols non remaniés, car la méthode de compactage est un facteur très influent sur les paramètres de gonflement. Les nombreux essais ont montré qu'une simple corrélation linéaire était possible entre le gonflement libre et l'indice de plasticité :

$$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \quad \text{pour les marnes} \quad (\text{II.5a})$$

$$\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \quad \text{pour les argiles} \quad (\text{II.5b})$$

La fourchette d'erreur obtenue était d'environ 25 %.

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), tout comme Komornik et David (1969), ont constaté que, la ligne "A", définie par Casagrande (1948) dans le diagramme de plasticité et d'équation $I_p = 0,73(W_L - 20)$, sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (en dessous de la ligne A) comme indiqué sur la figure 32. Cependant, une argile se situant au-dessus de la ligne "A" n'est pas nécessairement gonflante, puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

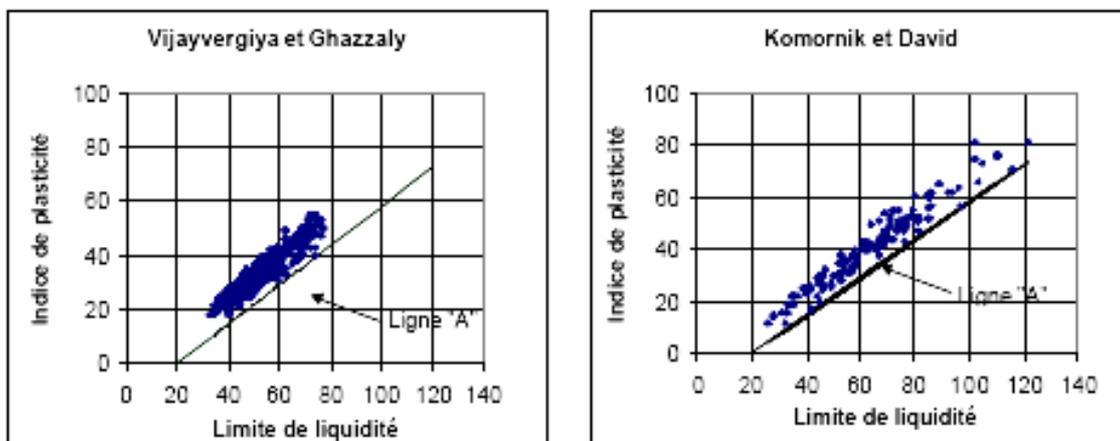


Fig. 32 : Caractérisation des sols gonflants

Dakshanamurthy et Raman (1973) se sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande (1948) pour fournir une classification du niveau de gonflement. Le diagramme, qui comprend la ligne A de séparation des sols gonflants, est divisé en 6 zones le long de l'axe des abscisses comme suit :

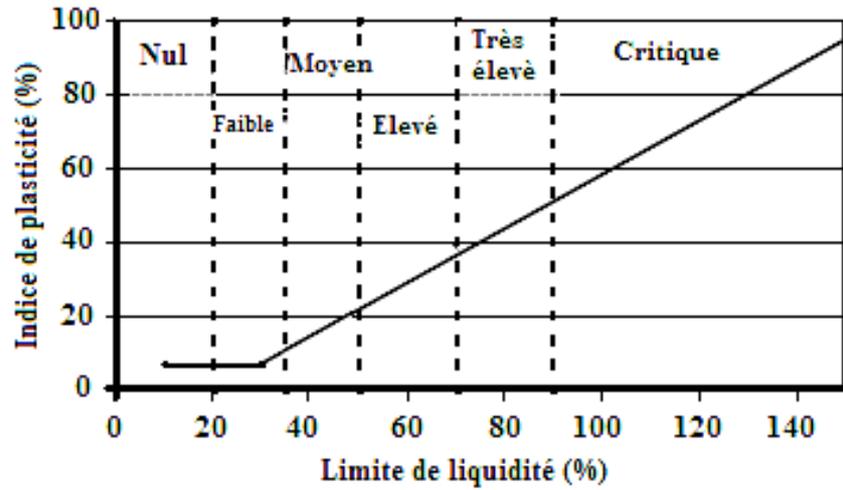


Fig. 33 : diagramme de plasticité proposé par Dakshanamurthy et Raman (1973)

Tab. 07 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973)

Limite de liquidité (Wl %)	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique

Tab. 08 : Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962)

Taux de gonflement	S (%)
Faible	0-1.5
Moyen	1.5-5
Elevé	5-25

Tab. 09 : Classification du potentiel de gonflement à partir de Wl et Ip (Snethen et al. (1977))

Wl (%)	Ip (%)	Classification
20-49	15-24	Faible à Moyen
50-70	24-46	Elevé
>70	>46	Très élevé

Tab. 10 : Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)

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

V-1-b. Retrait linéaire : Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau W jusqu'à une teneur en eau W_s définie comme la limite de retrait. À partir de cette limite W_s , le sol perd de l'eau sans grande variation de volume. La limite de retrait et l'indice de retrait $I_s = W_l - W_s$ apparaît aussi comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols.

Altemeyer (1955) a proposé une classification des sols en fonction de la limite de retrait (Tableau 11).

Tab. 11. Potentiel de gonflement d'après Altemeyer (1955)

WR (%)	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 - 12	Critique
> 12	faible

En s'inspirant des travaux réalisés par Seed et al. (1962), Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont déterminé une relation entre l'indice de retrait I_s et le gonflement libre ε_g pour des sols naturels compactés à l'optimum Proctor et sous une surcharge de 7 kPa.

$$\varepsilon_g = 41,1 \cdot 10^{-5} (I_s)^{2,67} \quad (\text{II.6})$$

Cette relation leur a permis de classer le potentiel de gonflement d'un sol en fonction de son indice de retrait (Tableau 12).

Tab.12 : Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait

(Ranganatham et Satyanarayana, 1965)

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

D'autres classifications basées sur deux paramètres sont celle établie par l'établissement de recherche en bâtiment (Grande Bretagne, 1980) donnée par le Tableau 13, celle établie par Ghen (1988) ainsi de Holtz et Gibbs (1965) données respectivement par les Tableaux 14, 15.

Tab. 13 : Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment (1980).

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

Tab. 14 : Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988).

P<74 μ m	WL (%)	Pression de gonflement (6ans)	Potentiel de gonflement
>95	>60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5-5	Elevé
30-60	30-40	1.5-2.5	Moyen
<30	<30	<0.5	Faible

Tab. 15 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956).

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

Tab. 16 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).

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

V-1-c. Influence de la teneur en eau et de la densité sèche :

Deux paramètres définissant l'état initial d'un sol paraissent intéressants à analyser : la teneur en eau W et la densité sèche γ_d . Sans être directement reliés au potentiel de gonflement, ces deux facteurs renseignent directement sur l'état initial du réseau poreux. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ont montré que, pour des sols remaniés, le gonflement libre ε_g (en %) et la pression de gonflement σ_g (en kPa) d'un sol sont des fonctions semi-logarithmiques linéaires décroissantes de la teneur en eau W (en %) et linéaires croissantes de la masse volumique sèche γ_d (en kg/m³), pour une limite de liquidité WL (en %) donnée :

$$\begin{cases} \lg \varepsilon_g = 0,033W_L - 0,083W + 0,458 \\ \lg \sigma_g = 0,033W_L - 0,083W - 1,967 \end{cases} \quad (\text{II.7a})$$

$$\begin{cases} \lg \varepsilon_g = 0,033W_L + 0,00321\gamma_d - 6,692 \\ \lg \sigma_g = 0,033W_L + 0,00321\gamma_d - 5,154 \end{cases} \quad (\text{II.7b})$$

Dans le même temps, David et Komornik (1969) ont proposé une estimation de la pression de gonflement (en kPa) tenant compte à la fois de la masse volumique sèche γ_d (en kg/m^3), de la teneur en eau w (en %) et de la limite de liquidité Wl (en %) :

$$\lg \sigma_g = 0,0208Wl + 0,000665 \gamma_d - 0,0269W + 0,132 \quad (\text{II.8})$$

Brackley (1983) a déterminé une relation générale entre la déformation de gonflement ε_g (en%) et les principales caractéristiques des sols compactés :

$$\varepsilon_g = \left(5,3 - \frac{147e}{Ip} - \lg \sigma \right) (0,525Ip + 4,1 - 0,85W) \quad (\text{II.9})$$

Où e désigne l'indice des vides, W la teneur en eau (en %) et σ la surcharge appliquée (en kPa). L'état initial du sol est ainsi pris en compte, par l'intermédiaire de e et w , ainsi que la pression appliquée. La pression de gonflement σ_g est alors définie, pour une déformation de gonflement nulle, par :

$$\lg \sigma_g = 5,3 - \frac{147e}{Ip} \quad (\text{II.10})$$

De même, Chen (1975), s'appuyant sur les travaux de Kassif et Baker (1969), a conclu que la pression de gonflement n'est pas affectée par la teneur en eau, pourvu que le poids volumique sec soit maintenu constant.

Finalement, on constate que certains auteurs, comme Chen (1975) ou Brackley (1983), considèrent la pression de gonflement comme une propriété intrinsèque du matériau, c'est-à-dire dépendant uniquement de la minéralogie et de la densité de l'empilement des particules sans tenir compte de l'eau alors que d'autres auteurs, comme Komornik (1969) ou Vijayvergiya (1973), affirment que plusieurs paramètres liés à l'état hydrique, comme la teneur en eau initiale W ou la limite de liquidité Wl , peuvent influencer sur la pression de gonflement.

VI. Conclusion

Cette partie a été consacrée à la description des argiles (sols gonflants), nous avons utilisé pour cela différentes échelles d'étude. Une analyse macroscopique et microscopique des argiles a permis de mettre en évidence plusieurs formes de gonflement. Lorsque le matériau est saturé, on se rend compte qu'il y a une interaction notable entre la particule

argileuse, et les cations de l'eau interstitielle. Cette affinité induit un gonflement d'autant plus important que le sol contient des particules fines comme les smectites.

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 smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets.

Cette revue bibliographique montre que le gonflement des argiles est un phénomène notable dans beaucoup de sols comme *les marnes*, *les molasses* ou *les schistes argileux* contenant en particulier des *smectites* et de *l'illite*. Dans le cas des terrains rocheux, on rencontre le plus souvent les argiles gonflantes sous forme de *veines*, ou de matériaux de *remplissage* des failles, parfois des joints.

Outre le gonflement des sols argileux, il faut de plus insister sur le gonflement de l'anhydrite, matériau aussi rencontré lors d'excavation de tunnels et dont le potentiel de gonflement peut être aussi important que pour les terrains argileux.

Compte tenu de l'importance de ce phénomène, il est nécessaire de pouvoir quantifier ce gonflement, si possible à partir d'essais d'identification ou d'essais en laboratoire ou in-situ.

Différents essais de gonflement existent et conduisent à la détermination de paramètres caractéristiques du gonflement provoqué par imbibition (taux de gonflement et/ou pression de gonflement) dont nous avons cité quelques-uns.

La mesure de la pression de gonflement ou du taux de gonflement au laboratoire dépend du type de matériel et de la méthode utilisée, de l'état initial de l'échantillon et du chemin de contrainte suivi. L'influence de chacun de ces facteurs sur les paramètres du gonflement a été analysée dans ce chapitre.

Cette étude nous montre que la pression de gonflement n'est pas un caractère intrinsèque du sol, mais dépend de son état en place.

Enfin, l'exposé des modèles empiriques montre le grand nombre de lois mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans faire d'essai de gonflement. Les relations sont en général déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel.

Les modèles empiriques de gonflement sont très utiles en tant qu'indicateurs du potentiel de gonflement des sols, et sont significatifs lors d'études statistiques sur des sols différents, mais en aucun cas ne peuvent remplacer les essais directs de gonflement lors de l'étude pratique d'un sol donné.

CHAPITRE III :
IDENTIFICATION ET
CARACTÉRISATION DES
SOLS ÉTUDIÉS (RÉGION
TÉBESSA)

I- Introduction :

Dans la région de Tébessa, au nord-est de l'Algérie, le risque de gonflement des sols est devenu un problème grave. Pendant plus d'une décennie, les plans d'extension urbaine sont considérés comme des zones où le sol a des problèmes de gonflement. Différents types de structures ont été construites sur des terrains marécageux, comme un bâtiment de faible hauteur, un réseau routier secondaire, un aéroport et des installations d'approvisionnement en eau. Diverses intensités de dommages ont été observées sur les routes, les immeubles de faible hauteur ainsi qu'une partie de la piste de l'aéroport. Les dommages vont de la simple fissuration des murs et des trottoirs aux structures sévèrement fissurées. La fissuration est oblique sur les murs et la plupart du temps passe par les coins des fenêtres (Figure 34). Les trottoirs présentent une forte fissuration avec des formes bosselées observées principalement lorsqu'ils passent près des habitations. Le problème devient de plus en plus sévère avec l'extension de construction des maisons et de routes. Par conséquent, le service des travaux publics exige que la pression de gonflement et le pourcentage de gonflement doivent être considérés de manière systématique.



Fig.34 Endommagements observés sur les constructions provoqués par gonflement des sols.

La présente étude vise à déterminer la quantité de pression pouvant être générée par le sol argileux de la région étudiée afin d'apprécier son aptitude à une application particulière (structures légères, fondations, pavements et construction de routes ...). Puisque la pression

de gonflement est associée à la conception des structures, la mesure de cette quantité par des méthodes directes ou indirectes est très importante. Il a été rapporté que les valeurs de la pression de gonflement varient de façon spectaculaire ; Cela pourrait être attribué à divers facteurs tels que les conditions aux limites et le déroulement des essais de laboratoire, la préparation de l'échantillon ainsi que les difficultés expérimentales qui surviennent lors de l'analyse des sols non saturés (EL-Sohby et al 2005).

Les argiles gonflants sont identifiées par la minéralogie, par mesure directe des caractéristiques de gonflement (le potentiel de gonflement et la pression de gonflement d'un échantillon de sol peuvent être déterminés par l'une quelconque des trois méthodes spécifiées par les normes ASTM D 4546-90, AFNOR Standard XP P94-091 Ou par d'autres normes d'essai largement utilisées dans le monde) et par des corrélations indirectes des caractéristiques de gonflement avec des propriétés d'indice simples. La plupart des méthodes directes pour la détermination de la pression de gonflement sont effectuées dans les essais oedométriques de laboratoire (Holtz 1956; Lambe 1960; Guiras-Skandaji 1996), bien que certains auteurs aient effectués des essais sur le terrain (Ofer 1985, Magnan 1993) très chers et prennent beaucoup de temps.

La présente étude repose sur une approche empirique pour prédire la pression de gonflement à partir de la corrélation des paramètres mécaniques et physiques du sol tels que la pression de préconsolidation, la densité sèche, la teneur en eau, l'indice de plasticité, la limite liquide et la teneur en fraction fine.

Plusieurs formules empiriques ont été établies afin de prédire le potentiel de gonflement et la pression de gonflement en utilisant des paramètres physiques simples (Erzin 2013, Vanapalli 2014, Ferber 2009, Daksanamurthy 1973, Erguler 2003, Gray 2002, Kariuki 2004, McCormack 1975, McCormack 1975, Skempton 1953, Thomas 2000, Yilmaz, 2006).

Récemment, le comportement de gonflement des sols a été étudié utilisant des techniques de modélisation plus sophistiquées telles que l'analyse dimensionnelle (Buzzi 2010; Adem 2014) et l'analyse des réseaux de neurone (Erzin 2007; Das 2010). Les modèles de prédiction établis jusqu'à présent ne sont pas, malheureusement, universels; Chacun n'est valable que sur le sol de la région où il a été proposé.

II. Présentation des données géotechniques du sol dans la région étudiée :

Pour la détermination des propriétés géotechniques des sols relatives au retrait-gonflement de la zone étudiée, il est possible d'identifier les sols gonflants en déterminant un certain nombre de paramètres géotechniques simples qui sont en relation avec le caractère

expansif des sols et qui sont déterminés, pour la plupart, lors de la phase de reconnaissance préliminaire. Ainsi, on peut soupçonner le caractère gonflant d'un sol à travers des essais particulièrement intéressants : On cite en particulier les essais d'identification (les limites d'Atterberg, l'analyse granulométrique, la valeur au bleu de méthylène et par sédimentométrie) et les essais mécaniques (essai de gonflement à l'oedomètre et l'essai de compressibilité œdométrique)

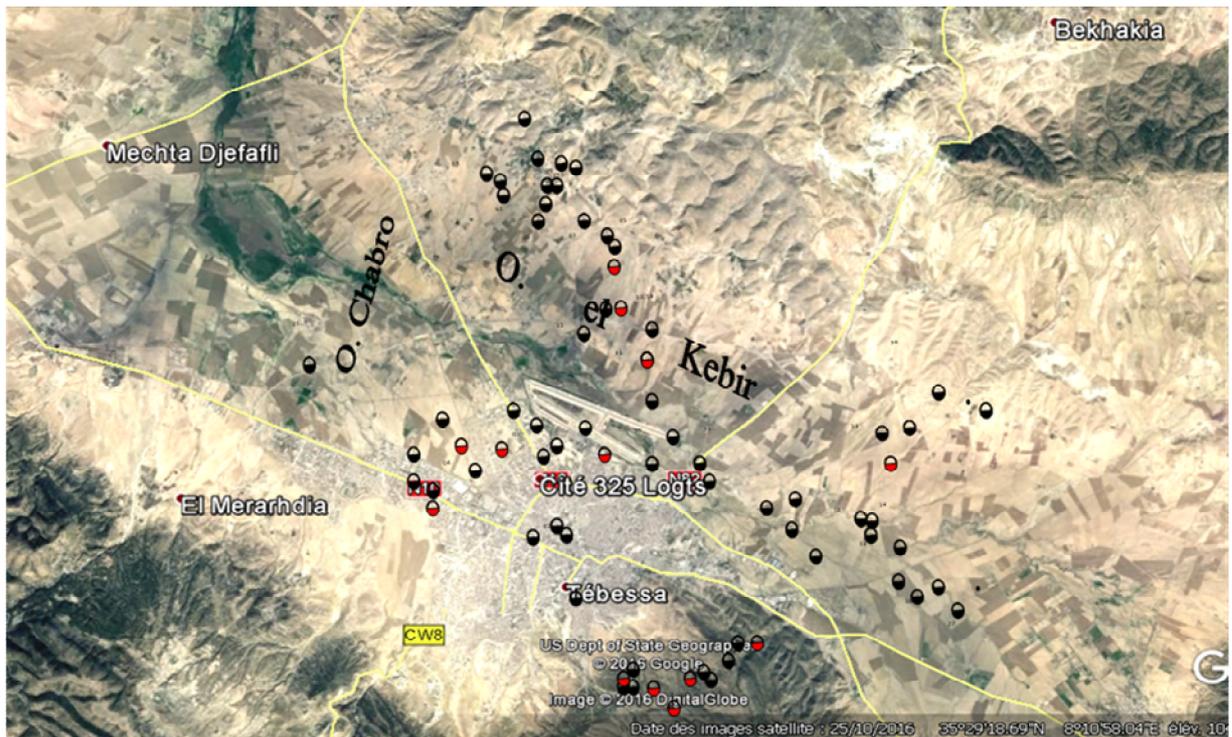
A ce stade de reconnaissances, on peut utiliser les classifications disponibles dans la littérature pour identifier qualitativement les sols étudiés. Dans ce chapitre nous présenterons l'identification et la caractérisation géotechnique des sols de la région étudiée, ainsi l'application des différentes méthodes indirectes en se basant sur les données disponibles.

II-1. Implantation des sondages :

Pour toutes études géotechniques, les études des sols sont obtenues à partir des sondages carottés, exécutés dans la zone à étudié. Dans notre cas d'étude, plus de 110 sondages, d'une profondeur variant de 2 à 20 m ont été utilisés (Fig.35), d'autres échantillons ont été récupérés à partir des fouilles et excavations. Les données nécessaires ont été triées et sélectionnées de façon à faciliter leur exploitation. Elles sont réparties sur une surface d'environ 100km² sur quatre secteurs (Route El-kouif, El-Merdja, Route de Constantine et le centre de la ville) la où l'épaisseur des couches argileuse et marneuse est importante ; ces formations peuvent atteindre 200m d'épaisseur selon (Durozoy. Gy 1948 et Bles J.L, et Fleury J.J 1970), la nature géologique de la majorité des formations peut être décrite comme des argiles marneuses et des marnes grisâtres à verdâtres gypseuse peu compactes. La présence des tufs argileux, calcaires et des tufs sableux est remarquables dans certains sondages Fig.35.

Les propriétés physiques et mécaniques mesurées pour les sites étudiés sont :

- La granulométrie par tamisage et par sédimentométrie selon les normes NF P94-056 et NFP94-057 respectivement,
- Les limites d'Atterberg (Limites de liquidité et Indice de plasticité) selon la norme NFP94-051 ;
- La teneur en eau naturelle selon la norme NF P94-050 ;
- Le poids volumique sec selon la norme NF P94-053 ;
- La valeur de bleu de méthylène NF P 94-068 ;
- La pression de compressibilité à l'oedomètre selon la norme XP P 94-090-1 ;
- La pression de gonflement à l'oedomètre selon la norme XP P 94-091.



- Sondages carottés
- Échantillons prélevés pour l'analyse en XRD

Fig. 35. Implantation des sondages dans la zone étudiée

III- Identification et classification des sols étudiés :

Dans le domaine de la géotechnique, on considère un sol argileux comme un matériau meuble dont la proportion la plus importante est formée d'éléments de taille inférieure à 2 μm . ces éléments sont constitués dans la plus part de minéraux argileux, les peu restants sont non argileux tel que carbonates, feldspaths, quartz,... la proportion et la nature des minéraux argileux caractérisent en grande partie le comportement mécanique du sol et l'ampleur des échanges hydriques.

Les systèmes de classification (USCS, LPC ou GTR) détaillent plus précisément les caractéristiques d'un sol argileux. Par exemple, dans LPC les sols argileux correspondent aux classes de sols fins de plus du 50% d'élément inférieur à 80 μm avec une portion de matière organique (MO).

III-1. Granulométrie des sols étudiés :

La granulométrie est la description de la phase solide ou squelette du sol ; elle a pour but de déterminer le pourcentage de différentes fractions granulaires en fonction de leur dimension pour permettre une classification des sols et fournir un ordre de grandeur de certain de ces propriétés. La granulométrie est très simple à mettre en œuvre ; on utilise le tamisage pour la fraction $> 0,08\text{mm}$. Si plus que 50% du sol ont des dimensions des

grains > 0,08 mm, le sol est dit grossier. Si plus de 50% du sol sont de fraction < 0,08 mm, ils sont classés comme des sols fins et se classent selon leur comportement plastique.

Plusieurs classifications sont utilisées pour identifier les sols selon leurs granulométries. Dans cette étude la classification LPC et GTR ont été adoptées pour classer le sol dans la région.

La classification LPC (Laboratoire des Ponts et Chaussées) est basée sur la classification USCS (Etats-Unis). D'une part elle utilise l'analyse granulométrique pour les sols à matrice grossière et d'autre part sur les limites d'Atterberg pour les sols à matrice fine. D'après cette classification (Fig.36), l'argile de Tébessa correspond à des Argiles très plastique (**At** en français, **CH** en anglais) et des argiles moyennement plastiques **Ap**.

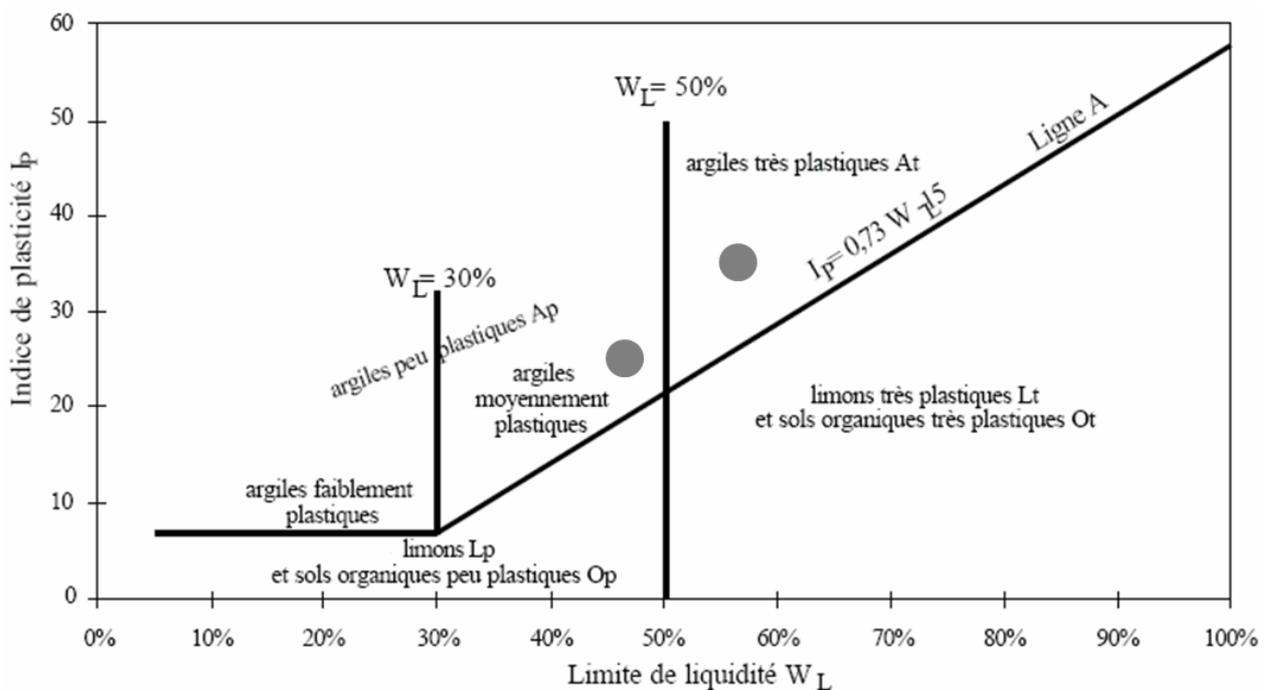


Fig. 36. Classification LPC des sols fins, le point gris identifie l'argile de la région d'étude

La classification GTR (Guide des Terrassement Routier) suivant la norme (NF P 11-300) qui remplace la RTR, utilisée en particulier dans les travaux de terrassement et de remblais, la classification se fait à partir de deux tableaux synoptiques (Figure. 37 et Tableau. 17) est vise à caractériser non seulement la nature granulométrique d'un sol mais également sa sensibilité à l'eau ainsi que son état hydrique naturel.

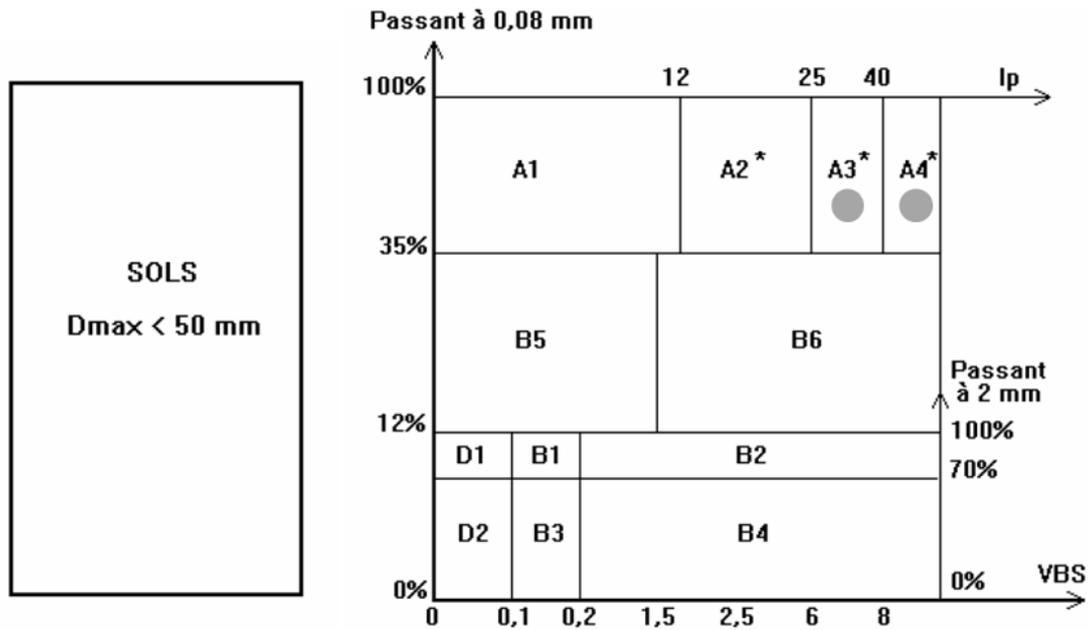


Fig. 37. Classification GTR des sols avec $D_{max} < 50 \text{ mm}$. Source : NF P 11-300

D'après la classification GTR l'argile de Tébessa est de classe **A3**, correspond à des sols de type argiles et argiles marneuse, limons très plastiques et **A4** correspond à des argiles et argiles marneuses très plastique.

On constate de concordance entre la classification géotechnique des sols des LPC (basée sur celle d'USCS) et la classification de GTR. Le comportement du sol indique que les deux classifications sont les plus pertinentes. Ces sols sont aussi décrits visuellement comme des argiles marneuses, argiles limoneuses et des marnes (voir chapitre I Figure 5 des sondages carottés).

Tab. 17: Classification des sols fins (GTR) Norme NF P 11 - 300

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 ⁽¹⁾ ou I _p ≤ 12	A₁ Limos peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 3 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	A ₁ th
				3 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 8 ou 1,10 ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	A ₁ h
				8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₁ m
				0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₁ s
				W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₁ ts
		12 < I _p ≤ 25 ⁽¹⁾ ou 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 2 ou I _c ⁽¹⁾ ≤ 0,9 ou W _n ≥ 1,3 W _{OPN}	A ₂ th
				2 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 5 ou 0,9 ≤ I _c ⁽¹⁾ < 1,05 ou 1,1 W _{OPN} ≤ W _n < 1,3 W _{OPN}	A ₂ h
				5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₂ m
				1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₂ s
				I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₂ ts
		25 < I _p ≤ 40 ⁽¹⁾ ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marnées, limons très plastiques...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 1 ou I _c ⁽¹⁾ ≤ 0,8 ou W _n ≥ 1,4 W _{OPN}	A ₃ th
				1 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 3 ou 0,8 ≤ I _c ⁽¹⁾ < 1 ou 1,2 W _{OPN} ≤ W _n < 1,4 W _{OPN}	A ₃ h
				3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,2 W _{OPN}	A ₃ m
				1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₃ s
				I _c > 1,3 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₃ ts
		I _p > 40 ⁽¹⁾ ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marnées, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	
				A ₄ h	
				A ₄ m	
				A ₄ s	

III-2.Limites d'Atterberg

La limite de liquidité W_l et l'indice de plasticité I_p sont utilisés pour déterminer non seulement la nature plastique des sols mais également donne une idée sur leurs potentiel de gonflement utilisant l'abaque de Casagrande . L'exploitation des résultats d'essais donne suivant l'abaque de Casagrande un nuage de point (Fig.36, Fig.38) suit au report des valeurs de limite de liquidité W_l et l'indice de plasticité I_p. Cet abaque donne un sol nommé argile de plasticité moyenne à élevée. La classification de Dakshanamurphy et Raman (Fig. 39) permet de classer ces mêmes sols comme des argiles de gonflement moyen, élevé à extra élevé pour quelques échantillons, ce qui confirme la gravité du phénomène du gonflement dans certaines zones dans la région d'étude.

Tab. 18 : Synthèse des caractéristiques géotechnique du sol de la zone d'étude

Symbole	Description	Valeurs / classification
γ_d (kN/m ³)	Poids volumique sec	11,6 – 20,6 (kN/m ³)
w (%)	Teneur en eau initiale %	8 - 38,24 (%)
$F_{<80\mu m}$ (%)	Fraction du sol < 0,08mm	44 – 98,18 (%)
$F_{<0,02}$ (%)	Fraction du sol < 0,02 μ m	26,29 – 56,16 (%)
w_L (%)	Limite de liquidité %	36 – 160 (%)
I_p (%)	Indice de plasticité %	19 – 85 (%)
A	Activité (I_p / < fraction 0,02 μ m)	0,4 – 2,13
VBS	Valeur au bleu de méthylène	2,2 – 10,84 (g/100g de sol sec)
Cc	Indice de compression	0,123 - 0,534
Cs	Indice de gonflement	0,01 - 0,84
Pc (kPa)	Pression de preconsolidation	37,5 – 270 (kPa)
Ps (kPa)	Pression de gonflement	60 – 670 (kPa)
CaCo3 (%)	Pourcentage de Carbonate de calcium	68,1 - 1,53 (%)
Gypse (%)	Pourcentage de gypse	60,86 - 1,51 (%)
LPC (USCS)	Classification basée sur l'USCS	At, Ap
GTR	Classification française utilisée dans les terrassements	A3, A4

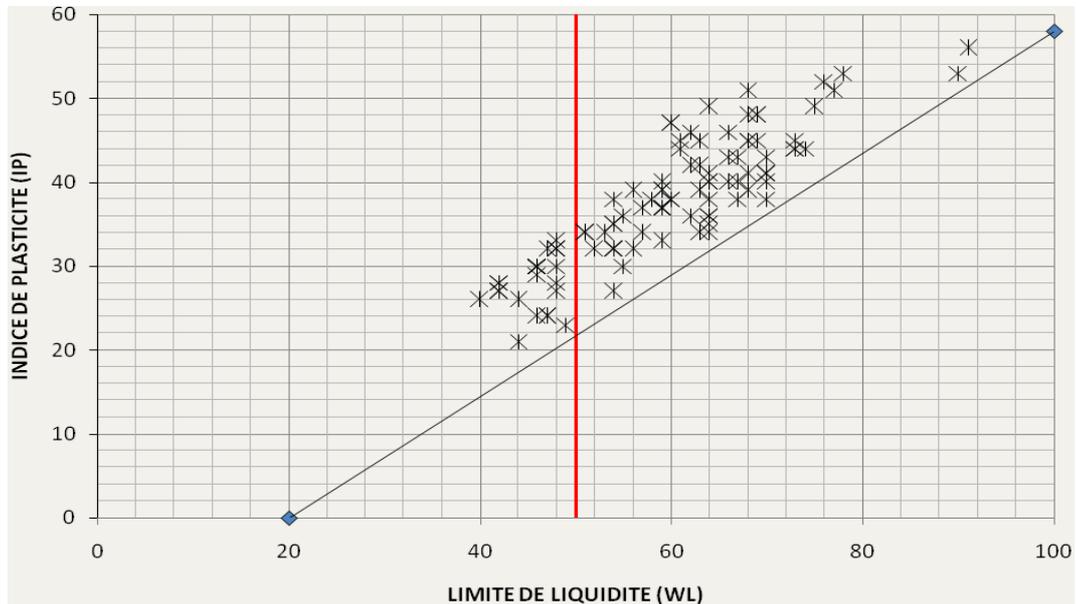


Fig.38 : Projection de 145 mesure de (WL et Ip) des sols étudiés sur de l'abaque de Casagrande

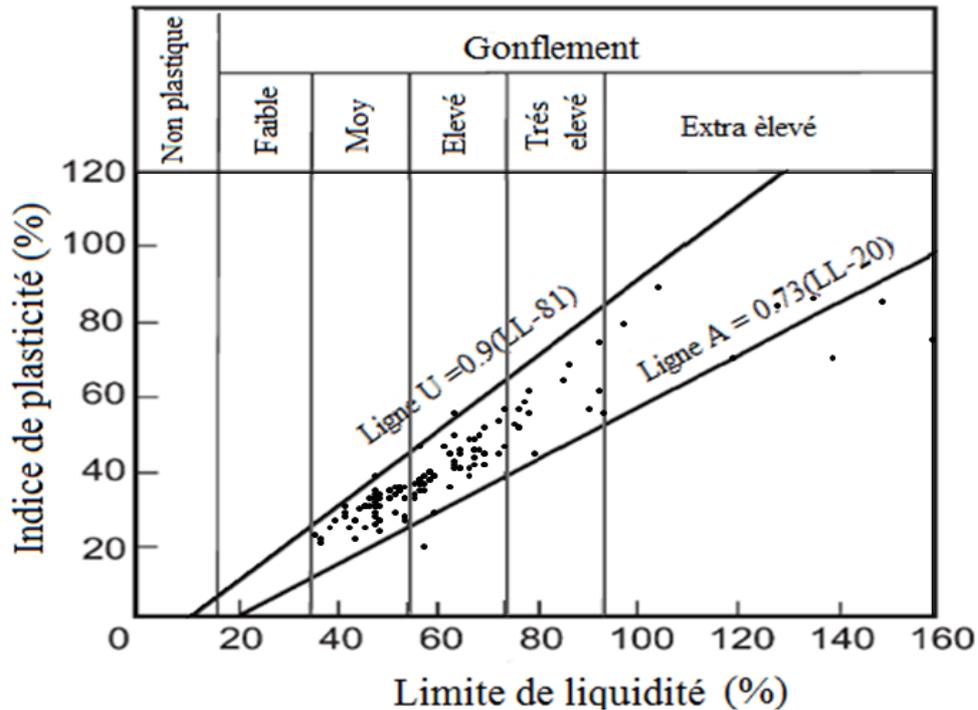


Fig.39 : Classification des sols par l'abaque proposé par Dakshanamurthy et Raman, (1973)

III.3. Mesure et caractérisation du gonflement au laboratoire :

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour apprécier l'aptitude d'un sol au gonflement :

- le potentiel (ou taux) de gonflement ε_g ;
- la pression de gonflement σ_g ;
- le coefficient de gonflement C_g .

Les deux premiers paramètres peuvent être aussi calculés, mais le troisième ne peut être obtenu que par les essais de caractérisation mécanique.

Ces derniers entrepris par le laboratoire L.T.P.Est, effectuant des essais de compressibilité et de gonflement à l'oedomètre. La déduction graphique des valeurs de C_g permet d'identifier le gonflement dans l'essai de compressibilité.

En dehors des sols normalement consolidés, la plupart des sols gonflants présentent deux caractéristiques : une forte surconsolidation (la pression de consolidation varie de 0,3 à 0,8 MPa) et un indice de gonflement élevé C_g : $0,04 < C_g < 0,25$ (Tableau 19). Dès que l'indice de gonflement dépasse 0,07 on peut considérer que le soulèvement des fondations risque de poser de graves problèmes. On peut classer les sols suivant l'indice de gonflement comme le montre le tableau ci-dessous :

Tab.19 : Relatif au gonflement des sols (Costet et Sanglerat 1983)

l'indice de gonflement C_g (%)	Gonflement
$4 < C_g < 25$	Sol Gonflant
$2 < C_g < 4$	Sol peu gonflant

III.3.a. La pression de préconsolidation à l'oedomètres (selon la norme XP P94-090-1) :

Grace à l'essai oedométrique, nous avons pu tracer les courbes de compressibilité des sols étudiés, ainsi de calculer les différentes valeurs (Pression de préconsolidation P_c , le coefficient de compressibilité C_c et l'indice de gonflement des sols C_g (Figure 40)) qui nous ont permis de comprendre le comportement du sol lorsqu'il est soumis à une augmentation de la contrainte verticale ensuite en déduire le tassement du sol sous l'effet d'une charge quelconque.

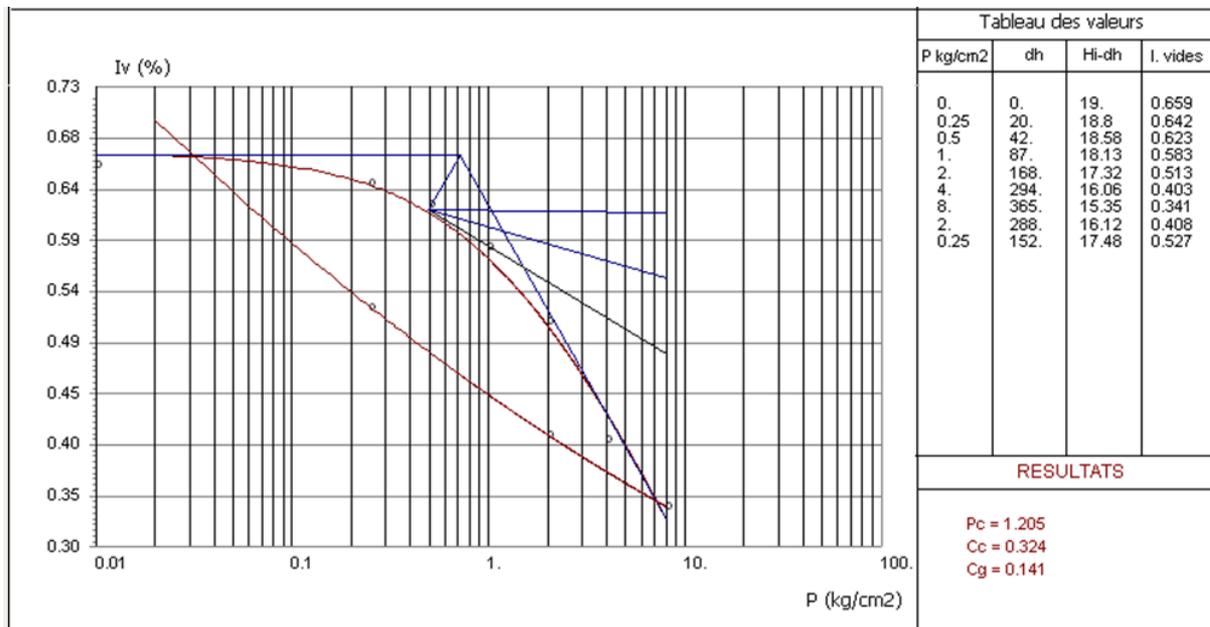


Fig. 40 : Courbe de compressibilité à l'oedomètre pour déduction des paramètres (pression de préconsolidation P_c , Coefficient de compressibilité C_c et le coefficient de gonflement C_g)

III.3.b. La pression de gonflement :

Malgré que le phénomène de gonflement se développe à l'échelle microscopique, l'approche macroscopique est la plus souvent adoptée pour caractériser et quantifier le phénomène de gonflement, les méthodes directes soient beaucoup plus précises que celles indirectes.

Dans le cas de notre étude, le matériels disponibles nous a permis d'effectuer et adapter à nos besoins la méthode de gonflement sous différentes charges axiales (Méthode sous charge constante Norme AFNOR NF XP P94-091) ANNEXE B; cette méthode consiste à placer au

moins quatre éprouvettes d'un même matériau dans des cellules œdométriques. Chaque éprouvette à l'état naturel, fait l'objet d'un chargement jusqu'à une contrainte axiale choisie en fonction d'un taux d'accroissement des charges préalablement défini. La pression verticale à appliquer doit être différente pour chacun des échantillons. Le gonflement ou le tassement de chaque éprouvette est obtenu en procédant à son imbibition sous contrainte, jusqu'à stabilisation des déformations.

La courbe $\Delta h/h_i$, fonction de la pression appliquée, est tracée. La ligne d'interpolation entre les différents points est réalisée pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul (c'est la pression de gonflement (Figure 41)).

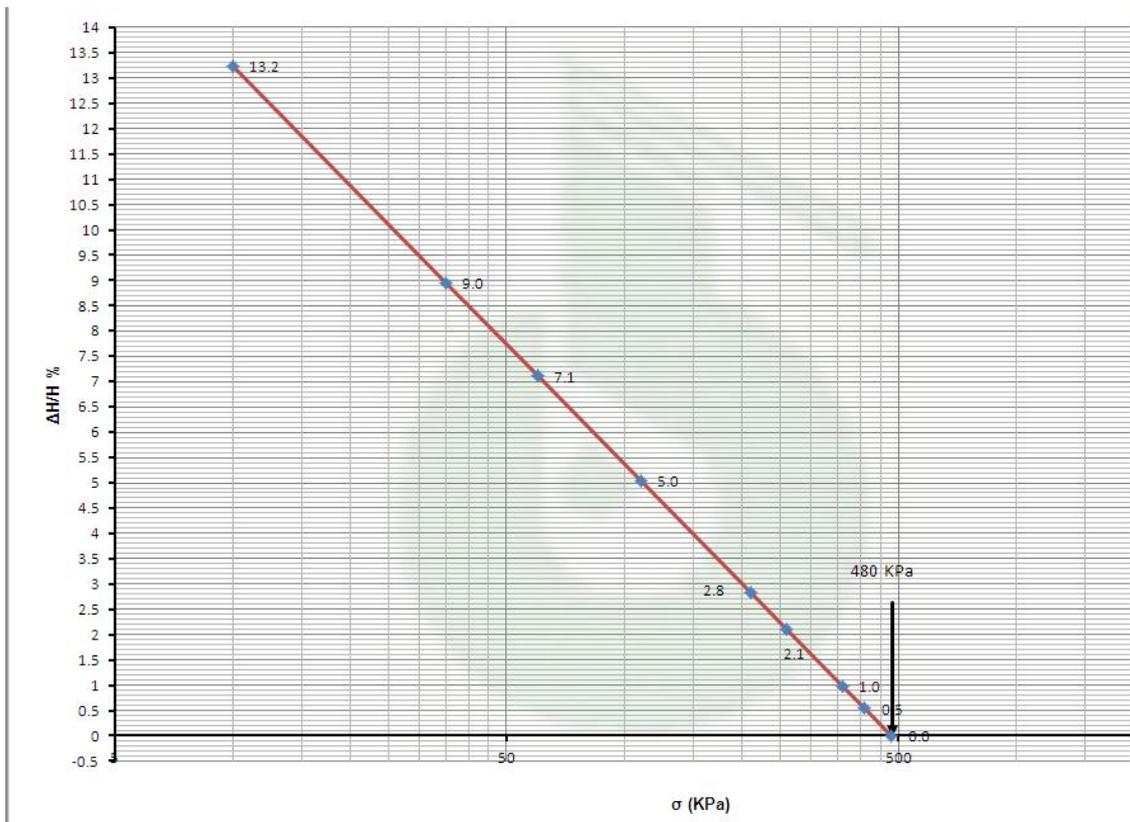


Fig. 41: Courbe de pression de gonflement à l'oedomètre P_s (kPa)

III.4. Estimation du gonflement par les méthodes indirectes

Souvent, les campagnes de reconnaissance géotechnique ne prévoient pas la mesure des paramètres de gonflement. Ceci est totalement justifié par le coût qu'ils induisent et le temps que prennent de pareils essais. Pour un géotechnicien, systématiser ce genre d'essais est donc une aberration, d'autant plus qu'il est tout à fait possible d'apprécier et d'estimer les paramètres de gonflement d'un sol à partir d'autres paramètres géotechniques simples et

rapides à mesurés et dont l'ingénieur doit disposer. Les valeurs des paramètres estimés indirectement conditionneraient la conduite des essais de la campagne de confirmation.

L'utilisation de formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement de ce sol, c'est-à-dire d'estimer ou de quantifier le potentiel de 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 applications de calculs par formules empiriques sont présentées ci-dessous.

A) selon la méthode de Seed et al.1962 (Figure 42). On constat que les sols de la région d'étude se situe dans la gamme de (1,5 jusqu'au 25%) où le potentiel de gonflement est décrit de moyen à très élevé, très peu d'échantillons situés entre le fuseau de 1,5-5% le reste ont un potentiel supérieur a 5%.

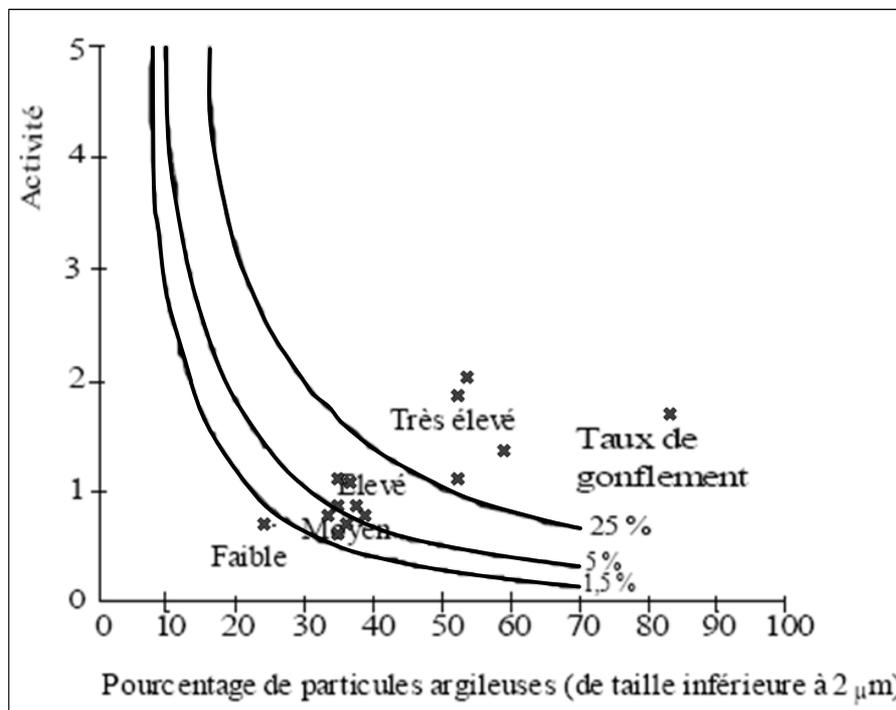


Fig. 42 : Classification du potentiel de gonflement des sols étudiés selon (Seed et al. 1962)

Tab. 20 : Calculs de ε_g et estimation du potentiel de gonflement des sols étudiés par la méthode de Seed *et al.* (1962).

sondage N°	Prof (m)	Limites d'Atterberg		Caractéristiques Oedométriques			taux de gonflement	potentiel de gonflement
		W _L	I _p	Pc Kg/cm	C _t	C _g	ε_g	
1	0 - 6	63	32	0,570	0,039	0,015	10,16	Elevé
2	1 - 3,5	46	23	1,700	0,033	0,008	4,54	Moyen
	3,5 - 4,3	40	21	1,900	0,026	0,0048	3,63	Moyen
3	0,5 - 4	44	21	1,200	0,048	0,006	3,63	Moyen
4	3,5 - 5,2	51	27	0,997	0,019	0,007	6,71	Elevé
5	4 - 5,5	36	17	1,200	0,028	0,008	2,17	Moyen
6	1,5 - 2	46	25	1,200	0,048	0,006	5,56	Elevé
7	1 - 2,5	54	26	1,20	0,048	0,006	6,12	Elevé
8	2,5 - 4	44	22	1,36	0,026	0,013	4,07	Moyen
9	5 - 6	33	15	1,29	0,021	0,010	1,59	Moyen
10	1 - 2	46	26	1,450	0,043	0,08	6,12	Elevé
	2,4 - 3,5	48	26	1,050	0,048	0,011	6,12	Elevé
	2,4 - 3,5	48	26	1,050	0,048	0,011	6,12	Elevé
12	0,5 - 3	54	35	3,60	0,112	0,007	12,65	Elevé
13	3 - 5	52	24	1,03	0,199	0,053	5,03	Elevé
14	0,7 - 1,8	53	28	0,874	0,238	0,037	7,33	Elevé
15	4 - 5	46	20	0,502	0,149	0,060	3,22	Moyen
16	0,4 - 2	47	25	1,300	0,04	0,006	5,56	Elevé
17	3,5 - 6	36	18	0,840	0,017	0,007	2,49	Moyen
18	3,4 - 6	33	18	1,200	0,019	0,005	2,49	Moyen
19	2,4 - 6	37	20	1,170	0,021	0,005	3,22	Moyen
20	3,5 - 6	43	24	1,600	0,04	0,010	5,03	Elevé
21	4 - 6	37	21	2,20	0,036	0,005	3,63	Moyen
22	2,5 - 4	53	26	0,582	0,029	0,015	6,12	Elevé

L'application de l'équation II.4 (Chapitre II) établie par Seed et all (1962) nous a permis de constater aussi que le potentiel de gonflement des sols analysés varie de moyen à élevé (Tableau 20) ce qui signale le danger que peut induire ce dernier sur des zones où l'urbanisation est en progression continue.

B)- Application de la méthode de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)

Aussi les deux équations II.7a de Vijayvergiya et Ghazzaly (Chapitre II) pour l'estimation de la pression et le taux de gonflement basés sur les deux paramètres (W_L et W), ces deux modèles ont permis de trouver les résultats montrés sur le Tableau 21 ainsi les deux autres modèles établis à la base des paramètres W_L et γ_d donne les résultats du Tableau 22.

Tab. 21 : Calculs de σ_g et ε_g des sols étudiés selon Vijayvergiya et Ghazzaly (W_L et W)

N° sondage	Prof (m)	W_L	γ_d t/m3	W %	Caractéristiques Oedométriques			ε_g %	σ_g KPa
					Pc Kg/cm	C_t	C_g		
1	0 - 6	63	1,54	22,5	0,570	0,039	0,015	1,953	0,018
2	1 - 3,5	46	1,81	09,0	1,700	0,033	0,008	3,417	0,064
3	0,5 - 4	44	1,83	13,9	1,200	0,048	0,006	2,13	0,021
4	3,5 - 5,2	51	1,70	21,6	0,997	0,019	0,007	1,416	0,008
	5,2 - 6	47	1,44	31,1	0,960	0,038	0,009	0,564	0,001
5	4 - 5,5	36	1,84	10,9	1,200	0,028	0,008	2,098	0,021
6	1,5 - 2	46	1,76	14,1	1,200	0,048	0,006	2,238	0,024
7	1 - 2,5	54	1,77	11,3	1,20	0,048	0,006	3,676	0,075
8	2,5 - 4	44	1,66	22	1,36	0,026	0,013	1,087	0,005
9	5 - 6	33	1,87	16,5	1,29	0,021	0,010	1,194	0,006
10	1 - 2	46	1,82	12	1,450	0,043	0,08	2,664	0,036
	2,4 - 3,5	48	1,72	15,3	1,050	0,048	0,011	2,164	0,022
11	1 - 2	46	1,82	12	1,450	0,043	0,008	2,664	0,036
	2,4 - 3,5	48	1,72	15,3	1,050	0,048	0,011	2,164	0,022
12	0,5 - 3	54	1,82	11,4	3,60	0,112	0,007	3,646	0,074
13	3 - 5	52	1,60	20,6	1,03	0,199	0,053	1,59	0,011
14	0,7 - 1,8	53	1,69	11,7	0,874	0,238	0,037	3,441	0,065
	4 - 5	46	1,65	22,1	0,502	0,149	0,060	1,152	0,005
16	0,4 - 2	47	1,72	18	1,300	0,04	0,006	1,673	0,012
17	3,5 - 6	36	1,92	9,6	0,840	0,017	0,007	2,337	0,027
18	3,4 - 6	33	2,06	6,8	1,200	0,019	0,005	2,671	0,036
19	2,4 - 6	37	2,06	8	1,170	0,021	0,005	2,759	0,039
20	3,5 - 6	43	1,86	10	1,600	0,04	0,010	2,848	0,042
21	4 - 6	37	1,71	14,7	2,20	0,036	0,005	1,582	0,011
22	2,5 - 4	53	1,49	27,7	0,582	0,029	0,015	0,912	0,003

Tab. 22 : Calculs de σ_g et ε_g des sols étudiés selon les formules empiriques de Vijayvergiya et Ghazzaly (W_L et γ_d).

N° sondage	Prof (m)	W_L	γ_d t/m ³	W%	Caractéristiques Oedométriques			ε_g %	σ_g kPa
					Pc Kg/cm	C_t	C_g		
1	0 - 6	63	1,54	22,5	0,570	0,039	0,015	2,140	73,9
2	1 - 3,5	46	1,81	09,0	1,700	0,033	0,008	4,326	149,3
3	0,5 - 4	44	1,83	13,9	1,200	0,048	0,006	4,308	148,7
4	3,5 - 5,2	51	1,70	21,6	0,997	0,019	0,007	2,805	96,8
	5,2 - 6	47	1,44	31,1	0,960	0,038	0,009	0,303	10,5
5	4 - 5,5	36	1,84	10,9	1,200	0,028	0,008	2,526	87,2
6	1,5 - 2	46	1,76	14,1	1,200	0,048	0,006	2,990	103,2
7	1 - 2,5	54	1,77	11,3	1,20	0,048	0,006	5,912	204,0
8	2,5 - 4	44	1,66	22	1,36	0,026	0,013	1,226	42,3
9	5 - 6	33	1,87	16,5	1,29	0,021	0,010	2,510	86,6
10	1 - 2	46	1,82	12	1,450	0,043	0,08	4,658	160,8
	2,4 - 3,5	48	1,72	15,3	1,050	0,048	0,011	2,589	89,4
11	1 - 2	46	1,82	12	1,450	0,043	0,008	4,658	160,8
	2,4 - 3,5	48	1,72	15,3	1,050	0,048	0,011	2,589	89,4
12	0,5 - 3	54	1,82	11,4	3,60	0,112	0,007	8,555	295,3
13	3 - 5	52	1,60	20,6	1,03	0,199	0,053	1,445	49,9
14	0,7 - 1,8	53	1,69	11,7	0,874	0,238	0,037	3,033	104,7
	4 - 5	46	1,65	22,1	0,502	0,149	0,060	1,326	45,8
16	0,4 - 2	47	1,72	18	1,300	0,04	0,006	2,400	82,8
17	3,5 - 6	36	1,92	9,6	0,840	0,017	0,007	4,562	157,5
18	3,4 - 6	33	2,06	6,8	1,200	0,019	0,005	10,224	352,9
19	2,4 - 6	37	2,06	8	1,170	0,021	0,005	13,855	478,2
20	3,5 - 6	43	1,86	10	1,600	0,04	0,010	4,984	172,0
21	4 - 6	37	1,71	14,7	2,20	0,036	0,005	1,043	36,0
22	2,5 - 4	53	1,49	27,7	0,582	0,029	0,015	0,692	23,9

C) - Méthode de Komornik et David (1969)

Les nombreux essais effectués par Komornik et David (1969) ont montré qu'une simple corrélation linéaire était possible entre le gonflement libre et l'indice de plasticité selon les équations II.5a, II.5b et celle de la pression de gonflement équation II.8 (Chapitre II), les résultats obtenus figurent sur le Tableau 23.

Tab. 23 : Calculs de σ_g et ε_g des sols étudiés selon les formules empiriques de Komornik et David.

N° sondage	Prof (m)	W _L	I _p	γ_d t/m ³	W %	Caractéristiques Oedométriques			ε_g % marne	ε_g % argile	σ_g KPa
						Pc kg/cm	C _t	C _g			
1	0 – 6	63	32	1.54	22.5	0.570	0.039	0.015	83.5	68.1	72.7
2	1 - 3.5	46	23	1.81	09.0	1.700	0.033	0.008	61.9	49.2	112.3
3	0.5 – 4	44	21	1.83	13.9	1.200	0.048	0.006	57.1	45	77.7
4	3.5 - 5.2	51	27	1.70	21.6	0.997	0.019	0.007	71.5	57.6	55.2
	5.2 – 6	47	24	1.44	31.1	0.960	0.038	0.009	64.3	51.3	17.0
5	4 - 5.5	36	17	1.84	10.9	1.200	0.028	0.008	47.5	36.6	64.7
6	1.5 – 2	46	25	1.76	14.1	1.200	0.048	0.006	66.7	53.4	75.8
7	1 - 2.5	54	26	1.77	11.3	1.20	0.048	0.006	69.1	55.5	134.4
8	2.5 – 4	44	22	1.66	22	1.36	0.026	0.013	59.5	47.1	36.2
9	5 – 6	33	15	1.87	16.5	1.29	0.021	0.010	42.7	32.4	41.5
10	1 – 2	46	26	1.82	12	1.450	0.043	0.08	69.1	55.5	94.7
	2.4 - 3.5	48	26	1.72	15.3	1.050	0.048	0.011	69.1	55.5	72.9
11	1 – 2	46	26	1.82	12	1.450	0.043	0.008	69.1	55.5	94.7
	2.4 - 3.5	48	26	1.72	15.3	1.050	0.048	0.011	69.1	55.5	72.9
12	0.5 – 3	54	35	1.82	11.4	3.60	0.112	0.007	90.7	74.4	144.2
13	3 – 5	52	24	1.60	20.6	1.03	0.199	0.053	64.3	51.3	52.9
14	0.7 - 1.8	53	28	1.69	11.7	0.874	0.238	0.037	73.9	59.7	110.5
	4 – 5	46	20	1.65	22.1	0.502	0.149	0.060	54.7	42.9	39.0
16	0.4 – 2	47	25	1.72	18	1.300	0.04	0.006	66.7	53.4	58.8
17	3.5 – 6	36	18	1.92	9.6	0.840	0.017	0.007	49.9	38.7	79.3
18	3.4 – 6	33	18	2.06	6.8	1.200	0.019	0.005	49.9	38.7	101.2
19	2.4 – 6	37	20	2.06	8	1.170	0.021	0.005	54.7	42.9	113.8
20	3.5 – 6	43	24	1.86	10	1.600	0.04	0.010	64.3	51.3	98.7
21	4 – 6	37	21	1.71	14.7	2.20	0.036	0.005	57.1	45	44.0
22	2.5 – 4	53	26	1.49	27.7	0.582	0.029	0.015	69.1	55.5	30.2

III-4. Analyses et commentaires :

On observe que les résultats du potentiel de gonflement et de la pression de gonflement obtenus ne sont pas homogènes; en plus ils n'estiment pas correctement les paramètres. On note que les valeurs obtenus par la méthode proposée par Seed et al est possiblement juste. On a essayé avec d'autres modèles et malgré que quelques-uns s'approximent aux valeurs du laboratoire. La plupart sont incohérentes ou très écartées des valeurs expérimentales. On constate que ces modèles sont donc valables pour des conditions spécifiques et difficiles de les généraliser

Les méthodes de classification du Potentiel de gonflement basée essentiellement sur soit un seul paramètre (I_p, W_L, % fines ou autres) soit par combinaison de deux ou trois paramètres ; les méthodes de (Dakshanamurthy et Raman (1973), Snethen et al. (1977), Snethen (1980), l'établissement de recherche en bâtiment (1980) et celle de Ghen (1988)

(voir chapitre II) montrent que le potentiel de gonflement de sol de notre région varie de l'intensité moyenne, élevée à très élevée.

L'observation des résultats de calcul mathématiques par la méthode indirecte montre des valeurs parfois contradictoires pour un même sol. Ceci paraît être dû à la prise en compte de paramètres différents. Vijayvergiya et Ghazzaly donne une formule fonction de W_L et γ_d et une autre fonction de W_L et w d'où résulte des valeurs très basses de σ_g lorsqu'on n'intègre pas la densité sèche.

Les valeurs obtenues de σ_g obtenues selon la méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly (Tableau 22) sont très comparables à celles calculées par la méthode de Komornik et David (Tableau 23) ceci paraît être très évident puisque les deux méthodes prennent en compte les mêmes paramètres (W_L et γ_d) par contre une chute des valeurs est très remarquable lorsque l'en néglige la densité sèche γ_d , c'est un témoin clair que cette dernière est un paramètre indispensable pour avoir des résultats pouvant s'approcher de la réalité.

IV- Détermination de la minéralogie des sols en question (fraction argileuse) :

Le facteur prédominant, qui détermine la susceptibilité d'une formation argileuse au phénomène de retrait-gonflement, est lié à sa composition minéralogique. Une formation sera d'autant plus sensible au phénomène que sa fraction argileuse (au sens granulométrique) contiendra une forte proportion de minéraux argileux dits «gonflants». En effet, certains minéraux argileux présentent, par rapport aux autres, une aptitude nettement supérieure vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement. Il s'agit essentiellement des smectites (montmorillonites), de certains minéraux argileux inter-stratifiés, de la vermiculite et de certains chlorites. On a trouvé qu'au sein de la même famille d'un minéral argileux le gonflement dépend du type de cation dominant dans la couche octaédrique. Pour les smectites le gonflement et par conséquent le retrait est plus important si ces derniers contiennent du sodium au lieu du calcium. Il est donc possible d'identifier les sols expansifs et de raffiner les formules empiriques déjà établies en étudiant leur minéralogie. Seulement cette identification est considéré moins pratique et peut être un peu plus chère.

La détermination de la composition minéralogique d'une formation argileuse s'obtient directement par des analyses de diffractométrie aux rayons X.

La diffraction des rayons X constitue la technique la plus adéquate et la plus répandue pour identifier les argiles, minéraux de taille submicroscopique, mal cristallisés et hydratés, de formes lamellaires ou fibreuses et souvent présentes en mélanges complexes d'espèces. Les appareillages développés sont variés, depuis les diffractomètres portatifs ou à éléments

aisément interchangeables jusqu'aux ensembles lourds hautement stabilisés et pourvus de systèmes informatisés de l'acquisition et traitement de données. Le critère minéralogique est basé sur le pourcentage moyen de minéraux gonflants (Smectites et inter-stratifiés) présents dans la phase argileuse.

La nécessité d'une analyse minéralogique des sols de notre terrain a été mentionnée dans les chapitres précédents vue que les analyses aux laboratoires et même les méthodes indirectes de calcul des paramètres de gonflement n'ont pas pu donner une explication persuasive du comportement des sols. En pratique : deux zones de paramètres évalués proches, figurent pratiquement des degrés de gonflement distincts et ce ne peut être expliqué que par la détermination du pourcentage du minéral argileux qui servira de discriminateur. Se réalisant, 14 échantillons des sols en étude (Fig.44, 45) ont été analysés au laboratoire «*Argiles et Paléoclimats* » de l'université de Liège, Belgique par le diffractomètre à rayon X de type D8-Advance. Bruker. D'autre analyse complémentaire directement liées à l'analyse minéralogie peuvent contribuer énormément à l'utilisation du potentiel gonflant des argiles. Parmi ces analyses on cite:

- Forme et surface spécifique
- Capacité d'adsorption d'eau et de gonflement
- Capacité d'échange cationique

V. Essais de diffractométrie aux Rayons X :

V.1. Diffraction des rayons X

C'est la méthode la plus utilisée pour l'identification des assemblages argileux complexes essentiellement dans le cas des assemblages naturels dans les sols et les sédiments.

La diffraction des rayons X consiste à appliquer un rayonnement X de longueur d'onde ($0.1 < \lambda < 10\text{nm}$) sur un échantillon argileux orienté ou non orienté. Le rayonnement pénètre le cristal. il y a absorption d'une partie de l'énergie et excitation des atomes avec émissions de radiations dans toutes les directions. Les radiations émises par des plans atomiques qui sont en phases vont engendrer un faisceau cohérent qui pourra être détecté. La condition pour que les radiations soient en phase s'exprime par la loi de Bragg :

$$n\lambda = 2d \sin\theta$$

Où :

n: nombre entier correspondant à l'ordre de la diffraction

λ : longueur d'onde du rayonnement utilisé

d : espace basal (espacement entre 2 plans parallèles successifs du réseau cristallin)

θ : angle de diffraction

Après diffraction, on obtient un spectre d'énergie du faisceau diffracté en fonction de l'angle de diffraction 2θ . Dans ce spectre, on peut convertir les valeurs angulaires en espace basal d (en angströms) en appliquant la Loi de Bragg et en utilisant la longueur d'onde K_α de l'anode utilisée pour produire le rayonnement X incident.

L'identification des minéraux argileux consiste à faire plusieurs essais :

Le premier essai (bulk test) se réalise sur la fraction passant le tamis 250 microns, dans cet essai les agrégats sont non orientés, sur le diffractogramme obtenu sont représentées toutes les minéralogies constituant l'échantillon de sol. L'ensemble des minéraux argileux présents est représenté par un ou plusieurs pics au niveau de l'espace basal 14 angströms.

On utilisant des coefficients correcteurs correspondant (Thorez, J. 1976) sur les pics caractéristiques du diffractogramme on peut déterminer le pourcentage des minéraux présent dans le sol. Il s'agit essentiellement, dans notre cas, de *la calcite, le gypse, les argiles et le quartz*. D'autres minéraux sont présents mais en proportion insignifiante, la détermination du pourcentage de chaque minéral présent dans la fraction inférieure à 250 microns du sol est comme suit :

- Identification des minéraux présents à partir des pics caractéristiques de chaque minérale (Figure 42).

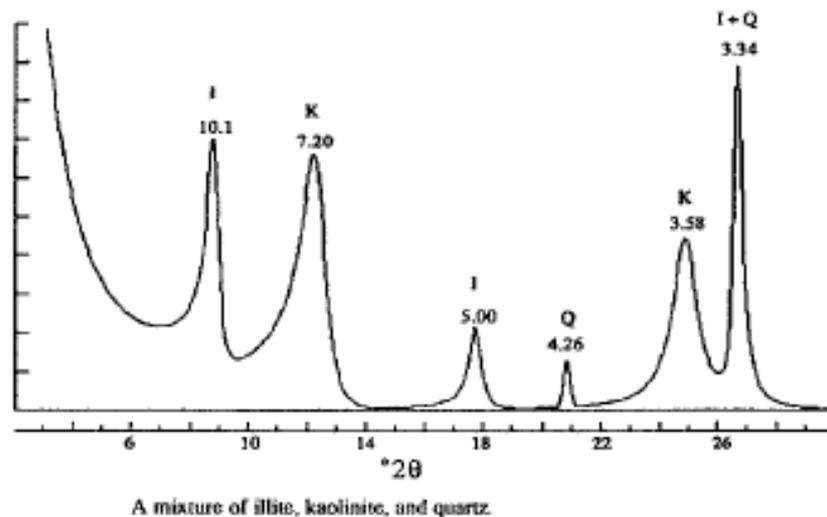


Fig.43 : Spectre de diffraction des rayons X d'un agrégat orienté : la carte d'identité des minéraux argileux (Morre & Reynolds. 1989).

- Détermination et correction des valeurs de pics en termes de *point count* pour chaque minéral (A).

- Calcul de la somme des valeurs de pics (*point count*) (B).

- Détermination du pourcentage de chaque minéral présent (C) avec $C = A/B * 100$.

Une fois le pourcentage de la fraction argileuse est déterminé, on passe à la deuxième étape qui consiste à déterminer les minéraux argileux dans la fraction inférieure à deux microns. Après traitement à l'acide chlorhydrique concentré à 0.1 normal pour éliminer les carbonates. On ajoute de l'eau chaude à 60° pour éliminer les sulfates et à la fin on lave la prise d'essai avec de l'eau déminéralisée.

Le deuxième essai se réalise sur la fraction inférieure à 2 microns après purification. En réalité on passe dans le diffractogramme l'échantillon à l'état naturel puis après saturation avec de l'éthylène glycol pendant 24 heures et à la fin après séchage au four pendant 4 heures à 450 c°. Trois diffractogrammes sont ainsi obtenus (Fig.45).

V.2. Détermination du pourcentage de la fraction argileuse des échantillons :

V.2.1. pourcentage d'argile globale :

La détermination du pourcentage de la fraction argileuse des échantillons consiste à appliquer la formule $C = A/B * 100$

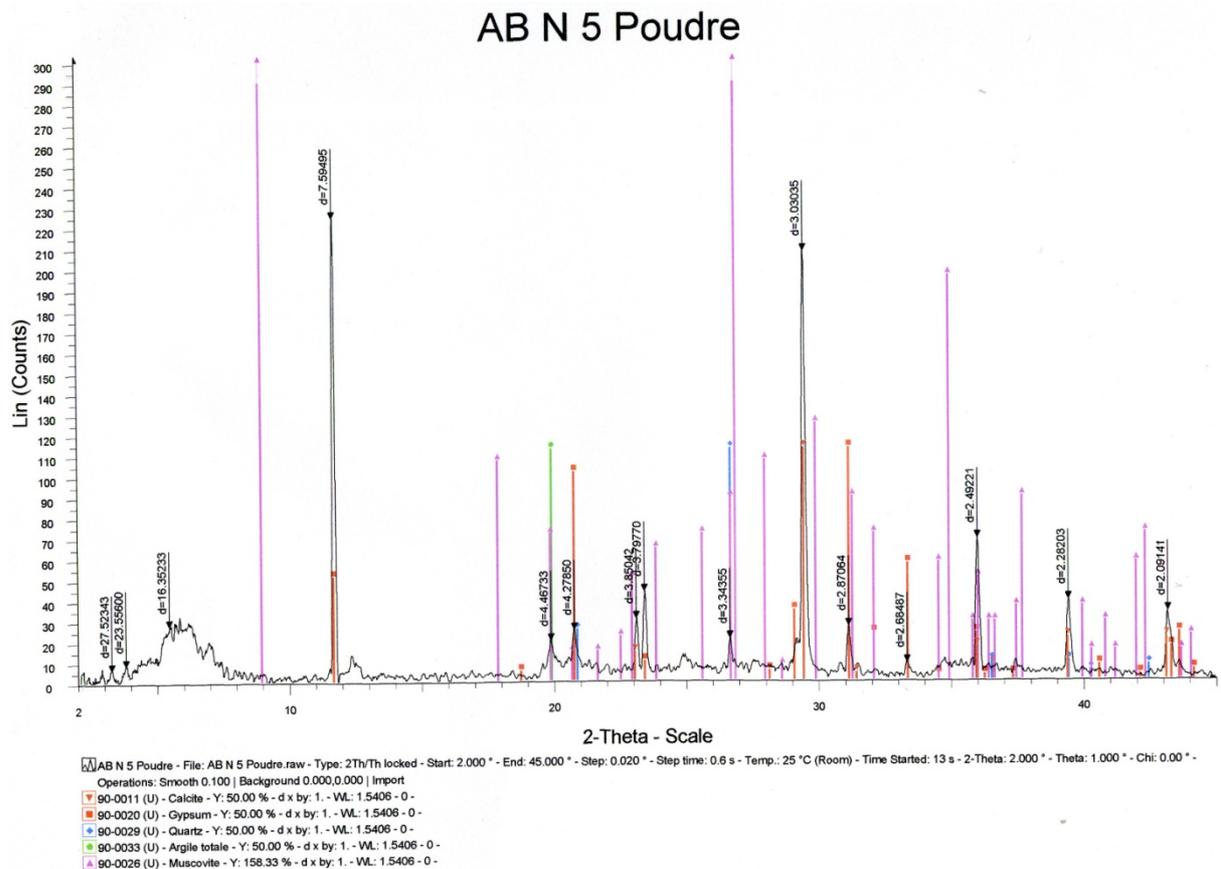


Fig.44 Diffractogramme d'un échantillon prélevé de la région d'étude (bulk analysis)

Tab. 24 : calcul de pourcentage d'argile totale dans chaque échantillon.

Ech:1						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=3.34051	Quartz	26.66	111.00	1.00	111.00	12.54
d=3.02979	Calcite	29.46	238.00	1.65	392.70	44.37
d=4.48776	Argile totale	19.77	18.80	20.00	376.00	42.49
d=7.58853	Gypsum	11.65	13.00	0.40	5.20	0.58
Ech: 2						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensity corrigee	Relatifs %
d=3.34020	Quartz	26.67	196.00	1.00	196.00	22.14
d=3.02881	Calcite	29.47	235.00	1.65	387.75	43.81
d=4.45870	Argile totale	19.80	15.30	20.00	306.00	44.95
Ech: 3						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=3.34174	Quartz	26.65	156.00	1.00	156.00	17.62
d=3.03062	Calcite	29.45	264.00	1.65	435.60	49.22
d=2.88772	feldspath	30.94	23.50	4.30	101.05	11.41
d=4.45680	Argile totale	19.91	20.20	20.00	404.00	45.65
Ech: 4						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=7.61083	gypse	11.62	128.00	0.40	51.20	7.15
d=4.48194	Argile totale	19.79	15.90	20.00	318.00	44.42
d=3.34435	quartz	26.63	26.70	1.00	26.70	3.72
d=3.03364	calcite	29.42	188.00	1.65	310.20	43.33
d=2.40299	dolomite	37.39	9.75	1.00	9.75	1.36
Ech: 5						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=7.61083	gypse	11.62	128.00	0.40	51.20	7.25
d=4.48194	Argile totale	19.79	15.90	20.00	318.00	45.03
d=3.34435	quartz	26.63	26.70	1.00	26.70	3.87
d=3.03364	calcite	29.42	188.00	1.65	310.20	43.93
Ech: 6						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=7.61083	gypse	11.62	128.00	0.40	51.20	6.92
d=4.48194	Argile totale	19.79	15.90	20.00	318.00	43.01
d=3.34435	quartz	26.63	26.70	1.00	26.70	3.61
d=3.03364	calcite	29.42	188.00	1.65	310.20	41.95
d=2.49386	muscovite	35.98	33.20	1.00	33.20	4.49
Ech: 7						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=4.48194	Argile totale	19.79	15.90	20.00	318.00	42.11
d=2.80439	feldspath	23.36	23.30	4.30	100.19	13.26
d=3.34435	quartz	26.63	26.70	1.00	26.70	3.53
d=3.03364	calcite	29.42	188.00	1.65	310.20	4.08
Ech: 8						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=4.48282	Argile totale	19.79	20.90	20.00	418.00	43.73
d=2.25182	gypse	20.88	23.30	0.40	9.32	0.97
d=3.85287	orthoclase	23.07	31.30	1.00	31.30	3.27
d=3.34293	quartz	26.64	84.70	1.00	84.70	8.86
d=3.03199	calcite	29.44	250.00	1.65	412.50	43.15
Ech: 9						

Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=7.59871	gypse	11.64	119.00	0.40	47.60	5.66
d=3.34294	quartz	26.64	56.70	1.00	56.70	6.74
d=3.02974	calcite	29.46	216.00	1.65	356.40	42.39
d=4.45680	Argile totale	19.91	19.00	20.00	380.00	45.20
Ech: 10						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=4.24496	gypse	20.91	51.10	0.40	20.44	2.18
d=3.33642	quartz	26.70	166.00	1.00	166.00	17.74
d=3.02605	calcite	29.50	305.00	1.65	503.25	53.78
d=4.47222	Argile totale	19.84	12.30	20.00	246.00	26.29
Ech: 11						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=4.24496	gypse	20.91	51.10	0.40	20.44	2.18
d=3.33642	quartz	26.70	166.00	1.00	166.00	17.74
d=3.02605	calcite	29.50	305.00	1.65	503.25	53.78
d=4.47222	Argile totale	19.84	12.30	20.00	246.00	26.29
Ech: 12						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=4.46535	Argile totale	19.87	23.50	20.00	470.00	56.11
d=4.25929	gypse	20.84	36.90	0.40	14.76	1.76
d=3.34164	quartz	26.66	118.00	1.00	118.00	14.08
d=3.03164	calcite	29.44	139.00	1.65	229.35	27.38
d=2.69419	anhydrite	33.23	5.43	1.00	5.43	0.64
Ech: 13						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=4.46851	Argile totale	19.85	16.40	20.00	328.00	30.78
d=3.34148	Quartz	26.66	181.00	1.00	181.00	16.98
d=3.24139	feldspath K	27.50	26.60	4.30	114.38	10.73
d=3.03096	calcite	29.45	268.00	1.65	442.20	41.49
Ech: 14						
Caption	Legend	Angle 2-Theta	Intensity Count	FC	Intensité corrigée	Relatifs %
d=3.34148	Quartz	26.66	51.00	1.00	51.00	6.09
d=4.46851	Argile totale	19.87	23.50	20.00	470.00	56.16
d=3.03096	calcite	29.44	183.00	1.65	301.95	36.08
d=4.24496	gypse	20.84	35.00	0.40	14.00	1.67

VI.2.2. Identification des minéraux interstratifiés par diffraction des rayons :

Les 3 spectres des minéraux à l'état naturel, glycolé et après chauffage permettent d'identifier les différents types de minéraux argileux présents.

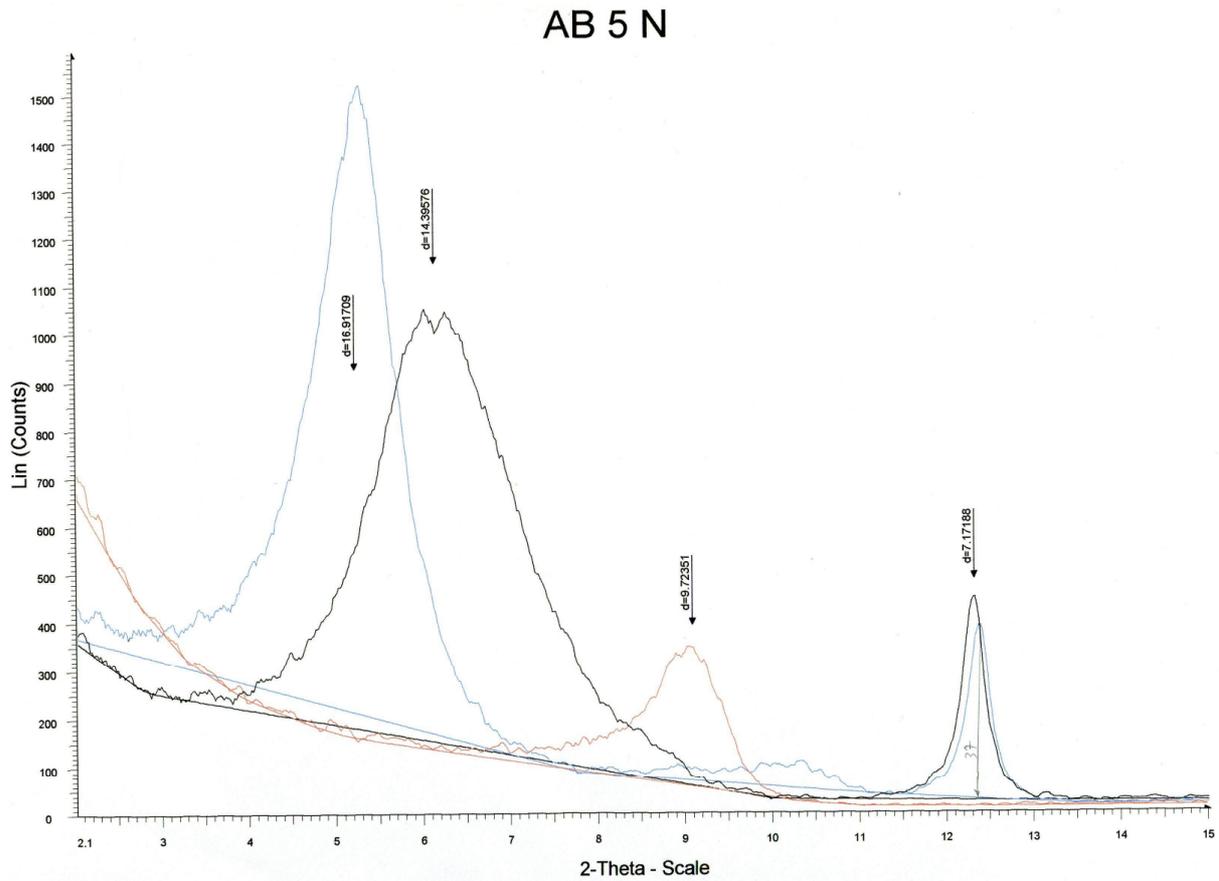
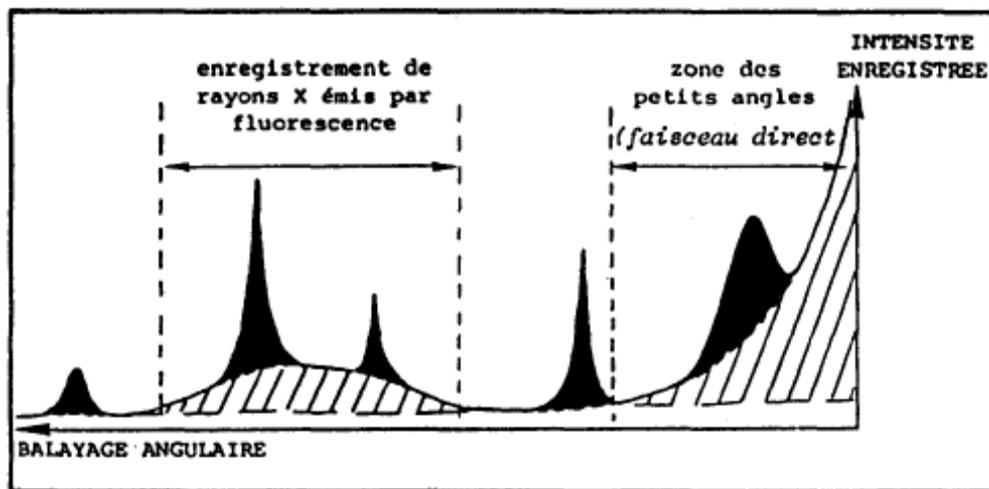


Fig. 45 : Diffractogramme d'un échantillon prélevé de la zone d'étude

- Échantillon à l'état naturel (noire)
- Échantillon après saturation avec de l'éthylène glycol (bleu)
- Échantillon après séchage (rouge).

L'interprétation des spectres de diffraction des rayons X doit suivre le schéma qui trace les étapes suivantes:

- a) Dessiner le bruit de fond (méthode des tangentes) :



Exemples d'anomalies du bruit de fond continu

Fig. 46 : Mesure du bruit de fond (Holtzapffel. 1985).

b) Repérer les pics

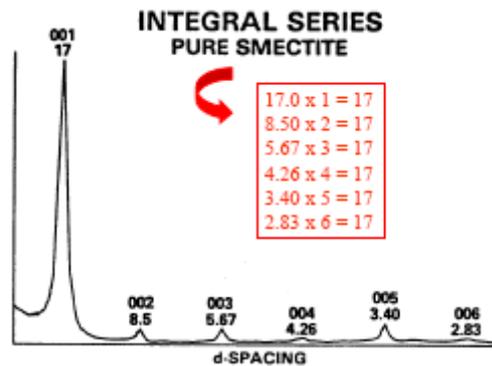


Fig.47 : Réflexion harmonique pour les minéraux argileux simples
(Eslinger & Peaver. 1988).

c) Attribuer à chaque pic une valeur de d en fonction de la position angulaire et l'anode utilisée. Il existe des tables de conversion dans lesquelles on cherche la valeur de 2θ et on obtient directement la valeur de d correspondante. Il est également possible d'utiliser des règles pré-étalonnées selon la formule de Bragg.

d) Observer les déplacements des pics d'un traitement à un autre et identifier les minéraux présents en utilisant les tables de diagnose.

e) Mesurer l'intensité du pic de référence, i.e. généralement la réflexion (001) pour chaque minéral identifié.

Soit:

Illite	10A
Chlorite	14A
Vermiculite	14A
Smectite	17A
Kaolinite	7A
Palygorskite	10.4A
Sépiolite	12A

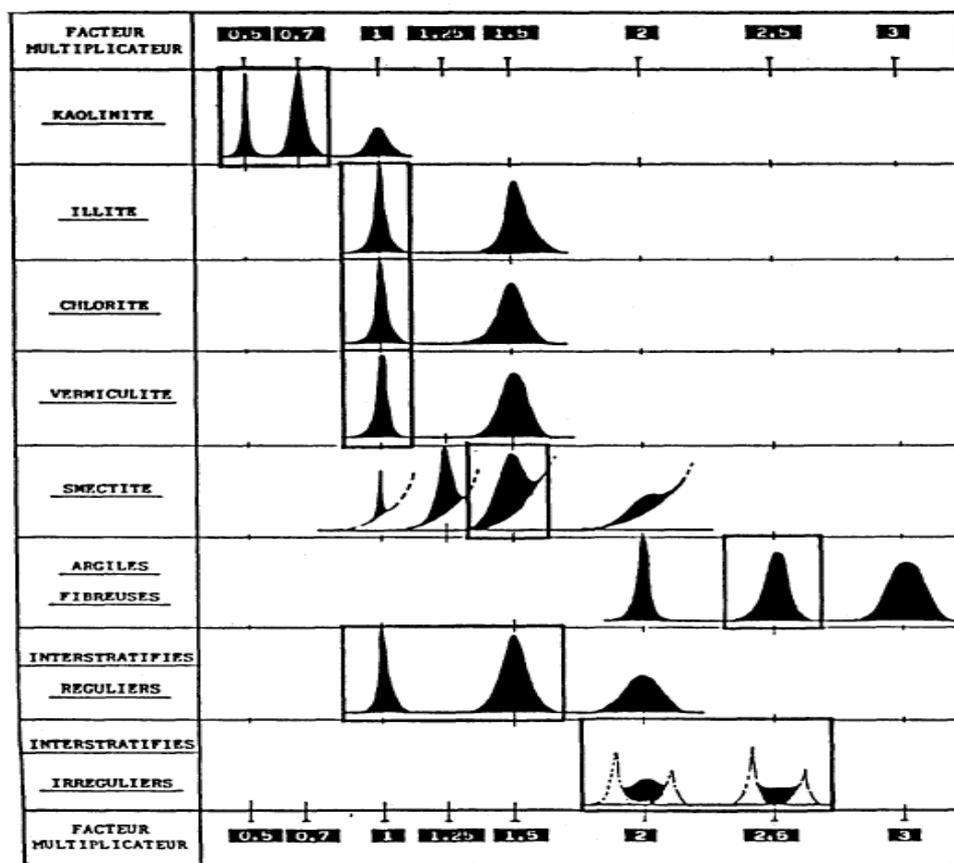
Toutes les mesures sont généralement effectuées sur le spectre EG.

f) Estimer semi-quantitativement l'abondance relative de chaque minéral identifié en multipliant l'intensité mesurée par un facteur correctif tenant en compte la forme du pic et donc l'état de cristallisation du minéral (Tab.25 et 26). Ce facteur tient aussi compte d'autres paramètres liés à la technique:

➤ L'élargissement expérimental des réflexions qui affectent surtout les réflexions étroites (surface limitée). Ceci explique le choix du facteur correctif de 0.5 ou 0.7 pour la kaolinite plutôt que 1 comme pour l'illite.

➤ Les variations d'incidences du faisceau sur la préparation, surtout pour les petits angles où la surface analysée est grande. Une part de la surface analysée n'est pas assimilable à un cercle goniométrique, on a donc un défaut d'alignement entre la source, l'échantillon et le détecteur. Cela induit une atténuation des intensités des réflexions aux petits angles par rapport aux autres.

Tab. 25 : Estimation semi-quantitative : facteur correctif à appliquer aux intensités mesurées (Holtzapfel, 1985).



Analyse semi-quantitative des minéraux argileux à partir de préparations orientées. Valeurs des facteurs multiplicateurs proposés pour les différents minéraux argileux, en fonction de la forme de la réflexion principale

Pour l'intensité de l'illite mesurée à 10A on choisit arbitrairement un facteur correctif de 1. Pour la kaolinite à 7A, on fixe généralement un facteur correctif multiplicatif plus petit de 0.5 ou 0.7 (vu degré d'organisation élevé, réflexion moins atténuée). Pour la smectite, on

attribue généralement un facteur correctif multiplicatif plus élevé de 1.5 à 2 (réflexion atténuée faible degré d'organisation).

Tab. 26: Caractérisation des principaux minéraux argileux et facteurs correctifs associés.

Minéral	réflexion utilisée	facteur multiplicatif correctif (J.Thorez 1975, 1976)
illite	10 Å (EG)	1.0
chlorite	14 Å (EG)	0.34
vermiculite	[14 Å (EG) - 14 Å (Ch)]	0.34
smectite	[10 Å (Ch) - 10 Å (EG)]	1.0
kaolinite	7 Å (EG)	0.7

VI.3. Pourcentage des inter-stratifiés (présence des minéraux gonflant):

Le critère minéralogique est basé sur le pourcentage moyen de minéraux gonflants (**interstratifiés illite-smectite**) présents dans la phase argileuse ; a partir des graphiques d'analyse aux rayons X (voir ANNEXE C) de 14 échantillons prélevés de la région étudiée. Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau 29. L'abaque de la (Fig.46, Thorez. 1986) permet d'estimer le taux de gonflement à partir de la mesure du paramètre v/p.

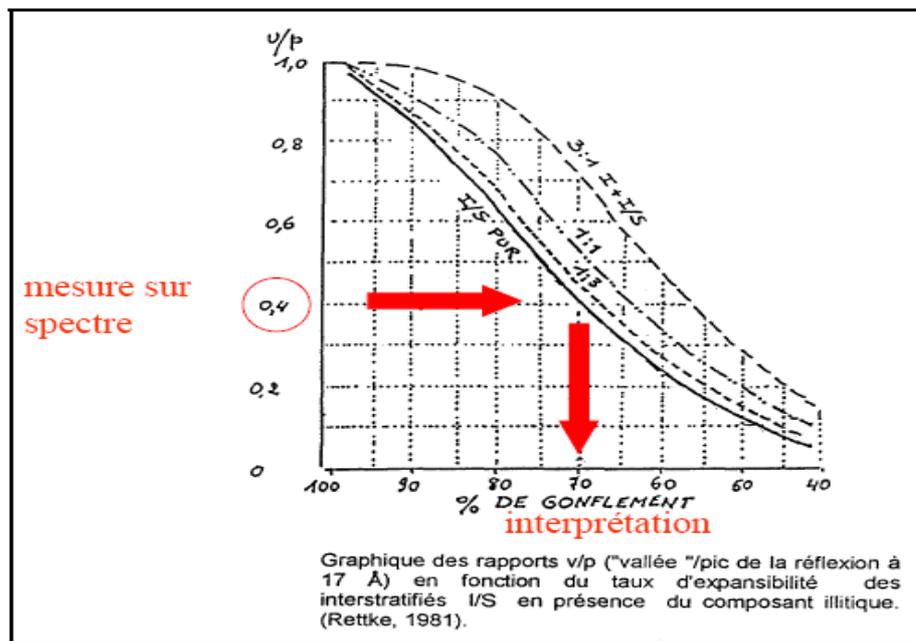


Fig.48 : Paramètre v/p et teneur en smectite dans un interstratifié illite-smectite (Thorez. 1986)

Tab. 27 : pourcentage de gonflement dans les smectites et les interstratifiés.

	pics (d)	minéral	intensité	intensité corri	pourcentage (%)	rapport (V/P)	% Gonflement
Ech 01							
	17,16	Smectite	80	20	30	0,4	70
Ech 02							
	16,94	Smectite	81	20	35	0,46	74
Ech 03							
	17,28	Smectite	82	20	50	0,63	82
Ech 04							
	16,87	Smectite	140	35	55	0,86	93
Ech 05							
	16,92	Smectite	140	35	57	0,88	94
Ech 06							
	16,58	Smectite	142	35	58	0,89	95
Ech 07							
	17,33	Smectite	80	20	43	0,6	79
Ech 08							
	17,25	Smectite	86	21	49	0,7	85
Ech 09							
	16,99	Smectite	130	32	43	0,8	88
Ech 10							
	16,65	Smectite	122	30	40	0,77	87
Ech 11							
	17,11	Smectite	45	11	20	0,22	60
Ech 12							
	16,74	Smectite	52	13	15	0,38	68
Ech 13							
	16,93	Smectite	128	32	53	0,79	88
Ech 14							
	17,2	Smectite	50	12	50	0,34	66

VII. Analyse et commentaire des résultats de minéralogie :

Les sols argileux ont un comportement très difficile à gérer et exige nécessairement de connaître le pourcentage de l'argile dans le sol à étudier et en une deuxième part le type du minéral composant cette argile et son pourcentage.

Pour les sols de secteur de Tébessa, le pourcentage de l'argile total varie entre 26,29% et 56,16%. C'est une teneur assez considérable qui donne une importance à l'étude géotechnique de ces sols vis-à-vis de leur caractère de gonflement. Ce dernier, comme a été mentionné, est fonction du type du minéral en composition.

Les résultats des diffractomètres montrent un pourcentage des smectites et interstratifiés qui varie entre 50% et 85% associés à la Kaolinite dont le pourcentage varie entre 15% et 50%.

L'existence de ces minéraux a participé à l'intensification du phénomène de gonflement dont le pourcentage maximum atteint 95%. D'où on doit insister sur l'approche minéralogique et que l'existence du minéral argileux (particulièrement la smectite et les interstratifiés) est le responsable du problème de retrait-gonflement des sols étudiés.

La variation de la teneur en ce minéral décide l'ampleur du gonflement et par suite le degré du danger qu'elle puisse induire. C'est d'ailleurs la variation de cette teneur en minéral qui attribue au sol un pourcentage de gonflement variable même à des propriétés physiques et granulométriques analogues. On a remarqué que l'augmentation du pourcentage du gonflement provoque une augmentation du potentiel et pression de gonflement pour les sols étudiés. Malheureusement une corrélation statistiquement fiable ne peut être obtenue devant la banque de données (concernant la minéralogie) aussi maigre dont nous disposons.

Malgré que nous ayons tenté d'introduire la minéralogie comme facteur correcteur entre les valeurs du gonflement déterminées par les méthodes indirectes, et les résultats d'essai au labo, la banque de données minéralogiques jusqu'à présentes n'est pas suffisante pour tirer des conclusions plus fiables.

La détermination des zones de sols gonflants doit faire intervenir la composition minéralogique pour se prévenir des conséquences graves du phénomène retrait-gonflement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abduljawwad S.N. & Al-Sulaimani G.J. (1993) "Determination of swell potential of Al-Qatif clay".
Geotechnical Testing Journal, vol. 16, n °4, pp. 469-484.
- Aboubekr N., et Aissa Mamoune S. M., 2004 Stabilisation des sols gonflants. Conférence
Internationale de Géotechnique – Beyrouth. Département de Génie Civil, Faculté des
Sciences de l'Ingénieur, Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen,
- Adem, H.H. & Vanapalli, S.K. 2014. Elasticity moduli of expansive soils from dimensional
analysis. Geotechnical Research, 1(2): 60-72
- Afes M., 1999 Stabilisation des sols gonflants : Cas d'une argile en provenance de Mila.
Thèse de doctorat. Institut National des Sciences Appliquées (I.N.S.A) de Lyon (France).
- AFNOR, Norme Française : XP P 94-091 Sols : reconnaissance et essais - Essai de gonflement à
l'oedomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.
- AFNOR, Norme Française : XP P 94-090-1 Sols : reconnaissance et essais – Essai oedométrique -
Partie 1 : Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.
- Alain F. et R. Jean-François , 1992 . Dictionnaire de Géologie . MASSON. p.352.
- Alain Meunier 2003. Argiles, Laboratoire « HYDR'ASA », UMR CNRS 6553, Université de
Poitiers.
- Ali E.F.M. & Elturabi M.A.D. (1984) "Comparaison of two methods for the measurement of
swelling pressure". Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils,
Adelaide, pp. 72-74.
- Alonso E.E., Gens A. & Hight D.W (1987) - "General report. Special problem soils". Proceedings
of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 3,
pp. 1087-1146.
- Alonso E.E., Vaunat J. & Gens A. (1999) "Modeling the mechanical behaviour of expansive
clays". Engineering Geology, vol. 54, pp. 173-183.
- Al-Rawas, A. & Qamaruffin, M. (1998) Construction Problems of Engineering Structures Founded
on Expansive Soils and Rocks in Northern Oman. *Building and Environment* . 33 (2-3), 159-
171
- Altmeyer, W.T. (1955), Discussion of engineering properties of expansive clays, *Transaction
ASCE*, Vol. 81 (658), pp. 17–19.

- Aoudjehane M., Bouzenoune A, Rouvier H. et Thibiéroz J. (1992): Halocinèse et dispositifs d'extrusions du Trias dans l'Atlas saharien oriental (NE algérien). *Géol. Médit.*, Marseille, XIX, 273-287.
- ASTM D 4546–90 Standard Test Method for One Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils.
- Bahedi M., 1990 Mécanisme de déformation des argiles gonflantes sous l'effet des forces centrifuges et le calcul des semelles de fondation assise sur ces sols. Thèse de Ph.D Moscou.
- Barden L., Madedor A.O. & Sides G.R. (1969) - "Volume change characteristics of unsaturated clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 95, n° SM1, pp. 33-51.
- Bekkouche A., Aissa Mamoune S. M. et Djedid A., 2002 Technique de stabilisation des sols expansifs Journées d'Études sur les Sols Gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen, BP 230 Tlemcen (13000). Tél/Fax: 00 213 43 28 56 85
- Ben Jdidia M., Bouarada Z. et Khemakhem M., 2002 Traitement d'une argile gonflante par la chaux vive Journées d'études sur les sols gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Sfax, Tunisie I S E T de Sfax - BP 88 A- 3099 El-Bustan – Tunisie
- Ben Rhaïem H., Tessier D. & Pons CH.C. (1986) - Comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation : partie I. Cas des montmorillonites calciques. *Clay Minerals*, vol. 21, pp. 9-29.
- Bigot G., Zerhouni M.I. & Philipponat G. (1998) "Les essais normalisés de dessiccation et de gonflement des sols argileux". Cinquantenaire de l'ENSG de Nancy, colloque MAGI'50, 21-22 septembre 1998, pp. 162-166.
- Bishop, A.W., 1960, The principle of effective stress: Oslo, Norwegian Geotechnical Institute, publication 32, p. 1-5.
- Blés J. L. 1969 Contribution à l'étude des déformations cassantes de la feuille de Morsott (SE Constantinois–Algérie). Les microfracturations et leurs relations avec les failles et les plis. Publications du Service Géologique de l'Algérie, (Série N° 11), Bulletin N° 39, pp. 7-17.
- Blés J. L. et Fleury 1970 Carte géologique 1/50 000 Morsott et notice explicative. Publ. Serv. Geol. Algérie.
- Bolt G.H. (1956) "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays". *Géotechnique*, vol. 6, pp. 86-93.

- Brackley I J A (1983) An empirical equation for the prediction of clay heave. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, pp.8-14.
- BRE, Building Research Establishment (1980) Low-rise buildings on shrinkable clay soils: Part 1. BRE Digest 240, HMSO, London.
- Buckingham E (1914) On physically similar systems: illustrating the use of dimensional analysis. Phys Rev. 4, No. 4, 345–376.
- Bultel F (2001) Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels : Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris (France), p. 290.
- Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°223 de juillet – août, pp 67-75. Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université Aboubakeur Belkaïd-Tlemcen, BP 230 Tlemcen (13000). Tél/Fax: 00 213 43 28 56 85.
- Butterfield R (1999) Dimensional analysis for geotechnical engineers. Geotechnique 49, No.3, 357–366.
- Buzzi O, Giacomini A, Fityus S (2010) Towards a dimensionless description of soil swelling behaviour. Géotechnique. doi:10.1680/geot.7.00194.
- Buzzi O (2010) On the use of dimensional analysis to predict swelling strain, Engineering Geology 116-149-156.
- Campy M. et J.J. Macaire, 1989. Géologie des formations superficielles. MASSON. 433p
- Casagrande A (1948). Classification and identification of soils. Transaction, ASCE, vol 113, p.901-991
- Castany M., 1966, Traité pratique des eaux souterraines, Dunod. Elément d'hydrologie de surface. pp.3-103.
- Chen F H (1975) Foundations on expansive soils, Developments on geotechnical engineering 12, Elsevier Scientific Co., Amsterdam.
- Chen, F.H. (1988). Foundation on Expansive Soils. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands.
- Chu T.Y. & Mou C.H. (1973) "Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests". Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, vol.2, pp. 177-185.
- Christodoulis J (2015) Engineering Properties and Shrinkage Limit of Swelling Soils in Greece. J Earth Sci Clim Change 6:279. doi: 10.4172/2157-7617.1000279

- Collins K, McGown A (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24, n° 2, p223-254.
- Costet J. et Sanglerat G., 1975, Cours pratique de mécanique des sols, Dunod. p.265,269
- Costet Jean et SANGLERAT Guy 1983, Cours pratique de mécanique des sols, Dunod, Bordas, Paris,
- Cuisinier O. (2002) "Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés". Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, 176 p.
- Cui Y.J, Yahia-Aissa M & Delage P (2002) - "A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays". *Engineering Geology*, vol. 64, pp. 233-250.
- Daksanamurthy V, Raman V (1973) A simple method of identifying an expansive soil, *Soil and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanic and Foundation Engineering, Vol. 13 (1), pp. 97–104.
- Dardaine M. & Lajudie A (1985) "Gonflement et pression de gonflement d'argiles compactées". Note technique C.E.A., SESD/85.18.
- Dardaine M. & Gatabin C (1986) "Pression de gonflement d'argiles et de mélanges à base d'argile hautement compactées. Mesures préliminaires". Note technique C.E.A., SESD/86.42.
- Das, S.K., Samui, P., Sabat, A.K. & Sitharam, T.G. 2010. Prediction of swelling pressure of soil using artificial intelligence techniques. *Environmental Earth Sciences* 61, 393–403
- Delage P. & Lefebvre G. (1984). "Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 21, pp. 21-35.
- Didier G, Lareal P, Gielly J (1973) Prévission du potentiel et de la pression de gonflement des sols. *Comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations*, vol. 2-3, pp.67-72.
- Djabri,L 1987 Contribution à l'étude hydrogéologique de la nappe alluviale de la plaine d'effondrement de Tébessa-Essai de modélisation. Thèse de Doc.Ing.Univ.Sci.Tech. de Franche-Comté, Besançon, 170p.
- Djedid .A et al « Identification et prévission du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen » (Algérie). (2001)B.L.P.C №233.55.67-75.paris
- Djedid A., Bekkouche A. et Aissa Mamoune S. M., 2001 Identification et prévission du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie).

- Dubourdiou G. 1949. Carte géologique au 1/50 000, feuille de Djebel ouenza, № 125 notice explicative, Pub. Serv. Carte géol, Algérie.
- Dubourdiou G. 1956. Etude géologique de la région de l'Ouenza (Confis Algéro-tunisie). Thèse. Sc. Paris Publ, serv. Cart géol, Algérie Beelt. № 21. pp65.
- Durozoy G. 1956 Carte géologique de Tébessa. Feuille 206.
- Edil T.B. & Alanazy A.S. (1992) "Lateral swelling pressures". Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, USA, vol. 1, pp. 272-323.
- El-Sayed S.T. & Rabbaa S.A. (1986) - "Factors affecting behavior of expansive soils in the laboratory and field-rewiew". Geotechnical Engineering, vol. 17, n° 1, pp. 89-107.
- El-Sohby M, Mazen O, Aboushook M (2005) Advancement in oedometer testing of unsaturated soils, Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics- Tarantino, Romero Cui (eds). Taylor & Francis Group, London. ISBN 0415 383374.
- Erguler Z A, Ulusay E (2003) A simple test and predictive models for assessing swell potential of Ankara (Turkey) clay, Engineering Geology, Vol. 67, pp. 331–352.
- Erol O. Dhowian & Youssef (1987) "Assessment of oedometer methods for heave prediction". Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, pp. 99-103.
- Erzin Y (2007) Artificial neural networks approach for swell pressure versus soil suction behavior. Canadian Geotechnical Journal 44(10): 1215-1223.
- Erzin, Y. & Gunes, N. 2013. The unique relationship between swell percent and swell pressure of compacted clays, Bulletin of Engineering Geology and the Environment 72, 71-80
- Eslinger E., Peaver D. (1988). « Clay minerals for petroleum geologists and engineers ». SEPM Short course 22. Soc. Economic paleontologists and mineralogists, Tulsa, USA.
- Fall M., Azzam R., Noubactep C. 2006 - A multi-method approach to study the stability of natural slopes and landslide susceptibility mapping. P.23
- Fehdi, C., Rouabhia, A., Mechai, A., Debabza, M., Abla, K., & Voudouris, K. (2014). Hydrochemical and microbiological quality of groundwater in the Merdja area, Tébessa, North-East of Algeria. Applied Water Science, 6(1), 47–55. <http://doi.org/10.1007/s13201-014-0209-3>
- Ferber, V., Auriol, J.C., Cui, Y. J. and Magnan, J. P; 2009. On the swelling potential of compacted high plasticity clays, Engineering Geology Journal, 104-3, 200–210.
- Fey, M. V. and le Roux, J. (1976) Electric charges on sesquioxidic soil clays: Soil Sci. Soc. Am. J. 40, 359-364.

- Filliat G. et D. Jaques, 1981 « La pratique des sols et des fondations » p.557-626.
- Frédéric Bultel : Thèse : «Prise en compte du gonflement des terrains pour les dimensionnement des revêtement des tunnels ».
- Gaombalet J. 2004. « le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage ». Thèse présentée en vue de l'obtention du titre de Docteur de l'Ecole Poly technique Ecole Polytechnique.
- Gens A. & Alonso E.E. (1992) - "A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays". Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, pp. 1013-1032.
- Gilchrist H.G. (1963) "A study of volume change of a highly plastic clay". Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 215 p.
- Gourley, C.S., Newill, D., and Schreiner, H. D., 1993. Expansive soils: TRL's research strategy. Proceedings of 1st International Symposium on Engineering Characteristics of Arid Soils, London.
- Gray C W, Allbrook R (2002) Relationships between shrinkage indices and soil properties in some New Zealand soils, Geoderma, 108 (3-4), 287-299.
- Grim RE. 1962. Applied clay mineralogy. New York: Mc- Graw-Hill. 422 p.
- Guiras-Skandaji H (1996) Déformabilité des sols argileux non saturés: etude experimentale et application à la modélisation, Thèse de doctorat, Institut national Polytechnique de Lorraine, Ecole Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, France, 315p.
- Hair J F Jr, Anderson R E, Tatham R L and Black W C (1995) Multivariate Data Analysis (3rd ed). New York: Macmillan.
- Holtz W G, Gibbs H J (1956) Engineering properties of expansive clays, Transactions, ASCE, Vol. 121, pp. 641-677.
- Holtz R.D., et Kovacs W.D (traduit par Jean Lafleur), 1996 Introduction à la géotechnique Edition de l'École Polytechnique de Montréal.
- Holtzapffel, T. (1985) Les minéraux argileux: préparation, analyse diffractométrique et détermination. Societe' Géologique du Nord, 12, 15_43.
- Huder J. & Amberg G. (1970) "Quellung in mergel, opalinuston und anhydrit". Schweizerische bauzeitung, n °43, pp. 975-980.
- Jackson, M. L., and Sherman, G. D., 1953, Chemical weathering of minerals in soils: Adv. in Agron., v. 5, p. 219-318

- Jennings J.E.B. & Knight K. (1957) "The prediction of total heave from double oedometer test". Symposium on Expansive Clays, South African Institute of Civil Engineers, Johannesburg, vol. 9, pp. 13-19.
- Jones, D. E. & Holtz, W. G. (1973) Expansive soils- the hidden disaster. Civil Engineering, ASCE 43,(8), 49
- Justo J.L., Delgado A. & Ruiz J. (1984) "The influence of stress-path in collapse-swelling of soils at the laboratory". Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide-South Australia, vol. 1, pp. 67-71.
- Kariuki PC, Van der Meer F D (2004) A unified swelling potential index for expansive soils. In: Engineering geology, 72 (2004)1-2 pp. 1-8.
- Khaddaj S (1992). Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, France.
- Khemissa M., et Mekki L Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'sila (Algérie) Laboratoire de Développement des Géomatériaux, Université de M'sila (Algérie)
- Komine H. & Ogata N. (1996) "Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite". Canadian Geotechnical Journal, vol. 31, pp. 11-22.
- Komornik A, David D (1969) Prediction of swelling pressure of clays. Proc. ASCE, Journal of Soil Mech & Found. Div., vol.95, n°SM1,pp.209-225.
- Kowalski, W.M., Boudoukha A., Hemila M.L., Pharissat A.1997. Les stades d'effondrement du graben de Tébessa (confins Algéro-Tunisiens) et la tectonique plicative Plio-Quaternaire. Pub. Soc.Hist.Nat.Montbéliard. PP 201-215.
- Kowalski W.M. et Hamimed M. (2000): Diapirisme polyphasé ou glacier de sel albien? Dilemme du matériel triasique des confins algéro-tunisiens. Bulletin du Service Géologique de l'Algérie. Vol.11, n°1 pp.29-60, 12 fig.,2000.
- Lambe, T.W., 1960, The character and identification of expansive soils, Federal Housing Administration. Report No. 701. US Government Printing Office, Washington, DC.
- Lambe T W, Whitman R V (1959) The role of effective stress in the behavior of expansive soils. Quarterly of the Colorado School of Mines, vol, 54, n°4, 33-66.
- Lefevre I. & Lajudie A. (1987) "Détermination des capacités d'échange des argiles. Corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques". Note technique C.E.A., SESD/87.11.
- Lin C. L. (2000) "Effect of wet-dry cycling on swelling and hydraulic conductivity of GCLs". Journal of Geotechnical Engineering, vol. 126, n° 1, pp. 40-49.

- McCormack D E, Wilding L P (1975) Soil properties influencing swelling in Canfield and Geeburg soils, Soil Science Society of America Journal, 39, 496–502.
- Magnan D (1993) Caractérisation in situ des sols gonflants: l'essai Expansol. Thèse de doctorat, Université J. Fourier, Grenoble (France), p 190.
- Magnan J.P, 1996. Cours de mécanique des sols. Ecole Centrale Paris.
- Magnan J.P., 1980 Description, identification et classification des sols École nationale des ponts et chaussées.
- Marcel MARY « Les barrages » de la collection : Que sais-je ? , presses universitaires de France, N°1183, 1965, p.74 – 92.
- Mariotti M. (1976) - "Le gonflement des sols argileux surconsolidés (aspect du phénomène – influence sur les structures – précautions à envisager)". Mines et Géologies, Rabat, n° 39, pp. 13-28.
- Marquardt D W (1970) Generalized inverses, ridge regression, biased linear estimation, and nonlinear estimation. Technometrics, 12, 591–256.
- Merrien-Soukatchof V., D. Amitrano, J.P. Piguet 2003 « Elément de Géotechnique».
- Mitchell J.K (1993) "Fundamentals of soil behaviour". John Wiley and Sons, Inc., New York, ISBN : 0-471-85640-1.
- Mitchell J.K. 1976 Fundamentals of soil behavior, University of California, Berkeley. p.422
- Mitchell J.K. 1976 Fundamentals of soil behavior, 2nd edition, John Wiley and Sons, New York, 437p.
- Montgomery D C (2013) Introduction to statistical quality control, 7th Edn., John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Mohamad MRAD « Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés » Thèse de Doctorat, École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, INPL, p.244
- Moore, D. M., Reynolds, R.C. (1989). "X-Ray Diffraction and the identification and analysis of Clay Minerals." Oxford University Press: 378.
- Morel R. (1996) - "Les sols cultivés", 2^{ème} édition. Paris : Technique & documentation, ISBN : 2-7430-0149-6.
- Nagaraj T S, Srinivasa M B R (1983) An approach for prediction of swelling soil behaviour. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, pp. 52-55

- Nayak N V, Christensen R (1974) Swelling characteristics of compacted expansive soils. *Journal of clays and clay minerals*, vol. 19, n°4, pp. 251-261.
- Noble C.A. (1966) "Swelling measurements and prediction of heave for lacustrine clay". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 3, n° 1, pp. 32-41.
- Ofer Z, Blight G. & Komornik A. (1983) "An in situ swelling pressure test". *Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, pp. 64-70.
- Ofer Z, Blight G (1985) Measurement of swelling pressure in the laboratory and in situ. *Transportation research Record*, n°1032, p 15-22.
- Parcevaux, P. (1980). *Etude microscopique et macroscopique du gonflement des sols argileux*. PhD Thesis, Pierre et Marie Curie University, Paris VI, 1980, p. 266.
- Perthuisot V. and Rouvier H. (1992): Les diapirs du Magreb central et oriental: des appareils variés, résultats d'une évolution structurales et pétrogénétique complexe: *Bulletin Société Géologique France*, V.163, pp. 751-760 (English abs).
- Philipponnat G. (1991) "Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie". *Revue Française de Géotechnique*, n° 57, pp.5-22.
- Pickett K.W.2000 "Geotechnical manual" Texas department of transportation. Manual notice 2000-1
- Pierre Mouroux, Patrick Margron, Jean-Claude Pinte «La construction économique sur les sols gonflants». (Ingénierie-Géotéchnique du BRGM).
- Pilot G., 1977 *Méthode d'amélioration des propriétés géotechniques des argiles molles*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).
- Porter A.A. & Nelson J.D. (1980) "Strain controlled testing of expansive soils". *Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, vol. 1, pp.34-44.
- Push R. (1982) "Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na-bentonite". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 19, pp. 381-387.
- Qi Y., Al-Mukhtar M., Alcover J.F & Bergaya F. (1996) - "Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays". *Applied Clay Science*, vol. 11, pp. 185-197.
- Ragozin, A L. (1994) *Basic principles of natural hazard risk assessment and management*. 7th International IAEG Congress. p.1277-1286.

- Ranganatham B V, Satyanarayana B (1965) A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. Proceedings of 6th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Canada, Vol.1, pp. 92–96.
- Rogerson P A (2001) Statistical methods for geography. London: Sage.
- Saiyouri N. (1996). Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées. Thèse de Doctorat, École Centrale de Paris, 228 p.
- Seed M B, Woodward R J, Lundgren R (1962) Prediction of swelling potential of compacted soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE 85, 86–128.
- Shuai (1996) "Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils". Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 228 p.
- Skempton A W (1953) The colloidal activity of clays. Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Vol. 1, 57–61.
- Smail B, Nouiri Z. (2015) Etude de la vulnérabilité à la pollution de la nappe de Tébessa par la méthode DRASTIC Mémoire de Master académique en Hydrogéologie, université de Tébessa.
- Snethen, D. R. 1980. Characterization of expansive soils using soil suction data. Proc. 4th International Conference on expansive soils, v,1.p.54-75.
- Snethen, D. R., Johnson, L. D. and Patrick, D. M. (1977) An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils. Soils and Pavements Lab., U.S. Army Eng. Waterway Exp. Sta., Vicksburg, MS, Report No. FHWA-RE-77-94, NTIS PB-289-164.
- Sowers G F, Kennedy C M (1967) High volume change clays of the South-Eastern coastal plain: Proc.3rd Pan Am. Conf. Soil Mechanics Foundation Engng, Caracas, Venezuela pp. 99-120.
- Siboyabasore P S (2006) Beitrag zur Berechnung Von Hebungene quellfähiger Boden : Bodenmechanik und Grundbau, Bergische Universität Weppurtal, N° 30, march 2006.
- Sullivan R.A. & McClelland B.(1969) "Predicting heave of buildings on unsaturated clays". Proceedings of the 2nd International Conference on Expansive Clays Soils, Texas A&M Univ, pp. 404-420.
- Noble C.A. (1966) "Swelling measurements and prediction of heave for lacustrine clay". Canadian Geotechnical Journal, vol. 3, n° 1, pp. 32-41.
- Tabani P. (1999) "Transfert hydrique dans des sols déformables". Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, 173 p.

- Tessier D. (1990) "Organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique". In Decarreau A. (ed.), Matériaux argileux, structure, propriétés et applications. Paris : Société Française de minéralogie et de cristallographie, 1990. pp. 387-445. ISBN : 2-903589-06-02.
- Thomas P J, Baker J C, Zelazny L W (2000) An expansive soil index for predicting shrink-swell potential, Soil Science Society of America Journal, 64, 268–274.
- Thorez, J. (1976) Practical Identification of Clay Minerals. A Handbook for Teachers and Students in Clay Mineralogy (G. Lelotte, editor). Dison, Belgium.
- Tisot J.P. (1984) "Propriétés géomécaniques des sédiments des grands fonds océaniques". Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, 328 p.
- Tovey, N. K. (1971) Stress strain behaviour of soils: in Proc. of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, R. H. G. Parry, ed., Foulis and Co. Ltd., Henley, Oxon, 116-120.
- Troalenj P., Aboushookm., Tisotj. P. (1984), Utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux, Revue française de géotechnique, 29, pp. 76-84.
- Vanapalli, S.K., Tu, H. & Oh, W.T. 2014. Soil-water characteristic curve based methods for predicting the swelling pressure and ground heave in expansive soils. Keynote Address, Indian Geotechnical Conference, IGC-2014, Kakinada, India.
- Van Der Merwe D H (1964) The Prediction of heave from the Plasticity Index and percentage Clay Fraction of Soils, Civil Engineers in south Africa, 6(6):pp 103-107.
- Van Olphen, H (1963). An Introduction to Clay Colloid Chemistry. Wiley-Interscience, New York, United States of America.
- Vijayvergiya V N, Ghazzaly G (1973) Prediction of swelling potential for natural clays. Proceedings, 3rd International Conference on Expansive Soil, Haifa, vol. I, pp. 227-236.
- Vila, J.M, 1980. La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéo-tunisiens. *These. Univ.Paris,Paris, 663p.*
- Vila, J.M.1994. Mise au point et données nouvelles sur les terrains triasiques des confins algéro-tunisiens : Trias allochtone, « glaciers de sel » sous-marins et vrais diapirs. Trias'93 sous la direction de J.Dercourt, M. Tefiani et J.M Vila. Mém. Serv.Géol.Algérie, 6, p-105-152.
- Vila, J.M.2001. Les avantages d'une approche multi-sources (biostratigraphie, sédimentologie, forages, profils sismiques et gravimétrie) pour l'étude de l'halocinèse crétacé (glaciers de sel,

tectonique en radeaux et dômes de sel) et de l'halotectonique tertiaire (plissements des glaciers de sel, genèse des dômes de sel-plis), des confins algéro-tunisiens. Bull.Serv.géol.Algérie, vol.12,n°2, p.129-167

Wilun Z, Storzewskik (1972): Soil mechanics in foundation engineering. Volume I et II.

Windal T. (2001) "Étude en laboratoire du gonflement des sols : mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel". Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologie, Lille, 128 p.

Yahia-Aissa M. (1999) "Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée". Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241 p.

Yilmaz I (2006) Indirect estimation of the swelling percent and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity. Engineering Geology 85, 295-301.

www.ulg.ac.be

www.univ-savoie.fr

www.lyc-du-batiment.fr

www.u-picardie.fr

CHAPITRE VI :
MODÉLISATION DES
PARAMÈTRES DE
GONFLEMENT DES SOLS
ÉTUDIÉS

I- Méthodologie, approches et matériels :

Dans le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (L.T.P.E) de Tebessa, la pression de gonflement et la pression de préconsolidation sont mesurées par l'essai oedométrique selon la procédure standard d'AFNOR (XP P94-091). Le test est initialement conçu pour l'étude de la compressibilité du sol, il permet également les mesures des paramètres de gonflement (pression et potentiel de gonflement). Cette dernière consiste à laisser gonfler l'échantillon de sol sous une faible charge jusqu'à ce que la déformation verticale se stabilise, puis la charge sur le piston est ajoutée progressivement, de manière classique, jusqu'à ce que la charge nécessaire pour réduire l'échantillon de sol à son volume initial soit atteinte. Cette pression est connue sous le nom de pression de gonflement du sol. Enfin, l'échantillon de sol est déchargé.

Dans cette partie de travail de recherche, nous souhaitons servir le laboratoire de travaux publics avec un moyen rapide pour estimer indirectement est la pression de gonflement.

Les études expérimentales sur les sols expansifs montrent que le pourcentage de gonflement des sols augmente proportionnellement à leur poids volumique sec, limite de liquidité, teneur en argile, plasticité, indice de retrait et aux pressions de préconsolidation (Graham, 1962); En outre, ces dernières études indiquent que le potentiel de gonflement et la pression des sols sont inversement proportionnels à leur teneur en eau naturelle.

Le Tableau 28 résume les principaux modèles empiriques de pression de gonflement dans la littérature et montre les différents paramètres utilisés dans sa prédiction.

Tab 28: Sommaire sur les modèles empiriques de la prédiction des sols gonflants.

Authors	Model	Parameters dimension
Nagaraj et al.(1983)	$P_s = 17.86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log \sigma'_c}$	e_0 : initial void ratio e_1 : void ratio corresponds to the liquid limit.
Brackley (1983), Bultel (2001)	$\log P_s = 5.3 - \frac{147}{I_p} e$	P_s : swelling pressure in (kPa) I_p : plasticity index (%)
Chen (1975), Siboyabasore(2006)	$P_s = 0.2558e^{0.0838I_p}$	P_s : swelling pressure in (psi) I_p : plasticity index (%)
(Didier et al., 1973)	$\log P_s = \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1.705$	P_s : swelling pressure in bar γ_{d0} : initial dry density γ_w : weight density of water
(Vijayvergiya and Ghazzaly, 1973)	$\log P_s = 0.033w_L - 0.088w_n + 0.458$ $lg P_s = 0.033w_L - 0.00321\rho_d - 5.154$	P_s : swelling pressure in kPa w_L : liquid limit (%) w_n : water content (%) ρ_d dry density kg/m^3
(Nayak and Christensen, 1974)	$P_s = 2.50 \times 10^{-1} (I_p)^{1.12} - \frac{C^2}{w_i^2} + 25$	P_s : swelling pressure in (kN/m ²) I_p : plasticity index (%) w_i : initial water content (%) C : clay fraction (%)
(Komornik and David, 1969)	$lg P_s = 0.0208w_L + 0.000665\rho_d - 0.0269w_n + 0.132$	P_s : swelling pressure in kPa w_L : loquid limit (%) ρ_d dry density kg/m^3 w_n : naturel water content (%)

Parmi tous les paramètres calculés ou mesurés en laboratoire, ceux qui sont couramment utilisés dans les grands projets géotechniques (fondations, construction de routes ... etc.) sont pris en compte dans cette étude. De plus, le choix des paramètres pour notre modèle est inspiré en partie des modèles déjà existant dans la littérature, comme mentionné ci-dessus (Tableau 28), ils sont en général établis sur la base d'un ou deux voire trois paramètres. Cependant, dans le présent modèle, on a utilisé plus de paramètres à savoir : des paramètres physiques (poids sec γ_d (kN/m³), teneur en eau w (%), indice de plasticité I_p (%) et limite liquide w_L (%)) et paramètres mécaniques (pression de gonflement P_s (kPa) et La pression de préconsolidation P_c (kPa) et le pourcentage de fraction fine en dessous de 80 μ m F_f (%). Tous les paramètres susmentionnés sont présentés dans le Tableau 29. Certains autres paramètres ayant une influence sur la pression de gonflement (comme le degré de saturation) n'ont pas pu être pris en compte dans notre modèle à cause de multi-colinéarité où un paramètre donné peut supprimer l'effet de l'autre.

II. Analyse des données

Dans un premier temps, un test statistique préliminaire a été effectué pour le filtrage des variables utilisées dans les modèles. Seuls les variables qui ont une bonne corrélation (R^2 dans l'intervalle de 0,73 et 0,9) avec pression de gonflement (P_s), ont été choisis comme variables indépendantes. Il s'agit de la densité sèche (γ_d), la teneur en eau (w), l'indice de plasticité (I_p), la limite de liquide (w_L), la fraction fine (F_f) en% <80 μ m et la pression de préconsolidation (P_c).

Tab. 29 : Sommaire statistique des variables choisis

Confidence interval (%): 95, Tolerance: 0,0001

Variable	Observations	Minimum	Maximum	Mean	Std. deviation
P_s (kPa)	132	60,000	670,000	220,966	141,948
γ_d (kN/m ³)	132	11,600	20,600	16,313	1,465
w (%)	132	8,000	38,240	20,290	4,511
F_f (%)<80 μ m	132	44,000	98,180	88,316	9,704
w_L (%)	132	36,000	160,000	62,194	19,583
I_p (%)	132	19,000	85,000	40,067	13,435
P_c (kPa)	132	37,500	270,000	151,969	47,376

III. L'utilisation de la méthode Dimensionnelle pour dériver le model de la pression de gonflement :

La méthode d'analyse dimensionnelle est une technique mathématique pour trouver des paramètres adimensionnels (appelés nombres π), introduits par Buckingham (Buckingham

1914). L'analyse sans dimension remplit deux grandes fonctions importantes: la construction de modèles et la théorie. Premièrement, il met un cadre limite autour du modèle à construire. Ce cadre est basé sur la nécessité de toute relation fonctionnelle pour rester invariant si les unités sont changées. Une deuxième fonction importante est basée sur le fait que tout système physique peut être analysé via des fonctions ayant un nombre limité de variables fondamentales qui définissent son équation d'état. L'analyse dimensionnelle est une approche très courante en mécanique des fluides, mais elle reste une exception plus qu'une règle en génie géotechnique (Butterfield, 1999). Buzzi et al. (2010) ont dérivé un nombre adimensionnel appelé paramètre de gonflement sans dimension (DSPw) qui est basé sur la teneur initiale en eau, le poids volumique sec initial et la contrainte verticale.

IV. La solution analytique du modèle adimensionnel :

L'établissement du modèle sans dimension pour la prédiction de la pression de gonflement du sol est déterminé par un nombre maximal possible de variables (tableau 32), qui sont:

- Des paramètres physique (γ_d (kN/m³), w (%), I_p (%), w_L (%), F_f (%)) et,
- Mécanique (P_s (kPa), P_c (kPa)).

On suppose que la pression de gonflement des sols soit une fonction du poids volumique sec, de la teneur en eau, de l'indice de plasticité, de la limite de liquidité, du pourcentage de la fraction fine et de la pression de préconsolidation. Dans cette étude, la pression de gonflement peut être exprimée par l'équation :

$$P_s = P_s \left(P_c, M_s, M_w, M_{w_L}, M_{I_p}, M_{F_f}, \gamma_d, \gamma_w \right) \quad (1)$$

Equation (1) peut s'écrire:

$$f \left(P_s, P_c, M_s, M_w, M_{w_L}, M_{I_p}, M_{F_f}, \gamma_d, \gamma_w \right) = 0 \quad (2)$$

Où M_s représente la masse des particules solides, et pareillement pour les autres paramètres (w, I_p, w_L, F_f).

On peut voir à partir de l'équation (2) que neuf paramètres dimensionnels sont nécessaires pour décrire le problème de gonflement. Pour déterminer les fonctions de l'équation (1) ou (2), il est nécessaire d'effectuer un grand nombre d'expériences, ce qui n'est pas pratique. La théorie de l'analyse dimensionnelle montre qu'il est possible d'utiliser moins de variables sans dimension pour décrire le problème de gonflement. Selon le théorème π de Buckingham (Buckingham 1914), le nombre de variables sans dimension nécessaire pour décrire le problème est égal au nombre de variables dimensionnelles (Neuf) comme indiqué par l'équation (2); le nombre minimal de dimensions primaires requises pour décrire le problème.

Pour notre modèle, trois variables sans dimension sont nécessaires pour décrire le problème : la masse M (kg), la longueur L (m) et le temps T (sec) . Ces variables sans dimension peuvent être identifiées à l'aide du théorème π de Buckingham et sont formées à partir de produits de puissances de certaines variables dimensionnelles originales. Tous ces groupes sans dimension peuvent être écrits comme suit:

$$\pi = P_s^a P_c^b M_s^c M_w^d M_{wL}^e M_{I_p}^f M_{F_f}^g \gamma_d^h \gamma_w^i \quad (3)$$

Substituons les dimensions (unités) pour tous les variables dans Eq. (3) devient

$$\pi = \left[\frac{M}{LT^2} \right]^{a+b} \cdot M^{c+d+e+f+g+h+i} \cdot L^{-3(h+i)} \quad (4)$$

Pour que Π soit adimensionnel, la somme des puissances de chaque dimension fondamentale doit être égale zéro, i.e.,

$$\begin{cases} a + b = 0 \\ c + d + e + f + g + h + i = 0 \\ -3(h + i) = 0 \end{cases} \quad (5)$$

Qui est un ensemble de trois équations à neuf inconnues; Selon l'algèbre linéaire, le nombre de solutions distinctives de l'équation (5) est six ($9 - 3 = 6$), ce qui coïncide avec le théorème Π . Afin d'obtenir les six solutions distinctives, nous avons des choix gratuits sur six des neuf composantes. Si l'on choisit $a = 1$, $h = 0$ et $c = d = e = f = 0$, la solution de l'équation (5) devient $b = -1$, $i = 0$ et $g = 0$, ce qui nous donne la première variable non dimensionnelle :

$$\pi_1 = P_s/P_c \quad (6)$$

De la même manière, les autres variables non dimensionnelles obtenues comme suit:

$$\pi_2 = w \quad (7)$$

$$\pi_3 = w_L \quad (8)$$

$$\pi_4 = I_p \quad (9)$$

$$\pi_5 = F_f \quad (10)$$

$$\pi_6 = \frac{\gamma_d}{\gamma_h} = \rho_d \quad (11)$$

Eq. (4) peut être écrite comme suit: $F(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6) = 0$, Ou

$$P_s/P_c = F(w, I_p, w_L, F_f, \rho_d) \quad (12)$$

On remarque que le nombre de variables non dimensionnelles est six (6), par opposition aux neuf variables dimensionnelles de l'équation (1)

Les groupes non dimensionnels obtenus sont à la base des masses et des volumes dont les transformations simples sont bien connues dans la mécanique des sols pour conduire à une dépendance de (P_s/P) des dimensions suivantes (teneur en eau, limite de liquide, indice de

plasticité, Le pourcentage de la fraction fine du sol $F_f < 80\mu\text{m}$ et la densité à sèche). Cela permet d'exploiter les données de laboratoire sur la base des paramètres calculés directement et liés aux dimensions de masse et de volume. Après remplacement de ces groupes dans l'équation (12), l'équation obtenue devient:

$$\frac{P_s}{P_c} = w^a \cdot w_L^b \cdot I_p^c \cdot F_f^d \cdot \rho_d^e \quad (13)$$

Il reste à calculer les inconnues (a, b, c, d, e) en utilisant la méthode pseudo-inverse pour résoudre le système algébrique linéaire à l'aide du programme Matlab. Un ensemble de données de 86 d'un total de 132 échantillons analysés en laboratoire a été utilisé pour calculer les inconnues lors de la première procédure de modélisation, les données restantes étant ensuite utilisées pour valider le modèle.

V. Résultats et interprétations:

Le modèle obtenu pour la détermination de la pression de gonflement du sol à l'aide de l'analyse dimensionnelle du théorème de Vaschy Buckingham donne une équation simple avec un coefficient de détermination élevé $R^2 = 0,96$ pour une prédiction rapide de la pression de gonflement. Elle est liée à six quantités : la teneur en eau, la limite de liquidité, l'indice de plasticité, le pourcentage de fraction fine $< 80\mu\text{m}$, le poids volumique sec et la pression de préconsolidation.

Ce modèle est facile à appliquer car il relie le comportement de gonflement aux caractéristiques physiques simples des sols qui peuvent être facilement déterminés dans n'importe quel laboratoire d'ingénierie des sols.

Après avoir calculé les valeurs des inconnues qui sont:

$a = -0.82$, $b = 0.37$, $c = 1.04$, $d = -0.38$, $e = -1.86$, l'équation finale devient:

$$P_s = w^{-0.82} \cdot w_L^{0.37} \cdot I_p^{1.04} \cdot F_f^{-0.38} \cdot \rho_d^{-1.86} \cdot P_c \quad (14)$$

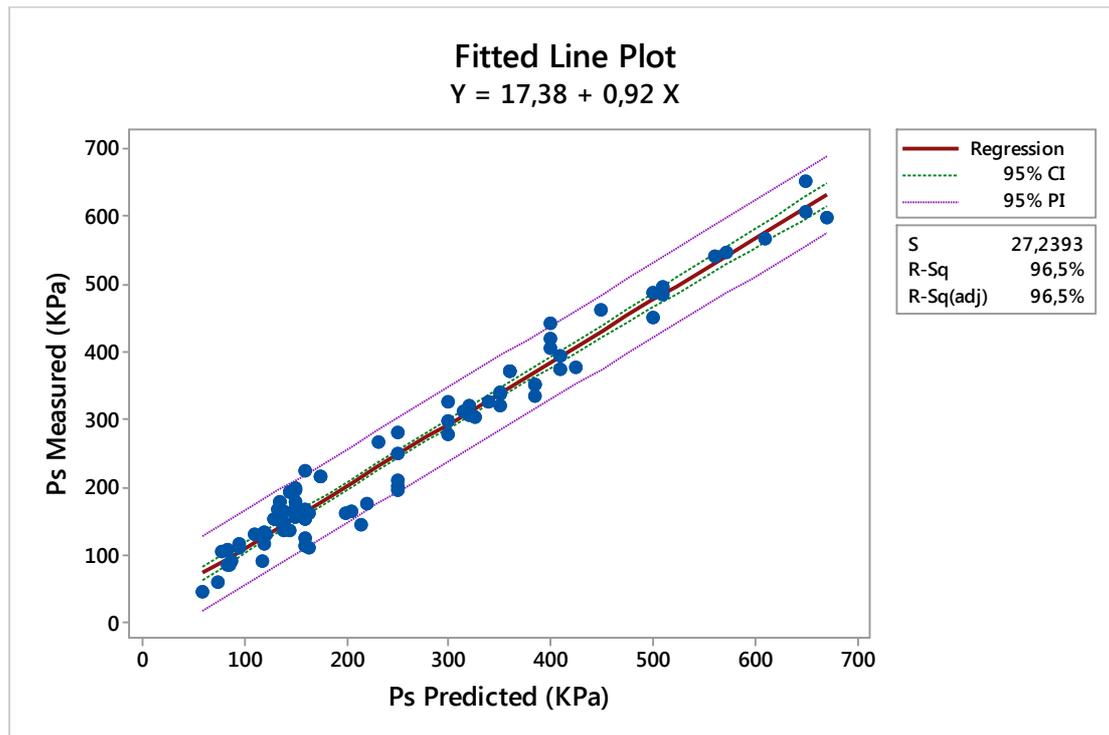
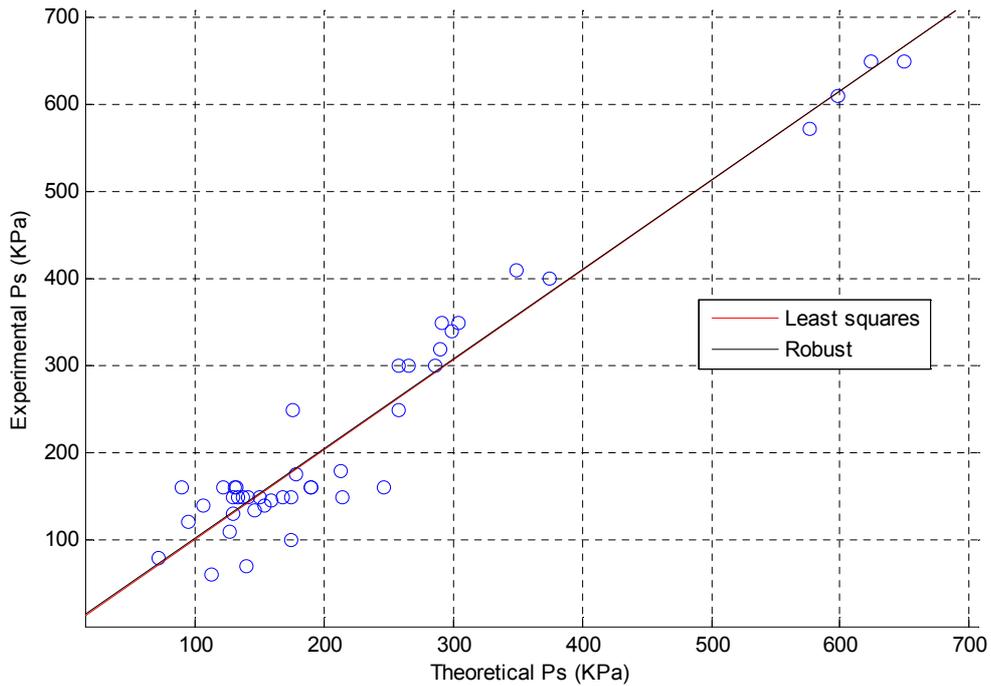


Fig. 49 Valeurs de la pression de gonflement expérimentales (Ps Expérimentale) vs. Les valeurs de la pression de gonflement prédites (Ps Théorique).

Où: CI: intervalle de confiance, PI: intervalle de prédiction

Les valeurs prédites de la pression de gonflement obtenues par le modèle mathématique ci-dessus est en bonne concordance avec celles obtenues directement à partir des essais en laboratoire. La relation entre les pressions de gonflement prédites et celles déterminées expérimentalement peut être représentée par une courbe linéaire de meilleur ajustement avec un coefficient de détermination de $R^2 = 0,96$ (figure 48, figure 50). Les données utilisées sont de 86 échantillons à choix aléatoire pour formuler le modèle empirique sur le total de 132 échantillons analysés; Les données restantes ont été utilisées dans l'étape de validation comme indiqué sur la figure 51.



Least squares: $Y = -2.31158 + 1.03133 \cdot X$ RMS error = 38.3808

Robust: $Y = 0.0563605 + 1.0289 \cdot X$ RMS error = 40.0087

Fig. 50 La moindre carrée et le robuste de la pression de gonflement expérimentales vs. Celles théorétiques.

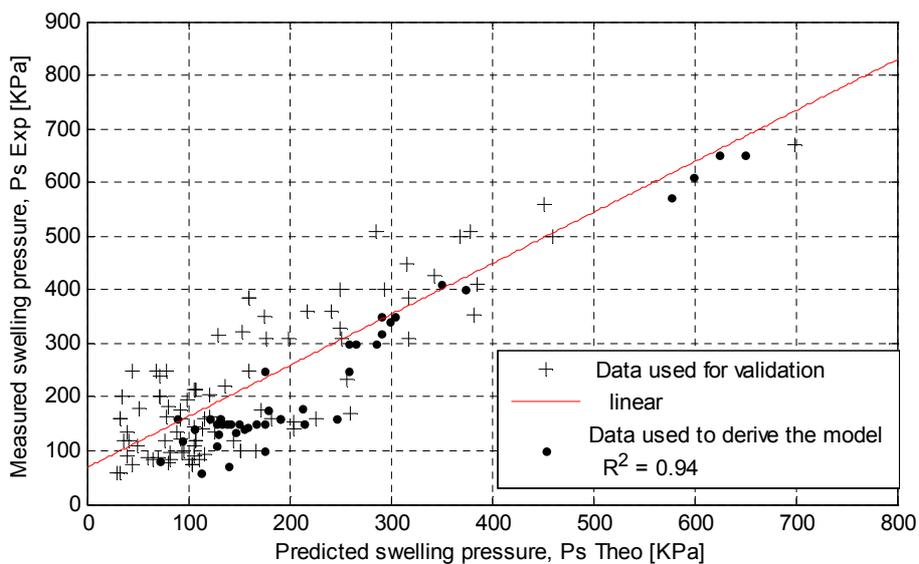


Fig. 51 Corrélation du modèle proposé (représentation avec toute la base de donnée).

De plus, la figure (51) montre une relation linéaire entre la pression de gonflement mesurée et prédite avec un coefficient de détermination élevé $R^2 = 0,94$; La courbe de meilleur ajustement est en quelque sorte comme celle obtenue habituellement en utilisant la régression robuste. Les modèles obtenus tiennent compte de six paramètres tels que mentionnés dans l'équation (14); Il est possible de subdiviser sa contribution en:

- Facteurs de contribution positive sont : la limite de liquidité, l'indice de plasticité et la pression de préconsolidation (w_L , I_p , P_c) et,
- Facteurs de contribution négative : la teneur en eau, le pourcentage d'éléments $<80\mu\text{m}$ et la densité sèche (w , F_f , ρ_d).

Les paramètres dont la contribution est positive qui sont la limite de liquidité et l'indice de plasticité présentent des corrélations significatives avec la pression de gonflement.

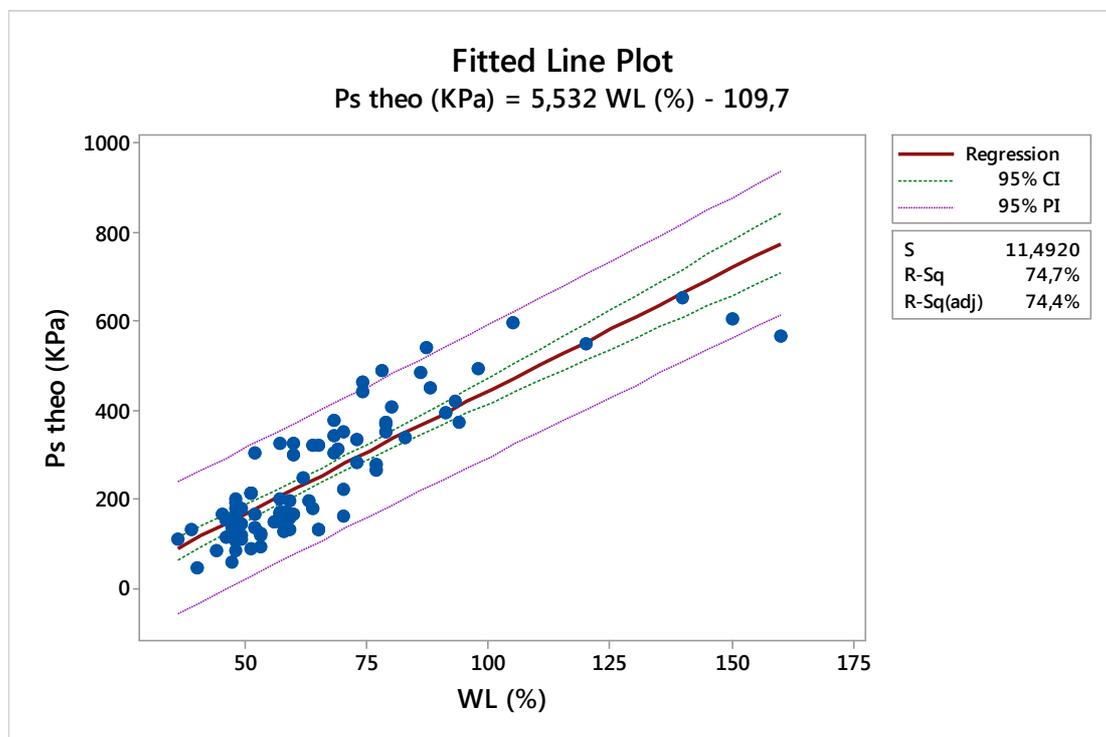


Fig. 52 Pression de gonflement vs. Limite de liquidité

La figure 52 montre une relation linéaire entre la pression de gonflement du sol et la limite de liquidité. Cette relation peut s'écrire:

$$Ps \text{ Théo} = 5,5 * w_L - 109,7 \text{ avec: } R^2 = 0,75$$

Sowers (1967), qui a étudié le comportement de gonflement des sols naturels non remaniés, indique que la pression de gonflement et le potentiel de gonflement peuvent être mieux liés à la limite de liquidité. Cependant, la corrélation de pression de gonflement à la limite de plasticité, montre l'existence d'une grande dispersion des points.

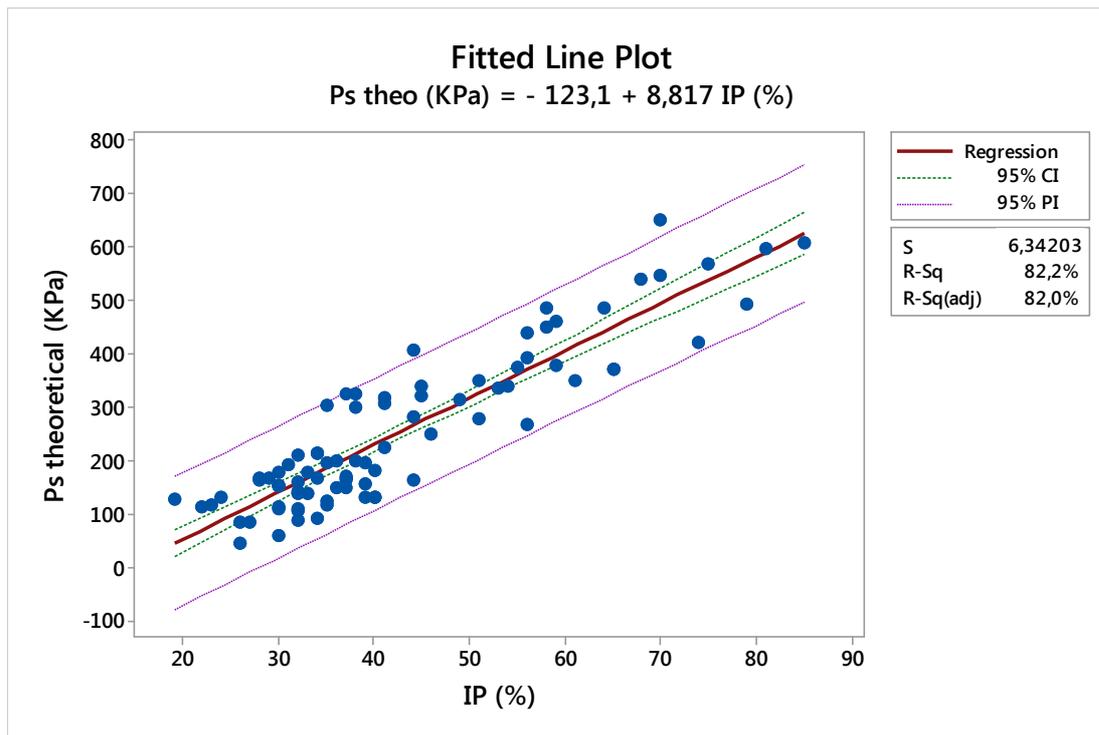


Fig. 53 Indice de Plasticité index and vs. Pression de gonflement

On peut voir la relation forte entre le paramètre indépendant (I_p) et le paramètre dépendant (P_s). La relation est exprimée par l'équation suivante:

$$P_s = 8.82 * I_p - 123 \text{ With: } R^2 = 0.82$$

Le résultat de la détermination des propriétés du sol, en particulier les limites de consistance du sol, montre une valeur moyenne de 65% pour la limite de liquidité (w_L) et de 42% pour l'indice de plasticité (I_p).

La fraction fine (argile et limon) contient plus de 50% d'argile. Les parties argileuses de la fraction fine de la plupart des sols étudiés sont principalement des smectites et interstratifiées illite smectite, qui présentent un fort potentiel de gonflement. Dans ce contexte, plusieurs chercheurs ont trouvé que les sols argileux dont la teneur en argile est supérieure à 60% et I_p à 35%, ont un gonflement très élevé, Holtz (1956), Van Der Merwe (1964) et Daksanamurthy

VI. Analyse en composante principale :

Une analyse en composante principale est réalisée dans le but d'obtenir un petit nombre de combinaisons linéaires des sept variables qui représentent la majeure partie de la variabilité des données. A partir de la table des valeurs propres donnée par le tableau 30 ainsi que le diagramme d'éboulis (scree plot) de la figure 54, on constate qu'il y a deux composantes dont les valeurs propres sont supérieures ou égales à 1,0 et qui, ensemble, représentent 74,01% de la variabilité des données originales. Par conséquent, il est réservé de seulement ne retenir

que deux composantes, la première et la deuxième composante principale sont le résultat de la combinaison linéaire des sept variables étudiées et les deux expliquent respectivement 53,28% et 20,73% de la variance. Les autres composantes, comme indiqué sur le Tableau 30, les valeurs en gras correspondent pour chaque variable au facteur pour lequel le cosinus carré est le plus grand.

Tab. 30: Eigenvalue table and accumulated proportion of principal component analysis of 132 data samples

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7
Eigenvalue	3,730	1,451	0,890	0,711	0,124	0,056	0,038
Variability (%)	53,281	20,730	12,717	10,158	1,770	0,796	0,548
Cumulative %	53,281	74,011	86,728	96,886	98,657	99,452	100,000

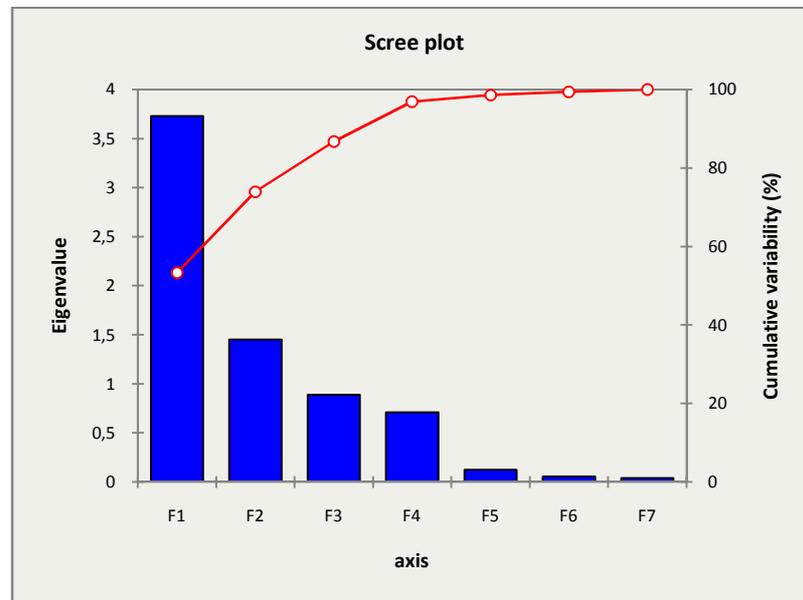


Figure 54: Scree plot of the data

Tab 31: Squared cosines of the variables

	F1	F2	F3
γ_d (KN/m ³)	0,564	0,195	0,136
W (%)	0,573	0,217	0,124
Cf (mm)	0,090	0,290	0,366
WL (%)	0,860	0,018	0,085
IP (%)	0,896	0,028	0,035
Pc (KPa)	0,011	0,566	0,058
Ps (KPa)	0,735	0,138	0,087

Selon les coefficients de corrélation, et les vecteurs propres (eigenvectors) (Fig.55, Table 32) les variables ayant une contribution négative sont respectivement les facteurs F1, F2 (ρ_d, w, C_f), les autres facteurs représentés par (w_l, I_p, P_c) ont une contribution positive dans cette analyse, il est important de noter la forte corrélation entre les deux paramètres d'index (w_l, I_p), ainsi que la bonne corrélation entre (P_s) et (P_c, w_l, I_p), c'est parce que ces méthodes ne tiennent compte ni de la position des points dans l'espace, ni des degrés de similarité entre les paramètres.

Table 32: Factor loadings correlations between variables and factors

	F1	F2	F3	F4	F5
γ_d (KN/m ³)	-0,751	0,442	-0,368	-0,221	0,234
W (%)	0,757	-0,466	0,352	0,178	0,220
C _f (mm)	-0,300	0,538	0,605	-0,504	-0,013
WL (%)	0,927	0,136	-0,291	-0,056	0,004
IP (%)	0,947	0,167	-0,187	-0,086	0,101
P _c (KPa)	0,105	0,752	0,241	0,602	0,033
P _s (KPa)	0,857	0,371	-0,294	0,055	-0,097

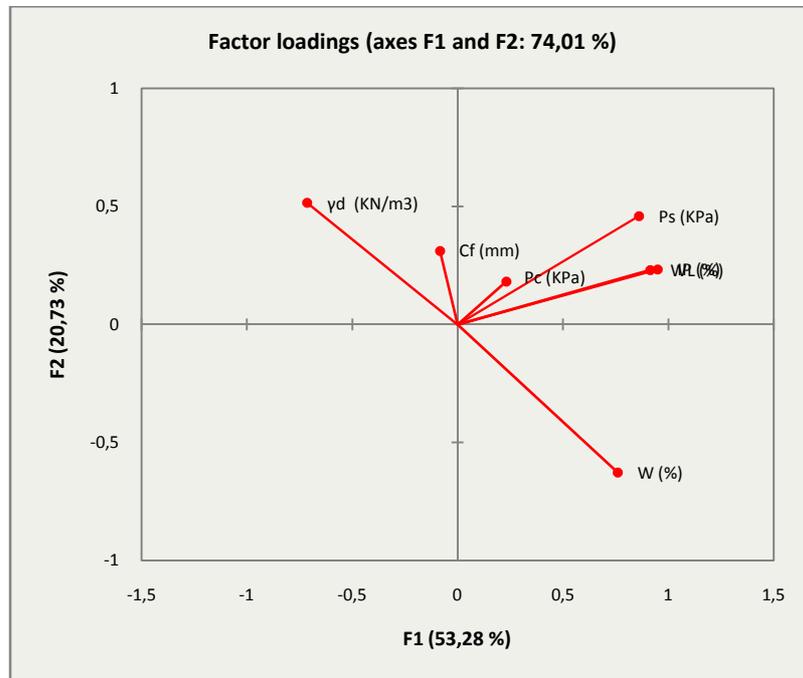


Figure 55: The factors of loading of variables in the first factorial space (F1F2).

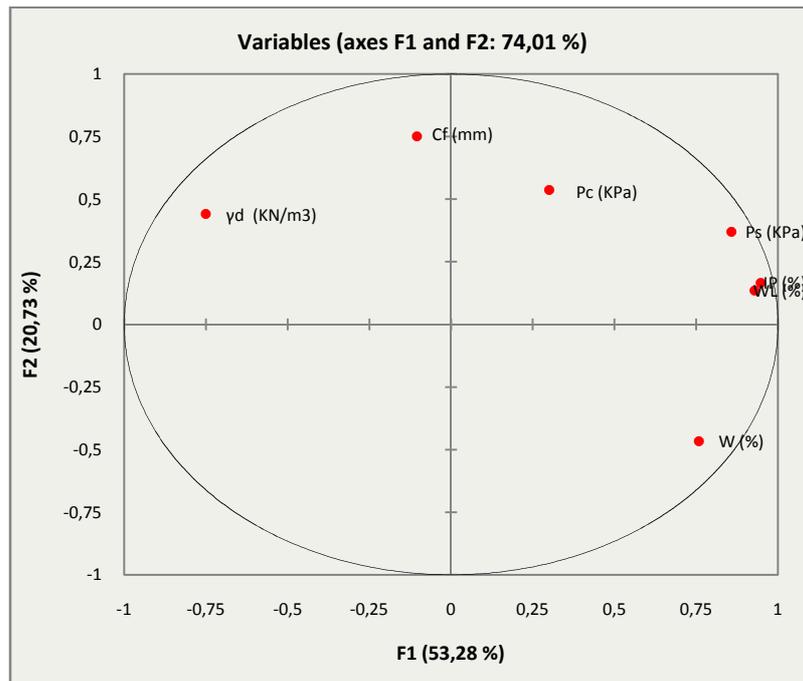


Figure 56: The circle of correlation of variables

La première composante a été corrélée négativement avec la variable (γ_d (KN / m³)), à peine négative avec ($\% < 0,08$ mm) et positivement avec les autres variables (figure 56). Ainsi, l'effet de la variation de la variable (γ_d (KN / m³)) a conduit à une réduction de ses valeurs tandis que les valeurs des autres variables ont augmenté. Cette composante peut être interprétée comme une réponse liée aux effets des propriétés initiales du sol et la procédure de l'essai de gonflement AFNOR standard. Selon (Katti. et al. 2001) le gonflement libre non empêché dépend principalement de l'humidité et de la densité sèche lorsqu'une certaine charge est appliquée, tandis que la pression de gonflement selon la méthode méthode à volume constant dépend de la densité sèche. (Lerot et Low 1976) ont montré que le sol gonflant à besoin de temps pour compléter le processus de gonflement. Le temps est également fonction de la perméabilité, de l'épaisseur de la couche, de la teneur en humidité initiale et de la densité sèche.

Nous notons que le total des paramètres est inversement corrélé avec la densité. L'effet de la teneur w% en eau du sol est clairement montré sur la figure.56 avec contribution négative sur l'axe F2 et montre une corrélation inverse avec le reste des paramètres.

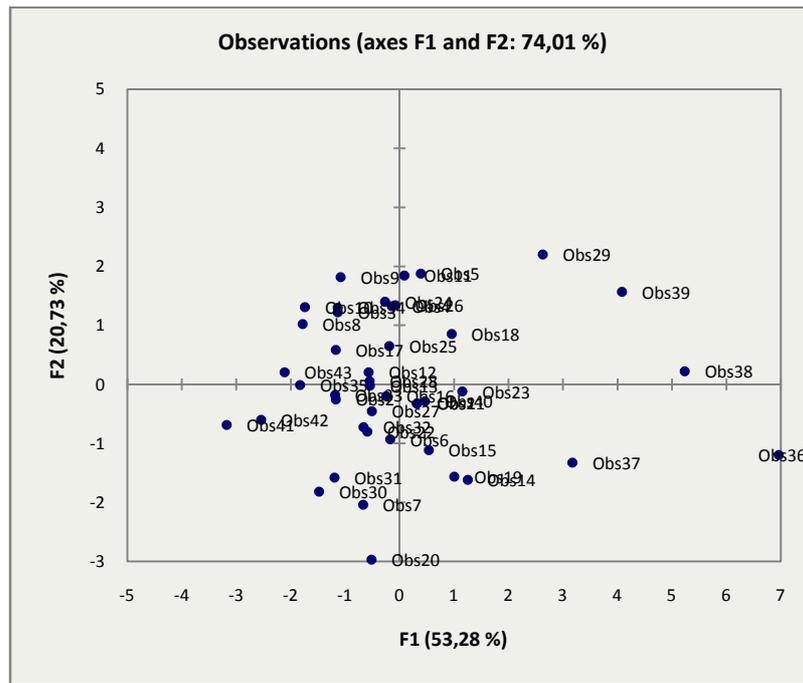


Figure 57: First factorial plane (F1F2) of individuals

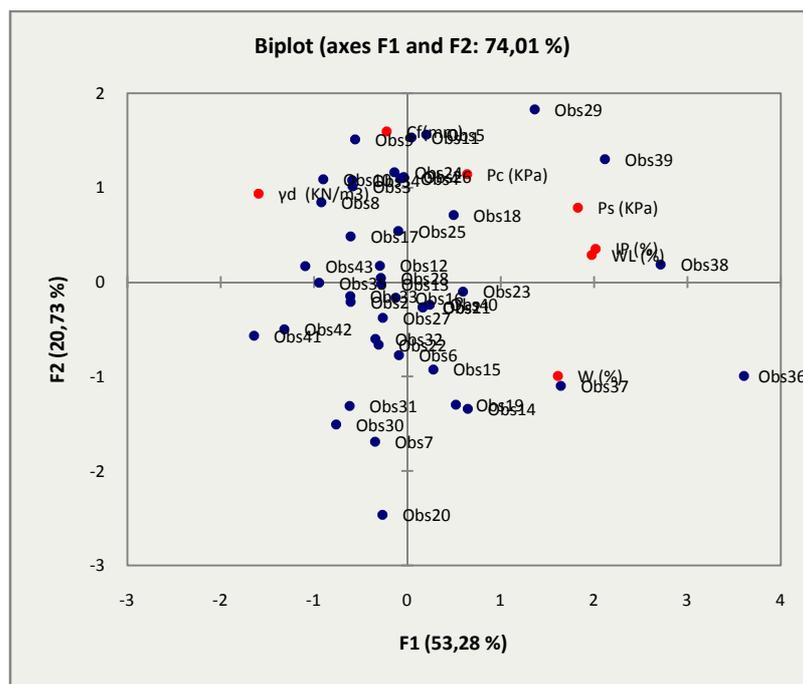


Figure 58: The Biplot show of analyzed parameters and individuals in the (F1F2) plane.

Les résultats de l'analyse en composantes principales utilisent six des sept paramètres du sol. Ils montrent une corrélation forte sur les premiers axes principaux qui absorbent environ 74% de la variance totale. Le PCA a permis le regroupement des meilleurs paramètres corrélés comme premier groupe composé de densité sèche et la fraction de fines avec une

forte affection dans le phénomène de gonflement ; le second groupe constitué de W_1 et I_p et de la pression de préconsolidation ont une contribution positive.

VII. Model par l'analyse en régression multiple :

Dans le contexte de la prévision de la pression de gonflement, l'analyse de régression multiple vient pour confirmer le modèle précédent en établissant une équation où la variable dépendante est exprimée en termes de plusieurs variables indépendantes. La littérature contient un nombre considérable de techniques empiriques pour évaluer la pression de gonflement des sols à partir de tests indice simples tels que les limites de consistance, la teneur en eau, la densité sèche, et d'autres paramètres (Christodoulis J, 2015, Nagaraj, 1983, Brackley, Didier 1973, Siboyabasore 2006, Vijayvergiya 1973, Nayak 1974, Komornik 1969).

L'objectif de l'analyse en régression multiple dans cette recherche est d'obtenir une relation mathématique bien définie entre les caractéristiques de gonflement et les propriétés du sol. Le Tableau 33 présente les modèles de prédiction développés dans cette recherche avec les coefficients de corrélation obtenus. Ces corrélations ont été établies à l'aide du logiciel Minitab 17. de une à six variables indépendantes ont été utilisées dans le modèle susmentionné. Il présente également les erreurs des corrélations pour tous les facteurs.

L'ensemble des données utilisées dans cette analyse a été considéré en deux étapes de l'établissement du modèle (apprentissage et validation). On a utilisé jusqu'à 86 ensembles de données pour la construction du modèle. Les autres données ont été utilisées pour valider le modèle. Les modèles empiriques ont été adaptés aux données en utilisant une seule variable indépendante et finalement des variables indépendantes utilisant des régressions linéaires multiples ont été établies pour développer des modèles empiriques pour une évaluation fiable de la pression de gonflement des sols argileux étudiés. Celles-ci ont été développées à l'aide de Minitab17, les modèles généraux sont présentés dans le Tableau 33.

La façon traditionnelle de rapporter les résultats d'un test d'hypothèse est de dire que l'hypothèse nulle a été ou non rejetée à une valeur ou un niveau de signification spécifié. Cela est souvent appelé test de niveau de signification fixe. En outre, en énonçant les résultats de cette façon impose le niveau de signification prédéfini aux autres utilisateurs de l'information. Cette approche peut être insatisfaisante, car certains décideurs pourraient être mal à l'aise avec les risques impliqués par un niveau de confiance $\alpha = 0,05$. Pour éviter ces difficultés, l'approche de la valeur P a été largement adoptée dans la pratique. La valeur P est la

probabilité que le test statistique prend une valeur au moins aussi extrême que la valeur observée de la statistique lorsque l'hypothèse nulle H_0 est vraie. Ainsi, une valeur de P transmet beaucoup d'informations sur le poids de la preuve contre H_0 , et donc un décideur peut tirer une conclusion à n'importe quel niveau de signification spécifié (Montgomery 2013).

Pour le modèle proposé, puisque la valeur P (P_v) est considérablement inférieure au niveau de confiance ($\alpha = 0,05$), l'hypothèse nulle H_0 a été rejetée, ce qui indique une forte corrélation entre chaque variable. Pour tous les modèles statistiques, une ou plusieurs régressions linéaires satisfaisantes, remplissent le test F.

Tab. 33 Différents modèles proposés pour la prédiction de la pression de gonflement par l'utilisation l'analyse en régression multiples

Equation of the model:	Goodness of fit statistics:											
	ANOVA											
<i>1 variable</i>	R ²	Ad. R ²	Se	F	Pv	VIF					Eq.	
$P_s = -139.39 + 9.29 * I_p$	0.80	0.79	<u>0.049</u>	326.82	< 0.0001	1.00						15.a
$P_s = -127.16 + 5.86 * w_L$	0.73	0.73	<u>0.057</u>	227.29	< 0.0001	1.00						15.b
2 variables												
$P_s = -304.91 + 8.83 * I_p + 1.13 * P_c$	0.88	0.88	<u>0.039</u>	301.83	< 0.0001	1.02						16.a
$P_s = -318.13 + 5.60 * w_L + 1.27 * P_c$	0.84	0.83	<u>0.045</u>	212.17	< 0.0001	1.01						16.b
$P_s = -28.42 - 7.03 * W + 10.05 * I_p$	0.84	0.83	<u>0.047</u>	214.31	< 0.0001	1.13						16.c
3 variables												
$P_s = -222.22 - 3.69 * w + 9.30 * I_p + 0.96 * P_c$	0.89	0.88	<u>0.043</u>	218.74	< 0.0001	1.34	1.23	1.21				17.a
$P_s = -204.02 - 6.58 * \gamma_d + 8.53 * I_p + 1.25 * P_c$	0.88	0.88	<u>0.045</u>	204.32	< 0.0001	1.53	1.31	1.36				17.b
$P_s = -14.67 - 7.04 * w - 0.16 * F_f + 10.06 * I_p$	0.84	0.83	<u>0.046</u>	141.26	< 0.0001	1.13	1.01	1.14				17.c
$P_s = -260.53 - 2.58 * w + 5.81 * w_L + 1.16 * P_c$	0.84	0.84	<u>0.049</u>	144.89	< 0.0001	1.31	1.20	1.18				17.d
4 variables												
$P_s = -174.53 - 3.68 * w - 0.59 * F_f + 9.32 * I_p + 0.98 * P_c$	0.89	0.88	<u>0.040</u>	164.38	< 0.0001	1.34	1.03	1.24	1.23			18.a
$P_s = -144.57 - 6.95 * \gamma_d - 0.66 * F_f + 8.54 * I_p + 1.28 * P_c$	0.88	0.88	<u>0.043</u>	153.96	< 0.0001	1.54	1.03	1.31	1.39			18.b
$P_s = 332.61 - 27.77 * \gamma_d - 9.44 * w + 8.77 * I_p + 1.21 * P_c$	0.92	0.91	<u>0.045</u>	221.91	< 0.0001	2.86	2.50	1.33	1.36			18.c
$P_s = -255.69 - 2.58 * w - 0.06 * F_f + 5.81 * w_L + 1.16 * P_c$	0.84	0.83	<u>0.048</u>	107.35	< 0.0001	1.31	1.02	1.20	1.21			18.d
$P_s = -168.40 - 8.70 * \gamma_d - 0.19 * F_f + 5.35 * w_L + 1.43 * P_c$	0.84	0.83	<u>0.050</u>	107.46	< 0.0001	1.54	1.03	1.29	1.36			18.e
$P_s = -236.54 - 4.08 * w + 2.35 * w_L + 6.17 * I_p + 0.98 * P_c$	0.91	0.91	<u>0.054</u>	214.83	< 0.0001	1.34	4.71	4.84	1.21			18.f
$P_s = -290.25 - 0.45 * F_f + 2.21 * w_L + 5.86 * I_p + 1.17 * P_c$	0.90	0.90	<u>0.055</u>	187.93	< 0.0001	1.03	4.70	4.77	1.04			18.g
5 variables												
$P_s = 417.86 - 28.61 * \gamma_d - 9.61 * W - 0.84 * F_f + 8.79 * I_p + 1.25 * P_c$	0.92	0.91	<u>0.042</u>	182.07	< 0.0001	2.88	2.51	1.03	1.33	1.39		19.a
$P_s = 269.11 - 25.23 * \gamma_d - 9.27 * w + 2.11 * w_L + 6.01 * I_p + 1.2 * P_c$	0.94	0.93	<u>0.050</u>	235.07	< 0.0001	2.89	2.50	4.76	4.85	1.36		19.b
$P_s = -201.31 - 4.07 * w - 0.43 * F_f + 2.32 * w_L + 6.23 * I_p + 0.99 * P_c$	0.91	0.91	<u>0.050</u>	171.38	< 0.0001	1.34	1.03	4.73	4.88	1.23		19.c
$P_s = 322.77 - 27.72 * \gamma_d - 8.31 * w - 0.33 * F_f + 5.45 * w_L + 1.41 * P_c$	0.87	0.86	<u>0.054</u>	105.33	< 0.0001	2.91	2.50	1.03	1.30	1.36		19.d
$P_s = -213.81 - 4.68 * \gamma_d - 0.49 * F_f + 2.14 * w_L + 5.75 * I_p + 1.26 * P_c$	0.90	0.90	<u>0.054</u>	150.94	< 0.0001	1.56	1.04	4.78	4.85	1.39		19.e
6 variables												
$P_s = 339.43 - 25.97 * \gamma_d - 9.41 * w - 0.68 * F_f + 2.06 * w_L + 6.09 * I_p + 1.23 * P_c$	0.94	0.93	<u>0.046</u>	199.61	< 0.0001	2.92	2.51	1.04	4.79	4.89	1.39	20

Values of VIF in the tables are respectively for the different variables in each row.

Se: is the Standard error.

F: is the Fisher's test.

Table 34 Standardized coefficients

Source	Value	Standard error	T	Pr > t	Lower bound (95%)	Upper bound (95%)
γ_d (kN/m ³)	-0.262	0.048	-5.478	< 0.0001	-0.357	-0.167
w (%)	-0.292	0.044	-6.585	< 0.0001	-0.380	-0.204
F _f (%<80 μ)	-0.044	0.029	-1.535	0.129	-0.101	0.013
w _L (%)	0.301	0.061	4.912	< 0.0001	0.179	0.423
I _p (%)	0.585	0.062	9.453	< 0.0001	0.462	0.708
P _c (kPa)	0.317	0.033	9.594	< 0.0001	0.251	0.382

Dans la régression multiple, le facteur d'inflation de la variance (VIF) est utilisé comme indicateur de multicolinéarité (tableau 34). Mathématiquement, il est défini comme l'inverse de la tolérance $1/(1-R^2)$. Autres chercheurs souhaitent des niveaux inférieurs de VIF, comme des niveaux plus élevés de VIF sont connus pour affecter négativement les résultats associés à une analyse de régression multiple. En fait, l'utilité de VIF, par opposition à la tolérance, est que VIF indique spécifiquement l'ampleur de l'inflation dans l'erreur standard associée à un poids bêta particulier qui est due à la multicolinéarité.

Diverses recommandations concernant les niveaux acceptables de VIF ont été publiées dans la littérature. Peut-être le plus souvent, une valeur de 10 a été recommandée comme niveau maximal de VIF (Hair 1995; Marquardt 1970). Cependant, une valeur VIF maximale recommandée de 5 (Rogerson 2001) et même 4 peut être trouvée dans la littérature. Il semblerait que les chercheurs puissent utiliser quel critère ils souhaitent aider à servir leurs propres fins.

Table 35 The Multicollinearity statistics of the variable used in deriving the model

Statistic	γ_d (kN/m ³)	w (%)	F _f (%)	w _L (%)	I _p (%)	P _c (kPa)
Tolerance	0.343	0.398	0.961	0.209	0.205	0.719
VIF	2.919	2.513	1.041	4.788	4.886	1.391

Le coefficient de détermination (R²) a été utilisé comme statistique globale pour évaluer l'ajustement du modèle. Cependant, cette valeur augmente quand un régresseur est ajouté. Dans ce modèle, le R² pour une seule variable est de 0,80 à 0,73 pour la propriété intellectuelle et w₁ comme représenté par l'équation 15a et 15b (voir le tableau 33). Lorsque deux autres variables w, P_c sont ajoutées, R² augmente à 0,88. Ainsi, on peut conclure que la pression de gonflement est linéairement liée à w, I_p, w_L ou P_c.

Le test du coefficient de régression individuel exige qu'au moins une des variables contribue de manière significative au modèle. Il a été constaté que la propriété intellectuelle et w_L contribuent de manière significative à l'amélioration de la régression lorsqu'ils sont ajoutés en tant que variables explicatives de l'équation contenant γ_d , w , F_f et P_c , puisque la qualité de la régression est suivie par l'évolution de l'erreur-type et la valeur de P , l'erreur-type varie dans la plage de 0,039 et 0,055, et le P -valeur est inférieure à $\alpha = 0,05$ (tableau 35), sauf pour la F_f . Le pourcentage de la fraction fine F_f comme indiqué sur la Figure 58 contribue à l'amélioration du modèle, mais pas d'une manière significative comme les autres paramètres. Le pourcentage de la fraction fine doit être détaillé avant d'être introduit comme régresseur, mais reste un facteur acceptable dans l'ensemble des modèles obtenus en raison de la faible valeur de $VIF = 1,03$.

Comme on le voit bien sur le tableau 33, l'utilisation simultanée de w_L et I_p , dans tous les modèles, entraîne un effet négatif sur la qualité de la régression puisqu'ils donnent une augmentation de la valeur de VIF jusqu'à 4,7 et de l'erreur standard jusqu'à 0,055. Cela implique que l'utilisation de l'un d'entre eux améliore séparément la corrélation avec la pression de gonflement.

Les valeurs des coefficients de régression dans tous les modèles établis se situent dans l'intervalle de confiance de 95%. Le test global indique que les variables satisfont aux exigences du test t et du test F (tableaux 34 et 35).

Table 36 Regression multiple de la pression de gonflement P_s (kPa) et validité de l'ajustement.

Observations	86.000
Sum of weights	86.000
DF	79.000
R²	0.938
Adjusted R²	0.933
RMSE	40.171
DW	2.231
<i>Equation of the model:</i>	
$P_s = 339.43 - 25.97*\gamma_d - 9.41*w - 0.68*F_f + 2.060*w_L + 6.1*I_p + 1.23*P_c$	

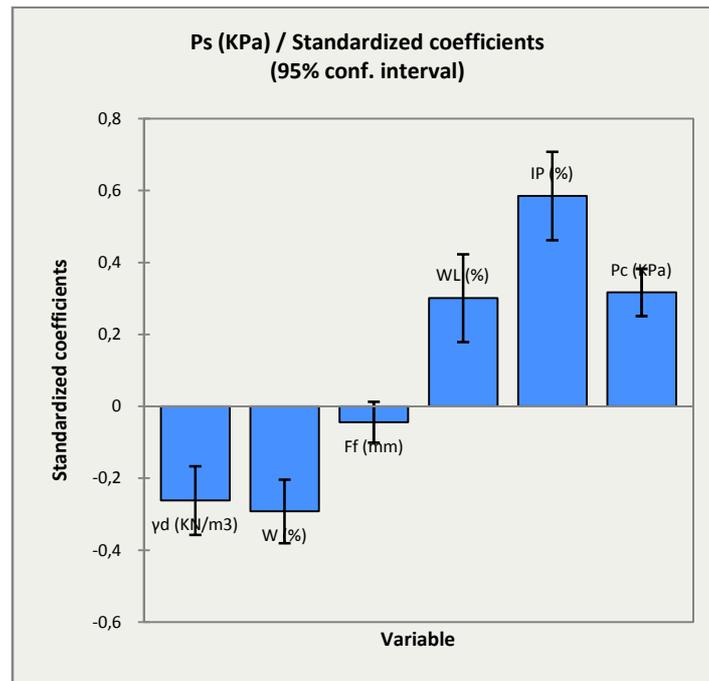


Fig. 59 contribution des différents facteurs dans les modèles de régression multiple.

Le modèle final de la présente étude est établi pour prédire la pression de gonflement des sols étudiés à partir de six paramètres w_L , I_p , P_c , γ_d , w et F_f . L'équation de la régression multiple du modèle obtenu montre un coefficient de corrélation élevé de 0,94 (tableau 39). Il donne de meilleurs résultats par rapport aux modèles précédents cités dans la littérature pour toutes les conditions du sol. On peut observer que l'ensemble des présents paramètres contributifs peut être subdivisé en deux sous-groupes : les premiers sont les paramètres qui ont une contribution négative (γ_d , w , F_f), tandis que les seconds sont les facteurs d'influence positifs qui sont (w_L , I_p , P_c) comme le montre la figure 59.

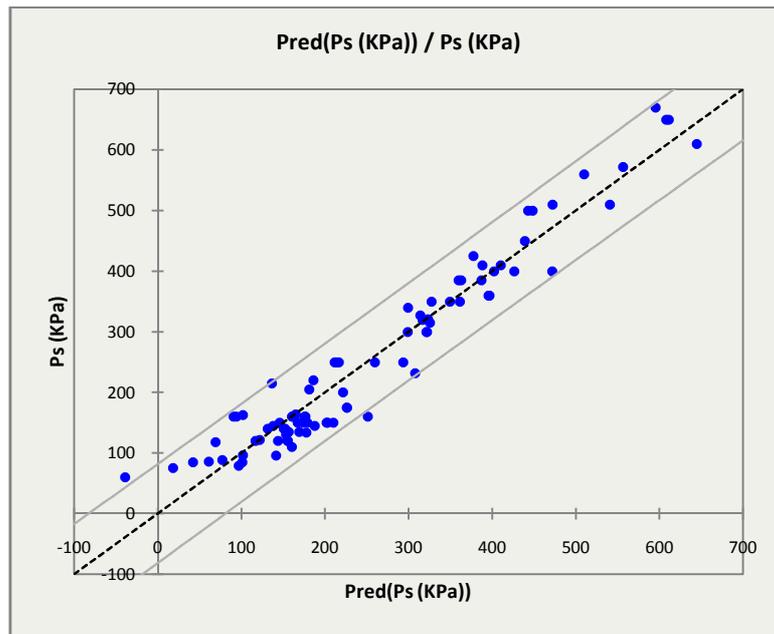


Fig. 60 Pression de gonflement théorique et expérimentale par la régression multiple

La figure 60 montre à quel degré le modèle établi est de bonnes concordances en comparant les valeurs mesurées de pression de gonflement (déterminées en laboratoire) avec celles obtenues par le modèle (valeurs théoriques de pression de gonflement). Ainsi, le modèle linéaire obtenu est de la forme: $Y = \alpha + \beta_i X_i$ avec un coefficient de régression de 0,94 (figure 60 et figure 61)

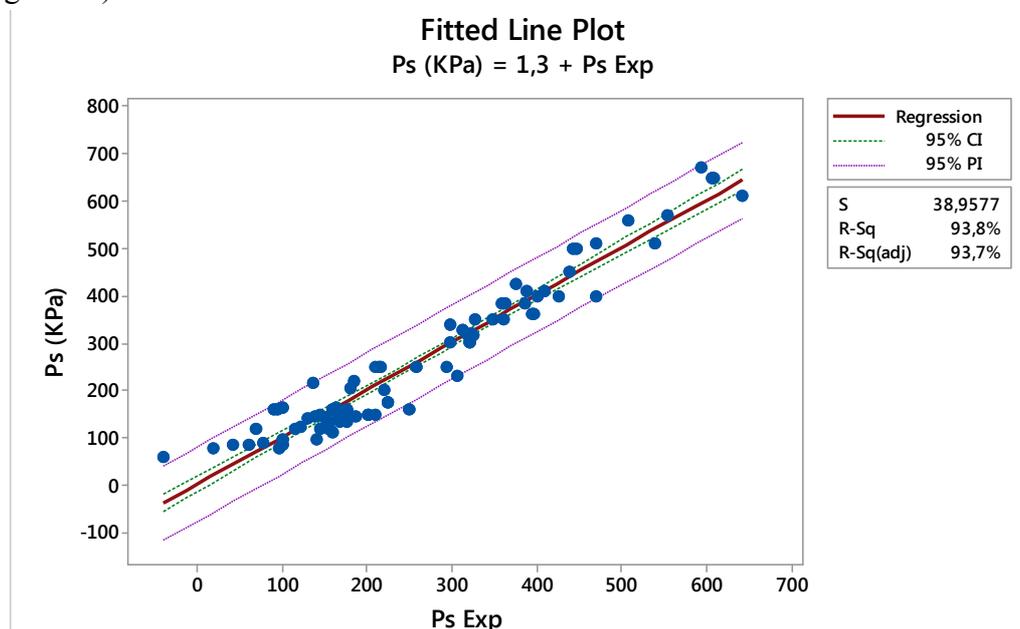


Fig. 61 Valeurs de la pression de gonflement Mesurées (Ps Experimental) vs. prédites (Ps Theoretical) values of swelling pressure.

L'expression linéaire simple du modèle ainsi que sa précision démontrent que le modèle mathématique de la technique d'analyse sans dimension est non seulement précis et efficace, mais aussi plus adapté à la mise en œuvre et à l'ajustement pour d'autres types de sol.

Conclusion :

Dans cette partie de recherche, on prédit la pression de gonflement des sols argileux de la région de Tébessa. Les équations de base de notre modèle proposé sont issues de théorème de l'analyse dimensionnelle. Le modèle final obtenu a donné de bons résultats pour les sols de notre région. Il est basé sur la corrélation de l'effet de six variables $w_L, I_p, P_c, \gamma_d, w$ et F_f sur la pression de gonflement.

Si l'utilisation universelle de l'équation présente certaines limites, la méthodologie suivie reste applicable pour établir d'autres modèles et convient à toutes les conditions connues du sol.

Les indices des propriétés physiques et mécaniques des sols sont des indicateurs utiles pour estimer les propriétés de gonflement. Dans cette recherche, il existe six propriétés ($w_L, I_p, P_c, \gamma_d, w$ et F_f) qui sont les plus fortement corrélées à la pression de gonflement. Les modèles proposés dans le présent travail ont montré une bonne corrélation en comparaison avec les résultats des modèles cités dans la littérature. Le modèle adimensionnel s'adapte au mieux avec toutes les conditions du sol quand il est comparé au modèle de régression linéaire.

L'importance de la contribution de chaque paramètre est exprimée par son puissance et signe dans l'équation finale. La faible contribution négative d'un facteur F_f peut être remplacé par l'utilisation d'une valeur équivalente relatif à la quantité et à la minéralogie des argiles contenue dans la fraction fine du sol.

CHAPITRE V :
CARTOGRAPHIE DES
ZONES EXPANSIVES

I. INTRODUCTION

Pour les praticiens, comprendre le mécanisme fondamental qui provoque le gonflement des argiles est secondaire, par contre, soupçonner au préalable le caractère gonflant d'une formation et pouvoir ensuite obtenir rapidement des estimations de la pression et de l'amplitude de gonflement serait d'un grand intérêt pratique. Elles permettent d'orienter les reconnaissances et d'informer les concepteurs sur le type de fondation à adopter.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'une cartographie des zones expansives (carte d'aléa retrait-gonflement) où l'en identifie l'aspect gonflant des sols, déterminer le niveau de l'aléa et sa distribution dans l'espace puis exprimé le tout sous forme de cartes géotechniques lisibles mêmes pour les non-spécialistes.

Par définition, l'aléa retrait-gonflement est la probabilité d'occurrence dans l'espace et dans le temps des changements réversibles de volume du sol support suite aux variations du degré d'humidité du sol.

Il est donc plus judicieux d'inclure les conditions climatiques dans le processus de zonage, car cela permet de prévoir dans le temps les variations des mouvements du sol. Les cartes obtenues seront également d'une qualité meilleure.

II. Le Phénomène de retrait-gonflement dans la région de Tébessa :

Le phénomène de retrait-gonflement de certains sols argileux et des formations géologiques argileuses affleurantes provoque des mouvements différentiels se manifestant le plus souvent par des désordres affectant les bâtiments et les superstructures. Sur le territoire de la Wilaya de Tébessa, ces phénomènes ont été mis en évidence à l'occasion des fissures et désordres observés au niveau de certaines cités (El Mardja, Rocode, BATIJEK...) suite à des périodes de sécheresse prolongées durant lesquelles le phénomène de retrait-gonflement a pris une ampleur importante.

Les variations de volume des sols sont dues, d'une part, à l'interaction eau/solide, à l'échelle microscopique et macroscopique, et, d'autre part, à la modification de l'état de contrainte en présence d'eau. Ces variations peuvent s'exprimer soit par un gonflement (augmentation de volume), soit par un retrait (réduction de volume). Elles sont spécifiques à certains matériaux argileux, en particulier ceux appartenant au groupe des smectites.

Au cours des périodes humides, les argiles situées à faible profondeur sont souvent « déconsolidées », humidifiées et ont par conséquent épuisé leur potentiel de gonflement à l'état

naturel. Mais elles peuvent se rétracter si leur teneur en eau diminue de façon notable. Dans ces conditions, les sinistres surviennent surtout lorsque les périodes de sécheresse sont prolongées.

II.1. Facteurs intervenant dans le retrait-gonflement (concernant la cartographie).

Les phénomènes de retrait-gonflement sont dus pour l'essentiel à des variations de volume de formations argileuses sous l'effet de l'évolution de leur teneur en eau. Ces variations de volume se traduisent par des mouvements différentiels de sols, susceptibles de provoquer des désordres au niveau du bâti.

Parmi les facteurs intervenant dans la réalisation de ce phénomène, on distingue classiquement des *facteurs de prédisposition* et des *facteurs de déclenchement*.

II.1.1. Facteurs de prédisposition : sont ceux dont la présence induit le phénomène de retrait-gonflement, mais ne suffit pas à elle seule à le déclencher. Ces facteurs sont fixes ou évoluent très lentement avec le temps. On distingue les facteurs internes qui sont liés à la nature du sol et des facteurs d'environnement qui caractérisent plutôt le site. Les facteurs de prédisposition permanents conditionnent en fait la répartition spatiale du phénomène. Ils permettent de caractériser la susceptibilité du milieu vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement.

a) Nature du sol

La nature lithologique du sol est un facteur prédominant dans le mécanisme de retrait-gonflement.

La procédure d'étude de la nature lithologique du sol est basée sur l'exploitation des cartes géologiques à l'échelle 1/50 000, et les logs stratigraphiques des sondages creusés pour l'exploration du terrain.

La majorité des dossiers consultés montre que « l'origine géologique » des sinistres est toujours représentée par une formation géologique argileuse et marneuse ce qui conforte le concept adopté. Cependant, il semble important de signaler qu'une carte géologique en tant que telle ne suffit pas à déterminer la répartition des sols argileux sensibles au retrait-gonflement. En effet, de telles cartes ne prennent pas toujours en compte les éventuelles transformations locales du sol, et les différents faciès des formations les plus superficielles ne sont pas toujours cartographiés avec précision. Or, concernant la nature des formations géologiques, les éléments qui influent sur la susceptibilité au retrait-gonflement sont en premier lieu la lithologie de la formation (c'est à dire principalement la proportion de matériaux argileux, autrement dit

d'éléments fins inférieurs à 2 μm). En effet, une formation sera d'autant plus sujette à ce phénomène qu'elle sera en position superficielle et de géométrie épaisse et continue.

Cela est dit, le facteur prédominant, qui détermine le degré de susceptibilité d'une formation argileuse au phénomène de retrait-gonflement, est lié à sa composition minéralogique. Une formation sera d'autant plus sensible au phénomène que sa fraction argileuse (au sens granulométrique) contiendra une forte proportion de minéraux argileux dits « gonflants ». En effet, certains minéraux argileux présentent, par rapport aux autres, une aptitude nettement supérieure vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement, les propriétés gonflantes du sol seront d'autant plus marquées que le pourcentage de minéraux expansifs (montmorillonite) sera élevé (Komine & Ogata, 1994 ; Tabani, 1999 et Xu et al., 2003). Il s'agit essentiellement des smectites (montmorillonites), de certains minéraux argileux interstratifiés, de la vermiculite et de certaines chlorites. Cette composition minéralogique dépend étroitement des conditions de dépôt et d'évolution diagénétique (ensemble des processus qui affectent un dépôt sédimentaire initial).

De façon plus quantitative, la connaissance de la composition minéralogique d'une formation argileuse s'opère directement par des analyses de caractérisation des minéraux argileux en laboratoire selon la méthode de diffractométrie aux rayons X (dans notre étude 14 échantillons des sols argileux de profondeurs variant de 2-4m ont été analysés par XRD au laboratoire «*Argiles et Paléoclimats*»). On peut aussi caractériser, directement par des essais géotechniques en laboratoire ou par des approches indirectes (chapitre III), l'aptitude du matériau au gonflement et retrait, mais elle exige un très grand nombre de mesures pour avoir des résultats quantitatifs rigoureux et représentatifs du comportement gonflant.

b) Contexte hydrogéologique

Parmi les facteurs de prédisposition, les conditions hydrogéologiques constituent des facteurs environnementaux régissant les conditions hydrauliques *in situ*. Or, la présence d'une nappe phréatique rend plus complexe le phénomène de retrait-gonflement.

En effet, les conditions hydrauliques *in situ* (teneur en eau et degré de saturation) varient dans le temps, non seulement en fonction de l'évapotranspiration (dont l'action est prépondérante sur une tranche très superficielle de l'ordre de 1 à 2 m d'épaisseur), mais aussi en fonction des fluctuations de la nappe éventuelle (dont l'action devient prépondérante en profondeur). Ces variations hydriques des sols se traduisent, pour des formations argileuses sensibles, par des variations de leurs caractéristiques mécaniques.

La présence d'une nappe permanente à faible profondeur permet généralement d'éviter la dessiccation de la tranche de sol superficielle. Inversement, un rabattement de cette nappe (sous l'effet de pompages ou d'un abaissement généralisé du niveau), ou le tarissement naturel des circulations d'eau superficielles en période de sécheresse aggravent la dessiccation de la tranche de sol soumise à l'évaporation.

c) Contexte géomorphologique

La topographie de surface constitue un facteur permanent de prédisposition et d'environnement qui peut conditionner la répartition spatiale du phénomène de retrait-gonflement.

La présence d'une pente favorise le ruissellement et donc le drainage, tandis qu'une morphologie plate sera davantage susceptible de recueillir des eaux stagnantes qui ralentiront la dessiccation du sol. Par ailleurs, un terrain en pente sera plus sensible à l'évaporation du fait de l'ensoleillement, qu'un terrain plat.

D'autre part, il arrive souvent qu'une maison construite sur un terrain en pente soit plus sensible au problème de retrait-gonflement, en raison d'une dissymétrie des fondations lorsque celles-ci sont descendues partout à la même cote. Le bâtiment se trouve alors enterré plus profondément du côté amont. De ce fait, les fondations situées à l'aval subiront des mouvements plus importants de la part du sol qui, étant en position plus superficielle, est souvent plus altéré et donc davantage sensible aux variations de teneur en eau.

d) Végétation

Il est désormais incontestable que la présence de végétation arborée à proximité d'une maison peut constituer un facteur déclenchant du phénomène de retrait-gonflement, même s'il n'est souvent qu'un facteur aggravant de prédisposition. En effet, les racines soutirent par succion (mécanisme d'osmose) l'eau du sol. Cette succion crée un gradient de la teneur en eau du sol qui peut se traduire par une dépression locale autour du système racinaire. Ce phénomène de succion peut donc provoquer un tassement localisé du sol autour de l'arbre. Si la distance au bâtiment n'est pas suffisante, cela entraînera des désordres dans les fondations. On considère en général que l'influence d'un arbre adulte se fait sentir jusqu'à une distance égale à une fois et demie de sa hauteur.

Il est à noter que les racines seront naturellement incitées à se développer en direction de la maison, puisque celle-ci s'oppose à l'évaporation et qu'elle maintient donc une zone de sol plus

humide sous sa surface. Contrairement au processus d'évaporation, qui affecte surtout la tranche superficielle des deux premiers mètres, les racines d'arbres ont une influence jusqu'à 4, voire 5 m de profondeur. Le phénomène sera d'autant plus important que l'arbre est en pleine croissance et qu'il a, de ce fait, davantage besoin d'eau. Ainsi, on considère qu'un seul adulte a besoin de 300 litres d'eau par jour en été (Habib, 1992).

e) Défauts de construction

Ce facteur de prédisposition, dont l'existence peut être révélée à l'occasion d'une sécheresse exceptionnelle, se traduit par une aggravation des désordres. Les visites répétées à des cités affectées par des désordres dues au phénomène de retrait-gonflement ont montré que des sinistres concernaient des maisons individuelles dépourvues de chaînage horizontal et fondées sur semelles continues peu ou non armées et peu profondes (40 à 80 cm).

II.1.2. Facteurs de déclenchement : sont ceux dont la présence provoque le phénomène de retrait-gonflement, mais qui n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables. La connaissance des facteurs déclenchants permet de déterminer l'occurrence du phénomène (autrement dit l'aléa et non plus seulement la susceptibilité).

a) Phénomènes climatiques

Les phénomènes météorologiques exceptionnels constituent le principal facteur de déclenchement du phénomène de retrait-gonflement. Les variations de teneur en eau du sol sont dues à des variations climatiques saisonnières. La profondeur de terrain affectée par les variations saisonnières de teneur en eau peut être considérable sous notre climat semi-aride, elle peut atteindre plusieurs mètres lors d'une sécheresse exceptionnelle (surtout estivale), ou dans un environnement défavorable (végétation proche).

Les deux paramètres importants sont les précipitations et l'évapotranspiration. En l'absence de nappe phréatique, ces deux paramètres contrôlent en effet les variations de teneur en eau dans la tranche superficielle des sols. On raisonne en général sur les hauteurs de pluies efficaces qui correspondent aux précipitations diminuées de l'évapotranspiration. Cette dernière est la somme de l'évaporation (liée aux conditions de température, de vent et d'ensoleillement) et de la transpiration (eau absorbée par la végétation). Ce paramètre même mesuré dans une station météorologique, sa répartition spatiale n'est pas connue, car sa valeur dépend étroitement des conditions locales de végétation.

De surcroît, il est difficile de relier la répartition, dans le temps, des hauteurs de pluies efficaces avec l'évolution des teneurs en eau dans le sol. On observe, évidemment, qu'après une période de sécheresse prolongée, la teneur en eau dans la tranche superficielle de sol a tendance à diminuer, et, ceci, d'autant plus que cette période se prolonge. On peut établir des bilans hydriques en prenant en compte la quantité d'eau réellement infiltrée, ce qui suppose d'estimer, non seulement l'évapotranspiration, mais aussi le ruissellement comme est effectué dans notre étude climatologique (Chapitre I). Mais toute la difficulté est de connaître la réserve utile des sols, c'est-à-dire leur capacité d'emmagasiner de l'eau et de la restituer ensuite (par évapotranspiration ou en la transférant à la végétation par son système racinaire). Le volume de cette réserve utile n'est généralement connu que ponctuellement et l'état de son remplissage ne peut être estimé que moyennement selon certaines hypothèses (on considère généralement qu'elle est pleine en fin d'hiver), ce qui rend extrêmement délicate toute analyse de ce paramètre à l'échelle du secteur.

b) Facteurs anthropiques

Il s'agit d'autres facteurs de déclenchement, qui ne sont pas liés à un phénomène climatique, par nature imprévisible, mais à une action humaine. En effet, les travaux d'aménagement, en modifiant la répartition des écoulements superficiels et souterrains, ainsi que les possibilités d'évaporation naturelle, sont susceptibles d'entraîner des modifications dans l'évolution des teneurs en eau de la tranche superficielle de sol. En particulier, des travaux de drainage réalisés à proximité immédiat d'une maison peuvent provoquer des mouvements différentiels du terrain

Dans le voisinage. Inversement, une fuite dans un réseau enterré peut entraîner un mouvement consécutif à un gonflement des argiles de l'encaissant.

Par ailleurs, la présence de sources de chaleur en sous-sol (four ou chaudière), près d'un mur, peut, dans certains cas, aggraver, voire déclencher la dessiccation du sol à proximité et entraîner l'apparition de désordres localisés.

II.2. Méthodologie et paramètres de la cartographie

II.2.1. Cartographie des formations géologiques

La cartographie des formations argileuses au niveau du secteur d'étude est réalisée à partir de la carte géologique (1/50 000) et de quelques coupes de sondages tirées des rapports de Laboratoire des Travaux publics de l'Est (L.T.P.E).

II.2.2. Caractérisation minéralogique et géotechnique des formations

La synthèse des notices des cartes géologiques et la carte des sols ont permis de définir les caractéristiques lithologiques et minéralogiques des formations argileuses et argilomarneuses, et, en particulier, de répertorier la présence d'argiles gonflantes. Les données bibliographiques disponibles ont été jugées insuffisantes pour permettre une hiérarchisation des formations sur la base de ce critère minéralogique, la cause qui nous a amenés à procéder à une campagne d'échantillonnage et d'analyse qui n'aurait de toute façon fourni que des résultats ponctuels, mais qui sont nécessairement représentatifs des formations considérées.

II.2.3. Paramètres à cartographier :

Il s'agit en particulier d'analyser l'aspect expansif des argiles en cartographiant la variabilité des paramètres de gonflement au niveau du secteur étudié. La carte obtenue doit faire ressortir les zones argileuses qui sont susceptibles d'être expansives. Afin d'apprécier cet aspect de comportement, nous exploiterons les résultats de l'étude qualitative et quantitative déjà réalisée (Chapitre III) qui consiste à une identification du potentiel de gonflement des formations rencontrées en s'aidant des classifications disponibles dans la littérature se basant essentiellement sur la pression de gonflement P_s , la limite de liquidité W_L et l'indice de plasticité I_p . Le pourcentage de gonflement issu des analyses par diffraction aux rayons X sert de même à limiter les zones de gonflement à craindre.

II.2.4. Recensement et localisation géographique des sinistres :

Afin d'approcher la cartographie de l'aléa retrait-gonflement (qui correspond, rappelons-le, à la probabilité d'occurrence du phénomène), une carte d'inventaire des sinistres est le premier fruit de nos visites et observations sur le terrain, ajouté à des consultations de quelques rapports de L.T.P.E. La carte d'inventaire permet, à l'échelle de la région étudiée, de localiser les zones ayant déjà subi des désordres dus au gonflement des argiles. Superposée aux cartes du potentiel de gonflement basé sur les paramètres cartographiés et la carte de pourcentage de gonflement, la carte d'inventaire va permettre un ajustement et une amélioration de la qualité de la carte d'aléa. L'inventaire des zones sinistrées est basé sur la collecte de toutes les informations disponibles au niveau de LTPE de Tébessa, la direction des travaux publics, des bureaux d'étude ainsi que des visites sur terrain faites par nous même. Ceci exclut des zones où le sinistre n'a pas été déclaré ou que des fissurations de sol ont pris naissance dans des zones sans pertes vu qu'elles sont non

urbanisées ou qui ne portent aucune valeur à recenser. C'est ce qui explique l'absence de points représentatifs de sinistres dans la partie sud.



Fig. 62 : carte d'inventaire des zones sinistrées.

La plupart des sinistres sont marqués par la dégradation de la route (RN 10), la fissuration des dallages des bâtiments et trottoirs (BATIJEK). Plusieurs manifestations du phénomène de retrait-gonflement sont notées dans la zone d'El.Merdja connue par l'accumulation continue des eaux à sa surface (eaux de précipitation naturelle ou les eaux usées) et sa forme plane qui peut intercepter continuellement les radiations solaires pouvant influencer la variation du taux d'humidité.

II.2.5. Carte de l'aléa :

L'aléa retrait-gonflement du sol de notre étude est basé sur trois paramètres escomptés être représentatifs du potentiel de gonflement des argiles, à savoir : la limite de liquidité W_L , l'indice de plasticité I_p et la pression de gonflement P_s mesurée ou calculer par notre modèle (voir chapitre IV).

III. Cartographie des différents paramètres de gonflement :

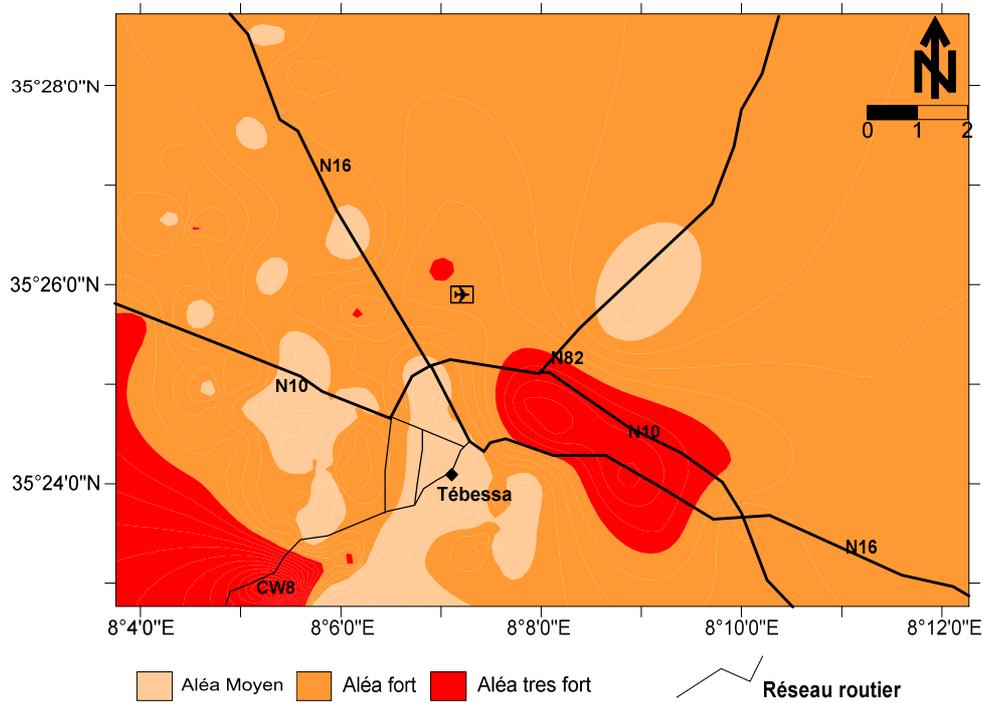


Fig. 63 : Cartographie du potentiel de gonflement en fonction de la limite de liquidité Selon les méthodes de (Ghen (1988), Snethen et al. (1977) et Dakshanamurthy et Raman (1973)

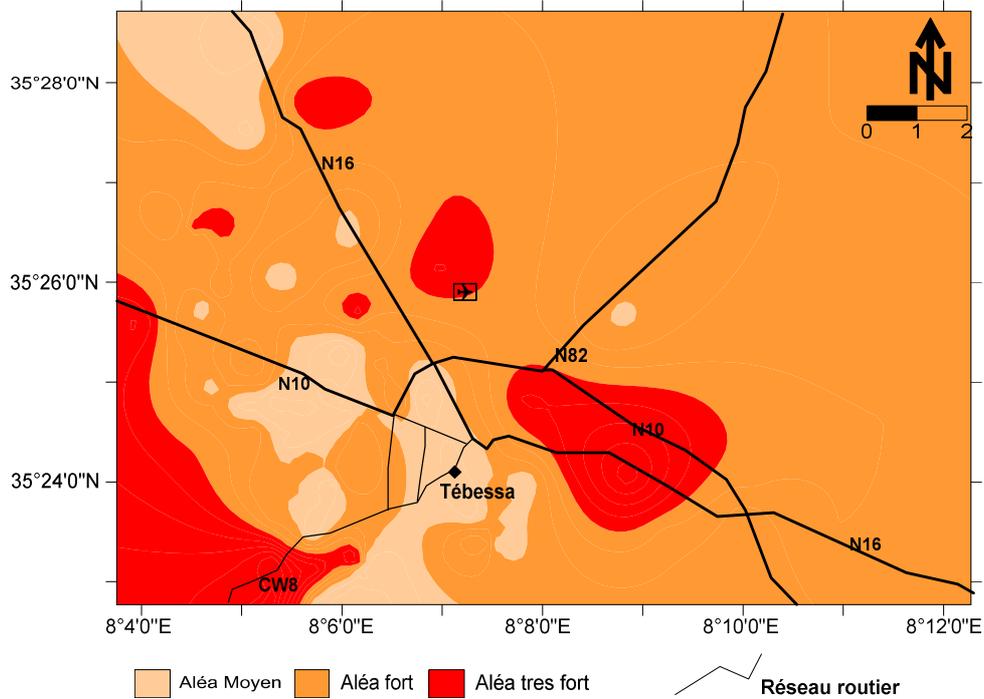


Fig. 64: Cartographie du potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité Selon la classification de Snethen (1980) Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).

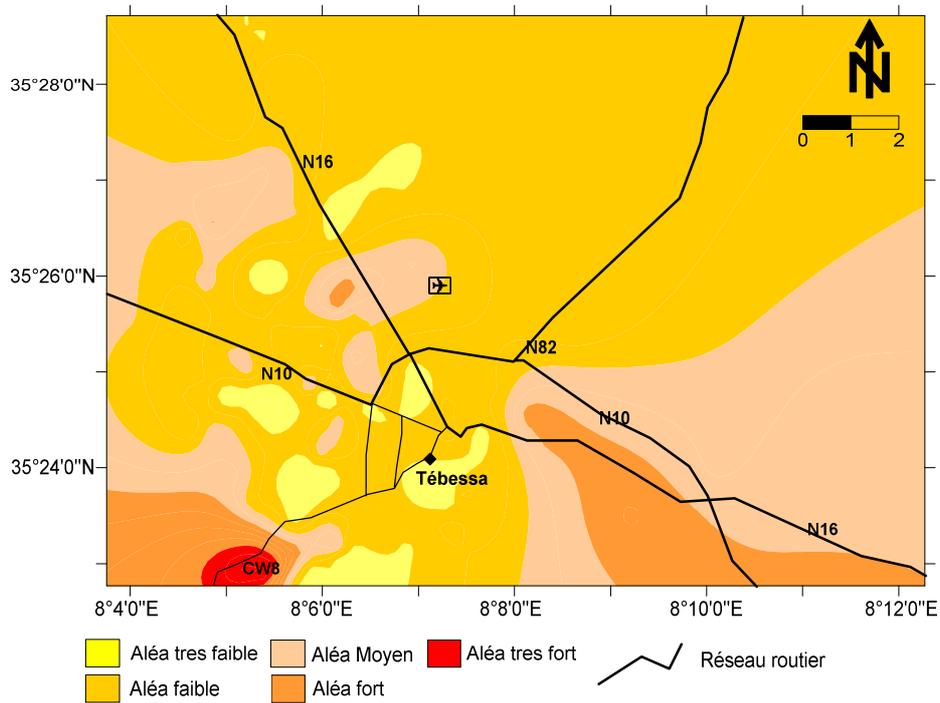


Fig. 65: Cartographie de la pression de gonflement dans la région selon le modèle proposé.

IV. Cartographie de l'aléa de gonflement :

La cartographie de l'aléa de gonflement des sols dans la région de Tébessa est effectuée sur la base de notation de différente susceptibilité possible pour chaque paramètre qui caractérise efficacement le potentiel du gonflement des sols. Le Tableau 49 illustre la désignation des notes de susceptibilité pour chaque classification est paramètres prise dans cet étude, la moyenne des notes peut données la meilleur représentation des notes de susceptibilité de l'aléa retrait-gonflement.

Tab 49 : Attribution des notes de susceptibilité des sols étudiés au gonflement en fonction des différents paramètres géotechnique largement affectant le phénomène

Indice de plasticité Ip			Limite de liquidité Wl			Pression de gonflement		
gamme	Observation	Note	gamme	Observation	Note	gamme	Observation	Note
0 – 10	Faible	1	20-35	Faible	1	0-100	Faible	1
10 –20	Moyen	2	35-50	Moyen	2	100-200	Moyen	2
20 – 35	Elevé	3	50-70	Elevé	3	200-300	Elevé	3
> 35	Très élevé	4	70-90	Très élevé	4	>300	Très élevé	4

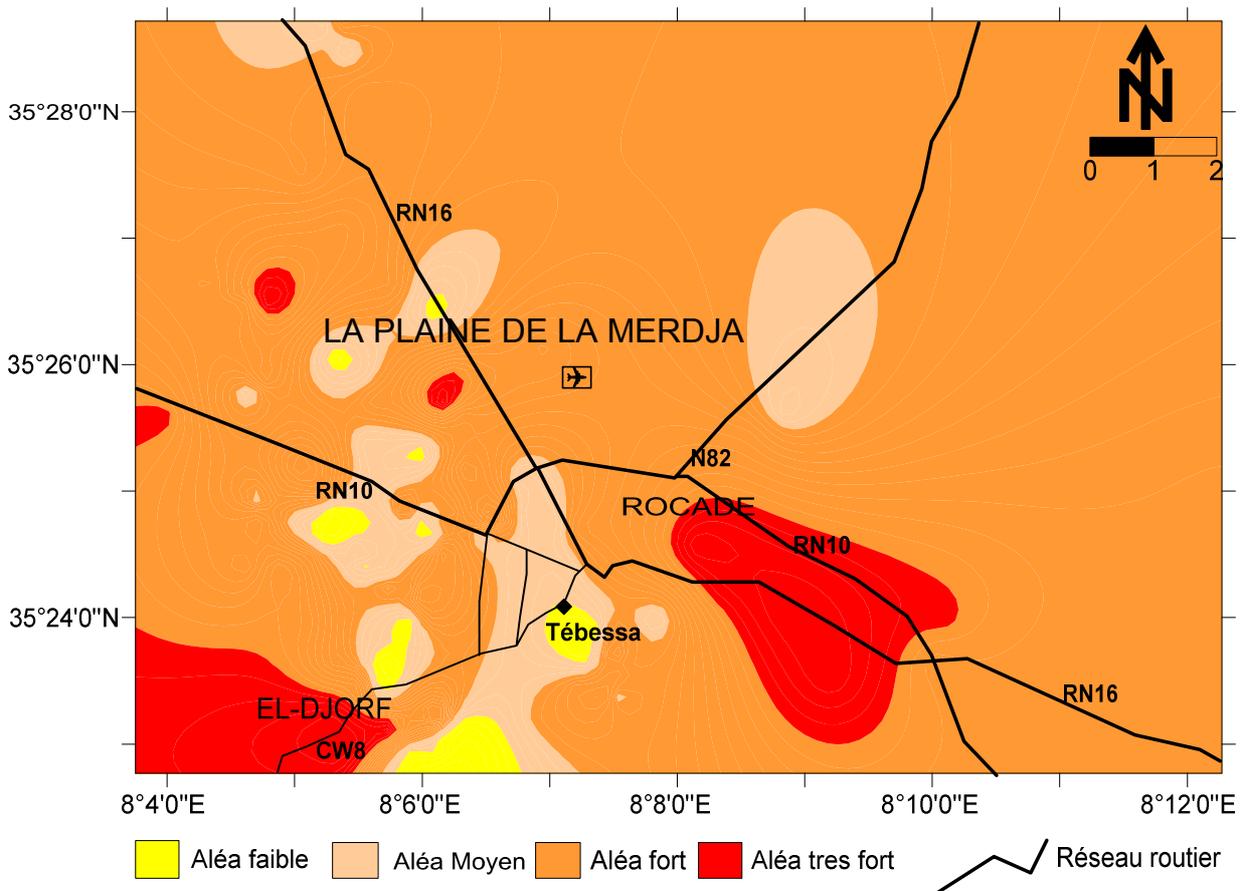


Fig. 66: Cartographie de l'aléa de gonflement dans la région d'étude.

L'analyse de la carte obtenue montre que la zone d'étude peut être subdivisée en quatre secteurs où :

- Près de 15,67 % de la surface totale de la région d'étude sont classés en zone à susceptibilité faible.
- 22,38 % de la région sont classés en zone à susceptibilité moyenne.
- 46,26 % de la région d'étude sont classés en zone à susceptibilité élevée.
- 14,92 % de la région sont classés en zone à susceptibilité très élevée.

L'inventaire de différents endroits dans la région d'étude présentant des sinistres dus au gonflement coïncide avec les zones de susceptibilité jugée selon la carte figure 66 de potentiel très élevée cas (ROCKARDE, EL-DJORF...) ce qui confirme la validité de la carte d'aléa.

V. Conclusion

Pour valider les cartes de susceptibilité d'aléa retrait-gonflement, il est indispensable de référencer toujours à la pression de gonflement mesurée au laboratoire ainsi qu'aux zones de sinistres occasionnés, la carte obtenue peut être améliorée en ajoutant d'autres paramètres ayant une influence notable sur le phénomène de retrait gonflement comme l'indice minéralogique qui raffine les résultats obtenus.

Si les opérateurs se trouvent obligés de construire sur des sols gonflants, il est recommandé d'appliquer la série de mesures préventives :

- éviter toutes venues d'eau accidentelles, en renforçant l'étanchéité des canalisations, en mettant en place un drainage périphérique et en disposant un remblai compacté, avec des matériaux argileux non gonflants au-dessus des semelles, car la règle d'or pour la construction sur ce genre de sol est « éviter à tout prix les variations différentielles de teneur en eau sous la construction ainsi qu'à son voisinage immédiat ».
- utiliser des canalisations flexibles, avec des joints parfaitement étanches, poser ces canalisations sur un lit de matériaux inertes
- Rechercher un niveau de fondation insensible aux variations de température et d'humidité.
- Meilleur raidissement de l'ouvrage.
- Éviter les dallages sur terrain plein.
- Proscrire la proximité des arbres et arbustes
- Adopter une liaison souple à l'arrivée et au départ des canalisations.

La solution radicale est d'éviter de construire sur des sols très gonflants. Il faut rappeler que la reprise en sous-œuvre est souvent très coûteuse et pas toujours efficace.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale :

Dans la région de Tebessa le phénomène de retrait-gonflement se manifeste par endommagements des ouvrages (dégradations des routes, des fissures dans les bâtiments et maisons individuelles). Les dommages liés au comportement des sols fins argileux prennent de l'ampleur au fil des temps car l'extension urbaine transgresse les zones, autrefois, jugées marginales.

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement des sols gonflants. Ces sols subissent des changements volumétriques lors de l'humidification et du séchage, provoquant ainsi des problèmes de soulèvement et de tassement. Cette caractéristique entraîne des dommages considérables aux constructions si elle n'est pas adéquatement prise en charge.

Le gonflement des sols peut être directement mesuré au laboratoire à partir des essais œdométriques spéciaux. Le temps, le coût, et la rigueur nécessaires dans ce type d'essais ont fait que plusieurs chercheurs ont montré que le gonflement peut être estimé à partir des propriétés physiques des sols. Ainsi, beaucoup de formules ont été publiées qui traitent de cette problématique.

Dans ce même grand axe de recherche, cette étude est venue contribuer à la détermination de la pression de gonflement des sols à partir d'essais géotechniques simples. Ainsi, deux modèles mathématiques ont été élaborés, l'un selon la méthode dimensionnelle de Vashy Buckingham, quand au second, il utilise les méthodes de la régression linéaire multiple.

Ce projet de recherche est mené selon une approche où la thématique posée est traitée en allant du général au particulier.

L'étude géologique à l'échelle régionale et locale a permis de déterminer les zones où prédominent les formations des argiles et des marnes. Au niveau des secteurs où les dommages ont été recensés, les formations argileuses et argilo-marneuses forment l'essentiel des sols de fondations.

L'étude hydroclimatologique est réalisée sur les données climatiques issues de la station météorologique de Tébéssa a montré que la région étudiée est d'un climat semi-aride

(hiver froid et humide, et été chaud et sec) qui favorise la formation des minéraux argileux gonflants. Les précipitations d'hiver ou durant les périodes exceptionnellement orageuses participent à la saturation des argiles et leur humidification, ce qui conduit à l'intensification du phénomène de gonflement. La température est extrêmement haute en été marquant parfois une extension de la période de sécheresse qui peut débuter avant l'été pour se terminer après. C'est durant cette période que les argiles des terrains étudiés ont un comportement néfaste exprimé par des changements de volume d'ampleur significatif et marque ainsi des désordres au niveau des superstructures.

L'aperçu hydrogéologique a mis en évidence l'existence abondante des eaux surtout au niveau du secteur de Tébessa. L'alimentation par les calcaires des bordures font que les sols arrivent à saturation lors et après les périodes pluvieuses, c'est la période des hautes eaux. Par contre, durant les périodes de sécheresse, surtout les périodes prolongées, les sols se dessèchent et se rétractent avec l'apparition des fontes de retraits de dimensions considérables, c'est la période des basses eaux. Ces fluctuations des teneurs en eau entre les périodes de hautes et les basses eaux accentuent le phénomène de gonflement-retrait des formations argileuses.

Les échantillons sur lesquels cette étude est entreprise sont recueillis à partir des carottes de sondages réalisés par le laboratoire LTPE de Tébessa. Il s'agit de sol fin plastique de couleur allant du gris foncé au marron clair. L'analyse minéralogique aux rayons x (DRX) nous a permis de déterminer la composition minéralogique des sols en question. Les argiles forment un pourcentage entre 26,29 et 56,16 % des sols fins. Ces argiles sont représentées par une majorité d'interstratifiés illite-smectite et d'autres minéraux moins répandus tels que la kaolinite. Ces sols sont donc des argiles inorganiques plastiques à très plastique avec une pression de gonflement élevée à très élevée (atteignant 7 bars)

Au laboratoire, une série d'essais a été réalisée pour la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols. Il s'agit de la granulométrie, la teneur en eau, les poids volumiques, les limites d'Atterberg, la pression de préconsolidation et de la pression de gonflement.

Un modèle mathématique a été établi selon la méthode dimensionnelle (π Théorème) de Vaschy Buckingham. Il permet de calculer la pression de gonflement des sols argileux à partir d'un nombre important de paramètres physiques. La comparaison des valeurs de

pression de gonflement calculées par ce modèle et celles obtenues directement de l'essai au laboratoire sont très comparables ($R^2 = 0,96$), ce qui prouve la fiabilité du modèle.

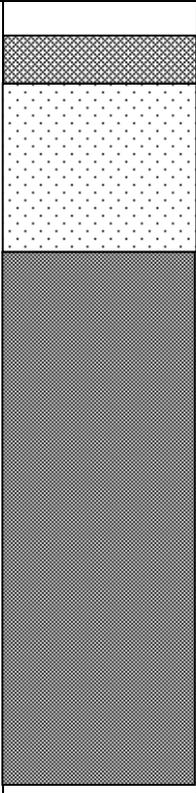
Un deuxième modèle est basé sur l'analyse statistique multivariée. Ce modèle donne la valeur de la variable dépendante en fonction des paramètres indépendants multiplié chacun par son poids. Ce deuxième modèle a donné de bons résultats quant au calcul de la pression de gonflement. La corrélation entre les valeurs calculées et mesurées est significative, elle est exprimée par un $R^2 = 0,94$.

Les deux modèles proposés dans la présente étude ont montré une bonne corrélation par rapport aux modèles précédents cités dans la littérature. Le modèle dimensionnel s'adapte mieux à toutes les conditions du sol par rapport aux modèles de régression linéaire multiple.

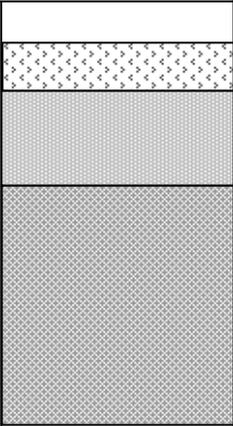
En fin, une cartographie (zonage géotechnique) du phénomène retrait – gonflement a été établie dans la région d'étude. Il est à signaler que malgré le manque d'une base de donnée riche en informations nécessaires pour un tel objectif, les cartes qui délimitent les zones à sols gonflants selon leur degré d'aléa ont été réalisés en se basant sur les paramètres calculés ou mesurés (Pression de gonflement P_s , la limite de liquidité W_L , l'indice de plasticité I_p). On a obtenu cinq classes de potentiel de gonflement, très fort, fort, moyen, faible et très faible. Elles peuvent servir les décideurs et toutes les parties concernées par le domaine de la construction et l'urbanisme, comme document de base pour les orienter les plans d'aménagements dans la région.

Comme future recherche, l'application des techniques de télédétection pour l'identification des sols gonflants et l'établissement d'une cartographie qui couvre toute la région de Tébessa.

**ANNEXE -A-
SONDAGE : 1(El-Djorf)**

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø
0.00		Forage non destructif Ø 116
1.00		
2.00		
3.00		
4.00		
5.00		
6.00		
7.00		
8.00		
9.00		
10.00		

**SONDAGE :2(EL-Mardja)
PROFONDEUR :0.00-10.00**

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø
0.00		Forage non destructif Ø 116
0.40		
1.00		
10.0		

SONDAGE : 3(Route ANNABA)
PROFONDEUR : 0.00-10.00

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø
0.00 0.40	TERRE VEGETALE	Forage non destructif Ø 116
4.00	ARGILE BRUNATRE	
10.00	ARGILE MARNEUSE BRUNATRE	

SONDAGE : 4(Rocade)
PROFONDEUR 6.00 m

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø
0.00 0.50	Terre végétale, présence des racines	Forage non destructif Ø 116
1.00	Argile limoneuse brunâtre à débris de coquilles	
3.50	Argile marneuse brunâtre à trace de gypse	
4.30	Argile brunâtre à concrétion calcaire	
6.00	Tuf très graveleux blanchâtre à beigeâtre	

SONDAGE : 5 (Route d'ANNABA)
PROFONDEUR 10.00 m

Profondeur (m)	Description lithologique	Ø
0.00 0.60	Terre végétale, (présence des racines).	Forage non destructif Ø 116
3.40	Argile brunâtre.	
10.00	Argile légèrement marneuse à traces de calcaire beigeâtre à brunâtre.	

SONDAGE : 6 (complexe sportif)
PROFONDEUR 6.00 m

PROFONDEUR m	Description lithologique	Ø
0.00 2.50	Remblais.	Forage non destructif Ø 116
6.00	Argile marneuse brunâtre à jaunâtre.	

ANNEXE : B

Essai de gonflement A L'œdomètre (NF P 94-091)

OBJECTIF: Déterminer la pression de gonflement afin d'apprécier le comportement d'ouvrages pouvant être affectés par la présence de matériaux gonflants.

PRINCIPE: L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes de sol intact (classe 1 ou 2) provenant d'un même échantillon et prélevées sensiblement au même niveau. Chaque éprouvette de sol est placée dans œdomètre. On applique un effort différent mais maintenu constant sur chacune des éprouvettes et on mesure sa variation de hauteur :

- dans une première étape sans ajouter d'eau.
- puis dans une deuxième phase après avoir mis l'éprouvette en présence d'eau.

EQUIPEMENT NECESSAIRE:

Un ensemble d'essai à l'œdomètre se compose de :

- Un bâti de chargement : l'œdomètre
- Une cellule œdométrique
- Un dispositif de mesure de gonflement
- En option : une cellule de perméabilité et le dispositif à burette viennent compléter l'ensemble de base.

C'est le même équipement que celui de l'essai œdométrique. Il serait préférable d'utiliser un œdomètre à chargement par l'arrière muni d'un dynamomètre.



MODE OPERATOIRE:

- Préparer au moins quatre éprouvettes, les peser et noter leurs hauteurs initiales H_0 .
- Sur la première éprouvette, appliquer une contrainte de 10kPa.
- A la seconde éprouvette, appliquer une contrainte dont la valeur est estimée de telle sorte que sa déformation axiale en présence d'eau soit quasi nulle.
- La troisième éprouvette sera soumise à σ'_{v0} .
- Aux autres éprouvettes, les contraintes sont choisies afin d'avoir, dans une représentation graphique ($\lg \sigma ; \Delta H_f/H_i$), des points représentatifs répartis au mieux entre les valeurs des contraintes de gonflement σ et 10 kPa.
- Pour chacune des éprouvettes, noter la date et l'heure du début du palier de chargement.

Première étape (sans ajouter d'eau) : La contrainte est appliquée pendant au moins 2h et jusqu'à ce que la variation de hauteur de l'éprouvette entre deux lectures espacées de 1h soit inférieure à 10 μm . Noter la variation de hauteur (ΔH_i) obtenue en fin de la première étape et introduire l'eau dans le bac d'imbibition.

Deuxième étape (éprouvette en présence d'eau) : La contrainte est appliquée à l'éprouvette jusqu'à stabilisation de sa hauteur. Conventionnellement, la stabilisation de la déformation de l'éprouvette est atteinte si la variation de hauteur (ΔH_f) obtenue en fin d'essai et retirer le dispositif d'application de l'effort. L'éprouvette est pesée,

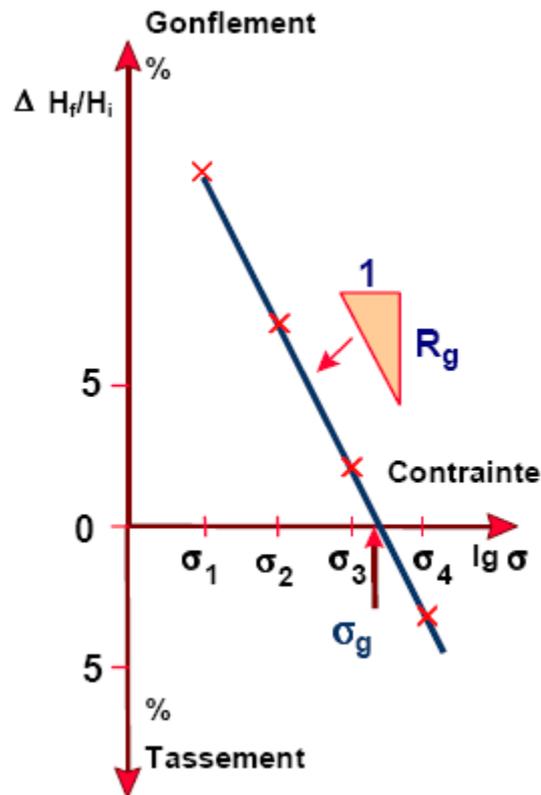
puis mise à l'étuve pour déterminer sa teneur en eau finale selon la norme NF P 94-050.

Les lectures du déplacement vertical sont faites au voisinage de la série suivante : 1 min – 5 min – 30 min – 1h – 2h – 4h – 8h – 16h – 24h (au-delà les lectures sont espacées d'au moins 8h).

CALCUL ET RESULTATS: La hauteur de référence pour chaque éprouvette est celle déterminée juste avant la mise en eau : $H_i = H_0 - \Delta H_i$

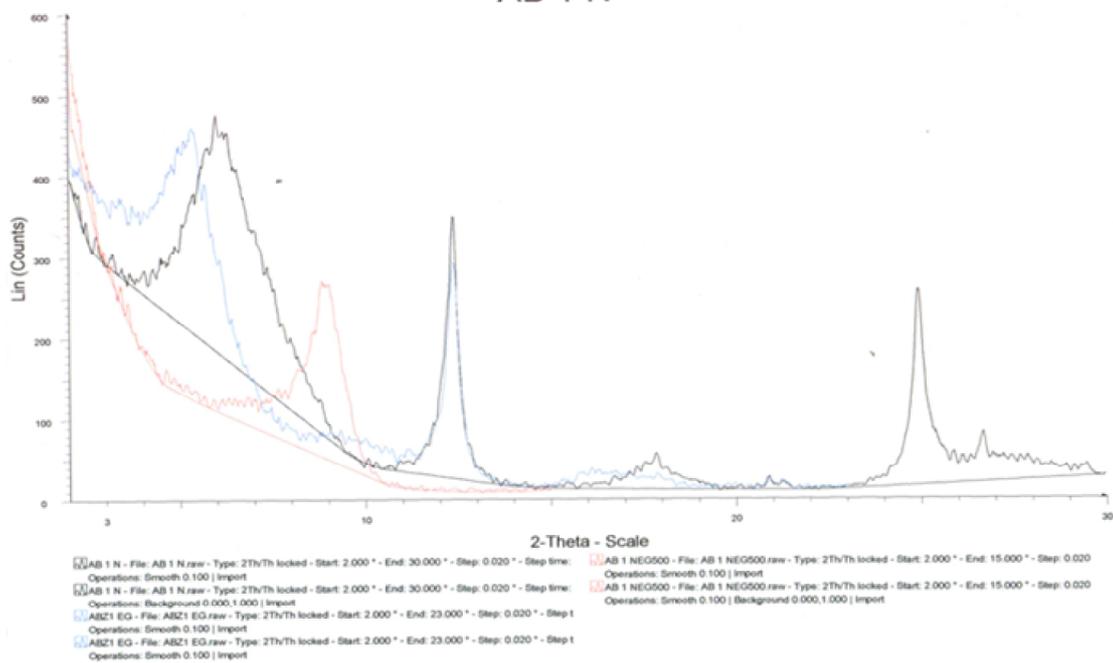
Tracer la courbe (droite) déformation finale de chaque éprouvette $\Delta H_f/H_i$ en fonction de $\lg \sigma$ (diagramme semilogarithmique). Par convention, la contrainte qui correspond à une déformation nulle est la pression de gonflement σ_g .

La valeur absolue de la pente de cette droite est appelée rapport (ou facteur) de gonflement R_g . On a donc la relation : $\Delta H_f/H_i = - R_g \lg (\sigma/\sigma_g)$

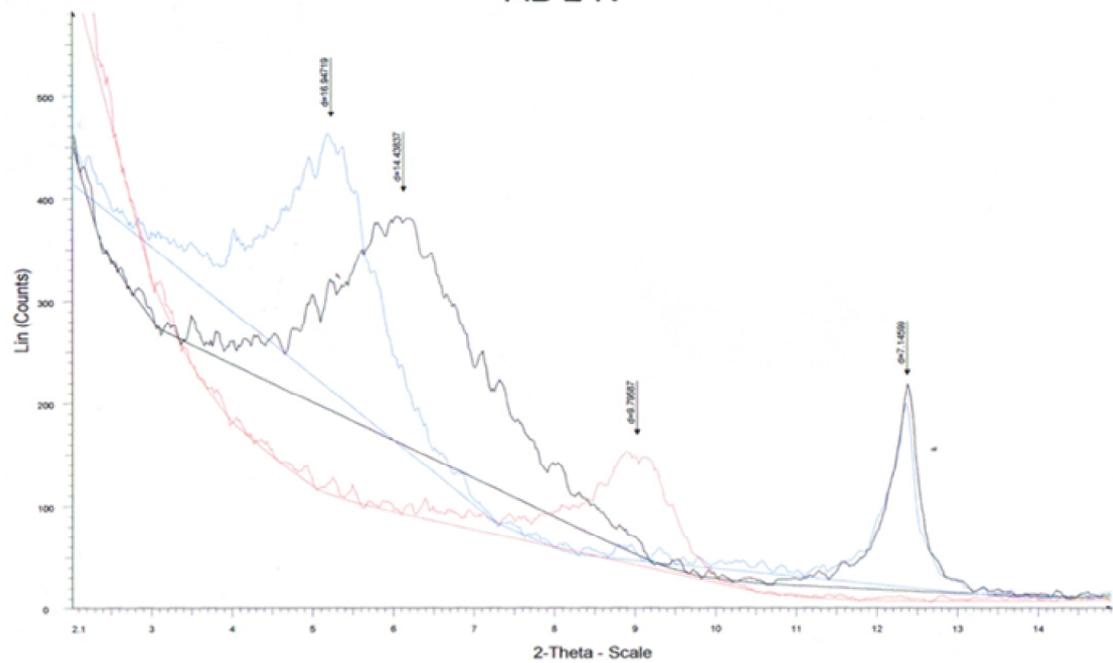


ANNEXE : C

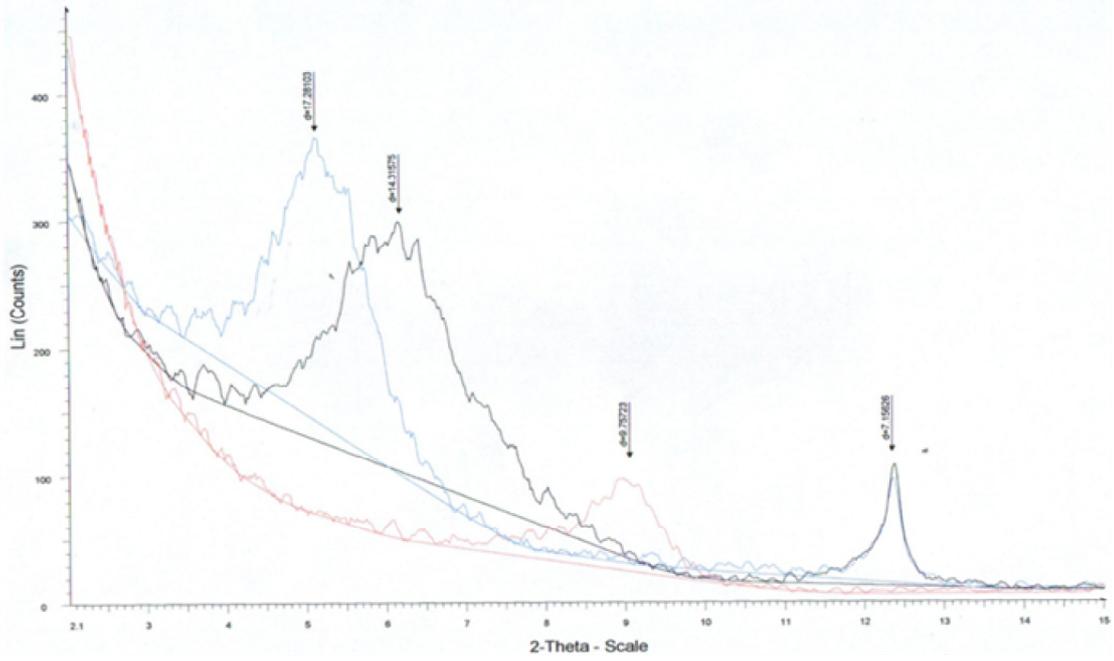
AB 1 N



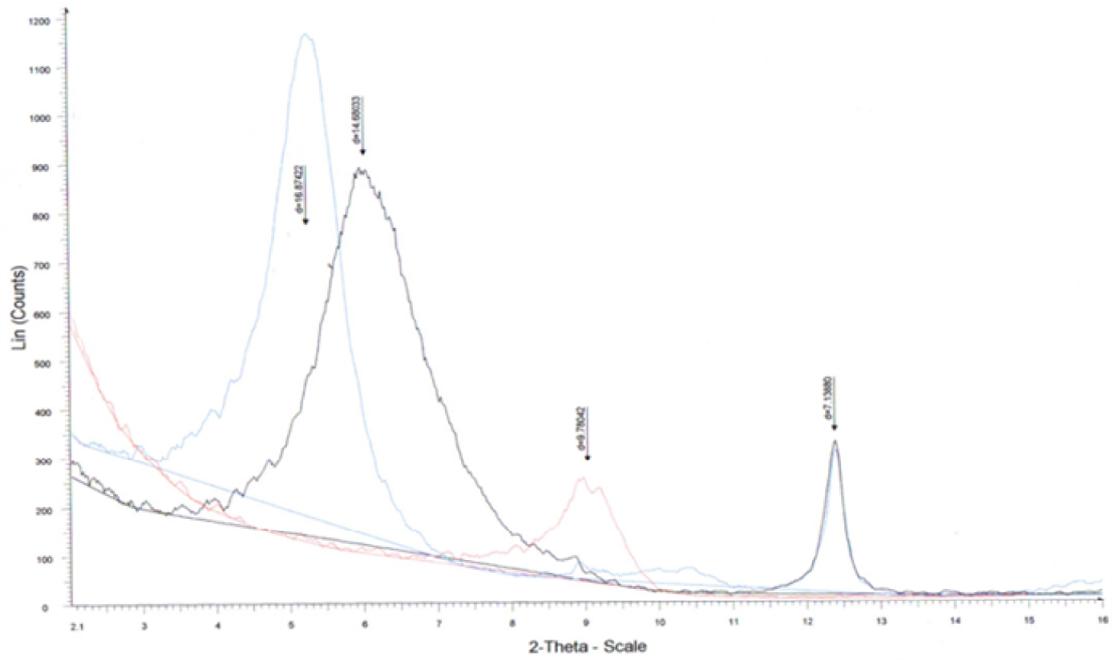
AB 2 N



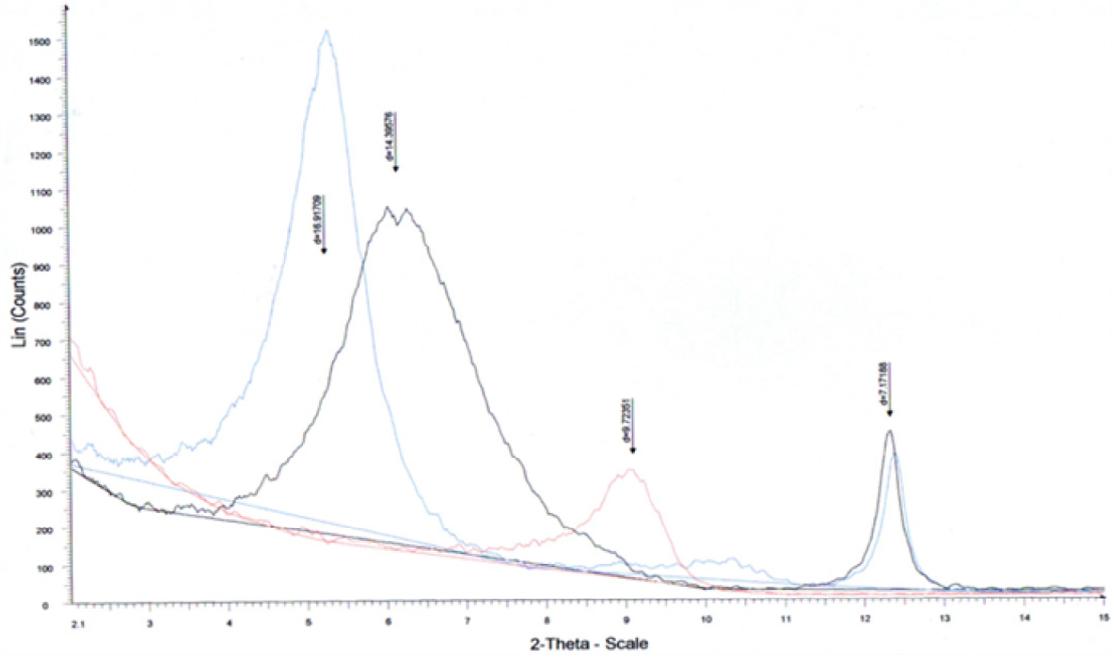
AB 3 N



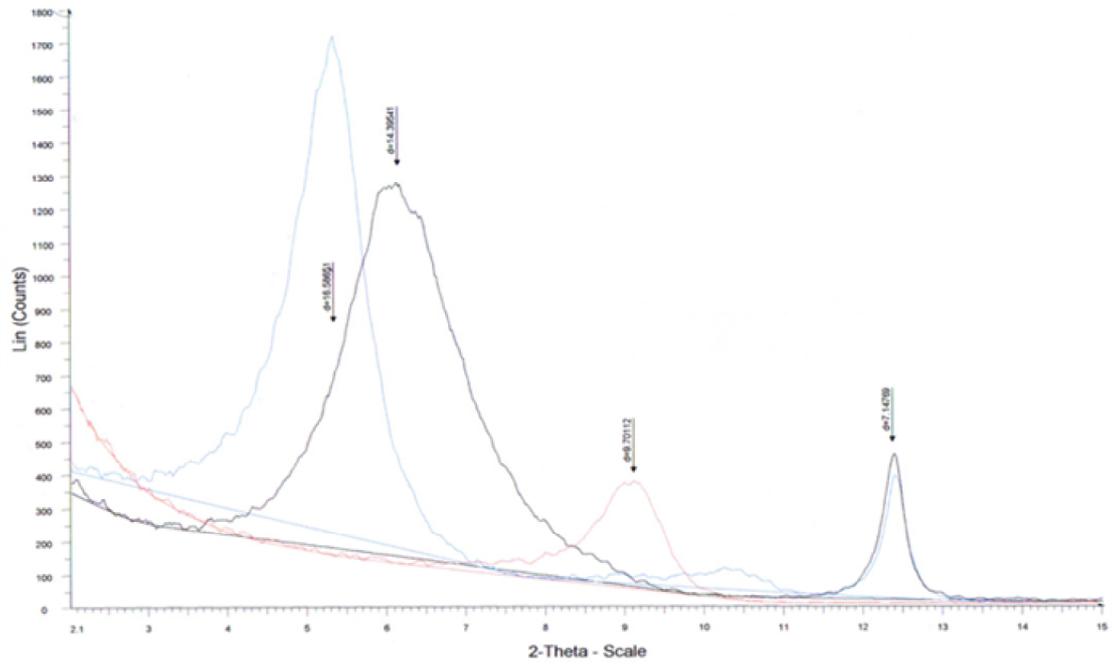
AB 4 N



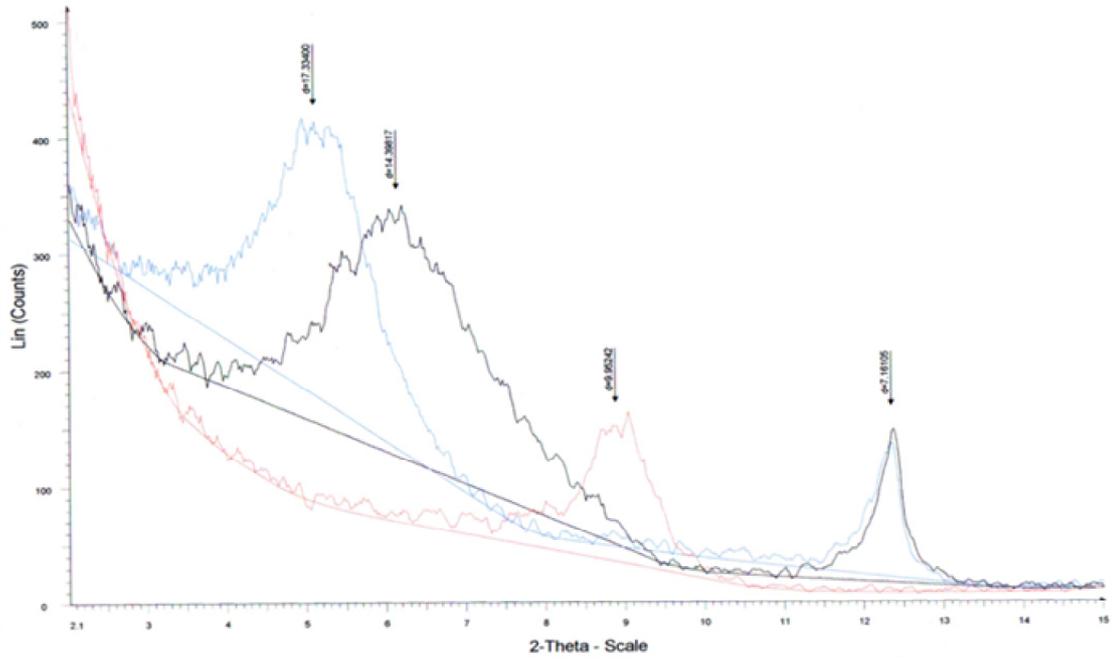
AB 5 N



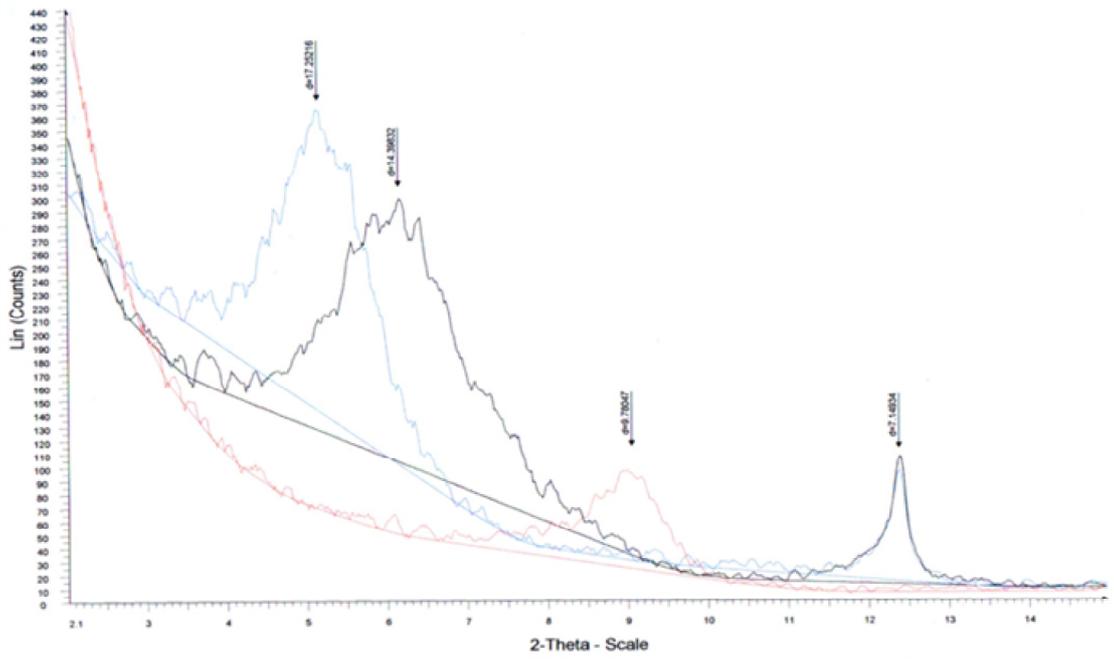
AB 6 N



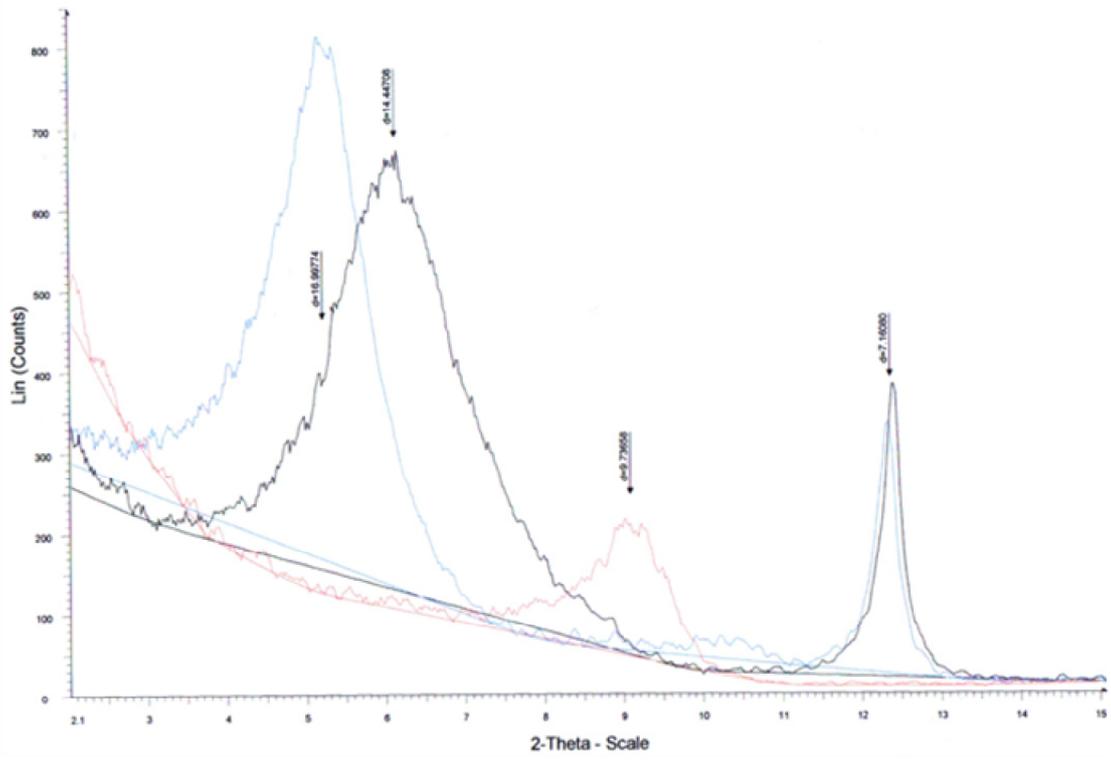
AB 7 N



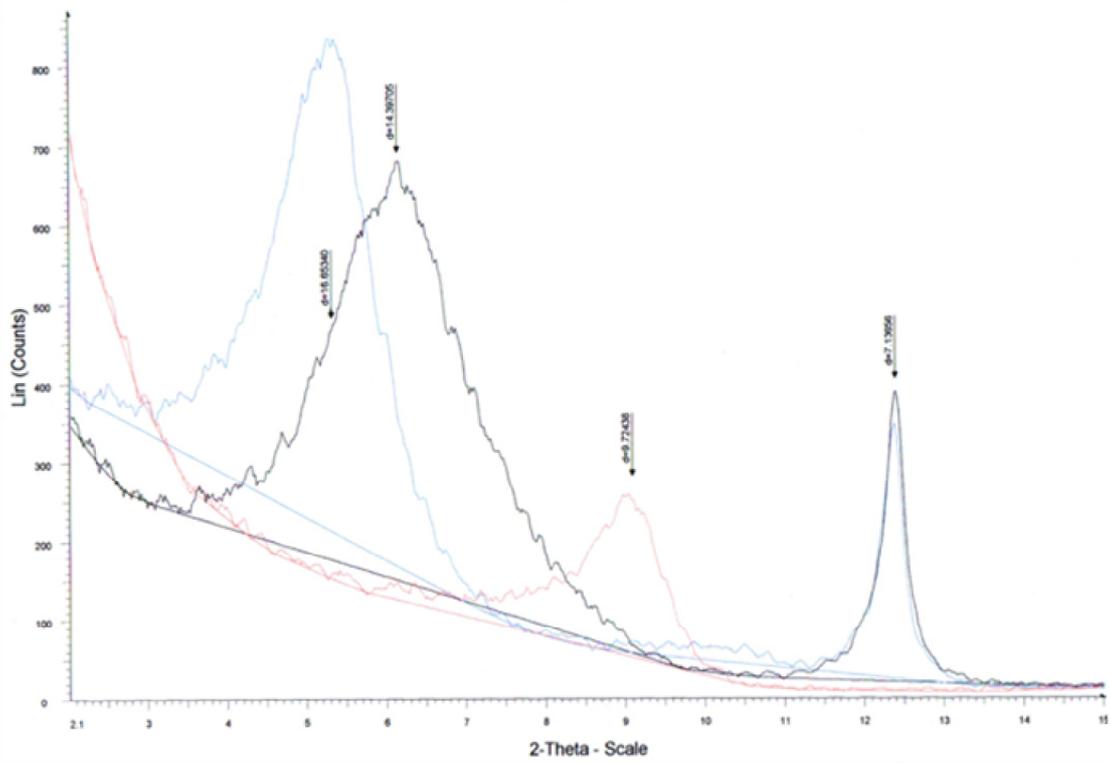
AB 8 N



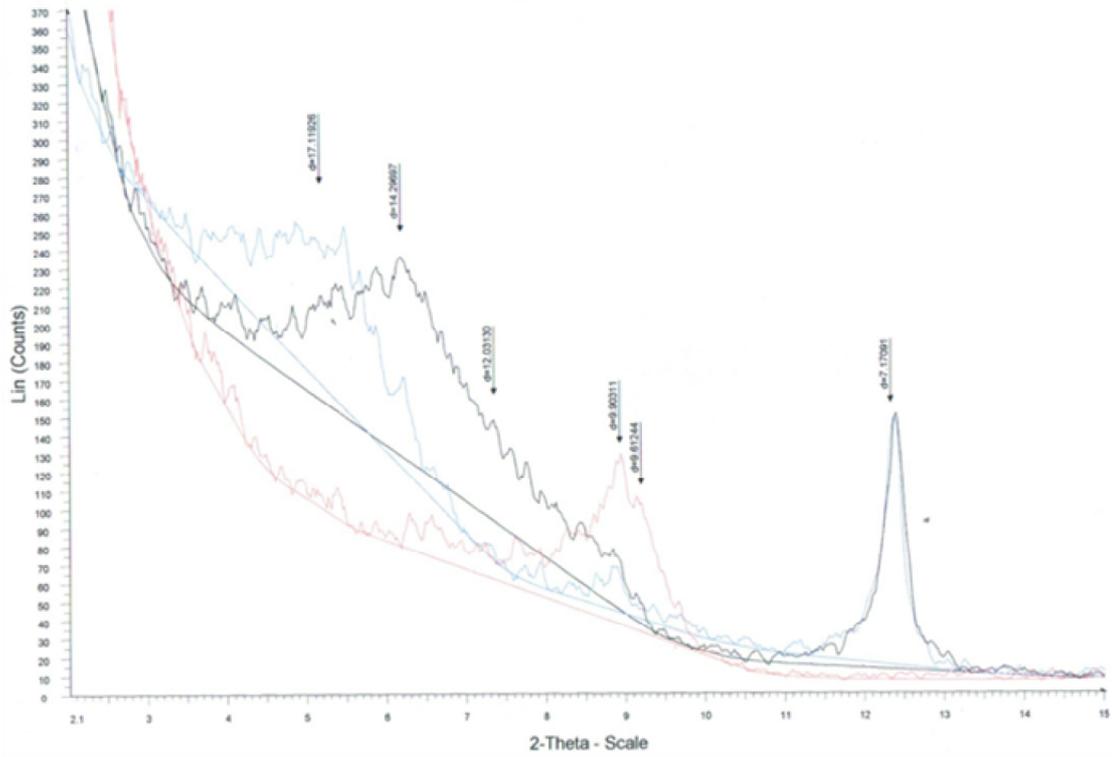
AB 9 N



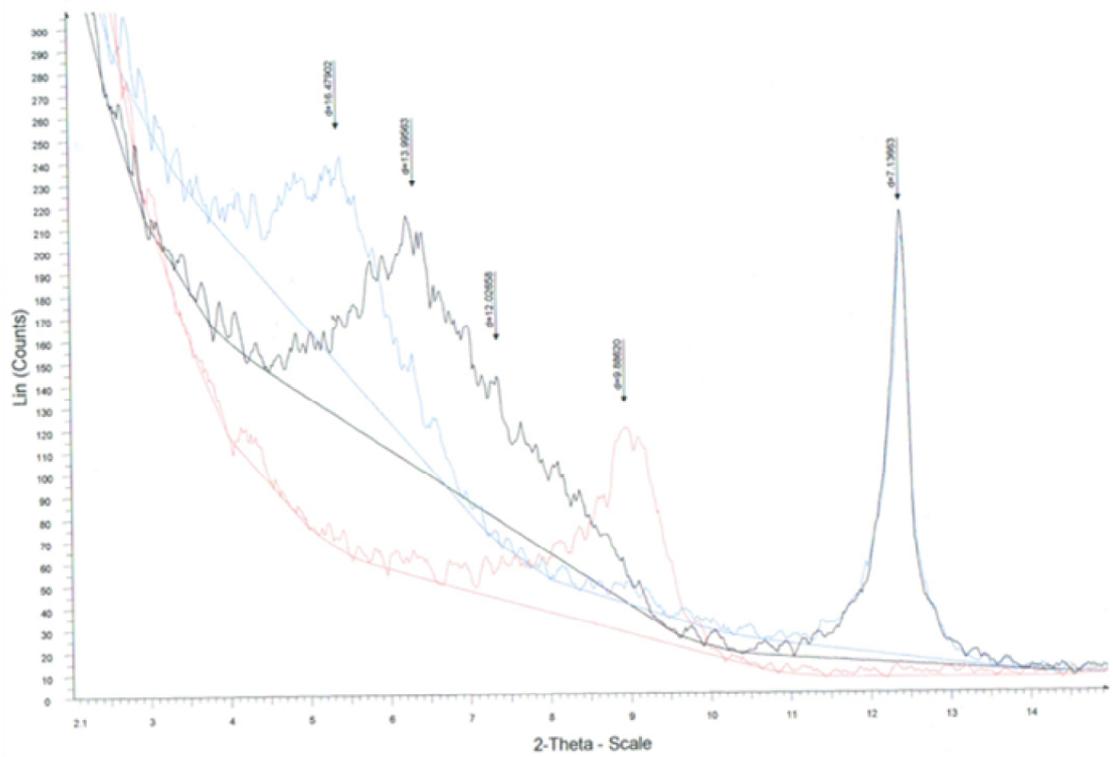
AB 10 N



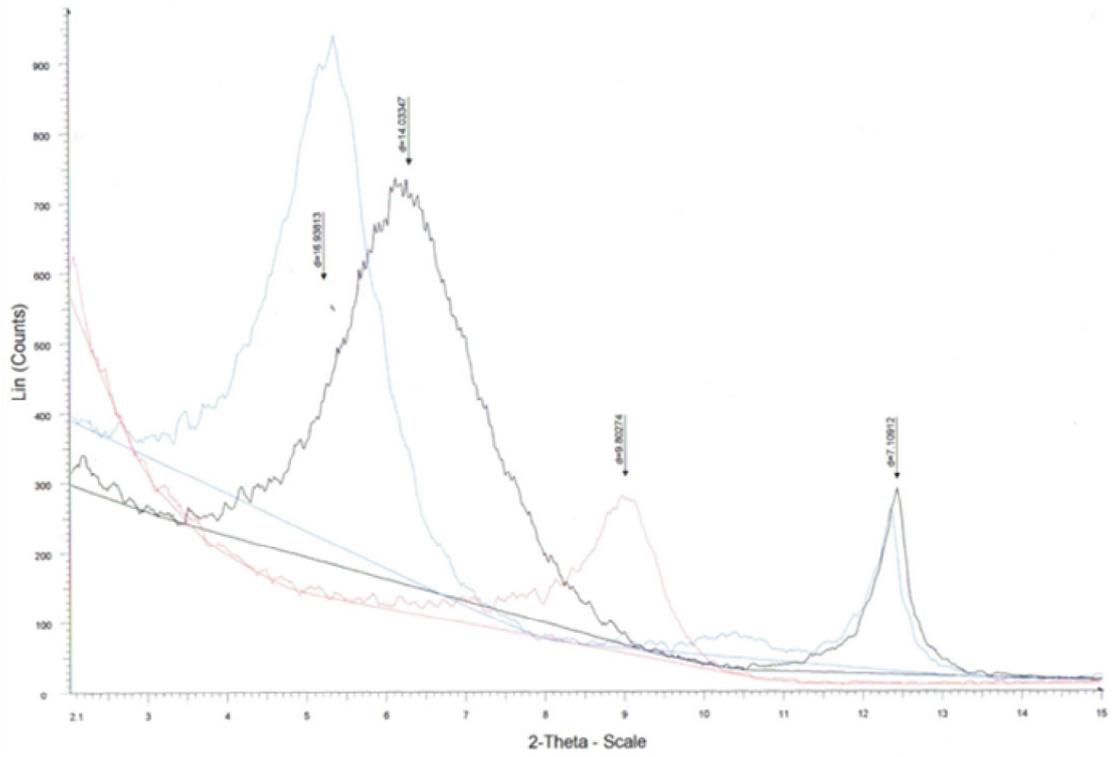
AB 11 N



AB 12 N



AB 13 N



AB 14 N

