

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N°d'ordre :

Série :



Pour l'obtention du diplôme de magistère en génie civil

**APPROCHE DES ETUDES GEOTECHNIQUES LIEES
A LA PATHOLOGIE DES OUVRAGES: ETUDE DE CAS**

OPTION : Mécaniques des matériaux, des sols et des structures

PAR : M^{elle} Hanane . HAZMOUNE

Devant le jury d'examen

Président : D^r Hacène .HOUARI

Rapporteur : D^r Abdelkader .BENAISSA

Examineur :D^r Abdelghani. BELOUAR

D^r Azdine. BOULFOUL

Professeur - Université de Constantine

MC/A - Université de Constantine

MC/A - Université de Constantine

MC/A - Université de Constantine

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil et en particulier :

Dr BENAÏSSA Abdelkader

Pour son précieux encadrement, son soutien moral et son aide précieuse durant toute cette période.

Je tiens à remercier aussi tous les gens qui m'ont aidé de près ou de loin à élaborer cet humble travail.

RÉSUMÉ.

Le mémoire présente les premières mesures géotechniques réalisées sur des argiles gonflantes d'une formation géologique plio - quaternaire et provenant d'un site sinistrés d'un quartier de la ville de Mila.

Dans la première partie de ce travail, la formation géologique argileuse est détaillée du point de vue lithologique. Les sols argileux ont été caractérisés du point de vue de leurs paramètres géotechniques les plus faciles à obtenir en laboratoire (plasticité, valeur de bleu, teneur en argile, etc.). On en déduit un classement de leurs potentiels de gonflement et de retrait pour chacun des sites étudiés.

Dans la deuxième partie, les paramètres géotechniques sont confrontés aux résultats obtenus par la microscopie électronique à balayage et la diffraction des rayons X.

Mots-clés: Argiles, Retrait Gonflement, Désordres, Caractérisation Géotechnique

الملخص.

موجز يقدم قياسات الجيوتقنية الأولية التي أجريت على الطين من التشكلات الجيولوجية « plio - quaternaire » ومن موقع الكارثة في حي من مدينة ميله. في الجزء الأول من هذا العمل ، هو مفصل في تشكيلات جيولوجية من طين نقطة الصخرية من رأي. اتسمت التربة الطينية من حيث المعلمات الخاصة بهم الجيوتقنية التي يسهل الحصول عليها في المختبر (المطاوعة ، قيمة الأزرق ، والمحتوى والصلصال ، والخ) .. وهذا يعطي ترتيب انكماش إمكاناتهم التورم ودرس لكل موقع. في الجزء الثاني ، تتم مقارنة المعلمات الجيوتقنية للنتائج التي تم الحصول عليها بواسطة المجهر الإلكتروني وحيود الأشعة السينية

كلمات البحث : طين ، سحب تورم والاضطرابات وتوصيف الجيوتقنية

ABSTRACT.

The brief presents preliminary geotechnical measurements carried out on clays of a geological formation Plio - Quaternary and from a disaster site in a neighbourhood of the city of Mila. In the first part of this work, the geological formation of clay is detailed lithological point of view. Clay soils have been characterized in terms of their geotechnical parameters that are easiest to obtain in the laboratory (plasticity, blue value, clay content, etc.). This gives a ranking of their potential swelling and shrinkage for each site studied. In the second part, the geotechnical parameters are compared to results obtained by scanning electron microscopy and X-ray diffraction

Keywords: Clay, Swelling, Shrinkage, Identification, Geotechnical Characterization.

TABLE DE MATIERES

Partie théorie	
Introduction générale.....	1
I-Etat des connaissances sur les phénomènes de gonflement.....	6
I.1 Introduction.....	6
I.2 Les argiles.....	6
I.3 Les type d'argile.....	7
I.3.1 La kaolinite.....	7
I.3.2 La montmorillonite.....	8
I.3.3 L'illite.....	9
I.3.4 Conclusion.....	11
I.4 Mécanismes de gonflement.....	11
I.4.1 Introduction.....	11
I.4.2 Déséquilibre hydrique du sol.....	11
I.4.3 Le gonflement du a une modification de l'état des contraintes.....	14
II- Méthodes des d'analyse des argiles.....	17
II.1 Essai œdométrique.....	17
II.1.1 Introduction.....	17
II.1.2 Œdomètre.....	17
II.1.2.1 Cellule œdométrique.....	17
II.1.2.2 Système de mise en charge.....	18
II.1.3 Essai œdométrique à chargement par paliers.....	18
II.1.3.1 Courbe de consolidation.....	19
II.1.3.2 Courbe de compressibilité.....	20
II.1.3.3 Paramètres de compressibilité.....	20
II.1.3.4 Indices de compression et de gonflement.....	21
II.1.3.5 Détermination du coefficient de consolidation.....	21
II.1.4 Conclusion.....	21
II.2 Analyse aux rayons X.....	21
II.2.1 Introduction.....	21
II.2.2 Application aux minéraux cristallisés simple accompagnant les argiles.....	22
II.2.3 Application aux minéraux argileux.....	22
II.2.4 Tests de comportement pour la détermination des minéraux argileux à l'aide des rayons X.....	23
II.2.5 Détermination pratique des minéraux argileux simples et interstratifiés.....	23
II.2.6 Les minéraux interstratifiés rappel sur la structure.....	25
Partie pratique	
I- Situation géographique et géologie du site de l'étude.....	27
I.1 Situation géographique du site de l'étude.....	27
I.1.1 Topographie et géomorphologie.....	28
I.1.2 Description lithostrotigraphique.....	29
II- Etude hydro climatologique.....	33
II.1 Introduction et objectif de l'étude.....	33
II.2 Eléments de climatologie.....	33
II.3 L'hydrogéologie du site.....	33
II.4 Inventaire des points d'eau.....	33
II.5 Profondeur des eaux du système aquifère.....	34

II.6 Piézométrie et gradient hydraulique.....	35
III- Etude géotechnique.....	38
III.1 Analyse aux rayons X du site 185 logements MILA.....	38
III.1.1 Exemples de diffractogrammes.....	39
III.2 Programme de reconnaissons géotechnique.....	42
III.2.1 Essais identification et classification des sols.....	42
1.a Identification physique.....	42
1.b Analyses granulométriques.....	43
1.c Les limites d'Atterberg.....	44
1.d Analyses chimiques.....	52
1.e Conclusion.....	55
III.2.2 Essai de compressibilité.....	56
III.2.3 Essai de cisaillement.....	65
IV- Les modèle d'estimation du gonflement.....	67
IV.1 Les méthodes indirectes.....	67
IV.2 Méthodes directes de mesure du gonflement.....	75
IV.3 Conclusion.....	79
Conclusions générales	
Références bibliographique	

LISTE DE FIGURES

Fig.a.1 – Le tétraèdre, élément structural de base des silicates.....	6
Fig.a.2 – Réseau hexagonal plan des tétraèdres des phyllosilicat.....	7
Fig.b – Couche octaédrique.....	7
Fig.I.3.1 – Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite.....	8
Fig.I.3.2 – Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite.....	9
Fig.I.3.3 – Structure élémentaire du réseau cristallin de l’illite.....	10
Fig.I.4.2.1 – Diagramme de pression interstitielle en fonction de la profondeur et sous gradient d’évaporation nul.....	12
Fig.I.4.2.2 – Gradient d’évaporation faible, sol toujours saturé.....	12
Fig.I.4.2.3 – Gradient d’évaporation élevé, « de saturation » du sol en surface.....	13
Fig.I.4.2.4 –Principe d’évaporation de la succion au cours d’une saison pluvieuse (d’après J.E.Jennings).....	14
Fig.I.4.3 – Schématisation d’un terrain situé au dessus de la nappe.....	15
Fig.II.1.2 – Appareil de consolidation unidimensionnelle (œdomètre T300).....	18
Fig.II.1.3.1 – Courbe de consolidation d’un sol fin.....	19
Fig.II.1.3.2 – Courbe de compressibilité d’un sol fin.....	20
Fig.I.1 – Carte topographique.....	28
Fig.I.1.2 – Carte géologique.....	30
Fig.I.2 – Coupe géologique du site.....	31
Fig.II.4 – Carte d’inventaire des points d’eau.....	34
Fig.II.6.1 – Evolution de la piézométrie du site d’étude.....	36
Fig.II.6.2 – Carte d’iso profondeur des eaux.....	37
Fig.III.1a – Echantillon N°1.....	40
Fig.III.1b – Echantillon N°2.....	41
Fig.1.c.1 – Les limites d’Atterberg de 185 logements LSP.....	45
Fig.1.c.2 – Les limites d’Atterberg de CW52.....	51
Fig.1.c.3 – Les limites d’Atterberg de RN27.....	52
Fig.IV.2.1 – Méthode de gonflement libre à l’appareil œdométrique et triaxial.....	76
Fig.IV.2.2 – Méthode de gonflement sous différentes charges à l’appareil œdométrique et triaxial.....	77
Fig.IV.2.3 – Méthode de gonflement à volume constant.....	78
Fig.IV.2.4 – Méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D 45 46-90.....	78

LISTE DE TABLEAUS

Tableau II.2.6 – Détermination des minéraux interstratifiés basée sur la réflexion 001 entre 20 et 32Å.....	26
Tableau II.3 – L'exemple le plus fréquemment rencontré dans les argiles.....	26
Tableau III.1 – Récapitulatif des résultats des rayons X.....	39
Tableau 1.a.1 - Résultats des essais physiques de 185 logements LSP.....	42
Tableau 1.a.2 – Résultats des essais physiques de CW52.....	43
Tableau 1.a.3 – Résultats des essais physiques de RN27.....	43
Tableau 1.c.1 – Les limites d'Atterberg de 185 logements LSP.....	44
Tableau 1.1 – Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement.....	47
Tableau 1.2 – Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955).....	47
Tableau 1.3 – Potentiel de gonflement d'après Seed et al (1962).....	48
Tableau 1.4 – Potentiel de gonflement d'après Ranganathan et Satyanarayana (1965).....	48
Tableau 1.5 – Potentiel de gonflement d'après Holtz et al (1973).....	48
Tableau 1.6 – Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurthy et Raman (1973).....	48
Tableau 1.7 – Potentiel de gonflement d'après Chen (1975).....	49
Tableau 1.8 – Potentiel de gonflement d'après BRE (1980).....	49
Tableau 1.9 – Potentiel de gonflement d'après Chen (1988).....	49
Tableau 1.10 – Sensibilité d'une argile au retrait- gonflement d'après Chassagneux et al (1995).....	49
Tableau 1.11 – Sensibilité d'une argile au retrait- gonflement d'après Mastchenko (2001)	50
Tableau 1.c.2 – Limites d'Atterberg de CW52.....	50
Tableau 1.c.3 – Limites d'Atterberg de RN27.....	52
Tableau a – Résultats de l'analyse chimique de 185 logements LSP.....	54
Tableau b – Résultats de l'analyse chimique de CW52.....	55
Tableau c – Résultats de l'analyse chimique de RN27.....	55
Tableau 1 – Récapitulatif d'essai œdométrique de 185 logements LSP.....	56
Tableau 2 – Récapitulatif d'essai œdométrique de CW52.....	56
Tableau 3 – Récapitulatif d'essai œdométrique de RN27.....	56
Tableau a – Récapitulatif d'essai de cisaillement de 185 logements logements LSP.....	65
Tableau b – Récapitulatif d'essai de cisaillement de CW52.....	66
Tableau c – Récapitulatif d'essai de cisaillement de RN27.....	66
Tableau IV.1 – Modèles d'estimation du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g).....	68
Tableau IV.1.1 – Modèle de Seed et al (1962).....	68
Tableau IV.1.2 – Modèle de Komomik et David (1969).....	69
Tableau IV.1.3 – Modèle de Komomik et David (1969).....	70
Tableau IV.1.4 – Modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).....	71
Tableau IV.1.5 – Modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).....	72
Tableau IV.1.6 – Modèle de Didier et al (1973).....	73
Tableau IV.1.7 – Modèle d'O'Neil et ghazzaly (1977).....	74
Tableau IV.1.8 – Modèle de Johnson et Snethen (1978).....	74
Tableau IV.1.9 – Modèle de Guiras- Skandaji (1996).....	75

PROBLEMATIQUE :

Lorsque les désordres affectant un ouvrage semblent trouver leur origine dans un problème de sol, le géotechnicien est fréquemment sollicité pour déterminer les causes du sinistre et préconiser des remèdes. S'il peut paraître plus facile de « démontrer » à posteriori la cause d'un sinistre que de prévenir son apparition, encore faut-il que le géotechnicien évite le piège de restreindre sa recherche à sa spécialité car les problèmes de sol ne sont pas la seule source de désordres sur les ouvrages.

Une étude pathologique doit donc se concevoir comme une enquête et il convient, préalablement, de recueillir tous les indices disponibles pour les analyser avant de proposer une hypothèse sur la cause d'un sinistre, ceci en évitant toute idée préconçue. Les investigations viendront ensuite confirmer, ou infirmer, cette hypothèse et devront permettre la définition, et éventuellement le dimensionnement, des remèdes.

Cette recherche sera menée sur la cité de 185 logements se situe au Nord-Ouest de la ville de Mila, elle est composée de 17 bâtiments réalisés en gradin de R+4 constituant un programme de logements sociaux repartis sur quatre tranches, réalisées comme suit :

- 25 logements (tranche 1999) ;
- 40 logements (tranche 2000) ;
- 90 logements (tranche 2001)
- 30 logements (tranche 2002).

Que présentent des signes d'instabilité et certains sont déclarés « inhabitables ».

PLAN DE TRAVAIL :

Le travail de recherche va s'articuler de la manière suivante :

- Recueil, sur le site, des données sur l'ouvrage et son contexte.
- Ses données portent sur :
 - Les fondations de l'ouvrage ;
 - La géologie ;
 - L'environnement ;
 - Les phénomènes extérieurs...
- Inventaire des désordres affectant l'ouvrage :
 - Fissuration des murs ;
 - Ouverture de joints de rupture ;
 - Phénomènes de distorsion ;
 - Basculement de l'ouvrage...
- Approches des causes :
 - Analyse des désordres ;
 - Hypothèses sur les causes ;

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage est à usage d'habitation. Il est composé de huit blocs en R+4, jumelés deux à deux, réalisés en portiques autostable (poteaux et poutres) dans les deux sens, avec du corps creux et hourdis pour remplissage, reposant sur le sol par des semelles filantes croisées dans les deux sens. L'ancrage des bâtiments est à environ de 2,50 m par rapport à la côte du terrain naturel et rigidifié par un voile périphérique de 15 cm d'épaisseur.



Cité des 185 logements

PATHOLOGIE DES BÂTIMENTS ET DIAGNOSTICS DES DÉSORDRES :

On parle d'état pathologique d'un bâtiment quand apparaît dans celui-ci une anomalie ou une dégradation en rapport avec les notions fondamentales suivantes : sécurité, habitabilité.

Les désordres constatés sur les bâtiments concernent plus particulièrement les deux blocs situés en contrebas du talus (40 logements - tranche 2000 -). Ils peuvent être résumés comme suit :



- Û Endommagement des réez de chaussée des deux blocs;
- Û Réez de chaussée entièrement « refait » en maçonnerie.



- ü Tassement différentiel de l'angle du bâtiment.
- ü Fissurations au niveau des nervures des semelles filantes.



- ü Ouverture des joints de dilatation d'environ 15 cm jusqu'au dernier niveau.



Ü Propagation des fissures au niveau des parois en maçonnerie (jusqu'au dernier niveau)

PLAN DU MEMOIRE :

Le travail est constitué à deux grande partie :

PARTIE 1 :

Partie théorie du mémoire est base sur :

I- Etat des connaissances sur les phénomènes de gonflement.

I.1 Les argiles.

I.2 Mécanismes de gonflement.

II- Méthodes d'analyse des argiles.

II.1 Essai œdométrique.

II.2 Analyse aux rayons X.

PARTIE 2 :

Partie pratique de la thèse qui divis à :

I- Situation géographique et géologie du site de l'étude.

I.1 Situation géographique du site de l'étude.

I.2 Situation géologique du site de l'étude.

II- Etude hydro climatologique.

II.1 Introduction et objectif de l'étude.

II.2 Eléments de climatologie.

II.3 L'hydrogéologie du site.

II.4 Inventaire des points d'eau.

II.5 Profondeur des eaux du système aquifère.

II.6 Piézométrie et gradient hydraulique.

III- Etude géotechnique.

III.1 Analyse aux rayons X du site de l'étude.

III.2 Programme de reconnaissons géotechnique.

IV- Les modèles d'estimation du gonflement.

IV.1 Les méthodes indirectes.

IV.2 Les méthodes directes.

CHAPITRE I

ETAT DES CONNAISSANCES SUR LES PHENOMENES DE GONFLEMENT

I.1 INTRODUCTION :

La composition minéralogique des sols dépend directement de celle de la roche mère. L'altération peut cependant modifier cette composition (dissolution de certains sels par l'eau, réaction avec CO_2 , avec les acides échanges ioniques...).

On pourrait croire que les caractéristiques physiques et mécaniques des sols dépendent de leur nature d'une façon importante et qu'il serait donc possible de déduire le comportement d'un sol à partir de la connaissance de sa minéralogie, c'est une illusion car de nombreux autres facteurs interviennent (porosité, structure, teneur en eau, vitesse de sollicitation...).

Cependant pour les sols fins, certaines propriétés peuvent être prévues à partir de la composition minéralogique qui peut être utile parce que plus facile à réaliser par les essais géotechniques.

Les minéraux les plus abondants dans les sols sont les silicates qui forment 90% des sols mondiaux. Les autres composants sont principalement, des carbonates, des phosphates, des oxydes... et aussi parfois des matières organiques.

I.2 LES ARGILES :

Les particules d'argiles sont généralement très petites ($< 2\mu\text{m}$) elles sont composées de silicates hydratés d'aluminium et partiellement de magnésium... se présentant sous différentes formes qui peuvent être regroupées en :

- Kaolinite
- Illites
- Montmorillonite (Smectite)

Ce sont des silicates lamellaires ou phyllo silicates qui résultent de l'empilement de deux formes minéralogiques de base, les feuillets tétraédriques et les feuillets octaédriques.

a) Les feuillets tétraédriques :

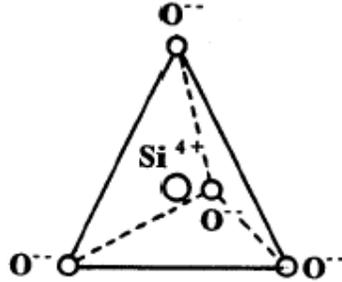


Fig.a.1 - Le tétraèdre, élément structural de base des silicates

Sont composés de tétraèdre SiO_4 , avec leur base dans un même plan, pointant leur sommet du même coté et formant un réseau plan d'anneaux hexagonaux, ces feuillets sont chargés négativement.

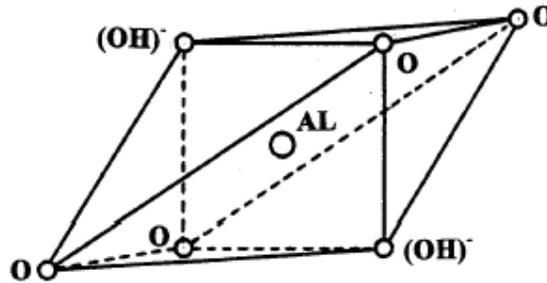


Fig.a 2 -Réseau hexagonal plan des tétraèdres des phyllosilicates

b) Les feuillets octaédriques :

Sont composés d'octaèdre $\text{AL}(\text{OH})_6$ (ou éventuellement de $\text{Mg}(\text{OH})_6$) formant également un réseau d'anneaux octogonaux. Ces feuillets de gibbsite ou de bru cite sont neutres électriquement.

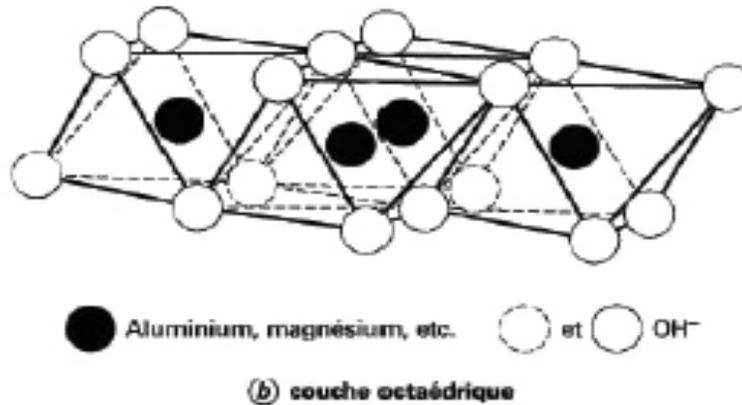


Fig.b – Couche octaédrique.

I.3 LES TYPE D'ARGILES :

I.3.1 La kaolinite :

C'est un empilement de feuillet double tétraédrique et octaédrique d'épaisseur de 0.72nm. Les liaisons sont dues à H⁺ et à des valences secondaires elles sont fermes. La kaolinite résulte d'une altération en climat chaud et humide - ces caractéristiques sont relativement peu influencées par l'eau.

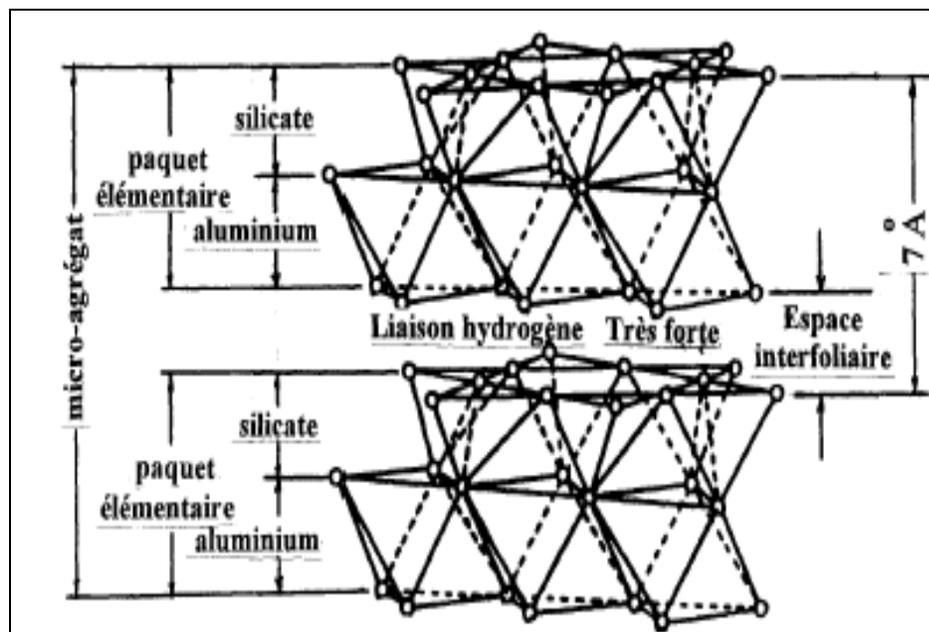


fig.I.3.1- Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite.

I.3.2 La montmorillonite :

C'est un empilement de feuillets triples composés d'un feuillet octaédrique compris entre deux feuillets tétraédriques. La liaison entre les tris couches se fait par des valences secondaires et des liaisons ioniques elle est très faible et l'eau peut entrer entre les feuillets triples et causer ainsi un gonflement.

Celui-ci peut être très gênant pour les fondations et les ouvrages souterrains.

La smectite provient de sédiment des régions semi aride ou de l'altération marine de cendres volcaniques élément principal de la bentonite.

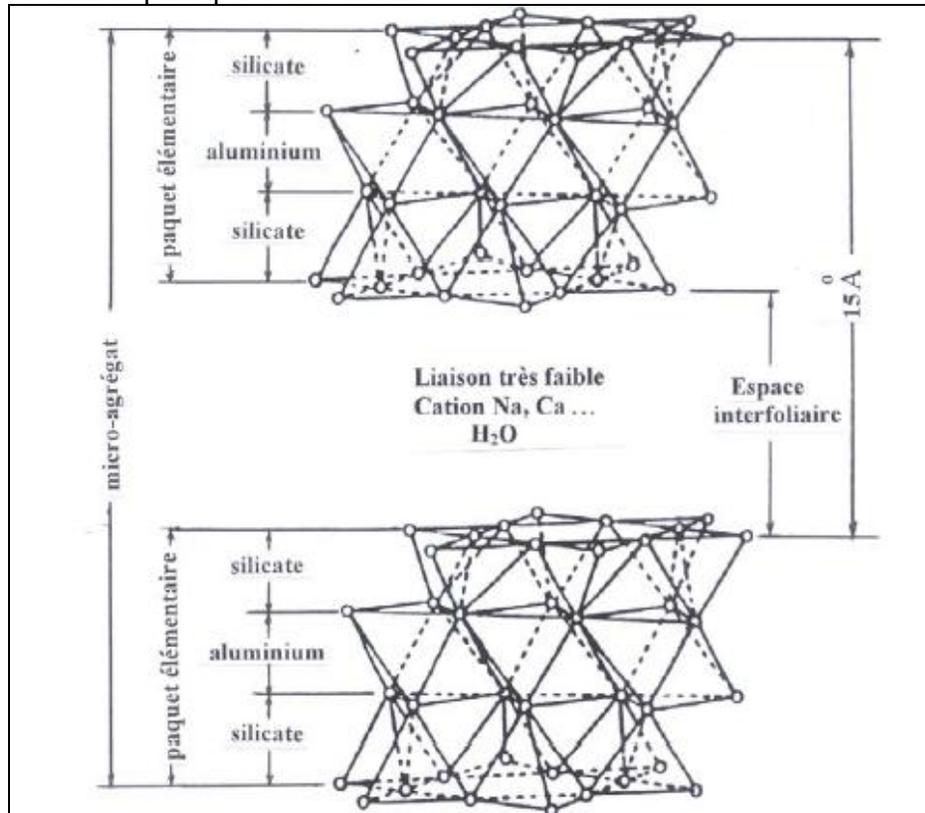


Fig.I.3.2- Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite.

I.3.3 L'illite (mica) :

Formée des mêmes feuillets triples que la montmorillonite mais solidarisés (ions K⁺) fermement, L'illite n'est pas gonflante. Elle provient de l'altération des sols des régions arides et aussi tempérées, Sa susceptibilité à l'eau est entre celle de kaolinite et de la montmorillonite.

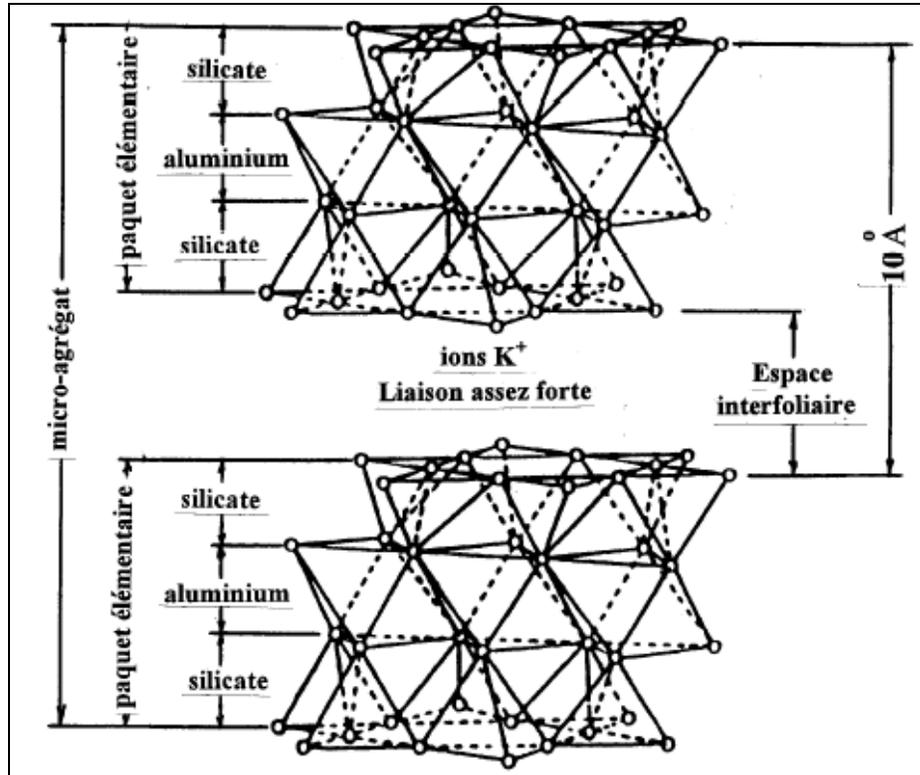


Fig.I.3.3- Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite.

Les grains d'argiles sont constitués d'un empilement de phyllosilicate souvent de plusieurs natures. À cause de la structure de ces phyllosilicates les grains ainsi formés sont de forme aplatie et leurs faces sont chargées négativement.

L'épaisseur des grains dépend de la grandeur des forces d'attractions entre feuillets (quelques nm). Alors que pour la kaolinite l'épaisseur est comprise entre 50nm à 2 µm pour l'illite est de quelques 300nm.

Les diamètres des grains des différentes formes minéralogiques varient moins que leur épaisseur, pour la montmorillonite ils sont compris entre 0.1 et 1µm, la kaolinite entre 0.3 et 4µm.

Dans la nature les argiles sont souvent partiellement ou complètement saturées, Les eaux interstitielles contiennent d'autre part le plus souvent des cations dissous qui peuvent réagir avec les particules superficielles des grains d'argiles qui sont chargées négativement. Les propriétés mécaniques dépendent d'une manière importante de cette interaction entre les particules solides et l'eau.

Les faces des plaquettes d'argiles chargées négativement attirent et fixent plus ou moins rigidement les anions présent dans l'eau : C'est le phénomène d'adsorption les molécules d'eau s'orientent et se fixent à la surface des grains.

La première couche est très dense (40% en plus que l'eau libre) est formée de molécules bien orientées. La deuxième est moins polarisée à cause de la forme même des molécules d'eau et de la présence de cation à partir de la quatrième ou cinquième couche, la polarisation devient faible.

L'eau absorbée a des propriétés proches de celles d'un solide. À la surface du minéral sa viscosité diminue au fur et à mesure que l'on s'écarte du solide.

Les cations sont également attirés par la surface chargée négativement mais sont diffusés par leur énergie thermique, Leur densité décroît de la surface vers la solution- couche double diffuse. Les propriétés mécaniques des argiles sont grandement influencées par la présence de la couche d'eau adsorbée et de la couche double diffuse. Les cations de cette dernière peuvent être remplacé par d'autre, une modification peut ainsi prendre place.

I.3.4 Conclusion :

Certaines argiles principalement celles contenant de la montmorillonite gonflent par adsorption d'eau quand elles ne sont pas soumises à une compression suffisante et inversement se contractent lors d'un assèchement. Ce phénomène est très gênant pour les constructions légères ou les éléments de construction peu pesants reposant sur ce type de sols soumis à des variations de sa teneur en eau. Dans le cas de ces sols, déterminer les caractéristiques de gonflement et prévoir des dispositifs tendant à éviter les variations de la teneur en eau, à s'opposer à la pression de gonflement, à isoler la zone où des variations de volume se produisent.

I.4 MECANISMES DE GONFLEMENT :

I.4.1 Introduction :

Nous venons de voir que le gonflement inter foliaire était, pour certaines argiles, plus spécifiquement lié à une augmentation de la teneur en eau et à une acquisition de cette eau au sein de leur structure même.

Mais le phénomène de gonflement, de la même manière que le tassement, peut être relié à une modification des contraintes dans le sol en présence d'eau et on parlera alors de gonflement inter particulaire.

I.4.2 Déséquilibre hydrique du sol (phénomène de succion) :

Dans tout ce qui suit, deux hypothèses seront considérées :

- Sol homogène non chargé.
- Nappe à profondeur constante, H_0 .

1^{er} cas :

Dans ce cas, la teneur en eau du sol argileux est constante. Quelle que soit la profondeur et elle égale à sa teneur en eau de saturation. Au – dessus de la nappe, la pression interstitielle u de l'eau au point M est inférieure à la pression atmosphérique, on la définira par la relation : $u = - \gamma_w * z$. elle apparaît donc comme négative, elle correspond à la succion du sol argileux, c'est-à-dire son aptitude à aspirer l'eau qui l'entourne pour rester à saturation. en surface, la valeur de la succion est : $+\gamma_w * H_0$ (figure (I.4.2.1)).

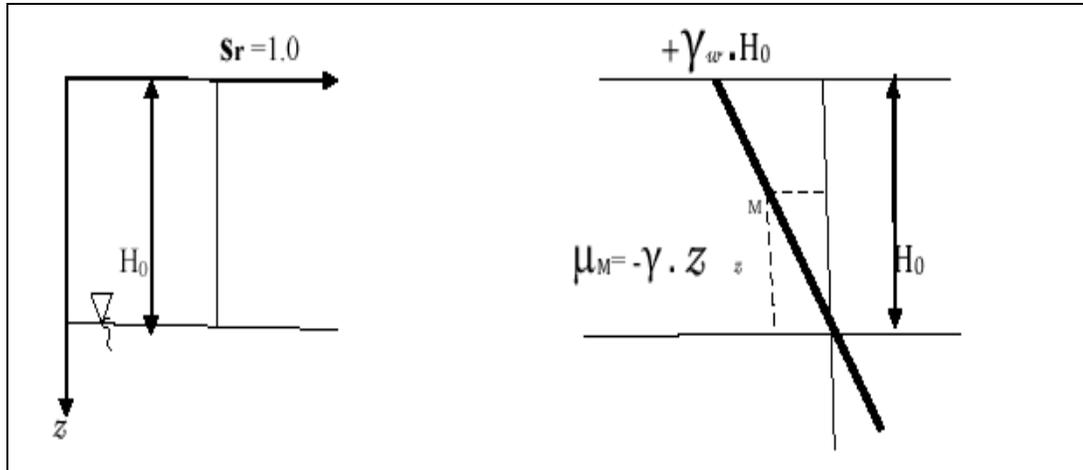


Fig. I.4.2.1- Diagramme de pression interstitielle en fonction de la profondeur et sous gradient d'évaporation nul.

2^{ème} cas :

Supposons maintenant que ce même sol argileux subisse un gradient d'évaporation suffisamment faible pour le maintenir saturé. En supposant également que la nappe reste alimentée pour se maintenir au même niveau, nous obtenons alors un diagramme de pression interstitielle donne sur la figure (I.4.2.2) Le gradient d'évaporation conduit ainsi à une succion en surface, supérieure à celle du cas précédent et qui atteindra une valeur limite $+\gamma_w \cdot H_0$, valeur au-delà de la quelle le sol deviendra non saturé.

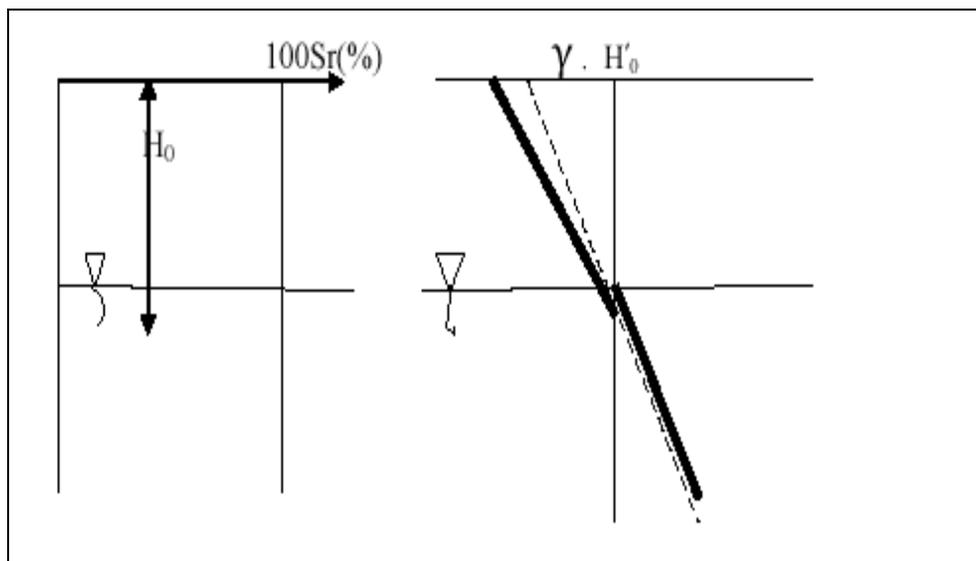


Fig. I.4.2.2- Gradient d'évaporation faible, sol toujours saturé

3^{ème} cas :

Supposons enfin que ce même sol argileux subisse un nouveau gradient d'évaporation, cette fois – ci suffisamment forte pour « le dé saturer ». En supposant encore que la nappe reste au même niveau, nous obtenons le diagramme de pression interstitielle donné sur la figure (I.4.2.3), qui précise également l'évolution de la teneur en eau. La succion obtenue en surface pourra alors avoir des valeurs très importantes dépendant du gradient d'évaporation $\gamma_w \cdot H_0$

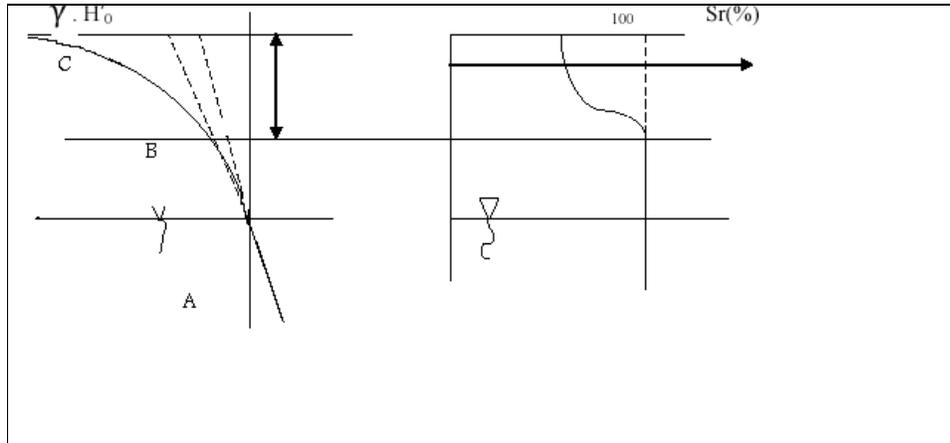


Fig. I.4.2.3- Gradient d'évaporation élevé, « dé saturation » du sol en surface

D'après la figure (I.4.2.3), on peut remarquer qu'il ya une relation étroite entre l'évolution de la succion en fonction de la saturation.

Entre A et B, le sol est saturé, donc la succion interstitielle est donnée par :

$$u_M = - \gamma_w \cdot Z.$$

Entre B et C, correspondant à la zone influencée par le gradient d'évaporation élevé, le sol considéré n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est fonction de pression d'eau (u_a) dans le sol, u^* , on pression d'eau u_w interstitielle équivalente est évaluée par :

$$u^* = u_a + x (u_w - u_a).$$

Où : x : est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol, x varie entre 0 et 1 est égale à 1 pour un sol saturé d'après (LAMBE et WHITMAN).

L'intérêt pratique de cette étude : Elle nous permet de représenter de façon simple l'évolution de la succion en fin de saison sèche. Sous un bâtiment construit en fin de saison pluvieuse :

Au centre, par d'évaporation donc quasi équilibre hydrique, puis en s'éloignant du centre, il y a déséquilibre croissant, une des conséquences de la suppression de l'évaporation est la diminution de la succion dans la zone au dessus de la nappe entraînant une augmentation de la pression interstitielle.

L'application de la relation de TERZAGHI: $\sigma' = \sigma - u$, nous aurons une diminution de la contrainte effective (σ') et par conséquent un gonflement plus ou moins important de ce sol argileux.

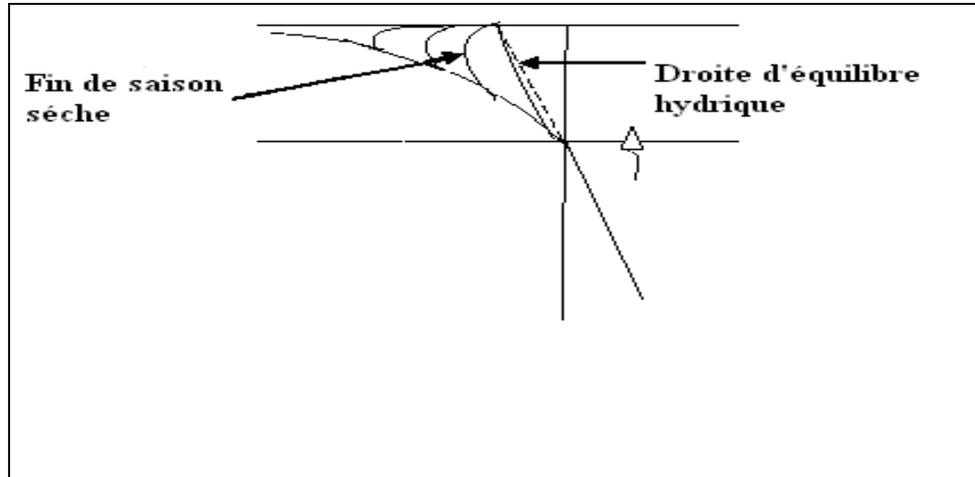


Fig. I.4.2.4 - Principe d'évolution de la succion au cours d'une saison pluvieuse (d'après J.E.JENNINGS)

I.4.3 Le gonflement du a une modification de l'état des contraintes :

Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte est immédiatement appliquée sur la phase liquide et au temps initial

$$t = 0 \quad \text{on a} \quad u = \sigma_0 \text{ et } \sigma' = 0.$$

Si on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, exprimant le transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contrainte :

$$u = 0 \quad \text{et} \quad \sigma' = \sigma_0.$$

Ou encore ; en supprimant la charge

$$u = -\sigma_0 \quad \text{et} \quad \sigma' = \sigma_0.$$

La pression interstitielle devient négative (dans le domaine de succions) et oppose à la variation de contrainte totale.

Des dispositifs expérimentaux (T.W. LAMBE, R.V. WHITMAN 1969) ont ainsi permis de mesurer des pressions interstitielles négatives bien inférieures à zéro.

Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état d'équilibre final.

$$\sigma' = 0 \quad \text{et} \quad u = 0 \quad (\text{cas théorique}).$$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression Interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion (-u) jusqu'à son annulation.

Le cas d'un sol sur-consolidé mérite qu'on s'y attarde, puisqu'un tel sol peut gonfler en présence d'eau sans variation de la contrainte totale.

Considérons un sol sur-consolidé, de pression de pré-consolidation σ'_c et dans l'état actuel est soumis à une contrainte totale σ_0 telle que $\sigma_0 < \sigma'_c$. si on reconstitue l'histoire théorique de ce sol, il a connu un premier état d'équilibre

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma'_c = \sigma' \\ u &= 0.\end{aligned}$$

Puis il a été déchargé à $\sigma_0 < \sigma'_c$ sans arrivée d'eau produisant ainsi une succion capillaire dans le sol égal à $Z = -u = \sigma' - \sigma_0$.

Dans les conditions actuelles, l'état des contraintes est donc le suivant :

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma'_c \\ \sigma &= \sigma_0 \\ u &= -(\sigma'_c - \sigma_0) = -Z.\end{aligned}$$

Un apport d'eau dans ces conditions va donc entraîner une diminution de la succion capillaire, s'exprimant par un gonflement, jusqu'à l'état d'équilibre :

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma_0 \\ \sigma' &= \sigma_0 \\ u &= 0\end{aligned}$$

D'une façon générale, si on connaît la profondeur du toit de la nappe et la profondeur de l'élément de sol considéré, les contraintes peuvent alors être calculées directement.

Considérons donc un terrain saturé au dessus de la nappe soumis à une charge σ_1 en un point de cote Z :

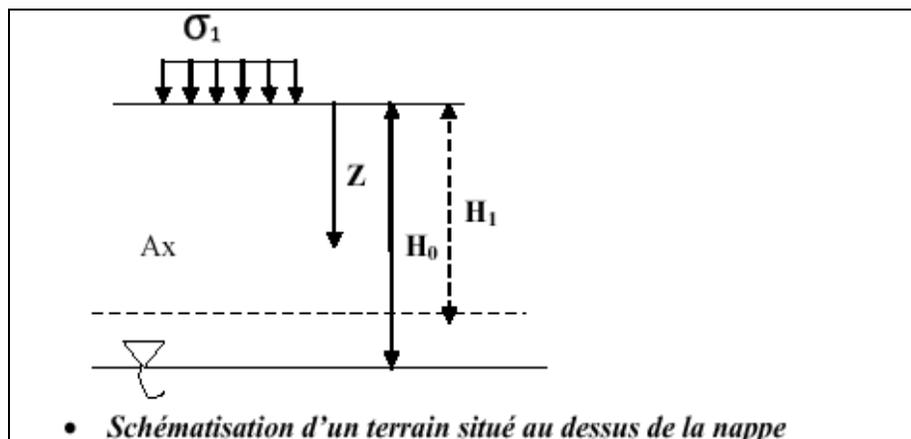


Fig.I.4.3 – Schématisation d'un terrain situé au dessus de la nappe.

- ✓ La contrainte totale est : $\sigma = \gamma * z + \sigma_1$
- ✓ La succion capillaire est : $z = -u = \gamma_w (H_0 - z)$ « Etat 0 »
- ✓ Et par conséquent : $\sigma' = \sigma - u = (\gamma - \gamma_w) * z + \gamma_w * H_0 + \sigma_1$

Si le toit de la nappe monte jusqu'à une cote H_1 de nouvelles conditions vont s'établir :

$$\begin{aligned}\sigma &= \gamma * z + \sigma_1 \\ u &= \gamma * (z - H_1) \quad \text{« Etat 1 »}\end{aligned}$$

$$\sigma' = (\gamma - \gamma_w) * z + \gamma_w * H_1 + \sigma_1$$

La succion capillaire $z = -u$ a diminué de $\Delta(z) = \gamma_w * (H_0 - H_1)$ s'accompagnant ainsi d'un certain gonflement.

Si le sol est alors déchargé de σ_1 à 0, la variation de contrainte totale ($-\sigma_1$), se transmet immédiatement sur u , entraînant l'augmentation de succion capillaire.

$$\begin{aligned} \sigma &= \gamma * z \\ u &= \gamma * (z - H_1) + \sigma_1 \\ \sigma' &= (\gamma - \gamma_w) * z + \gamma * H_1 + \sigma_1 \end{aligned}$$

De nouvelles conditions d'équilibre vont alors s'établir, le toit de la nappe monte à une cote $H_2 < H_1$ entraînant ainsi une diminution de succion capillaire de

$$\Delta - u = \gamma_w * (H_1 - H_2)$$

Et donc un gonflement jusqu'à l'état d'équilibre.

$$\begin{aligned} \sigma &= \gamma * z \\ u &= \gamma * (-H_2) \\ \sigma' &= (\gamma - \gamma_w) * z + \gamma * H_2 \end{aligned}$$

Le raisonnement que nous venons de développer, permet d'expliquer les causes de gonflement inter-particulaire des sols, mais ne permet pas de le quantifier directement car il dépend non seulement de l'état des contraintes, mais aussi de la nature du sol et du fluide considéré.

CHAPITRE II

METHODES D'ANALYSE DES ARGILES :

II.1 ESSAI OEDOMETRIQUE :

II.1.1 Introduction :

Le cas le plus simple pour l'étude de la déformation des sols est celui où le massif de sol a une surface horizontale, où la charge appliquée à la surface est une pression uniforme et où le sol

ne peut se déplacer que verticalement. Dans de telles conditions, on imagine facilement que l'on puisse reproduire en laboratoire le comportement du sol sous les charges qui lui sont appliquées. L'œdomètre, inventé au début du $\times\times$ siècle, est l'appareil d'essai qui permet de déterminer la loi de compressibilité du sol en absence de déplacements horizontaux

II.1.2 œdomètre :

L'œdomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compte deux parties :

- ✓ une cellule contenant l'éprouvette de sol,
- ✓ un système de mise en charge.

II.1.2.1 Cellule œdométrique :

Deux types de cellules œdométriques sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

1) Les cellules œdométrique ouvertes, qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, ils sont constitués de :

- Ø Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- Ø Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette.
- Ø Un piston coulissant à l'inférieur de l'anneau et venant charge l'éprouvette.
- Ø Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé.
- Ø Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston, si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une plaque métallique, on peut réaliser les essais sur des 6 prouvâtes drainées d'un seul côté.

2) Les cellules œdométrique fermées, qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, Ils comportent :

- Ø Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol.
- Ø Une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.
- Ø Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.
- Ø Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette.
- Ø Un on deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.
- Ø Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé.
Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :
 - diamètre : 60 ou 70mm.
 - hauteur : 20 ou 25mm.

II.1.2.2 Système de mise en charge :

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement :

- Des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliquent,
- Des systèmes pneumatiques on hydrauliques.

Ces deux types de systèmes sont également adaptés à la réalisation des essais classiques à chargement par paliers. Toutefois, les systèmes hydrauliques et pneumatiques, plus faciles à automatiser, s'avèrent souvent indispensables pour la réalisation des nouveaux types d'essais œdométriques.

Les systèmes de mise en charge utilisés pour les essais œdometriques permettent, en général, de faire varier la pression appliquée à l'éprouvette entre 5 ou 10kpa (poids propre du piston) et 2500kpa.

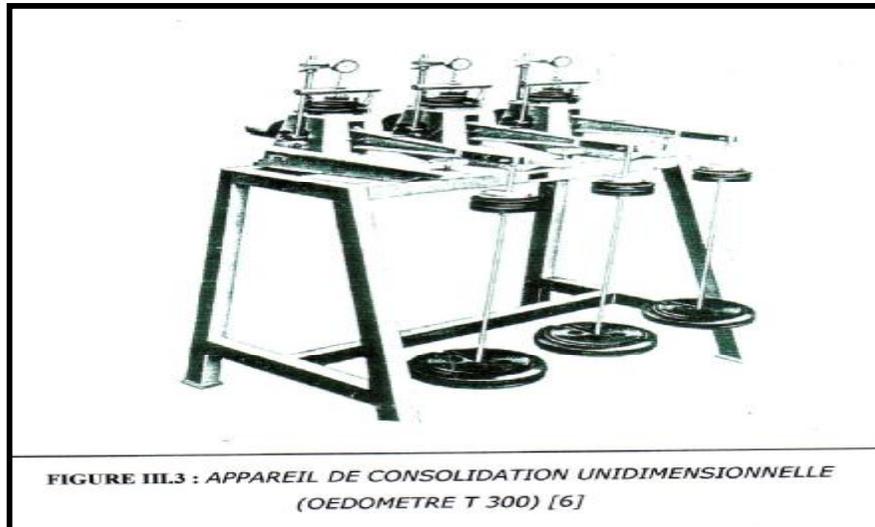


Fig. II.1.2- appareil de consolidation unidimensionnelle (œdometre T300)

II.1.3 Essai œdometriques à chargement par paliers :

Cet essai, couramment appelé essai œdométriques, traduit dans la pratique l'idée qui vient à l'esprit quand on veut mesurer la compressibilité d'un matériau. On applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations...etc, l'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée : c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique.

L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes :

- 1) Tailla de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre ;
- 2) Saturation de l'éprouvette (dans le cas des sols fins).
- 3) Application de la charge sur le piston par paliers de 24h et mesure du tassement au cours de temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette. On applique habituellement des charges dont chacune est le double de la précédente ; au début d'essai. La succession des charges. Peut être différente, elle est précisée dans les modes opératoires officiels des essais ;
- 4) En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après passage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides) ;
- 5) Dépouillement des résultats.

II.1.3.1 Courbe de consolidation :

La courbe de variation du tassement s en fonction du logarithme du temps t à l'allure indiquée sur la figure (II.1.3.1) on a l'habitude de distinguer trois parties dans cette courbe :

- La compression initiale ou instantanée, lors de l'application de la charge (a) ;
- La consolidation primaire qui correspond a la dissipation de la pression interstitielle (b) ;

- La compression secondaire, qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la surpression interstitielle (c) ;

En général, la consolidation primaire est le phénomène prépondérant et, pour les épaisseurs habituelles des éprouvettes, elle se termine en moins de 24h (temps t_{100} sur la figure (II.1.3.1)).

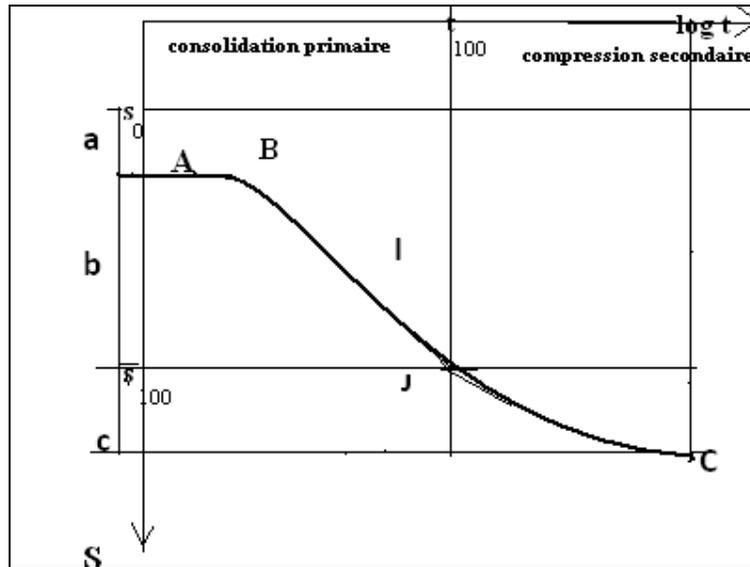


Fig. II.1.3.1- Courbe de consolidation d'un sol fin.

La courbe présente d'abord un palier sensiblement horizontal AB, une partie BI décroissante, à concavité tournée vers le bas, puis, au-delà du point d'inflexion I, une partie IC à concavité tournée vers le haut.

La pression interstitielle est considérée comme dissipée au temps, noté t_{100} correspondant au point d'intersection J de la tangente à la courbe au point d'inflexion I, et de l'asymptote à la partie IC de la courbe.

On note la valeur du tassement correspondant s_{100} , antérieure celle du tassement en fin d'essai s_c (indice des vides e_t).

a : tassement instantané.

b : tassement de consolidation.

c : tassement de compression secondaire.

II.1.3.2 Courbe de compressibilité :

La courbe de variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ'_v (égale à la contrainte totale et la pression interstitielle est négligeable à la fin de la consolidation primaire).

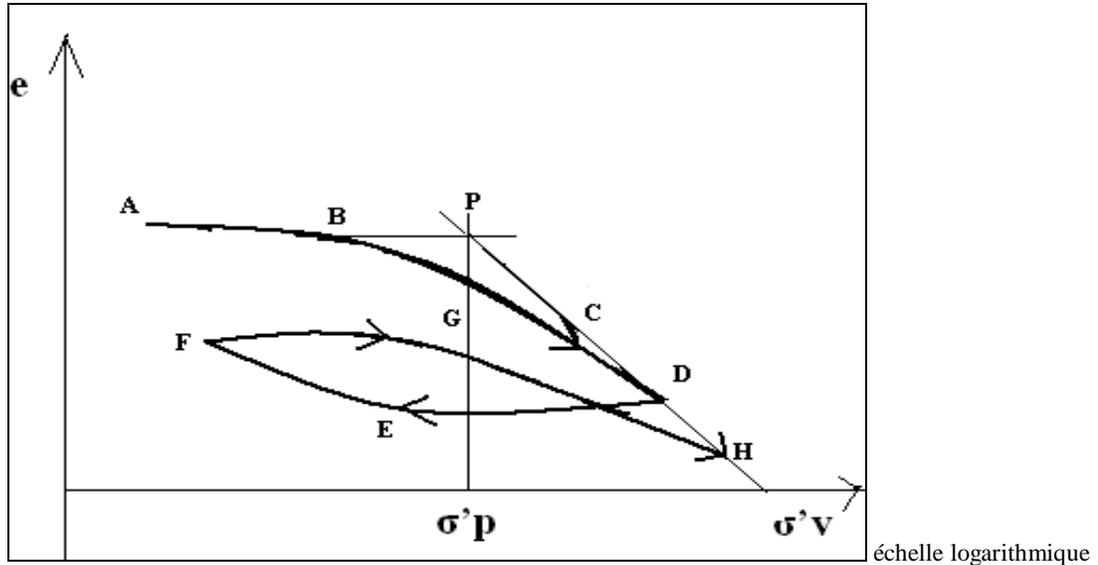


Fig. II.1.3.2- Courbe de compressibilité d'un sol fin.

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes AB à faible pression et CD à forte pression, raccordées par une partie courbe.

On constate en outre, lors d'un cycle de chargement déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente un double d'hystérésis.

σ_p : pression de pré consolidation.

II.1.3.3 Paramètres de compressibilité :

La forme de la courbe œdométrique permet de définir trois paramètres :

- ✓ La pression de pré consolidation σ_p .
- ✓ L'indice de compression C_c .
- ✓ L'indice de gonflement C_g parfois appelée indice de recompression pour le paramètre que l'on peut définir pour les sols gonflants.

II.1.3.4 Indices de compression et de gonflement :

On appelle respectivement de gonflement (ou de recompression) C_g et indice de compression C_c les des des parties ABP et PCDH de la courbe de compressibilité œdométrique

$$C_g \text{ ou } C_c = \Delta e / \Delta * (\log \sigma_p).$$

Sur ABP et PCDH, respectivement. Ces deux paramètres sont indépendants de la valeur de la contrainte effective.

II.1.3.5 détermination du coefficient de consolidation :

Pour déterminer la valeur du coefficient de consolidation dans les essais œdométrique à chargement par paliers, on utilise les courbes de consolidation obtenues sous chacune des charges successivement appliquées à l'éprouvette ces courbes sont analysées au moyen de la solution de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de TERZAGHI.

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de C_v les plus courantes sont la méthode de CASAGRANDE, que détermine le temps t_{50} correspondant à un degré de

consolidation de 50% sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps, et la méthode de TAYLOR, qui utilise le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90% déterminé sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps suivant le cas, on calcule le coefficient de consolidation au moyen de la formule :

$$C_v = (0.197 * H^2) / t_{50} \quad (\text{méthode de CASAGRANDE}).$$

$$C_v = (0.848 * H^2) / t_{90} \quad (\text{méthode de TAYLOR}).$$

II.1.4 Conclusion :

Parmi les réflexions présentées dans ce chapitre sur les conditions d'exécution et d'interprétation des essais œdométriques, on retiendra en premier lieu l'importance accordée à la saturation parfaite de l'éprouvette, quel que soit le type de l'essai projeté.

La mise au point d'une cellule œdométriques à contre-pression, de conception suffisamment polyvalente pour pouvoir réaliser tous les essais présentés, a été d'ailleurs la réponse en pratique à ce besoin.

L'essai de compressibilité par paliers et son « homologue » à drainage radial ont été repensés afin de soumettre les éprouvettes de sol à une loi de chargement prenant en considération leurs caractéristiques géotechniques propres.

II.2 ANALYSE AUX RAYONS X :

II.2.1 Introduction :

Les structures cristallisées sont caractérisées par un arrangement périodique des atomes dans un réseau à trois dimensions. Ces atomes sont répartis dans des plans, et les distances qui séparent ces plans sont caractéristiques des espèces cristallines. Les rayons X ne sont qu'un rayonnement électromagnétique particulier qui est caractérisé par deux propriétés essentielles :

- une longueur d'onde faible (0.5 à 2.5 Å), de l'ordre de grandeur des distances inter atomique, et des distances entre les plans atomiques des réseaux cristallins.
- une énergie élevée ($W - 10^4$ électrons volts), ce qui explique le fait que les rayons X ont un effet au niveau des couches électroniques des atomes situés dans la masse même de la matière.

L'utilisation des rayons X en minéralogie est avant tout basée sur les phénomènes de diffusion cohérente des rayons X par les couches électronique des atomes, sans qu'il y ait de changement de longueur d'onde : c'est ce que l'on appelle le phénomène de diffraction des rayons X, et la loi de Bragg en définit les conditions :

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

Où d est la distance réticulaire exprimée en Å ; θ l'angle de diffraction, n l'ordre de la réflexion ; λ la longueur d'onde en Å du rayonnement utilisé.

Cette formule permet de calculer, à partir des valeurs des angles d'incidence pour lesquels un rayonnement réfléchi a été observé les équidistances des plans structuraux du cristal étudié. On peut à l'aide d'un diffractomètre, obtenir un graphe donnant en abscisses les angles de diffraction et en ordonnées, les intensités du rayonnement diffracté (angles et intensités qui varient selon la nature et la disposition des atomes rencontrés par le rayonnement.

II.2.2 Application aux minéraux cristallisés simples accompagnant les argiles :

Un diffractomètre X est un véritable reflet de la structure, et si l'on applique la loi de Bragg à la méthode des poudres, on peut très facilement identifier la plupart des minéraux simples présents dans la fraction inférieure à $2\mu\text{m}$. Deux minéraux différents n'ont jamais les mêmes distances inter atomiques et ils n'ont donc jamais le même diffractogramme ; à l'aide des trois réflexions les plus intenses, le fichier **ASTM** permet l'identification des différents minéraux existants. Il est conseillé de retenir les trois raies caractéristiques pour les minéraux les plus fréquents. On peut voir aisément que les différents oxydes, hydroxydes ... se différencient aisément. Il en est de même pour des composés très proches comme la calcite ou l'aragonite ; parmi les minéraux usuels, il serait possible de distinguer le quartz, du gypse, de la fluorine, de l'halite....

II.2.3 Application aux minéraux argileux

L'application de la loi de Bragg aux minéraux argileux peut paraître simple en ce qui concerne les plans cristallins parallèles à la surface des feuillets ; on détermine aisément l'épaisseur du feuillet anhydre qui correspond à la réflexion basale du premier ordre $d001$, et qui se produit pour les plus petites valeurs de l'angle de réflexion (θ entre 3 et 10°). La valeur obtenue permet de connaître directement le type de feuillet. On distingue ainsi les minéraux à 7\AA dits 1/1 composés d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique (Té-Oc) de ceux à 10\AA (ou 2/1), composés de deux couches tétraédriques et d'une couche octaédrique (Té-Oc-Té), ou enfin des minéraux à 14\AA (2/1-1) ayant une couche supplémentaire, et que la classification actuelle ne différencie plus fondamentalement des précédents).

La réflexion sur les plans 001 est donc fondamentale et ce sera elle généralement qui permettra la détermination. Mais d'autres réflexions sous multiples $d002$, $d003$ qui donnent des distances égales à $d001/2$ ou $d001/3$, vont traduire une certaine régularité dans la structure.

La détermination des minéraux argileux serait cependant relativement simple, si les feuillets dont on a déterminé à la fois l'épaisseur et l'occupation, étaient en permanence disposés immédiatement les uns sur les autres. Mais si cela peut être le cas de certains minéraux neutres (kaolinite), ce n'est en général pas celui des minéraux 2/1 qui sont chargés et possèdent des espèces interfoliaires occupés, soit par des cations peu hydratés comme K, soit par des cations plus hydratés (Na, Li) ; l'épaisseur de ces espèces interfoliaires pourra donc être selon les cas très différentes.

II.2.4 Tests de comportement pour la détermination des minéraux argileux à l'aide des rayons X :

Les études aux rayons X peuvent se faire directement sur des poudres ; mais le plus souvent, on confectionne des agrégats orientés.

a. diagramme « normal » :

Un diagramme de diffraction des R.X. est enregistré à partir de la lame séchée à l'air. C'est le diagramme de référence auquel on se reporte pour juger des déplacements provoqués par les autres traitements.

b. Chauffage :

Le chauffage à 500°C pendant une heure permet de déduire la kaolinite en respectant les chlorites.

Après ce traitement, les minéraux de la famille des vermiculites et des smectites sont déshydratés de façon irréversible, et leur feuillet élémentaire bloque à 10Å.

c. Ethylène glycol

Les lames sont placées une nuit dans un dessiccateur où vient se former une atmosphère d'éthylène-glycol. Ce traitement a pour effet de faire « gonfler » les smectites et, dans certains cas, la vermiculite. Les équidistances obtenues sont spécifiques si l'on connaît la nature du cation inter foliaire. On peut facilement enduire la lame par un film extrêmement mince de glycérine et éliminer l'excès s'il y en a.

II.2.5 Détermination pratique des minéraux argileux simples et interstratifiés :

a. Minéraux 1/1 à 7Å :

Ils se distinguent facilement des minéraux 2/1 par la présence d'une raie aux alentours de 7Å (7,3Å pour les serpentites, 7,15Å pour la kaolinite).

La kaolinite est stable au glycol, mais détruite par le chauffage.

b. Les phyllites micacées (illites – glauconites) :

Elles se distinguent immédiatement par la présence d'une réflexion notée en général d002 au voisinage de 10Å. L'illite conserve son pic toujours à 10Å, quelque soit le traitement ; à l'éthylène glycol le diagramme ne change pas, après le chauffage ce pic reste encore inchangé. L'illite ouverte présente un pic à 10Å qui s'ouvre vers les petits angles.

c. Chlorite :

Le chlorite est définie par la stabilité de son réseau, c'est-à-dire de ses pics de diffraction à 14Å, 7Å ; 4,7Å ; 3,5Å et 2,8Å après traitement au glycol et après chauffage à 500°C. Si le pic passe à 14Å passe à 17Å après traitement à l'éthylène glycol, le minéral sera qualifié de chlorites gonflants, avec un pic souvent plus faible et plus étalé que le pic normal.

d. Kaolinite et chlorite :

Le problème de la distinction de la kaolinite et la chlorite par les rayons X reste délicat, car les pics 001 et 002 de la kaolinite se superposent aux raies d'ordre pair 002 et 004 de la chlorite, soit à 7 et à 3,5Å.

La kaolinite peut assez facilement être mise en évidence. Connaissant l'importance de la chlorite par son pic à 14 et à 4,7Å, et la réaction du pic à 7Å après chauffage à 500°C on peut faire la part de la kaolinite en tenant encore compte de la valeur du pic à 3,5Å (3,52 pour la chlorite ; 3,57 pour la kaolinite) ; ou bien après chauffage à 500°C, la kaolinite est détruite (le pic disparaît), alors que le chlorite est à peine affectée.

e. Montmorillonite :

La montmorillonite est aisément reconnue par l'évolution caractéristique de son premier pic aux différents essais. Ce premier pic se situe habituellement à 14-15Å ; dans les montmorillonites partiellement déshydratées on le trouve souvent à 12Å. Le gonflement du réseau sous l'action des poly-alcools fait passer ce pic à 17Å dans le cas de l'éthylène glycol et 17,7Å dans le cas du glycérol. La cuisson fait tomber ce pic définitivement à 10Å. Si le gonflement est trop important, le pic « disparaît ». en réalité il se rapproche du bruit de fond et se confond presque avec lui. Il faut alors modifier les conditions analytiques (sensibilité/intensité) pour le faire réapparaître.

Ce minéral qui semble être le plus facile à identifier montre en réalité toutes les variations possibles (tassement, aplatissement, multiplication des pics sur une courte distance...). Ces variations sont la preuve que ce minéral est très sensible au milieu dans lequel il se trouve ; il reste le meilleur indicateur de milieu lorsque l'on veut faire des interprétations.

f. Vermiculite :

Ce minéral n'est pas exceptionnellement fréquent dans nos régions. Toutefois la distinction montmorillonite/vermiculite se fait après saturation de cations variés ; la vermiculite potassique ne gonfle pas et présente un pic voisin de 10,2Å après différents traitements. D'une manière générale la vermiculite ne gonfle pas sous l'action des poly-alcools.

g. Attapulgite :

Ce minéral magnésien et de structure fondamentalement différente des précédentes, est reconnaissable sans grande difficulté par la présence dans les diffractogrammes de réflexions intenses à 10,5 Å. Ce pic est souvent le seul visible ; les pics secondaires (6,44 - 5,42 - 4,18) sont souvent très faibles ; la réflexion de premier ordre ne varie pas lors d'un chauffage modéré (300°C) ou lors d'un traitement par les poly-alcools.

h. Sépiolite :

La sépiolite dont la structure est voisine de l'attapulgite, magnésienne elle aussi, peut être confondue avec une montmorillonite à 12 Å ou bien avec un édifice interstratifié à 12 Å. Si le traitement au glycérol distingue nettement la sépiolite **qui ne gonfle pas**, de la montmorillonite, le chauffage à 550 °C n'est pas déterminant ; en effet, la sépiolite la vermiculite et certains interstratifiés chauffés montreront également une raie à 10 Å. En fait, pour une identification rigoureuse, une série de chauffage à température croissante permettra la détermination de la sépiolite. Pour ce minéral comme pour l'attapulgite, les réflexions de premier ordre présentent des réflexions (110) et non plus (001). La reconnaissance de la sépiolite en fonction du taux de chauffage se fait comme suit :

- à 300°C : raie à 12 Å seule, pas de transformation
- à 350°C : raie à 12 Å et apparition simultanée d'une raie à 10 Å provoquée par le départ d'une partie de l'eau zéolitique de la sépiolite.
- de 350 à 400°C : affaiblissement de la raie à 10 Å
- à 500 Å : raie à 10 Å seule
- à 800°C : disparition de toutes les raies.

Ce déplacement progressif de la raie à 12 Å vers 10 Å avec présence simultanée des deux raies, est caractéristique de la sépiolite.

II.2.6 Les minéraux interstratifiés Rappel sur la structure :

Les minéraux interstratifiés réguliers sont de vrais minéraux. A côté des minéraux simples, caractérisés par la superposition régulière d'un seul type de feuillet, il existe d'autres minéraux complexes qui comprennent plusieurs types de feuillets dont la superposition peut être régulière ou irrégulière.

Les minéraux interstratifiés réguliers sont formés par l'empilement de feuillets de deux (ou plusieurs) types, ayant les structures de minéraux simples connus. Cet empilement est régulier mais la période de répétition des éléments constitutifs permet de distinguer deux groupes de minéraux avec une séquence de type ABABA...Le nombre de feuillet d'un type est égal à la moitié du nombre total des feuillets constituant la cristallite. On dit que la taux d'interstratification est de 50%. Ou une séquence de type ABBABB..., ou AABBBAAABBB...

Les édifices interstratifiés irréguliers sont formés par l'empilement désordonné, au hasard et sans loi de répétition de feuillets de deux (ou plusieurs) types. Il n'y a plus de périodicité le long

de l'axe c. Il ne s'agit donc pas de véritables minéraux puisqu'ils ne possèdent pas de réseau tridimensionnel. C'est la raison pour laquelle on donne le nom « d'édifices interstratifiés ».

Le seul type de minéraux interstratifiés très abondants dans les sols et les sédiments correspond à des interstratifiés illite-smectites formés soit au cours de la diagenèse, soit au cours de l'altération superficielle.

Normal	Glycérolé	Chauffé à 500°C	Minéral interstratifié
24	24	24	mica-chlorite
24	24	20	mica-vermiculite
Normal	Glycérolé	Chauffé à 500°C	Minéral interstratifié
24	28	20	vermiculite-chlorite
28	28	24	vermiculite-montmorillonite
28	32	20	montmorillonite-chlorite
28	32	24	

Tableau II.2.6 Détermination des minéraux interstratifiés basée sur la réflexion 001 entre 20 et 32 Å

L'exemple le plus fréquemment rencontré dans les argiles est la corrensite.

Indice	Distances réticulaires en Å			
	N	G	EG	550°C
001	28,5	31,5	30,5	24
002	14,2	15,5	15,2	12

CHAPITRE I

SITUATION GEOGRAPHIQUE ET GEOLOGIE DU SITE DE L'ETUDE

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE DU SITE DE L'ETUDE :

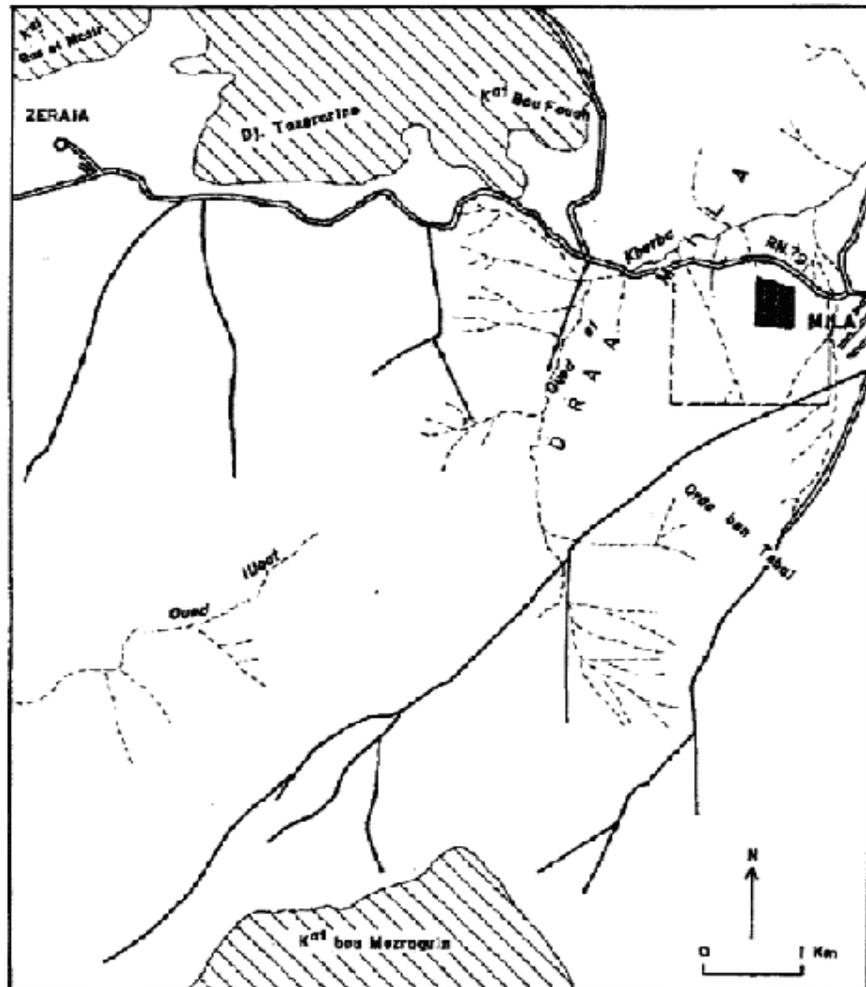
Le site d'étude des 185 logements, se situe dans la feuille de Radjas El Ferada au 1/50000. Il occupe la partie : Nord-Est de la carte. Il est défini par les coordonnées Lambert suivantes :

X1 = 817,35 Km et X2 = 819,00 Km.

Y1 = 355,00 Km et Y2 = 356,45 Km.

Le site est limité (Figure (I.1)) :

- ü Au nord par la Route Nationale 79, reliant la ville de Mila à Ferdjioua.
- ü Au sud par les logements évolutifs et les 334 lots de terrain,
- ü A l'Est par le centre ville de Mila,
- ü A l'Ouest par les 140 logements semi collectifs.



L é g e n d e :

	Route nationale .		Massifs.
	Route secondaire .		Limite du secteur d'étude.
	Oued temporaire.		

Fig.I.1 – Carte topographique.

I.1.1 Topographie et géomorphologie :

La topographie est caractérisée par une pente irrégulière de direction SW - NE. D'amont en aval, nous relevons trois valeurs de pentes :

- ü Une pente de 12.90 % en tête de talus
- ü Une pente de 16.95 % au milieu du talus
- ü Une pente de 13.75 % à la base du talus.

I.1.2 Description lithostratigraphique :

Du point de vue géologique, la zone d'étude est représentée par deux unités structurales bien distinctes (Figure (I.1.2)) :

1) Les formations peu tectonisées avec celle du quaternaire et du mio – pliocène :

- **Quaternaire (Q)** : il est représenté par des terres arables, des formations de pente, et des alluvions anciennes.
- **Mio - pliocène (m p)** : il est constitué par des formations argileuses grises à intercalations d'anhydrites, de conglomérats variés et de calcaires lacustres.

2) Les formations tectonisées (nappe tellienne) regroupent les nappes telliennes (unité supérieure à matériel éocène et la nappe de Djemila).

- **Lutétien supérieur (e⁶⁻⁷) à priabonien** : il s'agit d'une série de 200 m de marnes grises ou noires à boules jaunes.
- **Yprésien- lutétien (e⁴⁻⁵)** : C'est une formation de calcaires massifs à cassure noire et à silex de 150 à 200 m d'épaisseur.
- **Mæstrichtien à paléocène e³- c⁶** : Il s'agit d'une série de marnes noires, à boules jaunes. L'épaisseur totale de cette formation atteint au moins 300 m.
- **Campanien supérieur et Mæstrichtien (C^{6c})** : Se sont des calcaires marneux. Sa puissance atteint 120 à 300 m.
- **Campanien supérieur et Mæstrichtien inférieur (c^{5-6a})** : C'est une série épaisse de marnes noires à petites intercalations de calcaires marneux. L'épaisseur est de 300 m.
- **Sénonien inférieur (c³⁻⁴)** : il est constitué par une alternance de marnes, de lumachelles et des marno- calcaire. Il a une puissance de 250 à 300 m.
- **Santonien (C⁴)** : il est à dominance marneuse grise, à intercalations beiges ou jaunâtre
- **Cénomaniens (c')** : Il s'agit de bio sparites, avec des intercalations conglomératiques ou de calcaires cristallins.

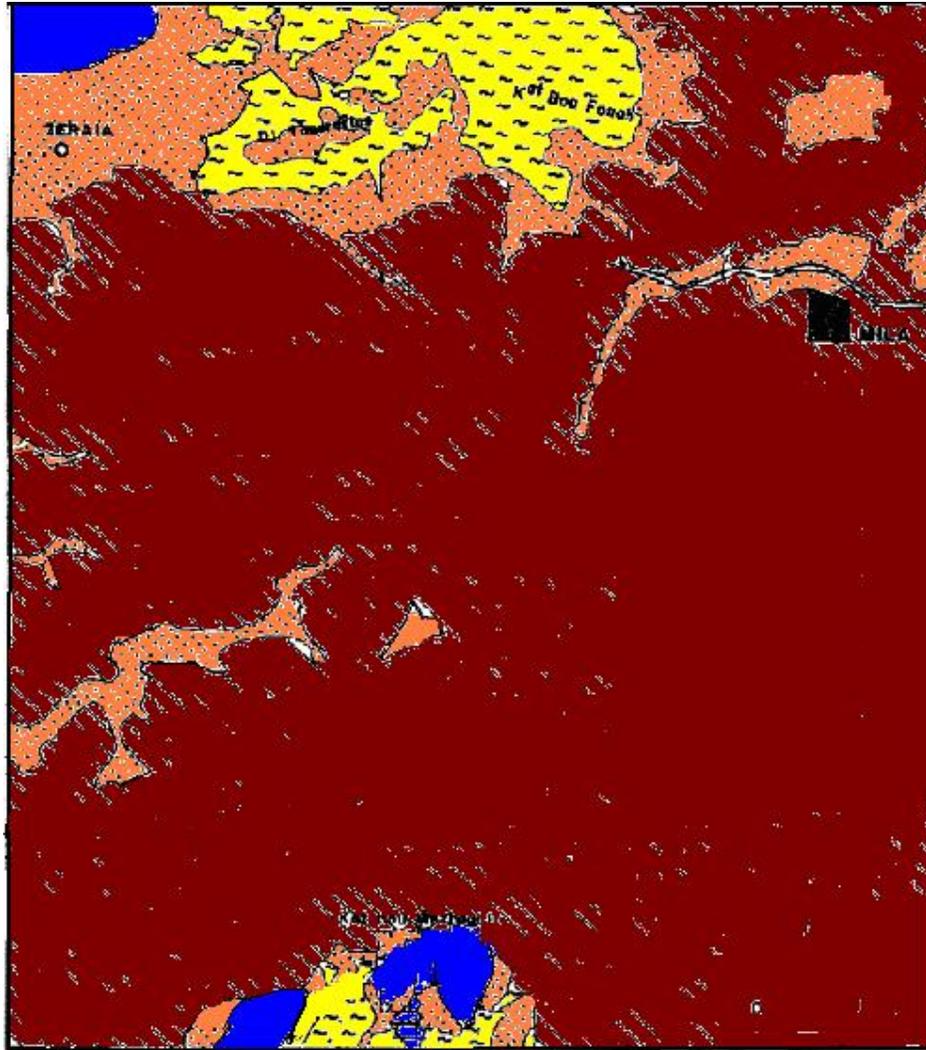


Fig.I.1.2 – Carte géologique.

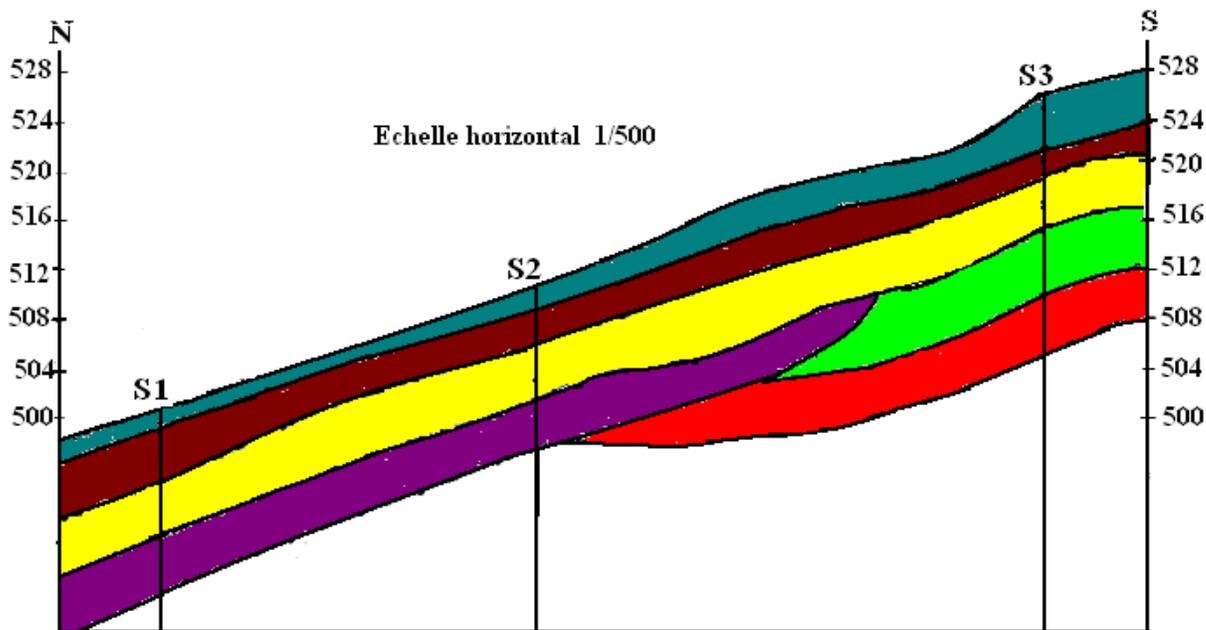
Les trois (03) sondages carottés d'une profondeur variable de 15 à 18 m ont été exécutés (voir plan d'implantation).

L'analyse des coupes des sondages :

La coupe type de terrain est la suivante de haut en bas :

La partie sommitale du terrain consiste en des remblais dont l'épaisseur varie de 0,30 m à 2,5m. Au dessous, les sondages ont traversé un sous sol relativement homogène, qui consiste en une succession irrégulière de termes lithologiques cohérents, distincts par leurs teinte qui d'après leurs faciès peuvent être attribués au mio pliocène dans la région de Mila (argile brune ; argile brune – jaune ; argile brune – verdâtre ; argile brune – rougeâtre ; argile brune –sombre)

Ces formations présentent des fissures subverticales, à remplissage gypseux ; renfermant des éléments grossiers à différents niveaux.



La legende

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> remblai argile brune argile brune jaune | <ul style="list-style-type: none"> argile brune sombre argile brune verdâtre avec galet argile brune rougeâtre avec galet |
|---|---|

Fig .I.2 – Coupe géologique du site.



- Ü Fissures de traction visibles en surface
- Ü Argile de différentes se différenciant par leur couleur

CHAPITRE II ETUDE HYDRO CLIMATOLOGIQUE

II.1 INTRODUCTION ET OBJECTIF DE L'ETUDE :

Il faut souligner que l'étude hydro climatologique, est considérée comme une partie importante dans toute étude géotechnique, car l'eau est le facteur principal provoquant la plus part des problématiques géotechniques rencontrés au niveau des sols.

L'étude hydro climatologique a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

II.2 ELEMENTS DE CLIMATOLOGIE :

La Wilaya de Mila se situe dans une zone où la pluviométrie moyenne inter - annuelle est de l'ordre de 371,89 mm. C'est une région semi-aride.

Les niveaux d'eau rencontrés par rapport au sol, sont très peu profonds (voir même 0,44 m), et sont considérés donc comme réponse directe des apports d'eau des précipitations.

La présence de l'eau avec une température très variable, influe directement sur les caractéristiques mécaniques du sous-sol.

L'infiltration est importante, elle est de l'ordre de 21 (mm), d'où l'importance de son rôle dans l'instabilité du site, surtout par le gonflement des sols fins imperméables. On n'oublie pas le rôle du ruissellement surtout en cas de forte crue.

II.3 L'HYDROGEOLOGIE DU SITE :

Du point de vue hydrogéologique, le site d'étude fait partie d'un milieu géologique poreux hétérogène. Il est caractérisé par une perméabilité en petit (alluvions et argiles) et une perméabilité de fissuration (calcaires lacustres).

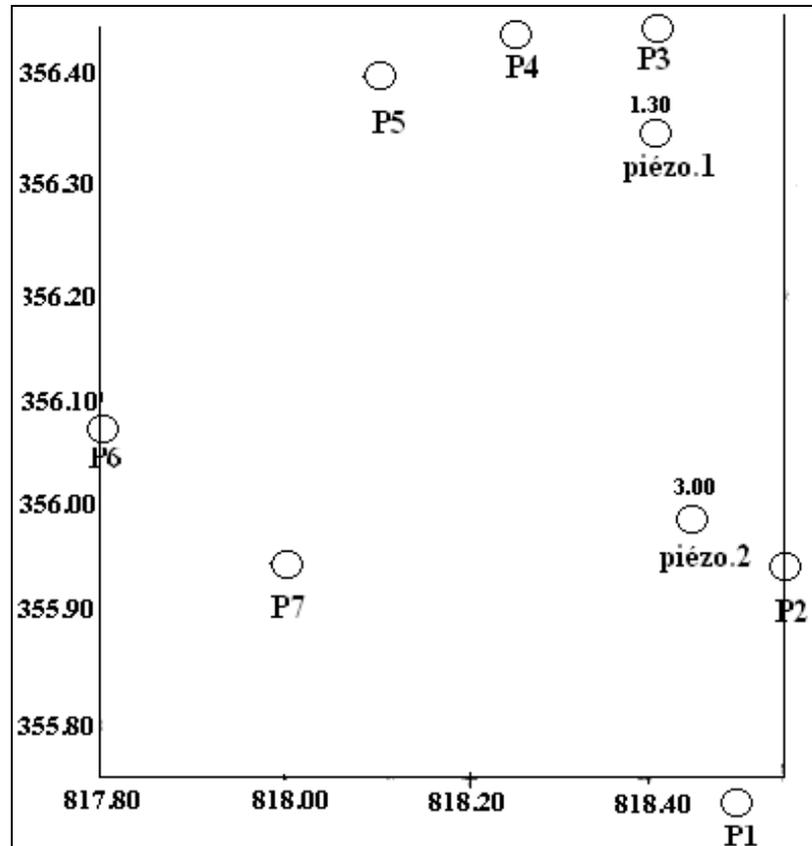
La nappe d'eau superficielle est logée dans les formations mio- plio -quaternaires de type alluvions anciennes, argiles grises à intercalation gypseuse, de conglomérats et de calcaires lacustres.

II.4 INVENTAIRE DES POINTS D'EAU :

Pour évaluer les niveaux d'eau les trois sondages réalisés ont été équipés par des piézomètres (S 1, S 2, S 3) tandis que sept puis sont localisés au tour du site de 185 logements.

Les sondages S 1, S 2 révèlent la même évolution des niveaux d'eau durant la période d'observation s'étalant du 25/10/2004 au 16/05/2005. Cependant le sondage S 3 montre une anomalie durant la période du 25/10/2004. Il faut noter à la cour de cette interprétation, que les niveaux d'eau observés sont très peu profonds.

En ce qui concerne l'évolution des niveaux d'eau dans les puis, implantés autour du site d'étude, on constate que ces puis recensés révèlent tous une diminution du niveau d'eau durant la deuxième période d'observation (17/11/2005). C'est à dire que les niveaux d'eau sont devenus moins profonds par rapport au sol, à cause des apports d'eau de précipitations qui ont eu lieu entre les 10 et 17 novembre 2005.



Légende:

817.80km : coordonnée Lambert selon X.
 355.80km : coordonnée Lambert selon Y.



PI : point d'eau.

Echelle:

1cm → 57m

Fig.II.4 - Carte d'inventaire des points d'eau.

II.5 PROFONDEUR DES EAUX DU SYSTEME AQUIFERE :

A partir des courbes d'égal niveau d'eau par rapport au sol indiqué au Figure (II.4), on peut remarquer que les valeurs s'étalent de 0,44 m au puits (P 7) au sud du site d'étude, à 7,22 m au puits (P 5) au nord.

Il faut noter que ces niveaux d'eau mesurés n'ont pas de direction d'écoulement préférentielle. Les valeurs des gradients, généralement faibles, révèlent que le système aquifère est logé dans des formations géologiques d'un milieu poreux hétérogène.



ü Venues d'eau au pied des fondations.

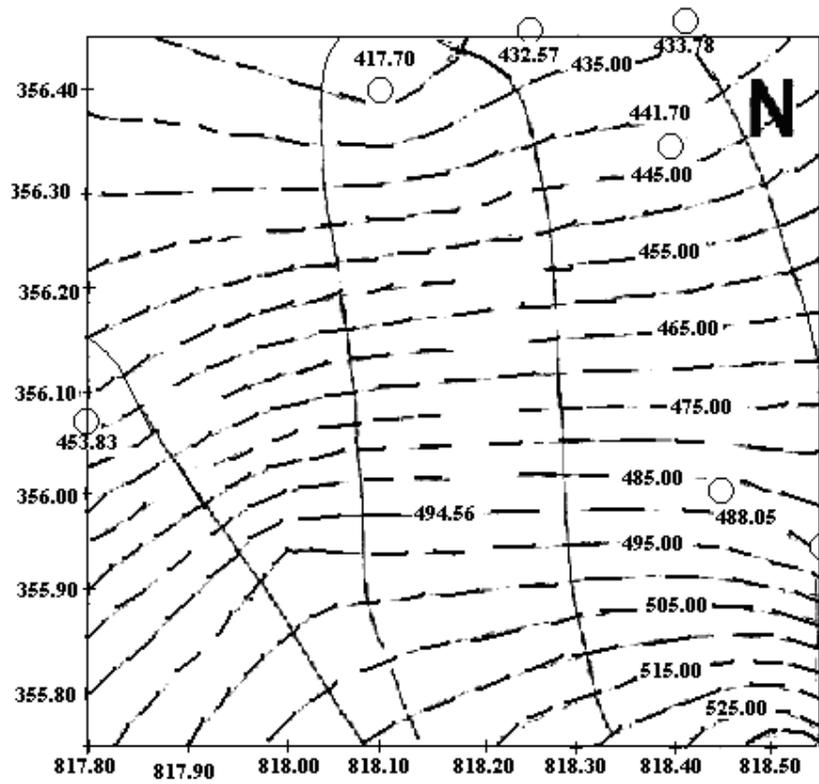
II.6 PIEZOMETRIE ET GRADIENT HYDRAULIQUE :

La carte piézométrie établie le 17/11/2005 met en évidence la distribution spatiale des charges hydrauliques, le comportement hydrodynamique de la nappe d'eau superficielle, et le sens d'écoulement des eaux souterraines.

Les courbes isopièzes s'étalent de 430 m d'altitude au nord du site d'étude, à 530 m au sud. Le système de la nappe d'eau superficielle, révèlent généralement des courbes équipotentiellles parallèles disposées dans une direction : Ouest - Est.

Les lignes de courant sont donc orientées du Sud vers le Nord en suivant un gradient hydraulique :

- ü Pour la partie Est : moyen au sud, puis relativement faible au nord. Les valeurs calculées sont respectivement de l'ordre de 17 à 11%. Cela traduit que la perméabilité des formations géologiques augmente du Sud vers le Nord. Elle évolue avec les directions d'écoulement des eaux souterraines.
- ü Pour la partie Ouest : faible au Sud, moyen au centre et très faible au Nord. Les valeurs calculées sont respectivement de l'ordre de 11, 16 à 7%. Par conséquent, la perméabilité est variable.

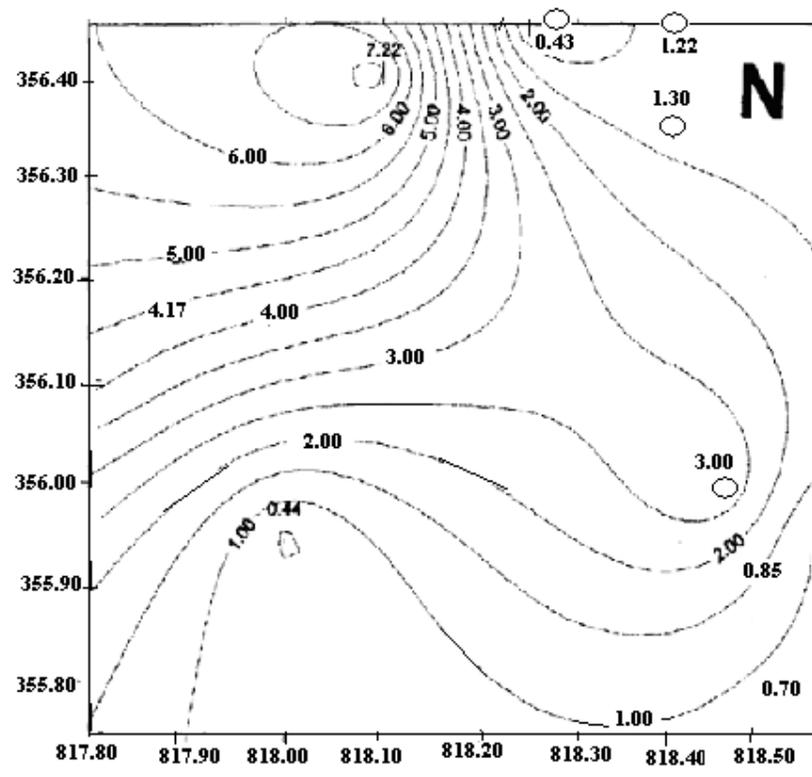


Légende:

817.80km : coordonnée Lambert selon X.	○ 494.56 point d'eau et sa cote piézométrique.
355.80km : coordonnée Lambert selon Y.	— 475.00 courbe isopiéze.

→ axe d'écoulement des eaux souterraines.

Fig.II.6.1 - Evolution de la piézométrie du site d'étude



Légende:

- 817.80km : coordonnée Lambert selon X.
- 355.80km : coordonnée Lambert selon Y.
- point d'eau et sa profondeur.
- 3.00 courbe d'iso-profondeur.

Fig.II.6.2 - Carte d'iso profondeur des eaux

**CHAPITRE III
ETUDE GEOTECHNIQUE**

III.1 ANALYSE AUX RAYONS X DU SITE 185 LOGEMENTS MILA :

Argile friable jaune (tufs) :

La minéralogie totale est essentiellement formée de calcite, quartz et kaolinite. Après élimination de la calcite, la fraction argileuse est composée de kaolinite, Smectites et minéraux interstratifiés. L'essai au glycol confirme l'existence de la kaolinite inchangée à un pourcentage de 70% ; smectite à 12,5% ; interstratifiés chlorite - vermiculite à 7% et 10% d'illite.

Argile sombre :

La minéralogie totale est constituée de calcite, feldspaths, quartz, kaolinite, chlorites et vermiculite. Au glycol, nous avons déterminé les pourcentages des constituants essentiels et inter stratifiés comme suit :

- Kaolinite à 56%.
- Illite à 30%.
- Chlorite - Vermiculite à 5%.
- Inter stratifiés à 9%.

Argile bariolée plastique

Cette argile est composée de calcite, feldspaths, quartz, kaolinite, gypse smectite + illite + inter stratifiés.

- Kaolinite à 77% ;
- Illite à 12% ;
- Chlorite, Vermiculite 3,4 %
- Inter stratifiés (Vermiculite - Chlorite gonflante) à 7%.

Argile jaune

L'argile jaune du secteur 185 logements est constituée de calcite, quartz et de kaolinite. La fraction argileuse est essentiellement composée de kaolinite, illite et chlorite. L'essai au glycol donne les résultats en pourcents :

- Kaolinite à 67%.
- Illite à 30%.
- Chlorite à 3%.

	Kaolinite	Illite	Chlorite et vermiculite	Smectite	Interstratifiés Vermiculite - chlorite gonflante
Argile friable jaune	70%	10%	/	12.5%	7%
	Kaolinite	Illite	Chlorite et vermiculite	Smectite	Interstratifiés Vermiculite - chlorite gonflante
Argile sombre	56%	30%	5%	/	9%

Argile bariolée plastique	77%	12%	3.4%	/	7%
Argile jaune	67%	30%	3%	/	/

Tableau III.1- Récapitulatif des résultats des rayons X.

Les minéraux argileux essentiels sont la kaolinite, l'illite pour l'ensemble des échantillons. Les minéraux argileux ayant l'aspect gonflant qui sont les smectites qui ne se trouvent qu'au niveau de l'échantillon de l'argile friable à 12.5%. Tandis que les interstratifiés (V - Cg), sont présents dans la majorité des échantillons à des pourcentages autour de 10%.

III.1.1 Exemples de diffractogrammes :

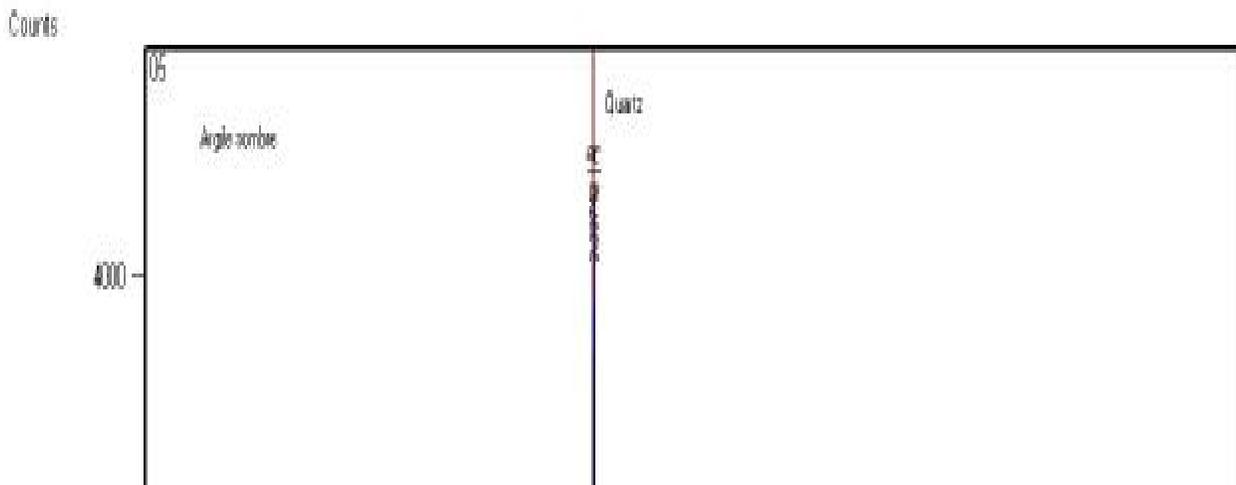


Fig.III.1.a – Echantillon N°1

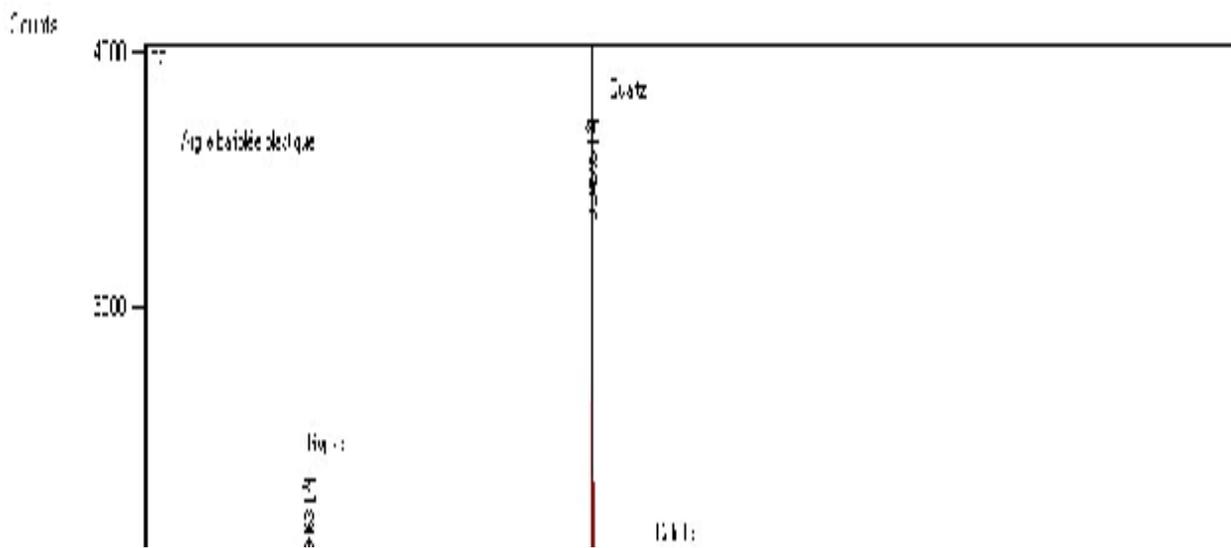


Fig.III.1.b – Echantillon N°2

III.2 PROGRAMME DE RECONNAISSONS GEOTECHNIQUE :

Pour déterminée les caractéristiques de sol de l'étude on utilise trois échantillons et ont fais trois sondages de profonde suivant :

- S1 (3.00m à 3.50 m ; 7.00m à 7.50m ; 12.40m à 12.80m).
- S2 (6.70m à 7.00m ; 13.20m à 13.90m ; 14.30m à 14.90m).
- S3 (4.10m à 4.60m ; 7.80m à 8.00m ; 8.30m à 8.60m ; 9.10m à 9.60m ; 14.20m à 14.60m).

Mais devant le peu de données disponibles nous avons rajouter des données géotechnique provenant de deux autres sites en glissement très proches de notre site et présentant les même formation géologiques : CW 52 et RN 27.

III.2.1 Essais identification et classification des sols :

1. a Identification physique :

La mesure des paramètres physiques permet une approche sur l'identification de la nature du sol en place.

La densité sèche (γ_d) caractérisant le poids d'un volume unitaire, permettant le calcul des forces de la pesanteur et donnant une idée sur le degré de densification des éléments solides de la matrice. Elle varie entre 1,66 et 1,93 t/m³ révèle un sol dense et à compacité assez élevée. Cette variation marque une augmentation avec la profondeur (Tableau 1.a.1).

La teneur en eau naturelle (W%), représente les espaces occupés par l'eau, contenue dans des vides intergranulaires. Les valeurs obtenues se situent autour de 15,18 et 24,54 %, montre un matériau consistant.

Le degré de saturation (Sr%), exprimant la potentialité d'un sol à la saturation par un fluide. Les valeurs obtenues varient de 87.27 à 100%, caractérisant un sol saturé.

1.a.1 185 logements LSP :

Sondages	Profond m	W %	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	Sr %
S 1	3.00-3.50	22.54	1.71	2.07	98.08
	7.00-7.50	16.30	1.80	2.16	89.46
	12.4-12.8	19.20	1.75	2.12	94.77
S 2	6.70-7.00	18.16	1.76	2.12	91.84
	13.2-13.90	15.62	1.82	2.17	87.75
	14.3-14.9	16.70	1.78	2.15	87.23
S 3	4.10-4.60	19.96	1.76	2.11	100
	7.80-8.00	20.79	1.74	2.10	100
	8.30-8.60	18.70	1.80	2.15	100
	9.10-9.60	23.94	1.66	2.06	100
	14.2-14.6	15.18	1.93	2.22	100

Tableau 1.a.1- Résultats des essais physiques de 185 logements LSP.

1.a.2 Section touchées par des glissements sur le CW52 :

Sondages	Profond m	W %	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	Sr %
S 1	8.80-9.20	25.06	1.58	1.97	97.46
	10.80-11.20	26.90	1.53	1.94	97.18
	14.00- 14.45	20.12	1.70	2.04	95.29
S 2	6.60-7.00	30.04	1.47	1.90	97.46
	10.50-10.80	22.51	1.63	2.00	95.21
	13.65-13.85	22.51	1.59	1.95	89.62
S 4	3.00-3.40	22.49	1.57	1.92	86.77
	7.50-8.00	18.22	1.71	2.01	87.42
	10.00-10.50	20.59	1.68	2.02	94.23
S 5	4.75-5.35	20.88	1.63	1.97	88.34
	8.65-9.00	22.14	1.58	1.93	86.50
S 6	2.70-3.00	20.73	1.62	1.96	86.64
	7.80-8.20	23.44	1.60	1.98	95.17

Tableau 1.a.2- Résultats des essais physiques de CW52.

1.a.3 Glissement RN27 CONSTANTINE-JIJEL :

Sondages	Profond m	W %	γ_d t/m ³	γ_h t/m ³	Sr %
S 1 (PK 38+500)	6.00-6.50	24.10	1.58	1.96	92
	7.00-7.50	17.00	1.82	2.13	95
	10.00-10.50	17.7	1.78	2.10	92
S 2 (PK 40+500)	5.70-6.00	16.80	1.77	2.07	86
	8.50-8.80	16.80	1.81	2.11	92
	14.00-14.40	18.1	1.80	2.13	98
S 3 (44+000)	10.50-11.00	24.30	1.55	1.93	88
	11.50-12.00	26.60	1.49	1.89	88
	13.50-14.00	26.00	1.52	1.92	90
	14.50-15.00	26.20	1.50	1.89	88

Tableau 1.a.3- Résultats des essais physiques de RN27.

1.b Analyses granulométriques :

La granulométrie des sols en question, est caractérisée par une fraction fine prédominante, dont les passants à 0,08 mm représentent près de 65%. La fraction des argiles est assez importante, avec un taux supérieur à 50%. Les courbes granulométriques sont semblables, et sont indiquées en annexe, avec les détails concernant chaque tamis et les pourcentages des tamis correspondants.

1.c Les limites d'Atterberg :

Les mesures conduisent aux valeurs portées sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

1.c.1 185 logements LSP :

Sondages	Profond m	WI %	WP %	IP %
S. 1	3.00-3.50	-	-	-
	7.00-7.50	52	31	21
	12.4-12.8	-	-	-
S 2	6.70-7.00	48	26	21.7
	13.2-13.90	-	-	-
	14.3-14.90	-	-	-

S 3	4.10-4.60	67.5	25.56	41.94
	7.80-8.00	-	-	-
	8.30-8.60	-	-	-
	9.10-9.60	-	-	-
	14.2-14.60	-	-	-

Tableau 1.c.1- Les limites d'Atterberg de 185 logements LSP.

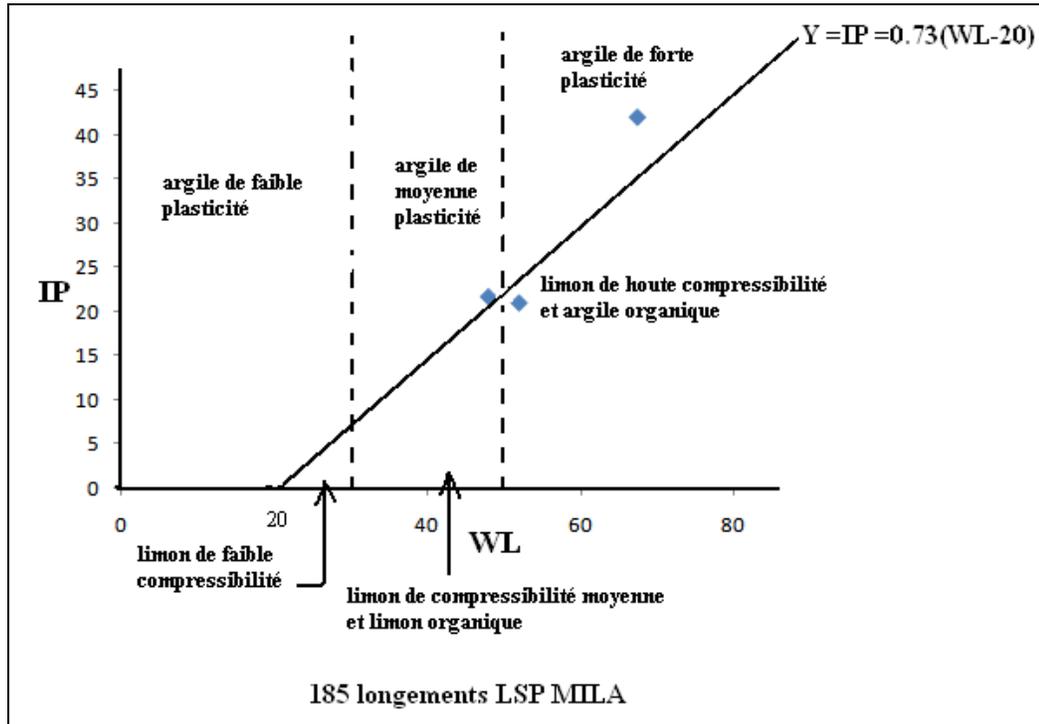


Fig.1.c.1- Les limites d'Atterberg de 185 logements LSP.

Au vu de ces résultats ; la limite de liquidité WL, oscille autour de 48 et 67 %, devant un indice de plasticité PI, situé entre 21 et 41,94 %.

- ü Le couple de valeurs (WL et IP) localise le sol dans la zone des argiles plastiques à très plastiques, d'après le diagramme de Casagrande (WL=67% et IP 42%).
- ü L'indice de consistance varie entre 1.13 et 1.7, caractérise un sol peu consistant.
- ü Pour une argile ayant un $IP > 40$, on peut déduire que le sol possède un potentiel de gonflement très élevé.

1) Mesure et caractérisation du gonflement au laboratoire :

Dans ce qui suit, dans un premier temps, les paramètres permettant de caractériser les propriétés du gonflement des argiles sont clairement définies. Le mot gonflement est employé indifféremment pour décrire les phénomènes consécutifs à diverses causes :

Une diminution de la charge, un apport d'eau, une transformation d'anhydrite en gypse ou une exfoliation. Ici, on ne considère que le gonflement suite à une augmentation du degré de saturation du sol.

Dans un deuxième temps, les différents modes d'évaluation et de mesure de ces paramètres sont présentés.

2) Définition des paramètres du gonflement :

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficiles la caractérisation de phénomène de gonflement.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée. Elle distingue trois notions : le potentiel de gonflement, la pression de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement.

Elles sont néanmoins très largement 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 (v / v_0 ou H / H_0 en %) d'une éprouvette soumise à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un oedomètre) lorsqu'elle est en contact avec de l'eau à la 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, $\dot{v} = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption 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 induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\log \sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai oedométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c .

3) Identification qualitative des sols gonflants :

Une identification primaire, à partir des résultats d'essais géotechniques simples, peut présenter un intérêt considérable. La littérature contient un grand nombre d'approches empiriques qui permettent d'appréhender le potentiel de gonflement des sols. Djérid et Al. (2001) ont réalisé une synthèse de ces différentes méthodes.

Le tableau ci-dessous récapitule ces méthodes et indique le renvoi vers les tableaux et les Illustrations correspondants. La plupart d'entre-elles s'appuient sur les limites d'ATTERBERG w_l , w_p et w_s déterminées en laboratoire, où w_l est la limite de liquidité, w_p est la limite de plasticité, w_s est la limite de retrait.

Méthodes	Paramètres en entrée	Résultat
Altmeyer (1955)	limite de retrait w_s	Tableau 1.2
Seed et al. (1962)	indice de plasticité I_p	Tableau 1.3
Ranganathan et Satyanarayana (1965)	Indice de retrait I_s ($w_l - w_s$)	Tableau 1.4
Holtz et al. (1973) (cité par Djedid et al, 2001)	- indice de plasticité I_p - limite de liquidité w_L - limite de retrait w_s	Tableau 1.5
Dakshanamurthy et Raman (1973)	limite de liquidité w_l	Tableau 1.6
Chen (1975)	limite de liquidité w_L	Tableau 1.7
BRE (1980)	- indice de plasticité I_p - pourcentage de la fraction argileuse (particules dont le diamètre est inférieur à $2\mu m$)	Tableau 1.8
Ghen (1988) (cité par Djedid et al, 2001)	- limite de liquidité w_L - pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à $74\mu m$ - potentiel de gonflement	Tableau 1.9
Chassagneux et al. (1995)	- valeur au bleu VBS - coefficient de gonflement C_g - indice de plasticité I_p	Tableau 1.10
Mastchenko (2001)	Retrait linéaire (R_L)	Tableau 1.11

Tableau 1.1- Méthodes d'identification qualitative du potentiel de gonflement

1.2 Méthode d'Altmeyer (1955) :

$W_s(\%)$	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 à 12	Critique
>12	Faible

Tableau 1.2- Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)

1.3 Méthode de Seed et al (1962) :

IP (%)	$\xi_g(\%)$	Potentiel de gonflement
--------	-------------	-------------------------

>35	>25	Très élevé
20 à 35	5 à 25	Elevé
10 à 20	1.5 à 5	Moyen
0 à 10	0 à 1.5	Faible

Tableau 1.3 - Potentiel de gonflement d'après Seed et al. (1962)

- $20\% < IP < 35\%$ ⚡ d'après Seed et al (1962) potentiel de gonflement élevé.

1.4 Méthode de Ranganathan et Satyanarayana (1965) :

I_s (%)	Potentiel de gonflement
>60	Très fort
30 à 60	Fort
20 à 30	Moyen
0 à 20	Faible

Tableau 1.4 - Potentiel de gonflement d'après Ranganathan et Satyanarayana (1965)

1.5 Méthode de Holtz et al (1973) :

W_s (%)	W_L (%)	IP (%)	Potentiel de gonflement
7 à 12	50 à 70	25 à 35	fort
10 à 15	35 à 50	15 à 25	Moyen
>15	20 à 35	<18	Faible

Tableau 1.5 - Potentiel de gonflement d'après Holtz et al (1973)

- $50\% < W_L < 70\%$ ⚡ potentiel de gonflement d'après Holtz et al (1975) est fort.

1.6 Méthode de Dakshanamurthy et Raman (1973) :

W_L (%)	Classification
0 à 20	Non gonflant
20 à 35	Gonflement faible
35 à 50	Gonflement moyen
50 à 70	Gonflement élevé
70 à 90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique

Tableau 1.6 - Potentiel de gonflement d'après Dakshanamurthy et Raman (1973)

- $50\% < W_L < 70\%$ ⚡ gonflement élevé d'après Dakshanamurthy et Raman (1973)

1.7 Méthode de Chen (1975) :

W_L (%)	Potentiel de gonflement
>60	Très élevé

40 à 60	Elevé
30 à 40	Moyen
<30	Faible

Tableau 1.7- Potentiel de gonflement d'après Chen (1975)

- $60\% < WL < 95\%$ ϕ d'après Chen (1975) le potentiel de gonflement est élevé.

1.8 Méthode de BRE (1980) :

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

Tableau 1.8 - Potentiel de gonflement d'après BRE (1980)

- $18\% < IP < 22\%$ ϕ d'après BRE (1980) le potentiel de gonflement est moyen et les éléments < 2 μ m entre 30 à 60 %.

1.9 Méthode de Ghen (1988) :

WL(%)	% < 74 μ m	Pression de gonflement(MPa)	Potentiel de gonflement
>60	>95	1	Très élevé
40 à 60	60 à 95	0.25 à 0.5	Elevé
30 à 40	30 à 60	0.15 à 0.25	Moyen
<30	<30	<0.05	faible

Tableau 1.9 - Potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)

- $40\% < WL < 60\%$ ϕ d'après Ghen (1988) la pression de gonflement est entre 0.25 à 0.5MPa, le potentiel de gonflement est élevé et les éléments < 74 μ m entre 60 à 95%.

1.10 Méthode de Chassagneux et al (1995) :

VBS	C_g	IP (%)	Sensibilité
<2.5	<0.025	<12	Faible
2.5 à 6	0.025 à 0.05	12 à 25	Moyenne
6 à 8	0.05 à 0.09	25 à 40	Forte
>8	≥ 0.09	≥ 40	Très forte

Tableau 1.10 - Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Chassagneux et al (1995)

- $12\% < IP < 25\%$ ϕ d'après Chassagneux et al (1995), C_g est entre 0.025 à 0.05 et VBS est varié entre 2.5 à 6 et la sensibilité de ces argiles est moyenne.

1.11 Méthode de Mastchenko (2001) :

Rl	Sensibilité
<0.4	Faible
0.4 à 0.65	Moyenne

0.65 à 0.75	Forte
>0.75	Très forte

Tableau 1.11- Sensibilité d'une argile au retrait-gonflement d'après Mastchenko (2001)

1.c.2 Section touchées par des glissements sur le CW52 :

Sondages	Profond m	WL%	WP %	IP %
S. 1	8.80-9.20	-	-	-
	10.80-11.20	68.64	27.59	41.05
	14.00- 14.45	60.14	31.67	28.47
S. 2	6.60-7.00	62.03	32.33	29.70
	10.50-10.80	61.52	30.65	30.87
	13.65-13.85	63.77	30.11	33.66
Sondages	Profond m	WL%	WP %	IP %
S. 4	3.00-3.40	-	-	-
	7.50-8.00	52.87	30.70	22.17
	10.00-10.50	54.62	31.78	22.83
S. 5	4.75-5.35	49.88	31.30	18.57
	8.65-9.00	58.21	27.76	30.45
S. 6	2.70-3.00	54.12	32.80	21.32
	7.80-8.20	-	-	-

Tableau 1.c.2 - Les limites d'Atterberg de CW52.

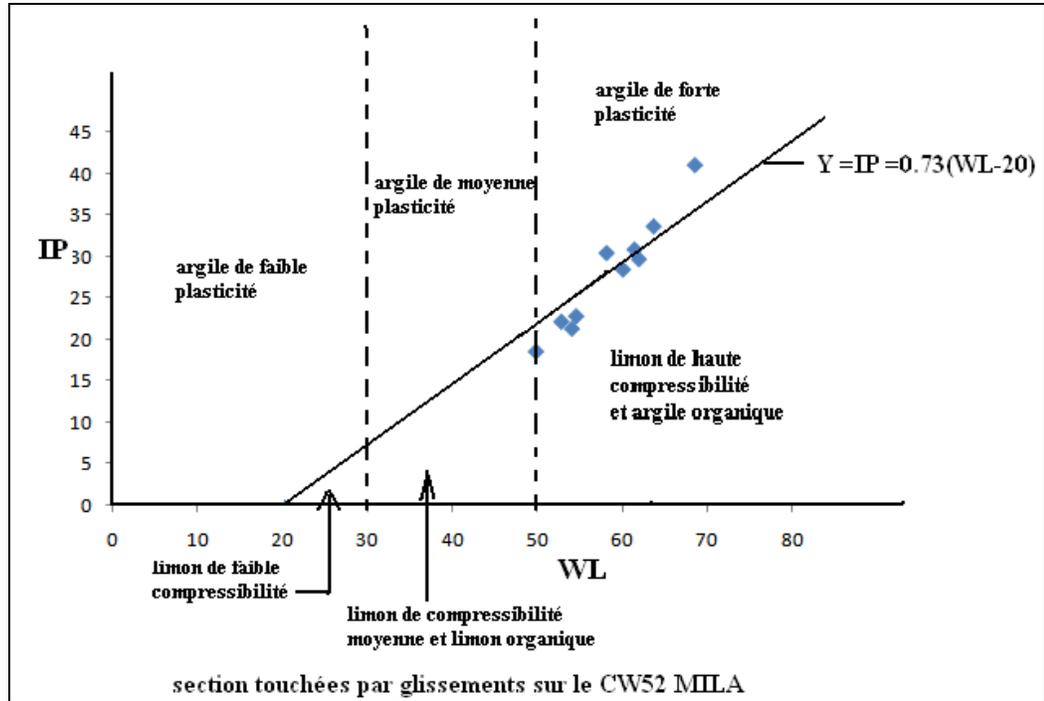


Fig.1.c.2- Les limites d'Atterberg de CW52.

Au vu de ces résultats ; la limite de liquidité WL, oscille autour de 49.88 et 68.64%, devant un indice de plasticité IP, situé entre 18.57 et 41.05 %.

- ü Le couple de valeurs (WL et IP) localise le sol dans la zone des argiles plastiques à très plastiques, d'après le diagramme de Casagrande (WL=69% et IP 41%).
- ü Pour une argile ayant un IP > 40, on peut déduire que le sol possède un potentiel de gonflement très élevé.

1.c.3 Glissement RN27 CONSTANTINE-JIJEL :

Sondages	Profond m	Wl %	WP %	IP %
S 1 (PK 38+500)	6.00-6.50	50.49	24.49	26
	7.00-7.50	57	32	25
	10.00-10.50	57	26	31
S 2 (PK 40+500)	5.70-6.00	53	25	28
	8.50-8.80	46	22	24
	14.00-14.40	48	24	24
S 3 (44+000)	10.50-11.00	36	20	16
	11.50-12.00	37	20	17
	13.50-14.00	36	20	16

Sondages	Profond m	Wl %	WP %	IP %
----------	-----------	------	------	------

S 3 (44+000)	14.50-15.00	37	21	16
-----------------	-------------	----	----	----

Tableau 1.c.3- Les limites d'Atterberg de RN27.

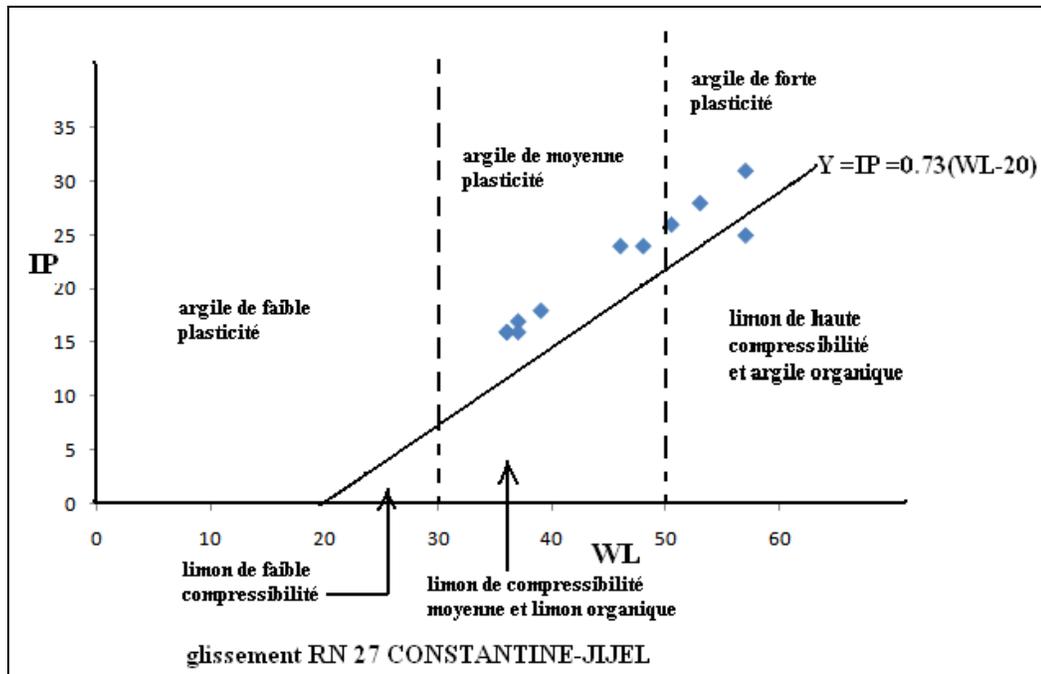


Fig.1.c.3- Les limites d'Atterberg de RN27.

Au vu de ces résultats ; la limite de liquidité WL, oscille autour de 36 et 57 %, devant un indice de plasticité IP, situé entre 16 et 31 %.

- ü Le couple de valeurs (WL et IP) localise le sol dans la zone des argiles plastiques à très plastiques, d'après le diagramme de Casagrande (WL=67% et IP 42%).
- ü L'indice de consistance varie entre 0.61 et 1.69, caractérise un sol peu consistant.
- ü Pour une argile ayant un IP >30, on peut déduire que le sol possède un potentiel de gonflement élevé.

1.d Analyses chimiques :

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction par excellence. Il est utilisé pour la construction d'ouvrages de toutes natures, notamment de bâtiments d'immeubles d'habitations, de ponts, de routes, de tunnels, etc.

Du point de vue technique, ce choix est fondé sur sa résistance mécanique et sa durabilité. C'est à dire le bon comportement dans le temps face aux actions des charges et aux agressions physico-chimiques de l'environnement.

Pourtant ses constituants ; du ciment, du sable, des granulats et les armatures peuvent subir des dégradations à plus ou moins brève échéance en contact avec certains éléments agressifs dont les sulfates, présents dans certains sols et dans les eaux souterraines.

La rapidité et la gravité de l'attaque dépend de la quantité de l'élément agressif, de la présence d'eau, de la composition et du dosage du ciment utilisé, et de certaines caractéristiques du béton telle que la perméabilité.

Au fur et à mesure que progresse cette attaque, la pâte de ciment durcie perd progressivement de sa résistance et le processus se termine par la désagrégation du béton et la corrosion des armatures, et ainsi mettre en péril la stabilité des ouvrages.

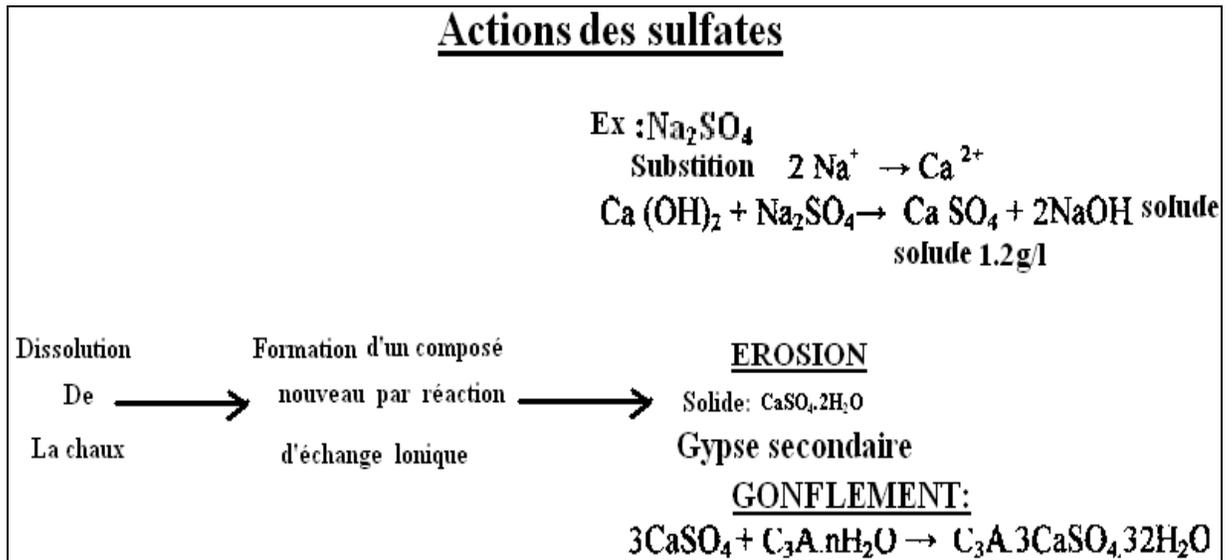
1.d.1 Mécanisme d'attaque des sulfates :

Les sols contenant des sulfates, présentent les mêmes risques d'agressivité que les eaux riches en sulfates, s'ils sont humides.

Ainsi, les sulfates attaquent le béton en réagissant avec les composants hydratés de la pâte de ciment durcie (spécialement avec les hydrates de calcium aluminate) pour former un sulfo aluminate de calcium (ettringite). A cause de la croissance des cristaux, cette réaction expansive provoque suffisamment de pression pour briser la pâte de ciment et donner naissance à une fissuration et la désintégration du béton.

L'agressivité dépend de l'eau contenue dans le sol (niveau de la nappe, variations saisonnières, courant, porosité du sol), de la quantité et de la nature des sulfates que renferme le béton.

L'attaque par les sulfates pouvant détériorer très significativement le béton dans un laps de temps relativement court (5 à 15 ans).



1.d.2 Agressivité des sols dans le site d'étude :

A fin de prévenir ce type d'attaque des fondations, différents échantillons, couvrant pratiquement toute l'étendue du terrain étudié, ont été soumis à des analyses chimiques en vue de déterminer leur agressivité vis-à-vis des bétons. Cette agressivité est représentée essentiellement par la teneur en sulfates des sols.

Les résultats obtenus, exprimés en pourcentage et en poids, se résument dans le tableau suivant :

a) 185 Logements LSP :

Sondages	Profondeur (m)	% Sulfate SO ₄ ²⁻	% Carbonates CaCO ₃	% Chlorure Cl ⁻	% Matière organique
S 1	3.00-3.50	1.16	18.40	0.21	-
	7.00-7.50	1.22	16.00	0.21	
	12.4-12.8	1.22	24.00	0.18	
S 2	6.70-7.00	1.64	33.60	0.18	-
	13.2-13.90	1.87	9.20	0.21	
	14.3-14.90	-	-	-	
S 3	4.10-4.60	Traces	24.00	0.18	-
	7.80-8.00	-	-	-	
	8.30-8.60	1.43	16.00	0.14	
	9.10-9.60	-	-	-	
	14.2-14.60	-	-	-	

Tableau a- Résultats de l'analyse chimique de 185 logements.

A partir de ces résultats, on note que les sols du notre site d'étude sont agressives à très agressives

b) Section touchées par des glissements sur le CW52 :

Sondages	Profondeur (m)	Teneur exprimée en% de poids par rapport aux matériaux secs		
		Insolubles %	Carbonates %	Gypse %
S1	8.80-9.20	80.10	18.03	Traces
S2	6.60-7.00	80.40	16.39	Traces
S4	3.00-3.40	4.94	94.26	Traces
S5	4.75-5.35	67.30	28.69	Traces
S6	2.70-3.00	59.70	36.89	Traces

Tableau b- Résultats de l'analyse chimique de CW52.

c) Glissement RN27 CONSTANTINE-JIJEL :

Sondages	Profondeur (m)	Carbonates %	Gypse %	VB
S1	6.00-6.50	-	-	7.00
	7.00-7.50	-	-	5.66
	10.00-10.50	-	-	7.33
S2	5.70-6.00	-	-	5.66
	8.50-8.80	-	-	5.33
	14.00-14.40	-	-	5.33

S3	10.50-11.00	-	-	4.50
	11.50-12.00	-	-	4.50
	13.50-14.00	-	-	4.66
	14.50-15.00	-	-	4.83
S4	10.00-12.00	27.31	-	-
S5	6.50-7.00	-	-	4.00

Tableau c- Résultats de l'analyse chimique de RN27.

1.e Conclusion :

La coupe géotechnique établie sur la base de la coupe géologique et à l'aide des sondages indique la présence d'une couche de remblai d'une épaisseur variée (0,2 à 2.5 m)

A part cette couche de remblai, notre coupe est subdivisée en deux grandes parties :

Ü La première partie :

- Révélée par les deux sondages S 1 et S 2 il s'agit d'une couche argileuse généralement plastique dont le cohésion est de l'ordre de 0.2 et $\phi = 7,12^\circ$. Cette couche est renfermée des fissures sub verticales remplies d'anhydrites, son épaisseur est supérieure à 18 m.

Ü La deuxième partie :

Ü Révélée par le sondage S 1, est composée de 3 couches présentant des caractéristiques géotechniques différentes à différentes profondeurs :

- La première couche dont la profondeur est de 4 m : des argiles très plastique avec galets,
- la deuxième profonde de 8 m et s'agit des argiles peu plastiques dont $\phi = 22^\circ$ et $C = 0.65$ bar
- la dernière couche jusqu'au 15 m du profondeur des argiles indurée.

Ü La présence des fissures subverticales remplies du gypse peut influencer sur le terrain et provoquer différents désordres dans les constructions.

III.2.2 Essai de compressibilité :

Pour l'évaluation des déformations sous les contraintes appliquées, des essais de compressibilité à l'odomètre ont été réalisés. Ils montrent :

- Ü La pression de pré consolidation (**Pc bar**) : possède des valeurs descendantes progressivement avec la profondeur (5 bars à 4,60 m et 3 bars à 9,60 m de profondeur), caractérisant un sol d'un état de surconsolidation en surface.
- Ü Le coefficient de compressibilité (Cc %) : présente à son tour des variations avec la profondeur, à 4,60 m il est de 27.8 %, et 15.6 % pour une 14,60 m de profondeur, traduisant un sol moyen à très compressible.
- Ü Au sondage S 3, l'indice de gonflement est élevé ($C_g = 12,1\%$), et il diminue avec la profondeur.

Les résultats d'essai oedométrique, montrent un sol consistant, sur consolidé, très compressible et gonflant.

Les variations de ces paramètres, semblent confirmer l'hétérogénéité du terrain.

1) 185 Logements LSP :

Sondages	S 3
----------	-----

Profondeur (m)	4.10-4.60	7.80-8.00	8.30-8.60	9.10-9.60	12.4-14.6
Cg %	12.1	-	-	8.9	7.2

Tableau 1 - récapitulatif d'essai oedométrique de 185 logements LSP.

2) Section touchées par des glissements sur le CW52 :

Sondages	Profondeur (m)	Cg %
S 1	8.80-9.20	0.040
	10.80-11.20	-
	14.00-14.45	0.069
S 2	6.60-7.00	-
	10.50-10.80	-
	13.65-13.85	-
S 4	3.00-3.40	-
	7.50-8.00	-
	10.00-10.50	0.042
S 5	4.75-5.35	-
	8.65-9.00	0.041
Sondages	Profondeur (m)	Cg %
S 6	2.70-3.00	-
	7.80-8.20	0.064

Tableau 2- récapitulatif d'essai oedométrique de CW52.

3) Glissement RN27 CONSTANTINE-JIJEL :

Sondages	Profondeur (m)	Cg %
S 1 (PK38+500)	6.00-6.50	0.049
	7.00-7.50	0.046
	10.00-10.50	0.053
S 2 (PK40+500)	5.70-6.00	0.039
	8.50-8.80	0.049
	14.00-14.40	0.045
S 3 (44+000)	10.50-11.00	0.037
	11.50-12.00	0.038
	13.50-14.00	0.037
	14.50-15.00	0.039

Tableau 3- récapitulatif d'essai oedométrique de RN27.

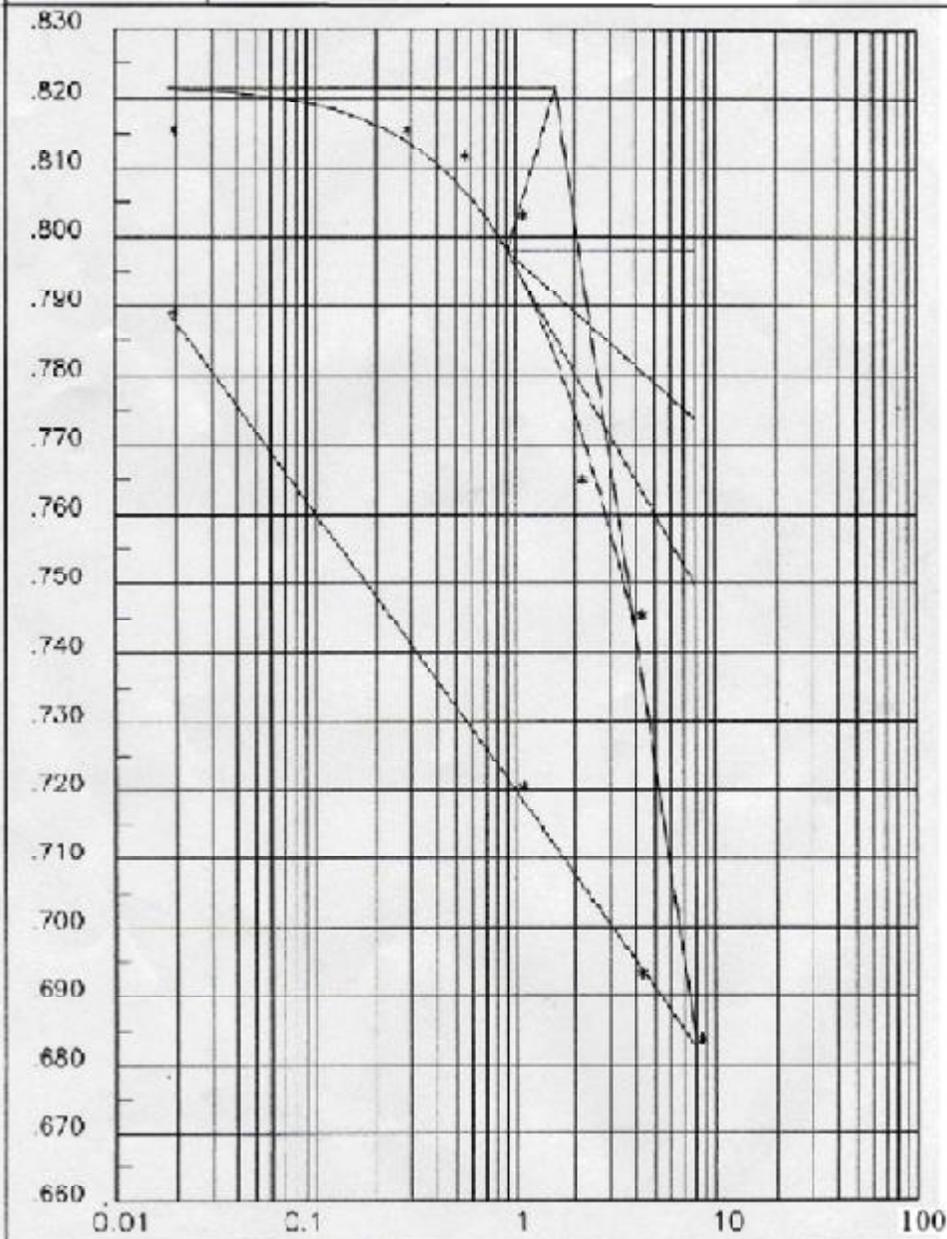
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/ PERMEABILITE

PROJET: 185 LOGEMENTS LSP MILA

Ouvrage 01

Echantillon 04

Profondeur 8.80 / 9.20



$P_c = 2.38 \text{ bars}$ $C_e = .196$ $C_g = 0.040$

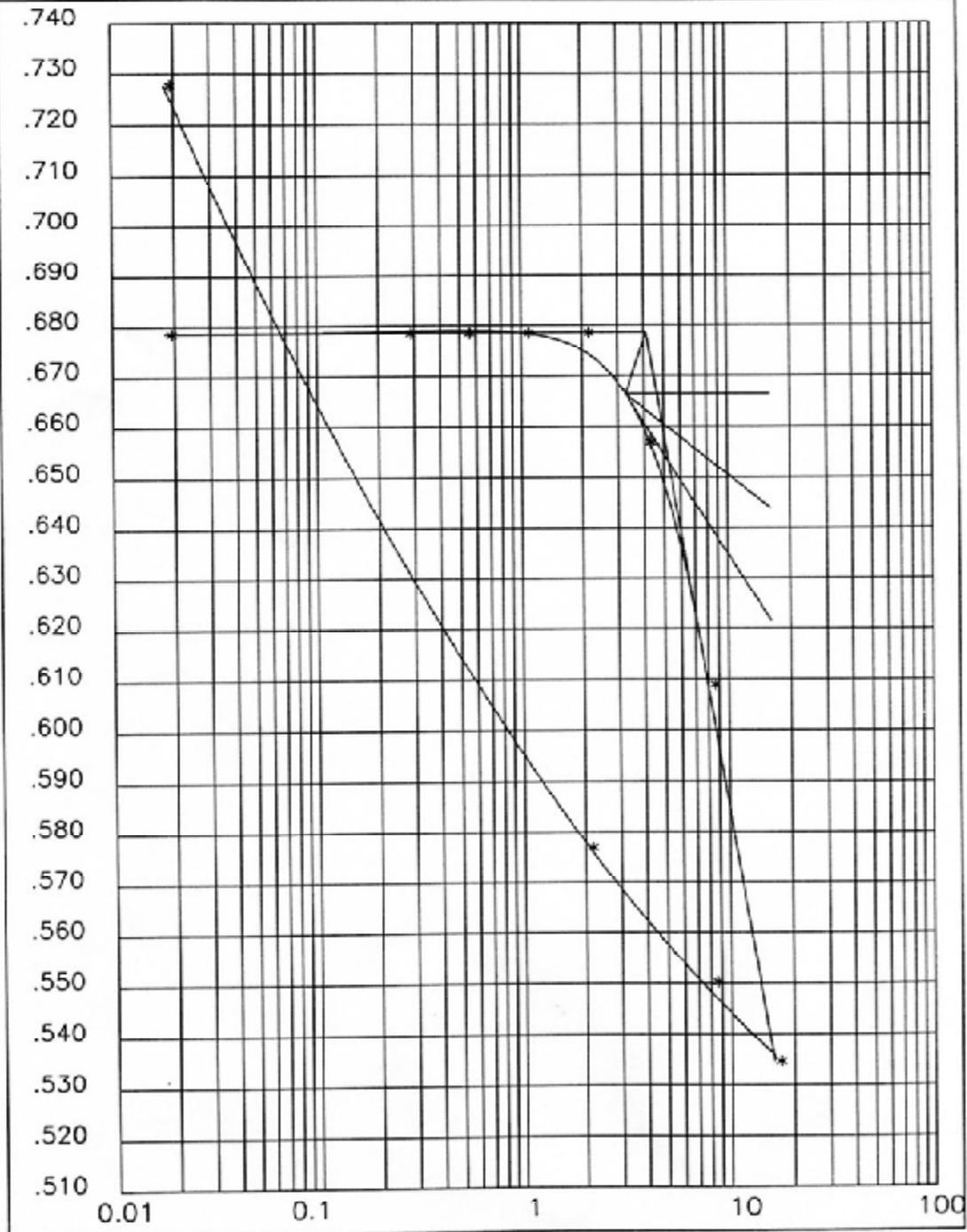
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE

PROJET : 185 LOGEMENTS LSP MILA

Ouvrage 02

Echantillon 04

Profondeur 14.00/14.45m



$P_c = 4.88$ bars $C_c = .244$ $C_g = 0.069$

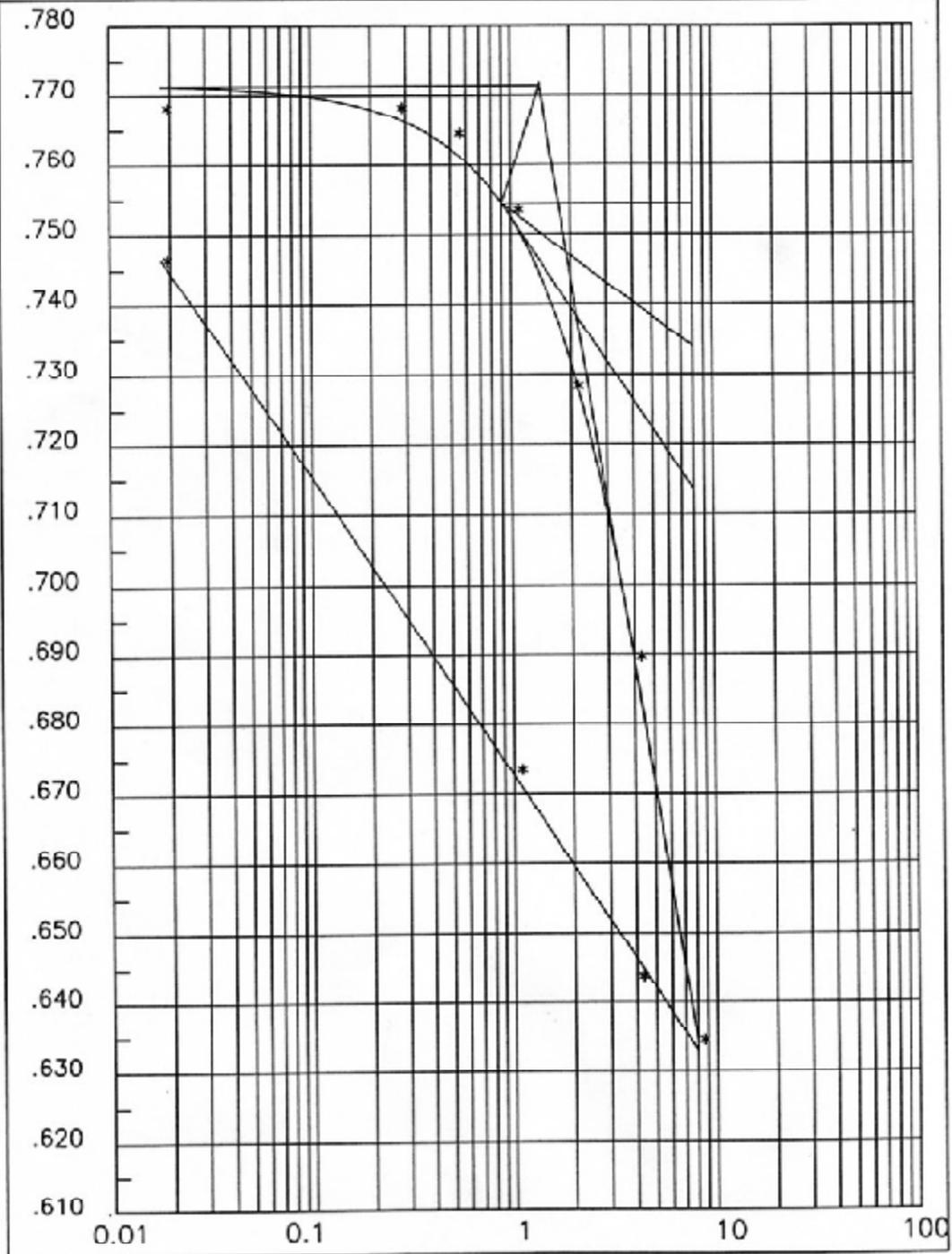
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE

PROJET : 185 LOGEMENTS LSP MIA

Ouvrage 04

Echantillon 4

Profondeur 10.00/10.50



$P_c = 1.89 \text{ bars}$ $C_c = .180$ $C_g = 0.042$

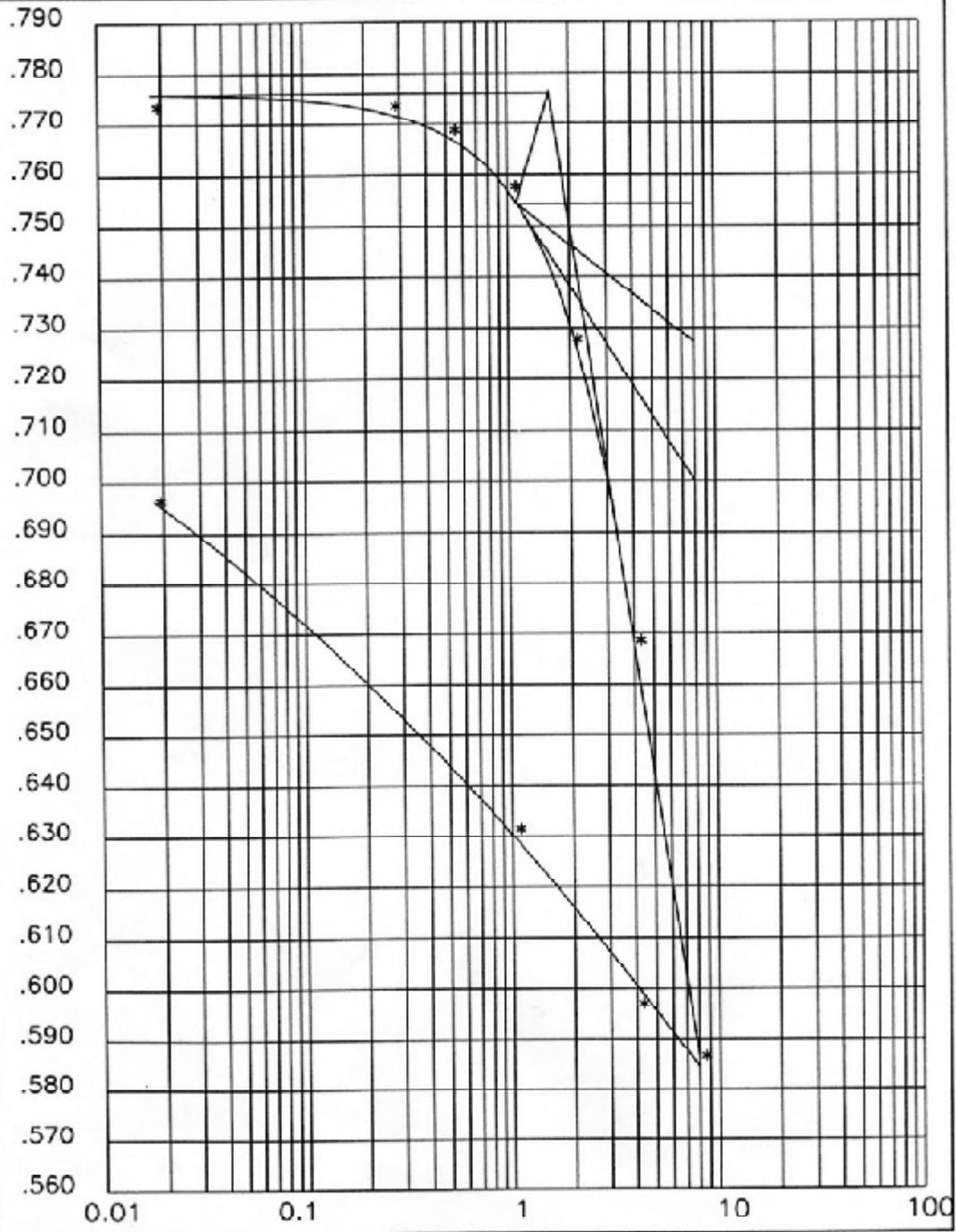
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE

PROJET : 185 LOGEMETS LSP MILA

Ouvrage 05

Echantillon 4

Profondeur 8.65/9.00



$P_c = 2.06 \text{ bars}$ $C_c = .270$ $C_g = 0.041$

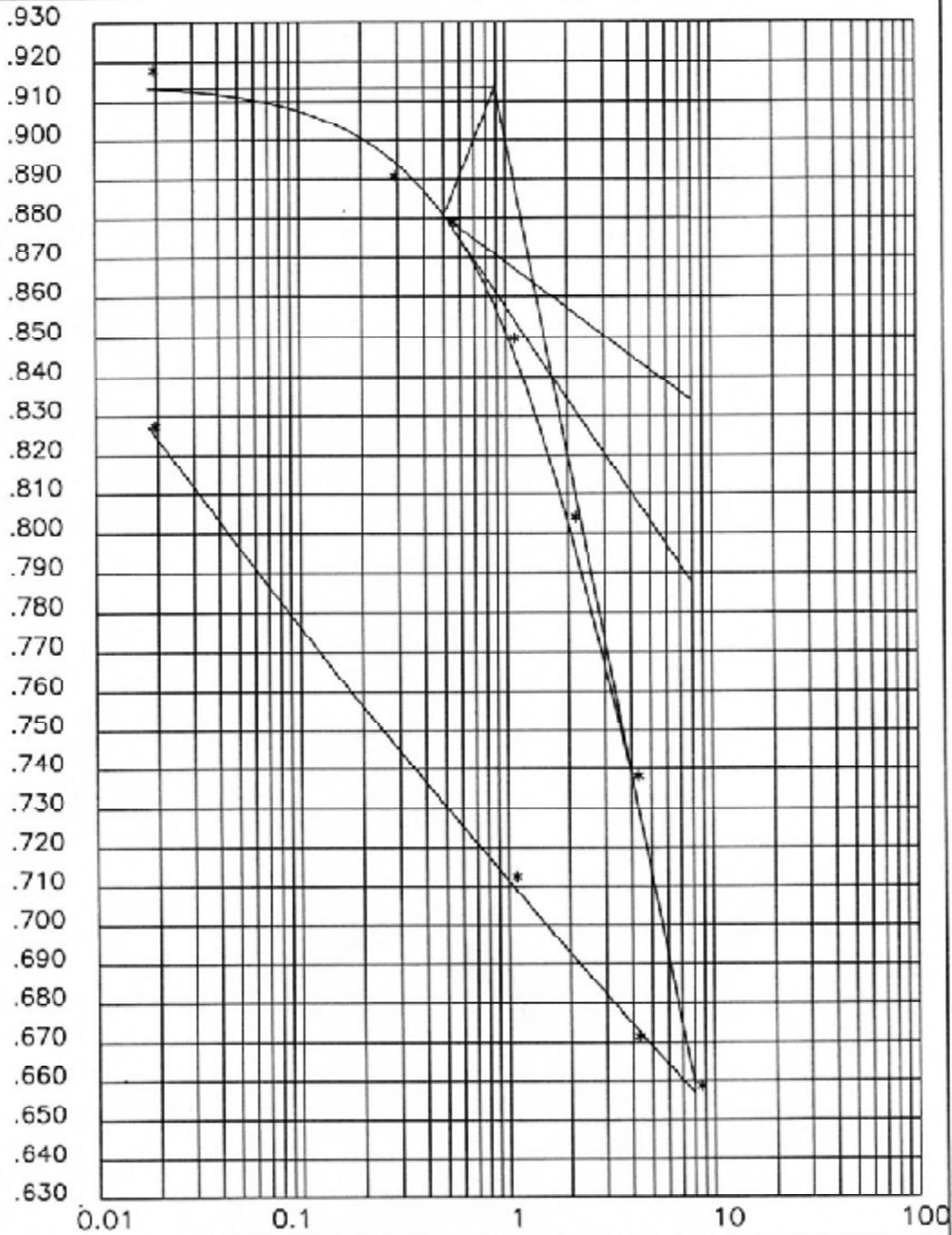
ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE

PROJET : 185 LOGEMENTS LSP MILA

Ouvrage 06

Echantillon 4

Profondeur 7.80/8.20

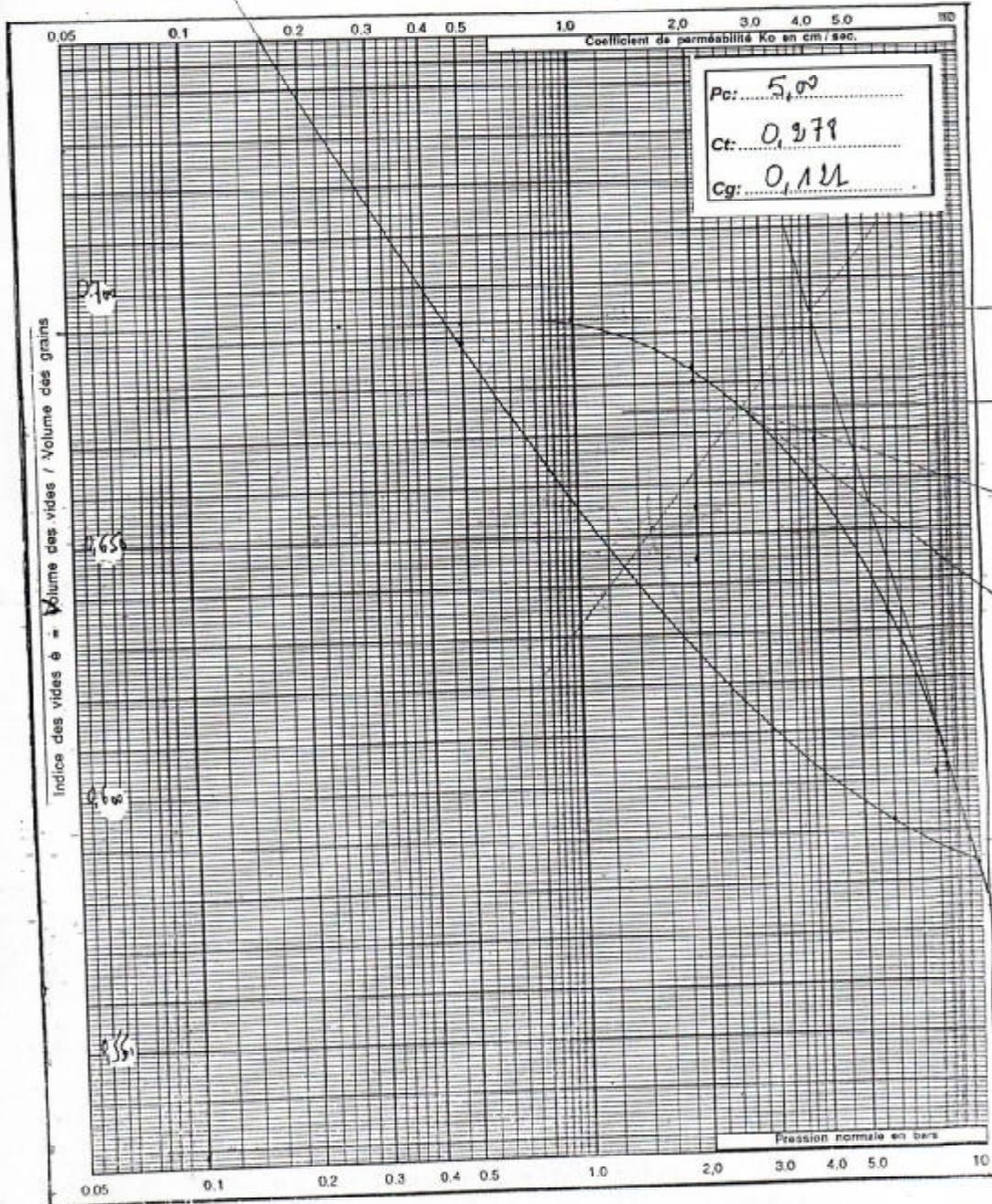


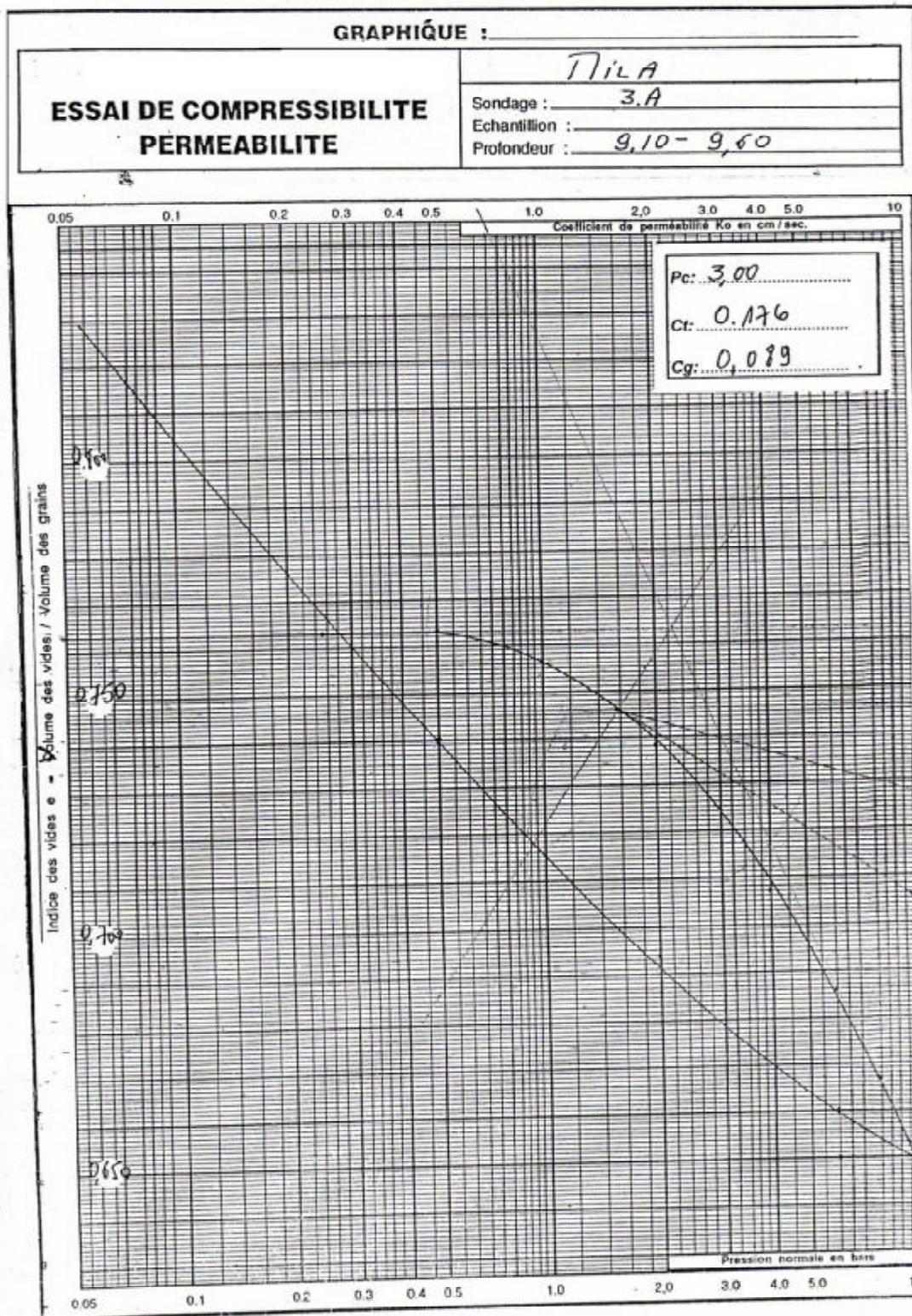
$P_c = 1.37 \text{ bars}$ $C_c = .267$ $C_g = 0.064$

GRAPHIQUE :

ESSAI DE COMPRESSIBILITE PERMEABILITE

Sondage : 334
Echantillon :
Profondeur : 4,10 - 4,50





III.2.3 Essai de cisaillement :

Les essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type non consolidé non drainé UU, et de type consolidé drainé CD, permettent d'évaluer les caractéristiques intrinsèques du sol partir de la construction géométrique de la droite de Coulomb dont l'équation : $t = C + s.tg j$

Où :

- t : Contrainte de cisaillement
- C : Cohésion
- s : Contrainte normale
- j : Angle de frottement
- la cohésion C , représente la résultante des forces de liaison intergranulaire.
- L'angle de frottement interne φ , caractérise les frottements entre grains de matrice.

Les résultats des essais non consolidés - non drainés (type U U) :

- ü Angle de frottement interne $j^\circ : 3^\circ < j < 22^\circ$
- ü Cohésion C (bar) : $0.20 < C < 0.65$

Les résultats des essais : consolidés – drainés (type CD) :

- ü Angle de frottement interne $j^\circ : 5^\circ < j' < 18^\circ$
- ü Cohésion C' (bar) : $0,20 < C' < 0,26$

a) 185 Logements LSP MILA :

Sondages	S 1			S 2		
	3.00-3.60	7.00-7.50	12.4-12.8	6.70-7.00	13.2-13.9	14.3-14.9
j° UU	15	8	7	9	15	7
C bar UU	0.20	0.20	0.20	0.20	0.3	0.26
j° CD	5	15	18	-	5	17
C' bar CD	0.26	0.20	0.25	-	0.2	0.2

Sondages	S 3				
	4.10-4.60	7.80-8.00	8.30-8.60	9.10-9.60	12.4-14.6
j° UU	6	22	3	-	14
C bar UU	0.4	.65	0.4	-	0.3
j° CD	5	-	-	3	3.3
C' bar CD	27.8	-	-	17.6	15.6

Tableau a- Récapitulatif d'essai de cisaillement de 185 logements LSP.

b) Section touchées par des glissements sur le CW52 :

Sondages	Profondeur (m)	j° UU	C bar UU
S 1	8.80-9.20	-	-

	10.80-11.20	1	0.352
	14.00-14.45	1	0.582
S 2	6.60-7.00	20	0.037
	10.50-10.80	37	0.227
	13.65-13.85	7	0.097
S 4	3.00-3.40	6	0.515
	7.50-8.00	13	0.323
	10.00-10.50	1	0.604
S 5	4.75-5.35	20	0.134
	8.65-9.00	-	-
S 6	2.70-3.00	12	0.488
	7.80-8.20	5	0.112

Tableau b- Récapitulatif d'essai de cisaillement de CW 52.

c) Glissement RN27 CONSTANTINE-JIJEL :

Sondages	Profondeur (m)	j° UU	C bar UU
S 1 (PK38+500)	6.00-6.50	32	0.02
	7.00-7.50	21	1.5
	10.00-10.50	30	1.2
S 2 (PK40+500)	5.70-6.00	14	2.2
	8.50-8.80	35	1.5
	14.00-14.40	21	1.3
S 3 (44+000)	10.50-11.00	7	0.02
	11.50-12.00	7	0.1
	13.50-14.00	7	0.04
	14.50-15.00	7	0.1

Tableau c- Récapitulatif d'essai de cisaillement de RN27.

CHAPITRE IV LES MODELES D'ESTIMATION DU GONFLEMENT :

IV.1 LES METHODES 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 du 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.

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 IP , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Plusieurs relations empiriques ont été proposées.

L'exposé des modèles empiriques montre le grand nombre de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans faire d'essai de gonflement. Toutes ces 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.

Ces méthodes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux 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 ne peuvent en aucun cas remplacer les essais directs de gonflement lors de l'étude pratique d'un sol donné.

Auteur(s)	Equations	Paramètres
Seed et al(1962)	$\varepsilon_g = 2.16.10^{-3}(IP)^{2.44}$	ε_g et IP sans unités (-)
Komomik et David(1969)	$\varepsilon_g = 6.7 + 2.4*IP$ $\log \sigma_g = - 2.132 + 0.0208*WL + (6.66*10^{-4})*\gamma_{d0} - 0.0269*W_i$	$\varepsilon_g(\%)$, $\sigma_g(\text{kpa})$ W_i et $WL(\%)$ $\gamma_{d0}(\text{kg/m}^3)$
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log(\varepsilon_g) = 0.033*WL - 0.083*W_i + 0.458$ $\log(\sigma_g) = 0.033*WL - 0.083*W_i - 1.967$	$\varepsilon_g(\%)$, $\sigma_g(\text{kpa})$ WL et $W_i(\%)$
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log(\varepsilon_g) = 0.033*WL - 0.0032* \gamma_{d0} - 6.692$ $\log(\sigma_g) = 0.033*WL - 0.0032* \gamma_{d0} - 5.154$	$\varepsilon_g(\%)$, $\sigma_g(\text{kpa})$ $WL(\%)$, $\gamma_{d0}(\text{kg/m}^3)$
Didier et al(1973)	$\log(\sigma_g) = 2.55*(\gamma_{d0} / \gamma_w) - 1.705$	$\gamma_{d0}(\text{g/cm}^3)$, $\sigma_g(\text{bars})$
O'Neil et Ghazzaly(1977)	$\varepsilon_g = 2.77 + 0.131* WL - 0.27*W_i$	$\varepsilon_g(\%)$ WL et W_i sans unités (-)
Johnson et Snethen(1978)	$\log(\varepsilon_g) = 0.458 + 0.036*WL - 0.0833*W_i$	$\varepsilon_g(\%)$ WL et W_i sans unités (-)
Auteur(s)	Equations	Paramètres

Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = - 117.59 + 3.0571 * W_i$	ε_g (%) W_i (%)
---------------------------	---	----------------------------------

Tableau IV.1- Modèles d'estimation du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)

IV.1.1 Modèle de Seed et al (1962) :

$$\varepsilon_g = 2.16.10^{-3}(IP)^{2.44}$$

Site	IP	ε_g
185 logements LSP MILA	0,21	4,79368E-05
	0,217	5,19297E-05
	0,42	0,000260125
CW52	0,4105	0,000246002
	0,2847	0,00010073
	0,297	0,000111681
	0,3087	0,000122722
	0,3366	0,00015157
	0,2217	5,4717E-05
	0,2283	5,87771E-05
	0,1857	3,55103E-05
	0,3045	0,000118688
	0,2132	4,97387E-05
RN27	0,26	8,07214E-05
	0,25	7,33546E-05
	0,31	0,000123987
	0,28	9,67207E-05
	0,24	6,64002E-05
	0,24	6,64002E-05
	0,16	2,46892E-05
	0,17	2,86252E-05
	0,16	2,46892E-05
	0,16	2,46892E-05
0,18	3,29093E-05	

Tableau IV.1.1- Modèle de Seed et al (1962)

IV.1.2 Modèle de Komomik et David(1969) :

$$(\varepsilon_g = 0.9+2.1*IP)$$

Site	IP %	ϵ_g %
185 logements LSP MILA	21	45
	21,7	46,47
	42	89,1
CW52	41,05	87,105
	28,47	60,687
	29,7	63,27
Site	IP %	ϵ_g %
CW52	30,87	65,727
	33,66	71,586
	22,17	47,457
	22,83	48,843
	18,57	39,897
	30,45	64,845
	21,32	45,672
RN27	26	55,5
	25	53,4
	31	66
	28	59,7
	24	51,3
	24	51,3
	16	34,5
	17	36,6
	16	34,5
	16	34,5
	18	38,7

Tableau IV.1.2- Modèle de Komomik et David(1969)

IV.1.3 Modèle de Komomik et David(1969) :

$$\text{Log}(\sigma_g) = -2.132 + 0.0208 \cdot \text{WL} + 6.66 \cdot 10^{-4} \cdot \gamma_{d0} - 0.0269 \cdot \text{Wi}$$

Site	WL %	γ_{d0} (kg/m ³)	Wi %	Log (σ_g)	σ_g (kpa)
185 logements LSP MILA	52	1800	18,3	-0,34387	0,45303317
	48	1760	20,5	-0,51289	0,30697994
	67,5	1760	21,4	-0,1315	0,73875426
Site	WL %	γ_{d0} (kg/m ³)	Wi %	Log (σ_g)	σ_g (kpa)
	50,49	1580	24,1	-0,677818	0,20998197

RN27	57	1820	17	-0,19158	0,64330955
	57	1780	17,7	-0,23705	0,57936199
	53	1770	16,8	-0,3027	0,49808103
	46	1810	16,8	-0,42166	0,37873898
	48	1800	18,1	-0,42169	0,37871281
	36	1550	24,3	-1,00457	0,09895324
	37	1490	26,6	-1,0856	0,08211075
	36	1520	26	-1,07028	0,08505895
	37	1500	26,2	-1,06818	0,08547124
	39	1840	8,5	-0,32401	0,47423107
CW 52	68,64	1530	26,9	-0,408918	0,39001562
	60,14	1700	20,12	-0,290116	0,51272442
	62,03	1470	30,04	-0,670832	0,21338702
	61,52	1630	22,51	-0,372323	0,42430388
	63,77	1590	22,51	-0,352163	0,44446442
	52,87	1710	18,22	-0,383562	0,41346428
	54,62	1680	20,59	-0,430895	0,37077035
	49,88	1630	20,88	-0,570588	0,26878931
	58,21	1580	22,14	-0,464518	0,34314842
	54,12	1620	20,73	-0,485021	0,32732487

Tableau IV.1.3 - Modèle de Komomik et David(1969)

IV.1.4 Modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly(1973) :

$$(\text{Log}(\epsilon_g) = 0.033 * \text{WL} - 0.083 * \text{Wi} + 0.458)$$

$$(\text{Log}(\sigma_g) = 0.033 * \text{WL} - 0.083 * \text{Wi} - 1.967)$$

Site	WL %	Wi %	Log (σ_g)	Log (ϵ_g)	σ_g (kpa)	ϵ_g %
185 logements LSP MILA	52	18,3	-1,7699	0,6551	0,0169863	4,5196
	48	20,5	-2,0845	0,3405	0,0082319	2,1902818
	67,5	21,4	-1,5157	0,9093	0,0305	8,1152144
RN27	50,49	24,1	-2,30113	0,12387	0,0049988	1,3300562
	57	17	-1,497	0,928	0,031842	8,4722741
	57	17,7	-1,5551	0,8699	0,0278548	7,4113957
Site	WL %	Wi %	Log (σ_g)	Log (ϵ_g)	σ_g (kpa)	ϵ_g %
RN27	53	16,8	-1,6124	0,8126	0,0244118	6,4953117
	46	16,8	-1,8434	0,5816	0,0143417	3,8159265
	48	18,1	-1,8853	0,5397	0,0130227	3,4649742
	36	24,3	-2,7959	-0,3709	0,0015999	0,4256964

	37	26,6	-2,9538	-0,5288	0,0011122	0,2959375
	36	26	-2,937	-0,512	0,0011561	0,3076097
	37	26,2	-2,9206	-0,4956	0,0012006	0,3194479
	39	8,5	-1,3855	1,0395	0,0411623	10,952166
CW52	68,64	26,9	-1,93458	0,49042	0,0116257	3,0932855
	60,14	20,12	-1,65234	0,77266	0,0222669	5,9246132
	62,03	30,04	-2,41333	0,01167	0,0038607	1,0272355
	61,52	22,51	-1,80517	0,61983	0,0156614	4,1670624
	63,77	22,51	-1,73092	0,69408	0,0185815	4,9440175
	52,87	18,22	-1,73455	0,69045	0,0184268	4,9028657
	54,62	20,59	-1,87351	0,55149	0,013381	3,5603279
	49,88	20,88	-2,054	0,371	0,0088308	2,3496328
	58,21	22,14	-1,88369	0,54131	0,013071	3,4778432
	54,12	20,73	-1,90163	0,52337	0,0125421	3,337106

Tableau IV.1.4 - Modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly(1973)

IV.1.5 Modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly(1973) :

$$\text{Log}(\epsilon_g) = 0.033 * \text{WL} + 0.0032 * \gamma_{d0} - 6.692$$

$$\text{Log}(\sigma_g) = 0.033 * \text{WL} + 0.0032 * \gamma_{d0} - 5.154$$

Site	Wl %	γ_{d0} (kg/m ³)	Log (σ_g)	Log (ϵ_g)	σ_g (kpa)	ϵ_g
185 logements LSP MILA	52	1800	2,322	0,784	209,893988	6,08135001
	48	1760	2,062	0,524	115,345326	3,3419504
	67,5	1760	2,7055	1,1675	507,574739	14,7061842
RN27	50,49	1580	1,56817	0,03017	36,9972973	1,07193882
	57	1820	2,551	1,013	355,631319	10,3038612
	57	1780	2,423	0,885	264,850014	7,67361489
	53	1770	2,259	0,721	181,551566	5,26017266
	46	1810	2,156	0,618	143,21879	4,14954043
	48	1800	2,19	0,652	154,881662	4,4874539
	36	1550	0,994	-0,544	9,86279486	0,28575905
Site	Wl %	γ_{d0} (kg/m ³)	Log (σ_g)	Log (ϵ_g)	σ_g (kpa)	ϵ_g
RN27	37	1490	0,835	-0,703	6,83911647	0,1981527
	36	1520	0,898	-0,64	7,90678628	0,22908677
	37	1500	0,867	-0,671	7,36207097	0,21330449
	39	1840	2,021	0,483	104,954243	3,04088503
	68,64	1530	2,00712	0,46912	101,652953	2,94523532

CW 52	60,14	1700	2,27062	0,73262	186,474736	5,40281379
	62,03	1470	1,59699	0,05899	39,5357517	1,14548657
	61,52	1630	2,09216	0,55416	123,640286	3,58228389
	63,77	1590	2,03841	0,50041	109,247121	3,16526445
	52,87	1710	2,06271	0,52471	115,534051	3,34741841
	54,62	1680	2,02446	0,48646	105,793747	3,06520835
	49,88	1630	1,70804	0,17004	51,0552021	1,47924463
	58,21	1580	1,82293	0,28493	66,5165935	1,92721426
	54,12	1620	1,81596	0,27796	65,4575883	1,89653124

Tableau IV.1.5 - Modèle de Vijayvergiya et Ghazzaly(1973)

IV.1.6 Modèle de Didier et al (1973) :

$$\log(\sigma_g) = 2.55 * (\gamma_{d0} / \gamma_w) - 1.705$$

site	γ_{d0} (g/cm ³)	γ_w (g/cm ³)	Log (σ_g)	σ_g (bar)
185 logements LSP	1,8	1	2,345	221,30947
	1,76	1	2,255	179,88709
	1,76	1	2,255	179,88709
RN27	1,58	1	1,85	70,794578
	1,82	1	2,39	245,47089
	1,78	1	2,3	199,52623
	1,77	1	2,2775	189,45235
	1,81	1	2,3675	233,07731
	1,8	1	2,345	221,30947
	1,55	1	1,7825	60,60382
	1,49	1	1,6475	44,411966
	1,52	1	1,715	51,880004
	1,5	1	1,67	46,773514
	1,84	1	2,435	272,27013
	CW52	1,53	1	1,7375
site	γ_{d0} (g/cm ³)	γ_w (g/cm ³)	Log (σ_g)	σ_g (bar)
CW 52	1,7	1	2,12	131,82567
	1,47	1	1,6025	40,040547
	1,63	1	1,9625	91,727594
	1,59	1	1,8725	74,558987
	1,71	1	2,1425	138,83533
	1,68	1	2,075	118,85022
	1,63	1	1,9625	91,727594

	1,58	1	1,85	70,794578
	1,62	1	1,94	87,096359

Tableau IV.1.6 - Modèle de didier et al (1973)

IV.1.7 Modèle de O'Neil et Ghazzaly (1977) :

$$\epsilon_g = 2.77 + 0.131 * WL - 0.27 * Wi$$

site	WL %	Wi %	ϵ_g %
185 logements LSP MILA	0,52	0,183	2,78871
	0,48	0,205	2,77753
	0,675	0,214	2,800645
RN27	0,5049	0,241	2,7710719
	0,57	0,17	2,79877
	0,57	0,177	2,79688
	0,53	0,168	2,79407
	0,46	0,168	2,7849
	0,48	0,181	2,78401
	0,36	0,243	2,75155
	0,37	0,266	2,74665
	0,36	0,26	2,74696
	0,37	0,262	2,74773
	0,39	0,085	2,79814
CW52	0,6864	0,269	2,7872884
	0,6014	0,2012	2,7944594
	0,6203	0,3004	2,7701513
	0,6152	0,2251	2,7898142
	0,6377	0,2251	2,7927617
	0,5287	0,1822	2,7900657
site	WL %	Wi %	ϵ_g %
CW52	0,5462	0,2059	2,7859592
	0,4988	0,2088	2,7789668
	0,5821	0,2214	2,7864771
	0,5412	0,2073	2,7849262

Tableau IV.1.7 - O'Neil et Ghazzaly (1977)

IV.1.8 Modèle de Johnson et Snethen (1978) :

$$\log(\epsilon_g) = 0.458 + 0.036 * WL - 0.0833 * Wi$$

site	WL %	W i%	Log (ϵ_g)	ϵ_g %
185 logements LSP	0,52	0,183	0,4614761	2,8938506

MILA	0,48	0,205	0,4582035	2,8721261
	0,675	0,214	0,4644738	2,9138943
RN27	0,5049	0,241	0,4561011	2,8582558
	0,57	0,17	0,464359	2,9131242
	0,57	0,177	0,4637759	2,9092155
	0,53	0,168	0,4630856	2,9045951
	0,46	0,168	0,4605656	2,8877899
	0,48	0,181	0,4602027	2,8853779
	0,36	0,243	0,4507181	2,8230469
	0,37	0,266	0,4491622	2,8129512
	0,36	0,26	0,449302	2,8138569
	0,37	0,262	0,4494954	2,8151102
	0,39	0,085	0,4649595	2,917155
CW52	0,6864	0,269	0,4603027	2,8860424
	0,6014	0,2012	0,4628904	2,9032899
	0,6203	0,3004	0,4553075	2,8530376
	0,6152	0,2251	0,4613964	2,8933195
	0,6377	0,2251	0,4622064	2,8987209
	0,5287	0,1822	0,4618559	2,8963824
	0,5462	0,2059	0,4605117	2,8874316
	0,4988	0,2088	0,4585638	2,8745098
	0,5821	0,2214	0,460513	2,8874402
	0,5412	0,2073	0,4602151	2,8854603

Tableau IV.1.8 - Johnson et Snethen (1978)

IV.1.9 Modèle de Guiras – Skandaji (1996) :

$$\varepsilon_g = -117.59 + 3.0571 * W_i$$

site	W i%	ε_g	$\varepsilon_g\%$
185 logements LSP MILA	18,3	-61,64507	61,64507
	20,5	-54,91945	54,91945
	21,4	-52,16806	52,16806
RN27	24,1	-43,91389	43,91389
	17	-65,6193	65,6193
	17,7	-63,47933	63,47933
	16,8	-66,23072	66,23072
	16,8	-66,23072	66,23072
	18,1	-62,25649	62,25649
	24,3	-43,30247	43,30247

	26,6	-36,27114	36,27114
	26	-38,1054	38,1054
	26,2	-37,49398	37,49398
	8,5	-91,60465	91,60465
CW52	26,9	-35,35401	35,35401
	20,12	-56,081148	56,081148
	30,04	-25,754716	25,754716
	22,51	-48,774679	48,774679
	22,51	-48,774679	48,774679
	18,22	-61,889638	61,889638
	20,59	-54,644311	54,644311
	20,88	-53,757752	53,757752
	22,14	-49,905806	49,905806
	20,73	-54,216317	54,216317

Tableau IV.1.9 - Guiras – Skandaji (1996)

IV.2 METHODES DIRECTES DE MESURE DU 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 que l'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 du gonflement en laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont : la méthode de gonflement libre ; la méthode de gonflement sous charges constantes et la méthode de gonflement à volume constant (AFNOR 1995 et ASTM 1990).

IV.2.1 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 qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale. Cet essai peut se faire dans un œdomètre ou un appareil triaxial (figure.IV.2.1).

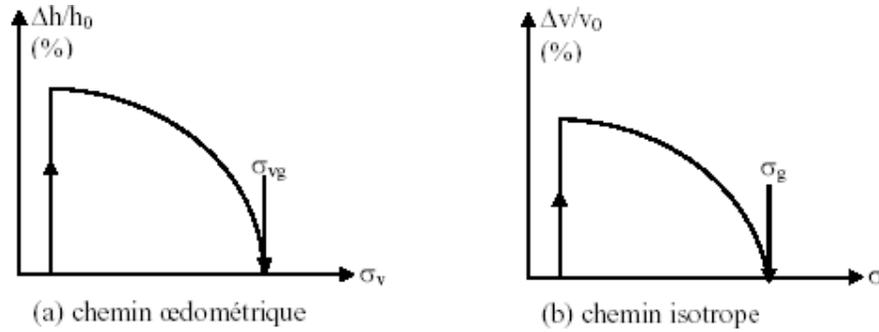


fig.IV.2.1- Méthode de gonflement libre à l'appareil œdométrique et triaxial

L'avantage de cette méthode est qu'elle nécessite une seule éprouvette et permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement, 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 (Brackley, 1975 ; Justo et al., 1984 et El Sayed & Rabbaa, 1986).

IV.2.2 Méthode de gonflement sous charges constantes :

Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous une charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte isotrope à l'appareil triaxial) ; 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 (figure.IV.2.2). 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.

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 éprouvettes identiques, qui dans certains cas, sont difficiles à préparer si l'on veut travailler sur des échantillons intacts. Pour cette raison, cette méthode est plutôt réservée aux matériaux remaniés.

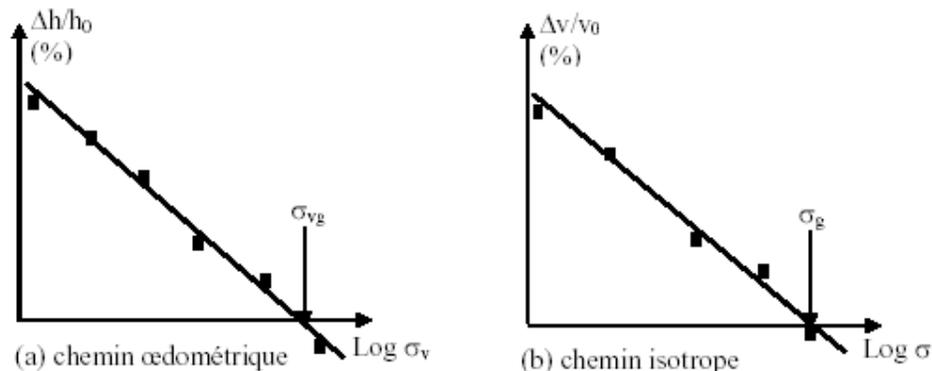


Fig.IV.2.2- Méthode de gonflement sous différentes charges à l'appareil œdométrique et Triaxial

IV.2.3 Méthode de gonflement à volume constant :

Dans cette méthode d'un point de vue pratique, deux méthodes expérimentales existent :

- déformations totalement empêchées : le principe de cette méthode est de saturer 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'œdomètre 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} (figure.IV.2.3a) 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 isotrope σ_g (figure .IV.2.3b) peut être mesurée à l'aide d'un contrôleur pression-volume.

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. A partir d'un certain seuil, les particules s'effondrent, provoquant la baisse de la pression de gonflement.

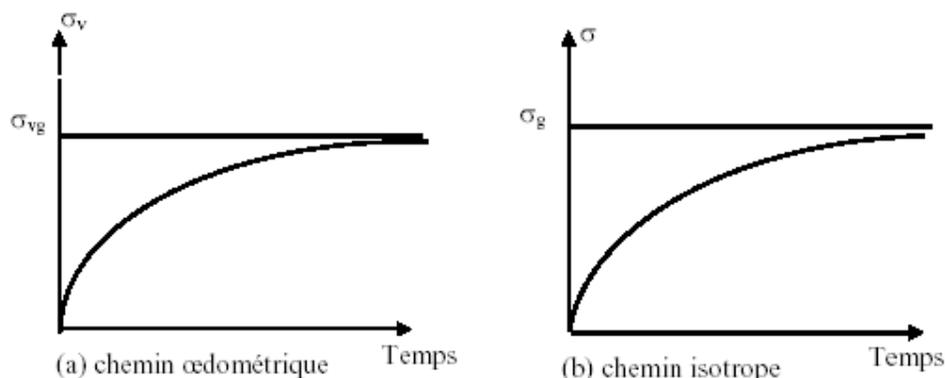


Fig .IV.2.3 - Méthode de gonflement à volume constant

- 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, 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 s'effondre est la pression de gonflement (figure. IV.2.4).

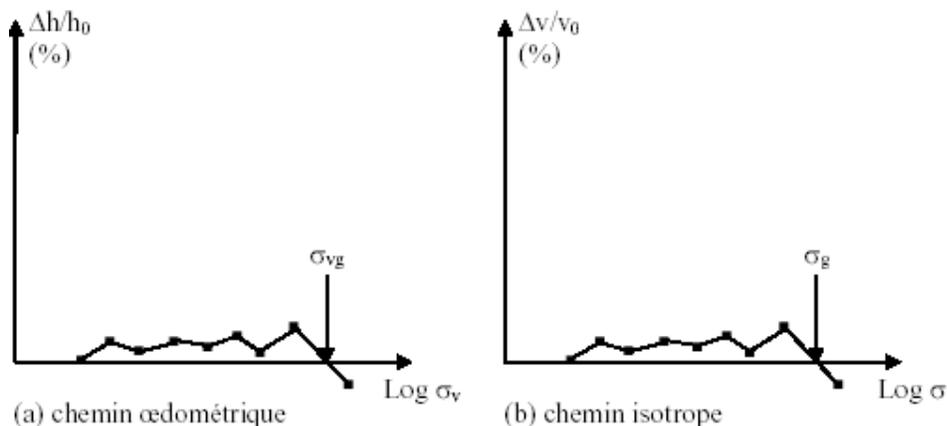


Fig.IV.2.4 - Méthode de gonflement à volume constant selon la norme ASTM D 4546-90

IV.2.4 Autres méthodes :

Il existe une multitude d'autres méthodes pour mesurer les deux paramètres caractérisant le gonflement (la pression de gonflement et le potentiel de gonflement).

Ofer et al. (1983) indiquent qu'il y a plus de 20 méthodes qui permettent de déterminer le taux de gonflement. La plupart de ces méthodes se 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'œdomètre 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.2.5 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), Abduljawad & 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 méthodes précédentes.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement à volume constant est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours). Cependant, la méthode de gonflement sous 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 paramètres de gonflement mesurés in situ et ceux déterminés 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 œdomètres lors d'essais à gonflement libre.

IV.3 CONCLUSION :

Les paramètres définissant le gonflement hydrique des argiles sont la pression de gonflement et le taux ou le potentiel de gonflement. Ils peuvent être estimés de manière indirecte en les reliant aux autres paramètres du sol plus simples à mesurer, ou déterminés de manière directe à l'œdomètre ou à l'appareil triaxial. Il est important que ces essais de laboratoire respectent le mieux possible les chemins de contraintes (hydrique et mécanique) réels in situ.

L'essai de gonflement libre se fait sur une seule éprouvette et surestime, dans la plupart des cas, la pression de gonflement. Il permet en même temps de mesurer le potentiel de gonflement. L'essai à volume constant s'effectue également sur une éprouvette et bien qu'il soit délicat à mettre en place, les pressions de gonflement mesurées au laboratoire se rapprochent de celles mesurées en place. Les essais à charges constantes ont l'avantage d'être rapides, mais sont plutôt réservés aux sols compactés ou reconstitués au laboratoire.

CONCLUSION GÉNÉRALE :

1) Certaines argiles principalement celles contenant de la montmorillonite gonflent par adsorption d'eau quand elles ne sont pas soumises à une compression suffisante et inversement se contractent lors d'un assèchement. Ce phénomène est très gênant pour les constructions légères ou les éléments de construction peu pesants reposant sur ce type de sols soumis à des variations de sa teneur en eau. Dans le cas de ces sols, déterminer les caractéristiques de gonflement et prévoir des dispositifs tendant à éviter les variations de la teneur en eau, à s'opposer à la pression de gonflement, à isoler la zone où des variations de volume se produisent.

2) A partir des résultats des essais in situ, et de laboratoire ainsi que le suivi des mouvements, réalisés sur le site 185 logements MILA (complètes par des observations sur des sites similaires), nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes :

▼ La coupe type de terrain est la suivante de haut en bas :

La partie sommitale du terrain consiste en des remblais dont l'épaisseur varie de 0.30m à 2.5m, au dessous, les sondages ont traversé un sous sol relativement homogène, qui consiste en une succession irrégulière de termes lithologiques cohérents, distincts par leurs teinte que d'après leurs faciès peuvent être attribués au moi pliocène dans la région de MILA (argile brune ; argile brune-jaune ; argile brune-verdâtre ; argile brune-rougeâtre ; argile brune-sombre).

▼ Ces formations présentent des fissures subverticales, grossiers à différents niveaux.

3) La carte piézométrie établie le 17/11/2005 met en évidence la distribution spatiale des charges hydrauliques, le comportement hydrodynamiques de la nappe d'eau superficielle, et le sens d'écoulement des eaux souterraines.

Les courbes isopièzes s'étalent de 430m d'altitude au Nord de site d'étude à 530m au Sud, le système de la nappe d'eau superficielle, révèlent généralement des courbes équipotentielles parallèles disposées dans une direction : Ouest – Est.

Les lignes de courant sont donc orientées du Sud vers le Nord en suivant un gradient hydraulique :

▼ Pour la partie Est : moyen au Sud, puis relativement faible au Nord. Les valeurs calculées sont respectivement de l'ordre de 17 à 11% cela traduit que la perméabilité des formations géologiques augmente du Sud vers le Nord, elle évolue avec les directions d'écoulement des eaux souterraines.

▼ Pour la partie Ouest : faible au Sud, moyen au centre et très faible au Nord. Les valeurs calculées sont respectivement de l'ordre de 11.16 à 7% par conséquent, la perméabilité est variable.

4) Du point de vue géotechnique :

a) La mesure des paramètres physiques montre que :

▼ La densité sèche (γ_d), varie entre 1.66 et 1.93t/m³ révèle un sol dense et à compacité assez élevée, cette variation marque une augmentation avec la profondeur.

▼ La teneur en eau naturelle (W%) varie entre 15.18 et 24.54%, montre un matériau consistant.

▼ Le degré de saturation (S_r %) varie entre 87.27 à 100%, caractérisant un sol saturé.

b) La granulométrie des sols en question, est caractérisée par une fraction fine prédominante, dont les passants à 0.08mm représentent près de 65% la fraction des argiles est assez importante, avec un taux supérieur à 50%. Les courbes granulométrique sont semblables.

c) Au vue des limites d'Atterberg, la limite de liquidité WL, oscille autour de 48 et 67%, devant un indice de plasticité IP, situé entre 21 et 41.94%.

✓ Le couple de valeurs (WL et IP) localise le sol dans la zone des argiles plastiques à très plastiques, d'après le diagramme de Casagrande (WL = 67% et IP = 42%)

✓ L'indice de consistance varie entre 1.13 et 1.7, caractérise un sol peu consistant.

✓ Pour une argile ayons un IP > 40% on peut déduire que le sol possède un potentiel de gonflement très élevé.

5) Selon les divers classifications basées sur les limites de plasticité nous constatons que :

✓ Le potentiel de gonflement du site de 185 logement est élevé et les élément < 2µm varie entre 30 à 60%.

✓ La pression de gonflement est entre 0.25 à 0.5Mpa.

✓ Les élément < 74µm varie entre 60 à 95%.

✓ C_g est varie entre 0.025 à 0.05 et VBS entre 2.5 à 6, et la sensibilité est moyenne.

6) L'analyse chimiques révèle que les sols du notre site d'étude sont agressives à très agressives.

7) L'analyse aux rayons X montre que :

Argile friable jaune (tufs) :

La minéralogie totale est essentiellement formée de calcite, quartz et kaolinite. Après élimination de la calcite, la fraction argileuse est composée de kaolinite, Smectites et minéraux interstratifiés. L'essai au glycol confirme l'existence de la kaolinite inchangée à un pourcentage de 70% ; smectite à 12,5% ; interstratifiés chlorite - vermiculite à 7% et 10% d'illite.

Argile sombre :

La minéralogie totale est constituée de calcite, feldspaths, quartz, kaolinite, chlorites et vermiculite. Au glycol, nous avons déterminé les pourcentages des constituants essentiels et inter stratifiés comme suit :

Kaolinite à 56%.

Illite à 30%.

Chlorite - Vermiculite à 5%.

Inter stratifiés à 9%.

Argile bariolée plastique

Cette argile est composée de calcite, feldspaths, quartz, kaolinite, gypse smectite + illite + inter stratifiés.

Kaolinite à 77% ;

Illite à 12% ;

Chlorite, Vermiculite 3,4 %

Inter stratifiés (Vermiculite - Chlorite gonflante) à 7%.

Argile jaune

L'argile jaune du secteur 185 logements est constituée de calcite, quartz et de kaolinite. La fraction argileuse est essentiellement composée de kaolinite, illite et chlorite. L'essai au glycol donne les résultats en pourcents :

Kaolinite à 67%.

Illite à 30%.

Chlorite à 3%.

8) 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 du 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.

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 WL, indice de plasticité IP, limite de retrait W_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. Plusieurs relations empiriques ont été proposées.

L'exposé des modèles empiriques montre le grand nombre de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans faire d'essai de gonflement. Toutes ces 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.

Ces méthodes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux 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 ne peuvent en aucun cas remplacer les essais directs de gonflement lors de l'étude pratique d'un sol donné.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Aissa Mamoune S.M. 2002. Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs. Thèse magister, DGC Faculté des Science de l'Ingénieur, Université Aboubakr Belkaïd, Tlemcen.
- Balu I. 1987. Influence of procedural factors on the swelling behaviour of soil . 6th Int. Conf. On Expansive soils, NEW DELHI, pp 149-154.
- Bekkouche A., Djedid A. & Bousmaha N. 1997. Construire sur les sols expansifs. Séminaire National de Génie Civil, M'sila, Algérie.
- Bekkouche A., Djedid A. & Bousmaha N. 1999. Aspects expansifs des marnes de Tlemcen. 1er Séminaire National de Géotechnique et Génie Civil, Alger.
- Bekkouche A., Djedid A. & Aissa Mamoune S. M. 2000a. An experimental investigation on the assessment of the swelling parameters. IV International Congress in Civil Engineering, Eastern Mediterranean University, GAZIMAGUSA, North Cyprus.
- Bekkouche A., Djedid A. & Aissa Mamoune S. M. 2000b. Prévision du gonflement des sols argileux. Conférence Internationale de GEOENGINEERING, U.S.T.H.B, Alger.
- Bekkouche A., Djedid A. & Aissa Mamoune S. M. 2000c. Mesures directes des paramètres du gonflement. Séminaire National de Génie Civil 2000, Mostaganem, Algérie.
- Chen F. H. 1988. Foundations on expansive soils. U.S.A : Elsevier.
- Djedid A., Bekkouche A. & Aissa Mamoune S.M. 2001. Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). France : Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°233 : 67-75.
- Magnan J. P. 1982. Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols. France : Presses de l'ENPC.
- Kabbaj M. M. 1989. Sols gonflants – mesures des propriétés au laboratoire. Symposium International de Mécanique des Sols, Tiaret, Algérie.
- Mouroux P., Margon. P. & Pinte J. C. 1989. La construction économique sur les sols gonflants. Manuels et méthodes, N°14, France : BRGM.
- Seed H. B., Woodward R. J. & Lungreen R. 1962. Predicting of swelling potential of compacted clay . Journal of soil mech. and Found. div. ASCE Vol. 88 N°SM4, pp 107-131.