



Ministère de l'enseignement
et de la recherche scientifique



UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention d'un diplôme de :

MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : structure

THEME

**CARACTERISATION DU FLUAGE
D'UNE ARGILE EXPANSIVE
RECONSTITUEE A FORTE ENERGIE DE
COMPACTAGE**

Dirigé Par :

Prof- KHEMISSA MOHAMED, ENCADREUR

Mr. MEKKI LAKHDAR, CO-ENCADREUR

présenté par :

DELLOUM ILYES

PROMOTION : 2015/2016

Remerciements

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Il ne m'aurait été possible, à moi seul, d'achever le présent travail sans l'assistance, l'appui et le suivi minutieux de mes enseignants et encadreurs Prof. KHEMISSA Mohamed et MEKKI Lakhdar, à tous les deux j'exprime mon plus profond respect.

Je tiens également à remercier chaleureusement le Directeur de laboratoire LCTP antenne de M'Sila Mr HALITIM Laid et Mr Chaki Malek Le chef de laboratoire, en particulier Mr SALEM Abdelkader, Mr KETFI Abdellatif, Melle ALILICHE Newal et Tous les techniciens de laboratoire.

Mes sincères remerciements vont au président et aux membres du jury de soutenance qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Je ne saurai oublier d'exprimer mes remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Dédicaces

Je rends un grand hommage

A travers ce modeste travail, en signe de

Respect et de reconnaissance envers :

Ma mère

Mon père

Pour tous les sacrifices et leur

Soutien moral et matériel dont ils ont fait

Preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

A mon frère et Toutes Mes Sœurs.

À toute ma famille sans exception.

Tous Mes Amis

Surtout mon ami AMROUNE ABDARRAOUF

En un mot, à tous ceux qui ont contribué

De près ou de loin à ma formation

A tous ceux que j'aime.

ملخص

الدراسة المقدمة في هذه المذكرة تندرج في إطار برنامج الأبحاث حول تفاعل الأراضي الواقعة في ولاية المسيلة، بهدف تعيين الخصائص الميكانيكية حتى يتسنى لنا حساب التراص المحدث بفعل المنشآت على مدى الزمن. كما تحوي هذه الدراسة على خلاصات مرجعية حول الغضار، ظاهرة الانتفاخ والانكماش، التربة المضغوطة وزحف الغضار، بالإضافة إلى نتائج تجارب التعرف، تمثل وتطل نتائج تجارب الزحف الأودومتري على عينة من التربة المأخوذة من موقع سيدي هجرس مع إعادة تشكيلها بقوة بروكتور المعدل.

كلمات مفتاحية : غضار – تجربة أودومترية – الزحف – التراص – الضغط.

RESUME

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherches sur le comportement des sols situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer leurs caractéristiques mécaniques en vue du calcul des tassements qu'ils subissent

sous l'action des ouvrages et de leur évolution dans le temps. Elle comporte une synthèse bibliographique sur les argiles, le phénomène de retrait gonflement, le compactage des sols et le fluage des sols argileux. Outre les résultats des essais d'identification, elle présente et analyse les résultats des essais de fluage œdométriques exécutés sur une argile reconstituée à énergie de Proctor modifiée.

Mots-clés : argile - essai œdométrique –fluage – tassement – compactage.

ABSTRACT

The study presented in this memory joins within the framework of researches program on the behavior of soil located in the wilaya of M'sila, which have for objectives to determine

their mechanical characteristics to calculate the settlements which they are subjected under the effect of works actions and their evolution in time. It includes a bibliographical synthesis on clays, the shrinkage phenomenon swelling, soil compaction and creep clay soils. Besides the results of identification's tests to creep oedometric run on clay reconstituted low edit proctor energy.

Keywords: clay - oedometric test – creep – settlement –compaction.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT

DEDICAS

ملخص

RESUME

ABSTRACT

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre 1

Synthèse bibliographique

1.1. INTRODUCTION	3
I.2 : Les argiles :	4
I.2.1 : Définition :	4
I.2.2 : Différents types d'argile :	4
1.3. STRUCTURE ET MINERALOGIE DES ARGILES :	5
1.3.1. Les minéraux 1/1	7
1.3.2. Les minéraux 2/1	8
1.4. LES PRINCIPALES FAMILLES DES ARGILES [1]	8
1.4.1. Les Kaolinites	8
1.4.2. Les illites	9
1.4.3. Les Smectites	10
1.5. TEXTURE DES ARGILES	12
1.6. L'EAU ET LES MINERAUX ARGILEUX	13
1.6.1. La forme de l'eau	13
1.6.1.1. Eau liée	13
1.6.1.2. Eau libre	14
1.7- LES PRINCIPAUX CARACTERISTIQUES DES MINERAUX ARGILEUX	16
1.7.1 La densité de charge spécifique :	16
1.7.2 La capacité d'échange cationique (CEC)	17
1.7.3 La surface spécifique :	17
1.8. LE PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT	17
1.8.1. Introduction	17
1.8.2 Nature du phénomène.	18
1.8.3. Identification des sols gonflants.	20
1.8.4. Principales Causes Des Variations De Volume Du Sol	23
1.8.4.1. Modification des contraintes mécaniques	23
1.8.4.2. Modification des contraintes hydriques	23
1.8.4.3. Effet physico-chimique	24
1.8.5. Double Structure Des Sols Gonflants	24
1.8.6. Gonflement Des Argiles	26

1.8.6.1. Mécanisme de gonflement des argiles	26
1.8.6.2. Définition des paramètres du gonflement	28
1.8.6.2.1. Méthode à gonflement libre	28
1.8.6.2.2. Méthode sous charge constante	28
1.8.6.2.3. Méthode à volume constant	29
1. 9. EFFET DU TEMPS SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES	29
1.10. COMPACTAGE.....	30
1.10.1. Définitions	30
1.10.2. Le sol compacté.....	31
1.10.3. Caractéristiques des sols compactés	32
1.10.3.1. Essai Proctor	32
1.11. L'ESSAI OEDOMETRIQUE.....	33
1.11.1. Introduction	33
1.11.2. Procédure de l'essai oedométrique.....	34
1.11.3 <i>Caractéristique de consolidation et de fluage</i>	35
1.11.3.1. Caractéristiques de fluage	36
1.12. ESSAI DE FLUAGE	38
1.12.1. Introduction	38
1.12.2. Le fluage des sols fins – Généralités.....	39
1.12.3. Procédure et interprétation des essais de fluage à l'oedomètre.....	42
1.13. CONCLUSION.....	44

Chapitre 2

Programme expérimental et procédures d'essais

2.1. LOCALISATION DU SITE DE SIDI HADJRES :	46
2.1.1. Introduction :	46
2.1.2. Localisation du Site :	46
2.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL :	47
2.2.1. Introduction :	47
2.2.2.a. Analyse granulométrique.....	48
2.2.2. b. analyse sédimentométrique :	49
2.2.2.c. Limites d'Atterberg	52
2.2.2.e. Valeur au bleu de méthylène (par l'essai à la tâche).....	55
2.2.3. ESSAIS MECANIQUES	57
2.2.3.1. Essai œdométrique (essai de fluage).....	57
2.2.3.1. a. Introduction	57
2.2.3.1. b Essai de fluage oedométrique	57

2.2.3.1. c Appareillage	58
2.2.3.1. d Préparation des éprouvettes et exécution des essais.....	59
2.2.3.1. e Découpage et mise en place des éprouvettes.....	59
2.2.3.1.f Déroulement De L'essai :.....	60
2.2.3.1. g Loi De Chargement :.....	60
2.2.3.1. h Mesures Du Tassement En Fonction Du Temps.....	60
2.2.3.1. i Calculs Élémentaires.....	61
2.2.3.1. j Courbes De Tassement En Fonction Du Temps.....	61

Chapitre 3

Présentation et analyse des résultats d'essais

Présentation et analyse des résultats d'essais	63
3.1. Introduction :.....	64
3.2 - PRESENTATION DES RESULTATS :	64
3.2.1- ESSAIS PRELIMINAIRES :	64
3.2.1- a- Analyse granulométrique par tamisage :.....	64
3.2.1- b- Analyse granulométrique par sédimentométrie:	65
3.2.1-c- Limites d'Atterberg :	67
3-2-1-d-Analyse minéralogique :.....	69
3-2-1-e Analyse chimique :.....	70
3.2.1-f- Essai au bleu de méthylène :.....	70
3.2.2 Interprétation des résultats des essais d'identification :	71
3.2.3. Mesure du potentiel de gonflement :.....	72
3.2.4 Essais mécaniques.....	75
3.2.4.1-Essai de Proctor modifié :.....	75
3.2.4.2-Essai de fluage œdométrique.....	75
3.2.4.3 Caractéristiques de fluage	80
3.2.4.4 Discussion des résultats.....	81
3.3. Conclusion.....	82
Conclusion générale	83
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	84
ANNEX.....	92

Liste des figures

Figure 1.1. Structure des argiles du groupe des smectites.....	5
--	---

Figure 1.2. Structure de la bentonite à différentes échelles, (d'après Karnland, 1998, Pusch et Yong, 2003, cité par Kröhn, 2003).....	6
Figure 1.3. Structure de base des phyllosilicates.	7
Figure 1. 4. Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).	7
Figure 1.5 Assemblage d'une couche octaédrique et deux couches tétraédriques pour une argile TOT (2:1).	8
Figure.1.6 Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.....	9
Figure 1.7.Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à balayage. .	10
Figure 1.8.Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets.....	11
Figure 1.9.Cristaux de chlorite vu au microscope électronique à balayage.....	11
Figure 1.10.Photographie MEB de texture matricielle (a : Argile Verte de Romainville) et texture agrégé (b : Argile de Bavent) (Vincent et al. 2009, cité par Maison, 2011).....	12
Figure 1.11.Gonflement et hydratation du matériau argileux.	14
Figure 1.12. Liaisons possibles de l'eau inter foliaire (Morel, 1996)[74].....	16
Figure 1.13. Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses	16
Figure 1.14. Schéma explicatif sur le phénomène (retrait-gonflement).	18
Figure 1.15.Désordres de la structure au cours des périodes de sécheresse (Région bordelaise)	19
Figure 1.16. Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992)	25
Figure 1.17. Représentation schématique de la double couche diffuse	27
Figure 1.18. Essai proctor	31
Figure 1. 19.Courbes Proctor normal et modifié.....	32
Figure 1.20. Principe des "oedomètres"	33
Figure 1.21 .Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France) (Khemissa et Magnan, 2000).....	37
Figure 1.22. Variation de l'indice de fluage C_{ae} en fonction de l'indice de compression C_c	38
Figure 1.23.Diagramme de compressibilité de Taylor –Bjerrum	40
Figure 1.24.Courbes de fluage oedométrique (déformation fictives en l'absence de consolidation primaire).....	41
Figure 1.25.courbe de consolidation et de fluage dans le domaine surconsolidé (peuvent être plus ou moins grands).....	41
Figure 1. 26 .courbe de consolidation et fluage d'un sol normalement consolidé.	42
Figure 1.27.Courbes de tassement des éprouvettes dans les essais de fluage.....	43
Figure 2.1.Localisation du site Sidi Hadjres (wilaya de M'sila).	47
Figure 2.2. La courbe granulométrique.	48
Figure 2.3. Une tamiseuse mécanique.....	49
Figure 2.4. Appareillage de sédimentométrie	50
Figure 2.5. Essai de sédimentométrie	51
Figure 2.6. Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.....	54
Figure 2.7. La limite de liquidité pour argile en laboratoire.....	54

Figure 2.8. La limite de plasticité.....	54
Figure 2.9. Appareillage de l'essai de bleu.....	56
Figure 2.10. Résultats de valeur au bleu.	56
Figure 2.11. Appareil de l'œdomètre Chargement par l'avant (palier).	58
Figure 2.12.. Coupe schématique d'une cellule oedométrique conventionnelle à chargement par poids.....	59
Figure 2.13. La bague oedométrique après l'enfoncement de l'argile.....	60
Figure 2.14. Essai de fluage, exemple la courbe de tassement en fonction de temps	62
Figure 3.1. Courbe granulométrique par tamisat	66
Figure 3.2. limite de liquidité.....	67
Figure 3.3. Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).	69
Figure 3.4. Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.	69
Figure 3.5. Classification du sol étudié.....	74
Figure 3.6. Courbe du fluage.....	76
Figure 3.7. Courbe de fluage (série n° 01).....	77
Figure 3.8. Courbe de fluage (série n°2).....	77
Figure 3.9. Courbe de fluage (série n° 3).....	78
Figure 3.10. Courbe de fluage (série n°4).....	78
Figure 3.11. Courbes de fluage palier de 600 Kpa	79
Figure 3.12. Courbe de fluage palier de 1200 Kpa.....	79
Figure 3.13. Courbe de fluage palier de 2400 Kpa.....	80

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Identification des sols gonflants au laboratoire	20
Tableau 1.2. Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955).....	20
Tableau 1.3. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al. 1962).....	21
Tableau 1.4. Potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).....	21
Tableau 1.5. Potentiel de gonflement (BRE, 1980).....	21
Tableau 1.6. Potentiel de gonflement (Ghen, 1988).....	22
Tableau 1.7. Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956).....	22
Tableau 1.8. Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973).....	22
Tableau 3.1. Granulométrie par tamisage de l'essai 01.....	64
Tableau 3.2. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique.....	65
Tableau 3.3. résultats d'essai de sédimentométrie. -Essai n°2.....	65
Tableau 3.4. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique par sédimentométrie.	66
Tableau 3.5. Détermination de la limite de liquidité de l'essai 01.....	67
Tableau 3.6. Détermination de la limite de plasticité de l'essai 01.....	68
Tableau 3.7. résultats des essais de limites d'Atterberg.....	68
Tableau 3.8. Analyse chimique de l'argile étudiée.	70
Tableau 3.9. Résultats de l'essai au bleu de méthylène à la tache.....	70
Tableau 3.10. Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.	71
Tableau 3.11. Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980).	72
Tableau 3.12. Classification de Dakstana (1965).	73
Tableau 3.13. Bigot et Zerhouni (2000).	73
Tableau 3.14. Classification selon le potentiel de gonflement.	74
Tableau 3.15. Récapitulation de l'essai Proctor modifié.	75
Tableau 3.16. Caractéristiques de fluage (série 1 et 2).....	80
Tableau 3.17. Caractéristiques de fluage (série 3 et 4).....	81

INTRODUCTION GENERALE

Les nombreux dégâts occasionnés dans quelques ouvrages de Génie Civil (bâtiments de faibles hauteur, maisons individuelles, route, etc.), situés dans le triangle formé par les villes de M'sila, Bou saâda et Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila suite aux variations volumiques des sols de leurs fondations, nous ont incité à inscrire cette étude en vue d'accumuler des données géotechniques sur les sols situés dans cette zone et sur leur variabilité naturelle et ses implications pratiques sur le dimensionnement, le coût et la sécurité des ouvrages.

Cette étude porte essentiellement sur la prévision de l'amplitude des tassements des sols de Sidi Hadjres et de leur évolution dans le temps au moyen d'essais œdométriques conventionnels à chargement par poids. Elle a pour objectifs, d'une part, de confirmer les résultats d'essais obtenus sur d'autres argiles naturelles et, d'autre part, d'examiner les effets du temps sur le comportement à l'état limite de cette argile. Les résultats présentés dans ce mémoire ont été obtenus en réalisant un certain nombre d'essais de fluage œdométrique caractérisant les effets du temps sur le comportement de ces sols.

Le mémoire comporte quatre chapitres :

- ✓ Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique consacrée à la structure et minéralogie des argiles. Nous exposons aussi dans ce chapitre le phénomène de retrait-gonflement, les mécanismes de gonflement des argiles et les Caractéristique de fluage.
- ✓ Le deuxième chapitre présente le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), puis regroupe l'ensemble des essais expérimentaux effectués sur des échantillons compactés par une forte énergie de compactage (Proctor modifié).
- ✓ Dans le troisième chapitre, on présente les résultats des essais d'identifications réalisés et les principales caractéristiques de fluage œdométriques et leur interprétation.

CHAPITRE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. INTRODUCTION

Le terme d'argiles désigne non seulement une formation rocheuse et la matière première qui en résulte et dont les caractéristiques sont présentées ci-après, mais il définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre des grains est inférieur à deux micromètres ($< 2 \mu\text{m}$).

En tant que matière première brute, l'argile est donc un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse.

Certains sols argileux changent de volume en fonction de leur teneur en eau et peuvent, de ce fait, créer des désordres dans les ouvrages géotechniques. Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est cruciale afin de bien comprendre le développement du gonflement.

Nous présentons dans ce chapitre une étude bibliographique sur la structure et minéralogie des argiles. Nous donnons en premier lieu une analyse détaillée de la structure des argiles depuis la définition et les principales familles des argiles jusqu'à les principales caractéristiques des minéraux argileux. Nous insistons sur le rôle très important du milieu dipolaire (eau) dans le comportement de ces matériaux par l'étude des interactions eau-argile. Nous exposons aussi dans ce chapitre le phénomène de retrait-gonflement, les mécanismes de gonflement des argiles l'essai œdométrique et caractéristique de fluage.

I.2 : Les argiles :

I.2.1 : Définition :

Les argiles sont des phyllosilicates hydrates formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (push et al, 1999), ou cristallites par d'autres l'espace entre deux feuillets est appelé espace inter foliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considérée et, dans le cas des smectites, variable en fonction de l'état hydrique (ben rhaïem et al, 1986).

I.2.2 : Différents types d'argile :

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés. Il y a tout d'abord le groupe de la kaolinite dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O. Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelées argiles T-O-T. Le troisième groupe est celui des smectites sont également formés de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T (fig. I.1). Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux de plus les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite est une argile de famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Wakim, 2005).

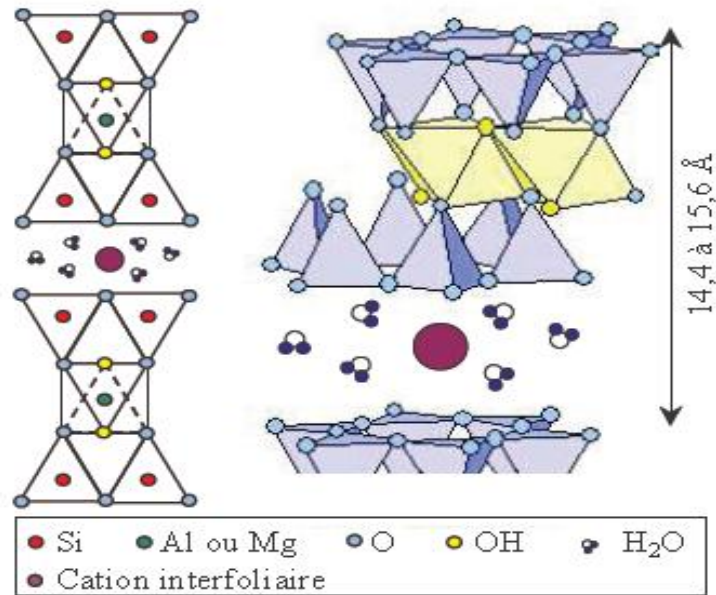


Figure 1.1. Structure des argiles du groupe des smectites.

1.3. STRUCTURE ET MINERALOGIE DES ARGILES :

Les argiles sont des matériaux lamellaires constitués par l'empilement de feuillets, elles ont quatre niveaux d'organisation (Figure 1.2).

- Les plans sont constitués par les atomes ;
- Les feuillets, tétraédriques ou octaédriques, sont formés par une combinaison de plan ;
- Les couches correspondent à des combinaisons de feuillet ;
- Le cristal résulte de l'empilement de plusieurs couches.

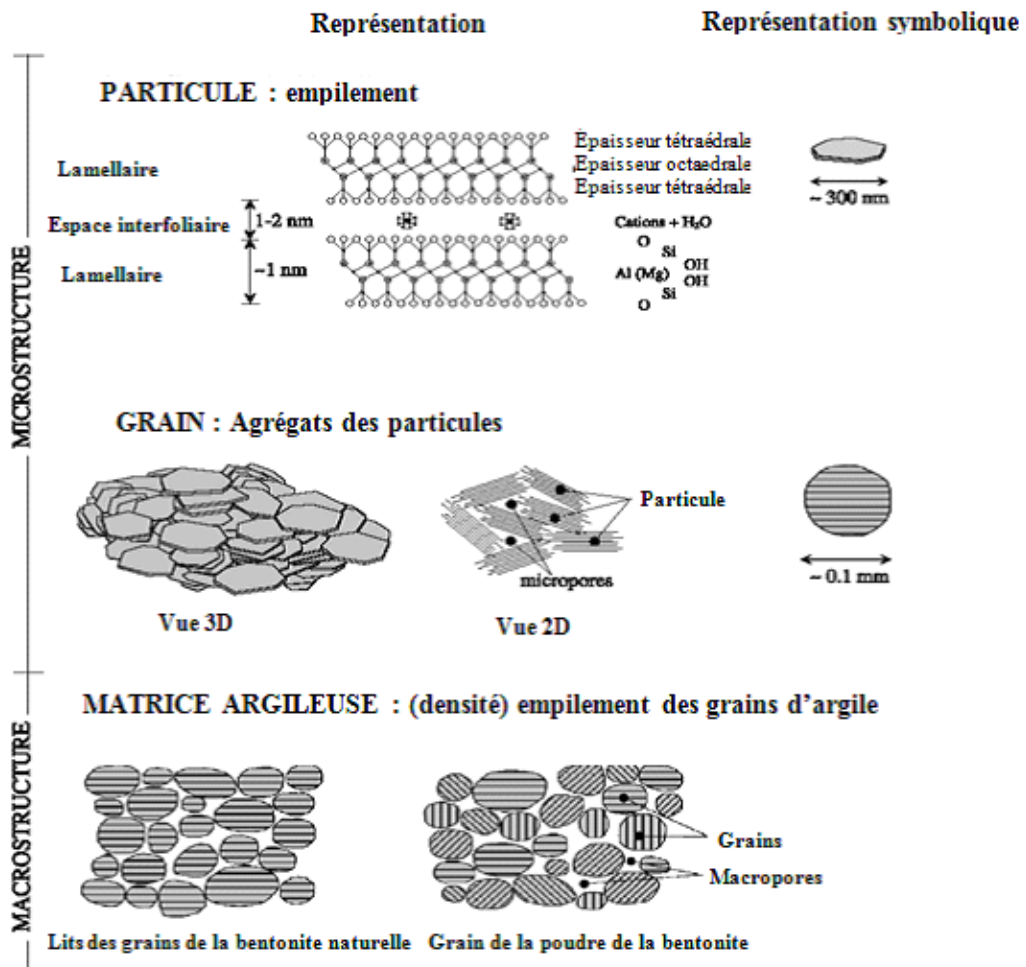
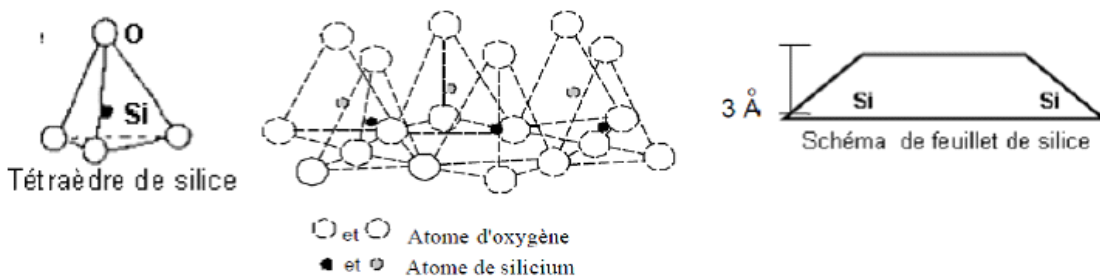


Figure 1.2. Structure de la bentonite à différentes échelles, (d'après Karnland, 1998, Pusch et Yong, 2003, cité par Kröhn, 2003).

Un feuillet est formé par l'association de couche tétraédrique et de couche octaédrique. La couche tétraédrique est formée par un enchainement des tétraèdres (T) constituée par des atomes de Si⁴⁺, Al³⁺, et Fe³⁺.

La couche octaédrique est constituée par un enchainement de octaèdres (O), dont les sommets sont occupés par des atomes d'oxygène et des groupements hydroxyles et les centres sont occupés par des atomes d'Al³⁺, Fe³⁺, Mg²⁺ ou Fe²⁺ (Fig. 1.3).



Feuillet de silice en tétraèdre

Feuillet de silice en tétraèdre.

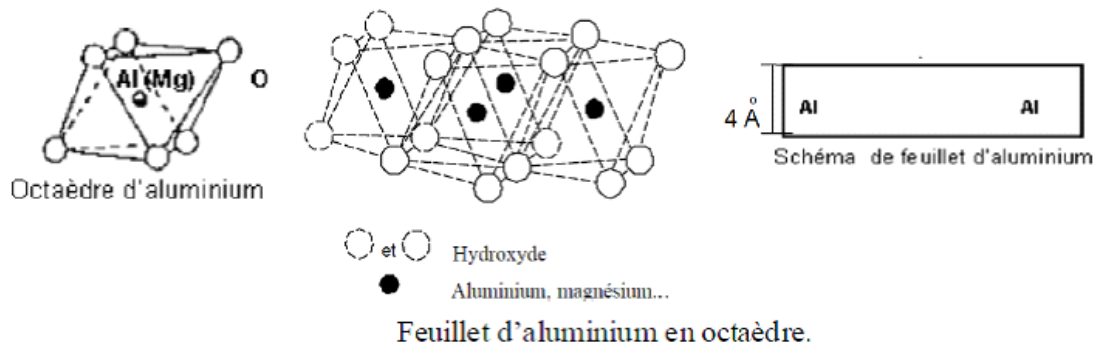


Figure 1.3. Structure de base des phyllosilicates.

Suivant le mode d'agencement des tétraèdres et des octaèdres, on distingue deux grandes familles de minéraux :

- a) Les minéraux fibreux qui sont des espèces à pseudo feuillets, par exemple les palygorskites (attapulgite) et les sépiolites (Charradi, 2010).
- b) Les minéraux phylliteux à structures lamellaires. Ces derniers sont les plus répandus et les plus étudiés. Leur classification est basée sur le mode d'association des couches structurales et le degré d'occupation des sites de la couche octaédrique (di ou tri octaédrique). Selon la séquence d'empilement des couches tétraédriques et octaédriques, on distingue des minéraux de type : 1/1 (T-O), 2/1 (T-O-T) et 2/1/1(T-O-T-O).

1.3.1. Les minéraux 1/1 :

Ces minéraux sont constitués par l'empilement suivant la normale des feuillets formés par l'association d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Les tétraèdres sont liés par trois sommets et le quatrième sommet du tétraèdre sert de lien avec la couche octaédrique (Fig. 1.4). La distance basale est de l'ordre de 7 Å. L'ensemble des charges est reparti de telle sorte que le feuillet est électriquement neutre. La cohésion des feuillets est assurée par des ponts hydrogènes. Dans ce sous-groupe d'argiles, on peut citer la famille des kaolinites (la kaolinite, la dickite et la nacrite) et l'halloysite.

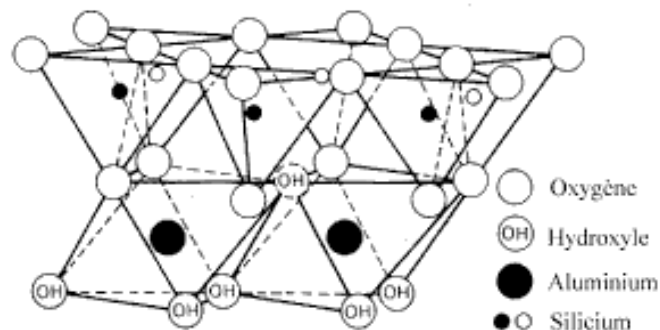


Figure 1. 4. Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).

1.3.2. Les minéraux 2/1 :

Ces phyllosilicates comptent plus de 200 variétés de minéraux différents, parmi lesquelles on trouve les groupes des micas et des smectites (Charradi, 2010). Ces argiles sont composées d'agglomérats, ces agglomérats sont composés de particules, chacune des particules est composée d'un empilement de feuillets ayant une grande extension dans le plan. Un feuillet est composé d'une couche planaire formée par un cation en coordinance octaédrique encadrée de deux couches planaires de silicium en coordinance tétraédrique (le feuillet est dit TOT) (Fig. 1.5). Les sites octaédriques, quant à eux, peuvent être occupés soit par des cations trivalents Al^{3+} ou éventuellement Fe^{3+} , ces phyllosilicates 2/1 sont alors définis comme dioctaédriques, ou par un cation bivalent, le phyllosilicate est alors appelé trioctaédrique.

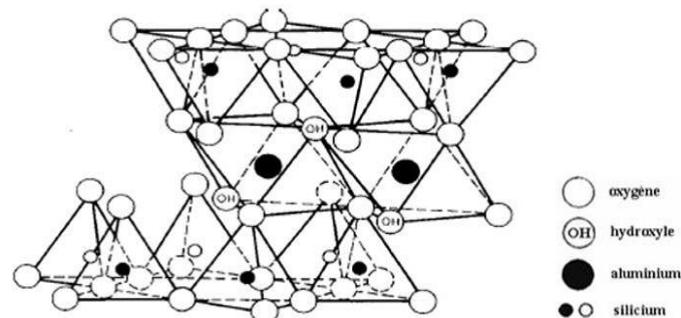


Figure 1.5 Assemblage d'une couche octaédrique et deux couches tétraédriques pour une argile TOT (2:1).

La capacité de gonflement des argiles est influencée par les arrangements et la composition minéralogique de ces feuillets. De même, le gonflement est contrôlé par l'intensité des liaisons interfeuillets qui peuvent se casser lors de l'hydratation et modifier par la suite la micro texture de l'argile (Wakim, 2005).

1.4. LES PRINCIPALES FAMILLES DES ARGILES :

L'analyse du comportement gonflant des argiles consiste à préciser la nature des liaisons pour chacune des trois familles d'argiles considérées.

1.4.1. Les Kaolinites

La formule structurale est : $(OH)_4 Al_2 Si_2 O_5$. Son nom vient de Kaoling, lieu géographique en Chine. Parmi cette famille, nous avons : Kaolinite, Bertierine, Dickite, Nacrite et Halloysite.

Une particule d'argile est formée d'un empilement de plusieurs feuillets d'équidistance fixe de 7\AA , elle est composée d'une couche tétraédrique siliceuse et d'une couche octaédrique alumineuse (Fig. 1.6).

Le contact entre les feuillets se fait suivant un plan contenant des ions d'hydroxyles OH^- de l'octaèdre et des ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre. Les liaisons interfoliaires, résultant de l'effet combiné de liaisons d'hydrogène et de la force de Van Der Waals, confèrent un lien assez fort avec une grande stabilité vis-à-vis de l'eau. Les feuillets sont alors soudés les uns

aux autres par des forces de liaisons très importantes rendant la kaolinite presque insensible au gonflement.

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

Les particules de kaolinite sont de grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelque dizaines à une centaine de nanomètres d'épaisseur et de quelques centaines à un millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale / épaisseur). Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et ils sont en contact les uns avec les autres. Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argiles.

La kaolinite est fréquente dans les sédiments argileux provenant de l'altération de roches acides riches en feldspath (granites par exemple). Elle présente une forte teneur en alumine (46 %) et montre des propriétés de plasticité, de faible retrait au séchage et à la cuisson. Elle demande des températures de cuisson élevées et elle est assez réfractaire après cuisson.

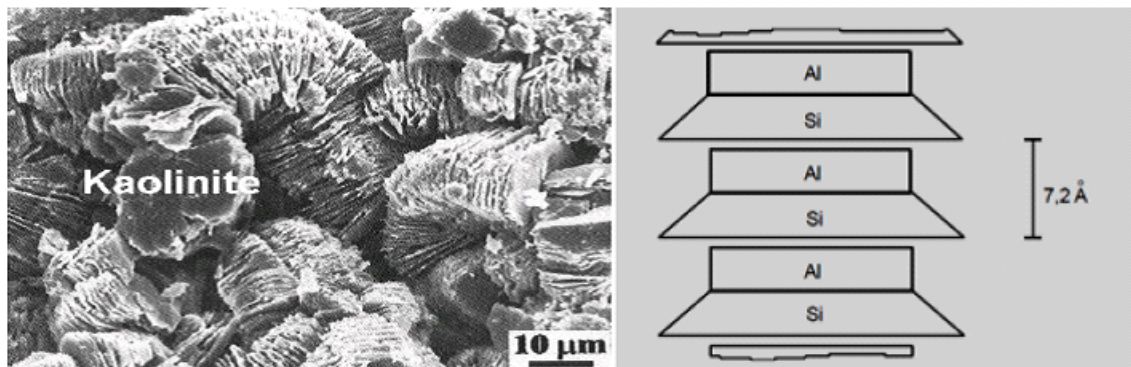
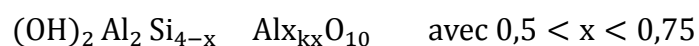


Figure.1.6 Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.

1.4.2. Les illites

Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ 10 Å. Les illites sont les plus répandues des minéraux argileux dans la nature. Elles sont des argiles dites potentiellement gonflantes. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites. Les analyses chimiques ont montré dès le début, que moins d'un ion de silicium sur quatre était remplacé par un ion d'aluminium, ce qui diminue d'autant la quantité d'alcalins entre les feuillets. Un remplacement partiel des ions Al octaédriques par des ions Mg, Fe²⁺ et Fe³⁺, est fréquent. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par l'eau et les cations de potassium K⁺ (sauf qu'on a plus d'eau, moins de K⁺). La présence de ces cations contribue à renforcer les liaisons interfeuillets. Le comportement des illites se rapproche alors de celui des kaolinites. La formule structurale est variable selon le model suivant :



Le groupe des micas présente aussi des feuillets à trois couches T-O-T. Un exemple de mica est la muscovite $k \text{Al}_2[\text{Si}_4 \text{Al} \text{O}_{10}](\text{OH})_2$ Elle fait intervenir des ions K²⁺ sont absorbés dans

les liaisons inter foliaires afin de compenser le déséquilibre des charges. Cependant ces ions sont liés de façon très stable et la plupart ne sont pas échangeables.

La structure des micas se rapproche de celle des illites sauf qu'elles sont plus grandes. Leur formule chimique est la suivante : $(OH)_2 Al_2 Si_3 Al_k O_{10}$

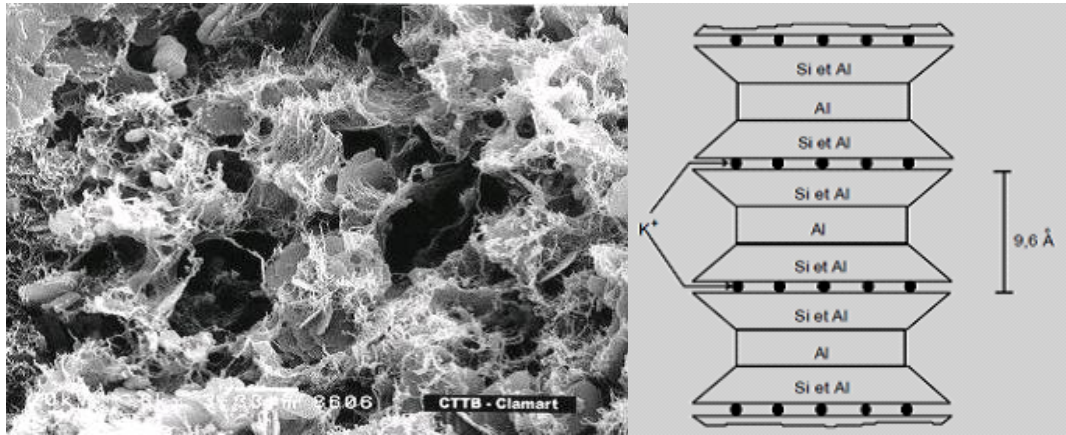
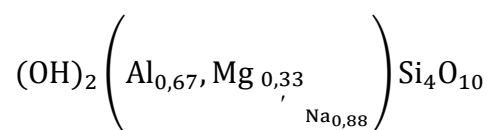


Figure 1.7. Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à balayage.

1.4.3. Les Smectites

La Montmorillonites, la Beidellite, la Nontronite, la Hectonite, la Saponite et la Sauconite sont des argiles dites potentiellement très gonflantes. Le représentant le plus important de cette famille des minéraux est la montmorillonite.

Le terme de montmorillonite a été proposé par Damour et Salvetat (1847) d'après le nom de la ville de Montmorillon (Vienne, France). La montmorillonite se compose comme suit: une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques. Les tétraèdres de la couche tétraédrique sont occupés par le silicium, et l'aluminium de la couche octaédrique est remplacé partiellement par le magnésium. L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9.6 Å. Ce désordre est la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile, ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'absorption des molécules variées (eau, cations ou molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. De ce fait, parvient la sensibilité de ces argiles à l'eau qui se glisse entre ces feuillets en quantité variable et donne à la périodicité de l'empilement une valeur également variable souvent voisine de 14 Å. Ceci crée un déficit de charge compensé par des ions, situés entre les feuillets et qui sont échangeables et fréquemment représentés dans la nature par Na et Ca.



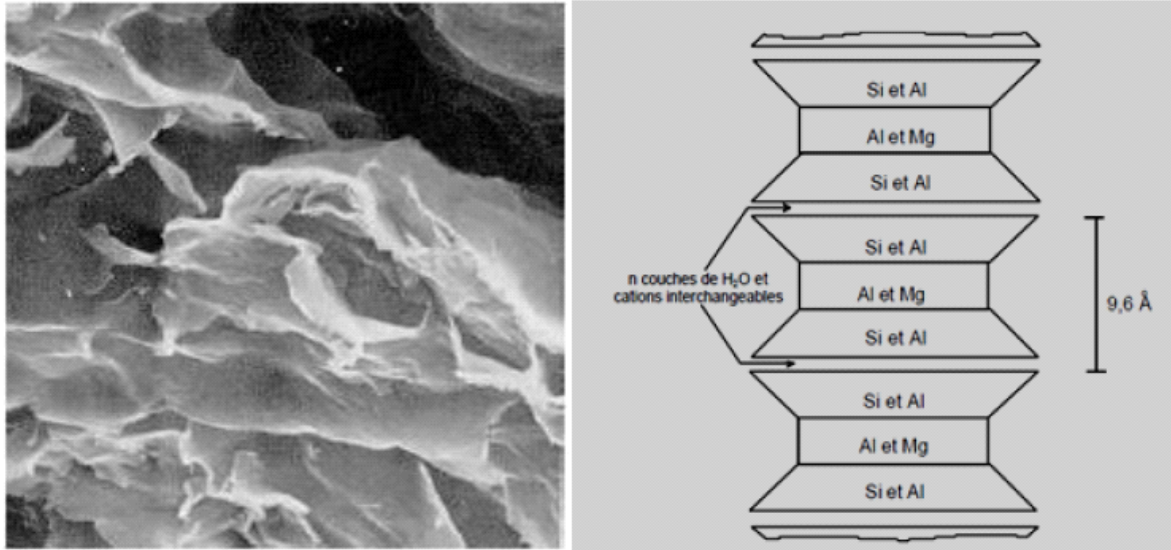


Figure 1.8. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets.

Les peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autre feuillets argileux, l'ensemble forme des interstrafés, le comportement peut s'avérer gonflant, c'est le cas de la corrensite, la torudite, la kaolinite-montmorillonite, etc.

Il est nécessaire de citer un autre type d'argile appelé : chlorites (Fig. 1.9), du fait que leurs propriétés se rapprochent de celles des argiles. Leurs structure est cependant plus complexe, et se composent de deux feuillets de micas entre lesquels s'insère un feuillet de brucite. En fait, le déficit du feuillet de mica est rarement comblé par le feuillet de brucite et des cations interchangeables se logent dans les espaces créés au sein du feuillet de mica. De l'eau peut alors pénétrer entre les feuillets, provoquant ainsi un accroissement de l'interdistence et donc un gonflement (Bultel, 2001).

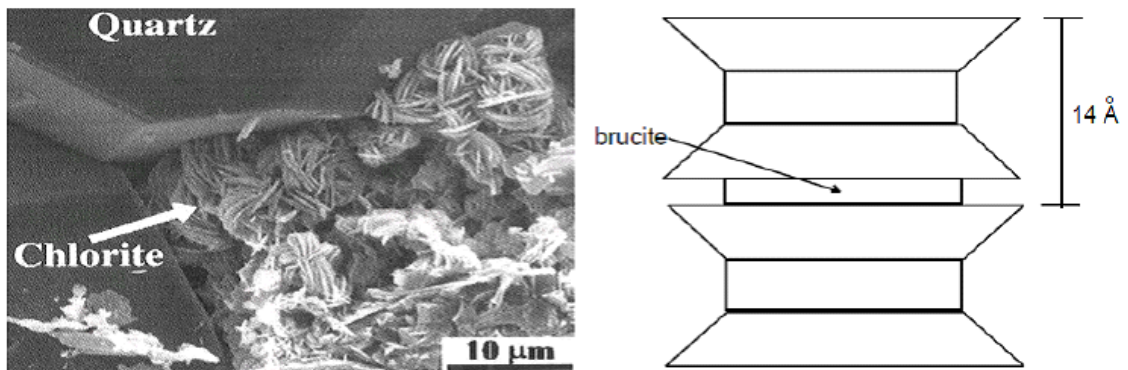


Figure 1.9. Cristaux de chlorite vu au microscope électronique à balayage.

1.5. TEXTURE DES ARGILES :

Tout comme la structure cristalline des argiles, la texture est un paramètre important car il conditionne les propriétés physiques du minéral (Caillère & Hénin, 1959). La texture concerne l'assemblage des minéraux (argileux ou pas) sous forme d'agrégats ainsi que l'arrangement ou la distribution spatiale de ces agrégats (Audiguier, 1979). (Aubouin et al. 1968) définissent la texture comme «la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche ».

Cette organisation peut faire l'objet de différentes classifications (Van Olphen, 1963 ; Collins & Mc Gown, 1974 ; Le Roux, 1975 ; Sergejev et al, 1978), (citées par Maison, 2011), et elles sont valables pour les sols argileux.

Gens et Alonso (1992)[43] ont établi une classification pour les sols gonflants, à partir des travaux de Collins et Mc Gown (1974). Cette classification se base sur l'organisation des particules élémentaires argileuses :

- Texture « matricielle » (Fig 1.10a) : texture dont la base est une pâte homogène avec les particules élémentaires disséminées dans cette pâte. Cette texture est caractéristique des sols naturels ou des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor.
- Texture « agrégée » ou « compactée » (Fig. 1.10b) : texture compactée avec les particules élémentaires assemblées sous forme de mottes ou d'agrégats. (Wakim, 2005).

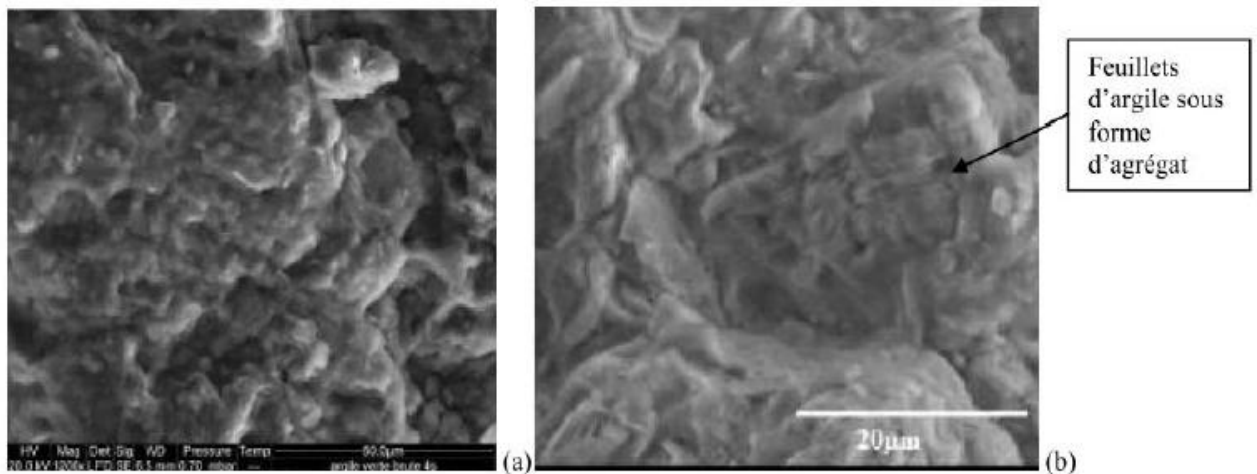


Figure 1.10. Photographie MEB de texture matricielle (a : Argile Verte de Romainville) et texture agrégée (b : Argile de Bavent) (Vincent et al. 2009, cité par Maison, 2011).

Il est rare de rencontrer des sols argileux composés uniquement d'argile, et au sein même de la fraction argileuse, plusieurs types d'argiles peuvent coexister. La texture des sols argileux peut varier fortement en fonction du type de minéraux argileux, du mode de sédimentation et de l'état de consolidation (Windal, 2001). Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les

plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope.

La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés.

1.6. L'EAU ET LES MINÉRAUX ARGILEUX :

L'argile dans son milieu cherche à atteindre un certain équilibre chimique et physique vis-à-vis aux différentes réactions avec l'eau.

1.6.1. La forme de l'eau :

L'eau est l'élément déterminant dans les propriétés des argiles, elle peut se présenter sous différentes formes dans la structure argileuse grâce à son caractère dipolaire, la molécule d'eau possède la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse.

Deux types d'eau, existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués:

1.6.1.1. Eau liée :

Elle est attachée à la surface des grains par le jeu de forces d'attraction moléculaire. Ces forces décroissent avec la distance entre les molécules d'eau et le grain. Une première couche adsorbée, dont l'épaisseur est de l'ordre de quelques dizaines de molécules (environ 50 Å), correspond à :

- L'eau des arrêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin. Les molécules d'eau y sont retenues par des liaisons de coordination avec les éléments superficiels du réseau cristallin ;
- L'eau d'hydratation des cations échangeables ;
- L'eau de surface interfeuille, répartie entre les différents feuillets des minéraux argileux, reliés entre eux par des liens hydrogènes existant entre les groupes OH^- et O^2 .

Dans cette couche adsorbée les propriétés de l'eau sont très fortement modifiées.

L'eau a la structure de la glace. La viscosité peut être supérieure de quelques dizaines de fois à celle de l'eau normale (Rosenqvist, 1959). La densité varie de 1,2 à 2,4 g/cm^3 (Yong et Warkentin, 1975). L'adsorption des molécules d'eau et des ions dépend en grande partie de la surface spécifique des argiles.

Une zone de transition d'eau dite "diffuse", entre 0,005 et 0,5 μm contient des molécules d'eau fixes et qui supportent encore une attraction non négligeable.

L'eau d'hydratation des argiles gonflantes (type smectites) correspond à de l'eau adsorbée et de l'eau diffuse, ou de l'eau faiblement liée.

1.6.1.2. Eau libre :

Au-delà de 0,5 μm (Marsily, 1981), l'eau n'est retenue dans l'argile que par les forces capillaires et elle est capable de se déplacer sous l'effet de la gravité ou d'un gradient hydraulique suffisant. C'est l'eau libre, appelée aussi eau interstitielle. D'une façon générale, les forces mises en jeu sur l'eau par les particules d'argiles diminuent avec la distance (Fig. 1.11).

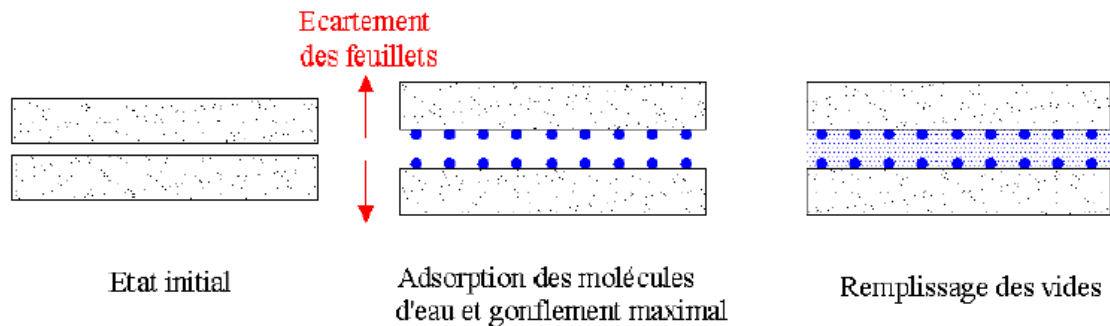


Figure 1.11. Gonflement et hydratation du matériau argileux.

Plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement, les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance. Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et elles sont une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976). Les forces d'adhésion dans les sols argileux "humides" sont principalement du type Van Der Waals (Rosenqvist 1959).

1.6.2. Interactions eau-argile :

Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons inter-atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, ces liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés. En effet, différents mécanismes d'interactions vont pouvoir s'établir, entre les feuillets chargés négativement et l'eau, dans l'espace interfoliaire (ou au voisinage de la surface externe d'une particule). Ces mécanismes sont les suivants (Low, 1961) ;(Mitchell, 1993).

- 1) **liaisons hydrogène :** entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet : en effet, les atomes d'oxygène sont susceptibles d'attirer les pôles positifs de la molécule d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif de l'eau.
- 2) **les forces d'attraction de van der Waals :** du fait de la charge négative diffuse du feuillet, des liaisons électrostatiques du type van der Waals (attractives) peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive. Pour

deux atomes, ces forces sont proportionnelles à l'inverse de la puissance septième de la distance d_a qui les sépare :

$F = K \times (d_a)^{-7}$ alors que pour des feuillets, elles s'expriment en $1/d_f^3$ de la distance séparant leur surface :

$$F = K \times (d_f)^{-3} \text{ (K est un constant) ;}$$

- 3) **hydratation des cations échangeables** : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau, l'ensemble forme un polyèdre de coordination (Fripiat et Gatineau, 1984), la figure 1.12 présente de manière schématique ces trois modes de liaisons possibles de l'eau interfoliaire ;
- 4) **attraction par osmose** : plus on se rapproche de la surface chargée négativement du feuillet, plus la concentration des cations augmente ; afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface (figure 1.13a) ; notons que la concentration des cations adsorbés décroît exponentiellement au fur et à mesure que la distance à la particule augmente.
- 5) **analogie avec un condensateur** : les surfaces argileuses peuvent être considérées comme le pôle négatif d'un condensateur ; les molécules d'eau orientent alors leurs pôles positifs en direction des surfaces négatives ; au milieu de l'espace interfoliaire, les cations compensateurs vont s'interposer afin d'éviter d'avoir des pôles négatifs de l'eau adjacents l'un à l'autre (figure 1.13b). Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Nous allons voir que pour certaines argiles (Kaolinites), l'eau ne peut s'engager entre les feuillets. Ces argiles sont faiblement gonflantes.

En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre feuillets fait que chaque espace interfeuillet peut se hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend de l'état initial et bien sûr des contraintes appliquées.

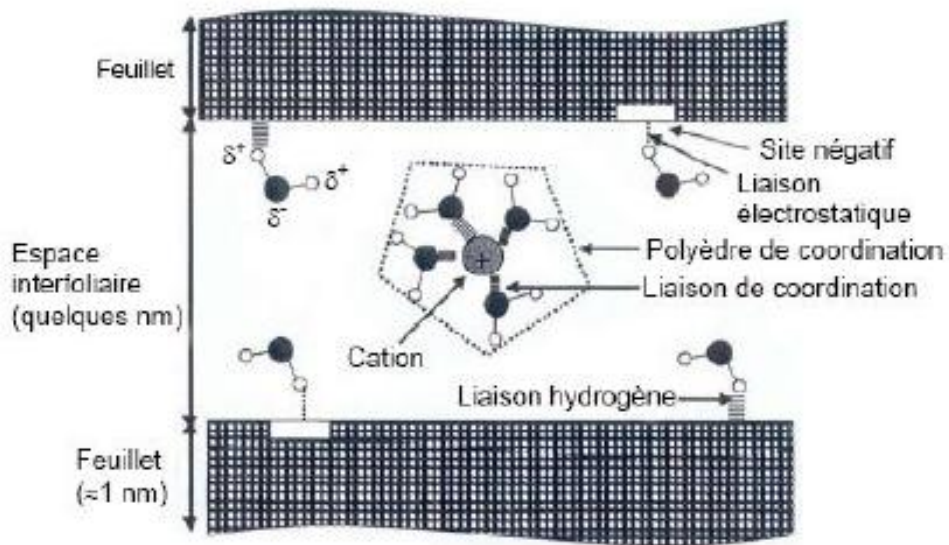


Figure 1.12. Liaisons possibles de l'eau inter foliaire (Morel, 1996)[74].

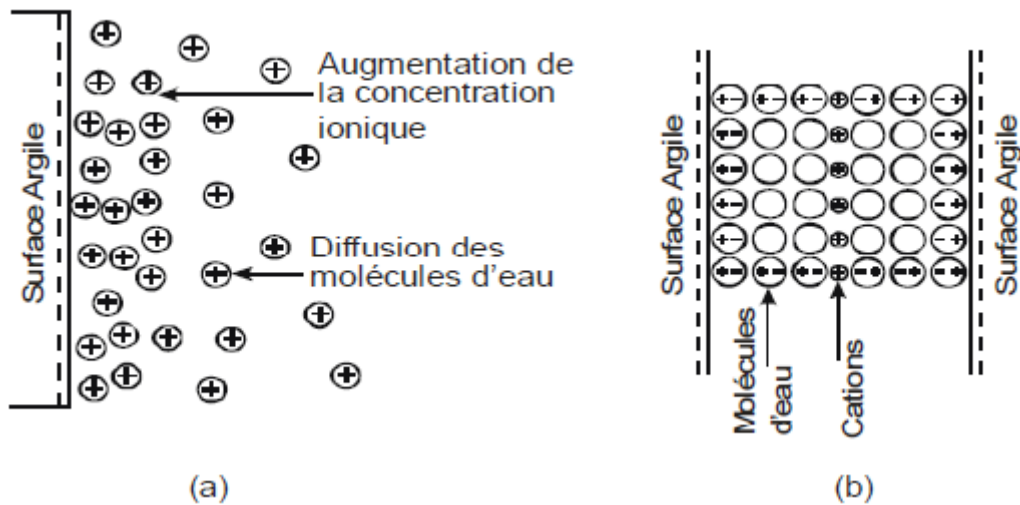


Figure 1.13. Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses

a) par osmose, b) Attraction dipolaire (Mitchell, 1993).

1.7- LES PRINCIPAUX CARACTERISTIQUES DES MINERAUX ARGILEUX :

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

1.7.1 La densité de charge spécifique :

σ est égale au rapport entre la capacité d'échange cationique CEC et la surface spécifique s de la particule argileuse (wakim j, 2005).

$$\sigma \left(\frac{\text{meq}}{\text{m}^2} \right) = \frac{\text{CEC}}{s} \quad (1.1)$$

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

Une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques (pour dans la couche tétraédrique ; ou pour dans la couche octaédrique), une charge de surface variable selon le Ph du milieu liée aux réactions chimiques qui se produisent à la surface des minéraux.

La densité de charge spécifique renseigne sur le pouvoir de la particule à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux. L'augmentation de la densité de charge spécifique réduit le gonflement ou la pression de gonflement des matériaux argileux.

Cette augmentation entraîne l'attraction des ions, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. (wakim j, 2005).

Aussi selon (Lepluart. L, 2002) ; plus cette concentration est élevée, plus la couche est mince ou comprimée donc induit une diminution de gonflement.

1.7.2 La capacité d'échange cationique (CEC) :

Mesure la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et varie dans le même sens que la densité de charge surfacique. Donc, pour les argiles ayant une valeur élevée de CEC, elles ont tendance à peu gonfler, et cela à surfaces spécifiques égales (Lefevbre. I et A. Lajudie 1987), (wakim j,2005).

1.7.3 La surface spécifique :

Des argiles est composée de la surface externe comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé (wakim j,2005).

1.8. LE PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT :

1.8.1. Introduction

Les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel. En géotechnique de l'environnement, les sols argileux sont utilisés dans les barrières ouvragées de voisinage des galeries de stockage de déchets en profondeurs. Ils constituent également les couches imperméables des casiers de stockage en surface. Il est admis qu'un matériau argileux voit sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau : dur et cassant lorsqu'il est desséché, il devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume, dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire.

1.8.2 Nature du phénomène :

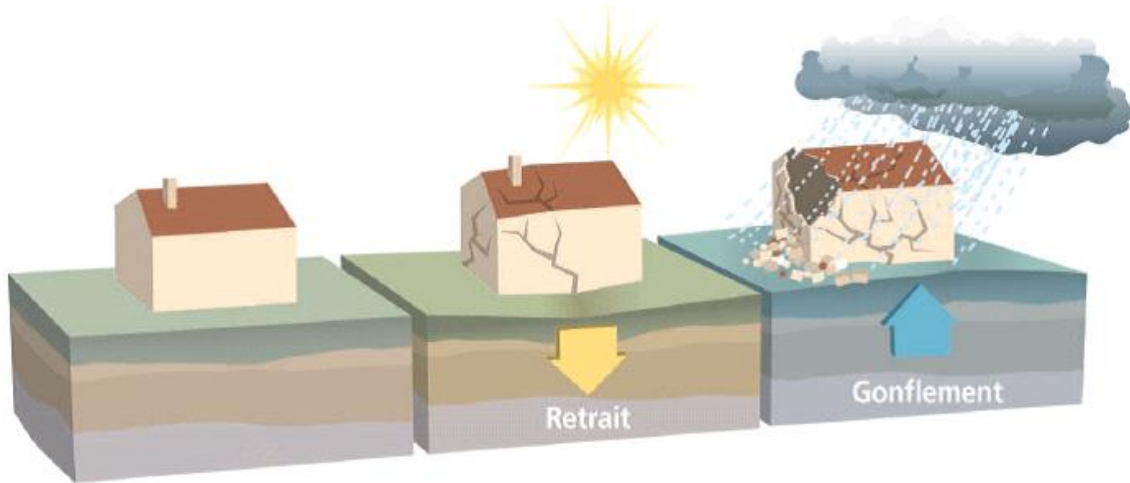


Figure 1.14. Schéma explicatif sur le phénomène (retrait-gonflement).

En général, le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite.

Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée (Figure 1.15). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche.

La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture des fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent.



Figure 1.15.Désordres de la structure au cours des périodes de sécheresse (Région bordelaise)

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est lié à la nature du sol et à la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur du sol asséché. Les racines soutirent l'eau du sol, et peuvent s'étendre jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'arbre. Certains facteurs complémentaires interviennent : circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. Pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité.

Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se réhumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité.

Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissement des déchets aussi bien en surface qu'en grande profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques.

1.8.3. Identification des sols gonflants :

Pour éviter les sinistres causés par les sols gonflants, il est essentiel de reconnaître ce type de sol. Traditionnellement, les valeurs de limites d'Atterberg ou le poids volumique sec ou la teneur en eau naturelle du sol permettent d'identifier ces sols. Le tableau 1.1 donne les différentes méthodes existantes pour classifier les sols gonflants.

Essai	Paramètres déterminés	Référence
Limites d'Atterberg	Plasticité, Consistance	ASTM D 4318
Limite de liquidité	Indice de plasticité	ASTM D 4318
Limite de plasticité	Indice de liquidité	ASTM D 4318
Limite de retrait	Coefficient de retrait	ASTM D 427
Fraction argileuse	Pourcentage de passant au tamis de 2 μm	ASTM D 422
Essais minéralogiques	Minéralogie des particules argileuses	ASTM STP (1970)
Diffraction aux Rayons X (DRX)	Dimensions caractéristiques des prismes	ASTM STP (1970)
Analyses thermiques	Réactions caractéristiques à la chaleur	Barshad (1965)
Microscopie électronique à balayage	Forme et dimension des particules argileuses	McCrone & Delly (1973)
Capacité d'échanges cationiques	CEC (meq/100g)	Chapman (1965)
Gonflement libre	Potentiel de gonflement	Holtz et Gibbs (1956)
Gonflement à volume constant	Indice de gonflement	Lambe (1960)
Gonflement sous charge constante	Indice de gonflement	ASTM D 4546
CBR	Potentiel de gonflement	Yoder & Witezak(1975)
Coefficient d'extensibilité linéaire (Cole)	Déformation linéaire d'un sol naturel séché d'une succion initiale de 33kPa à l'état sec	Brasher <i>et al.</i> (1966)

Tableau 1.1. Identification des sols gonflants au laboratoire

De nombreux modèles visant à estimer le potentiel de gonflement sont formulées à partir des limites d'Atterberg et de paramètres qui en découlent. Les tableaux 1.2 et 1.3 donnent quelques exemples de ces estimations.

w_R (%)	<10	10 – 12	>12
Potentiel de gonflement	Fort	Critique	faible

Tableau 1.2. Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955)

I_p (%)	0 – 10	10 – 20	20 - 35
Taux de gonflement	Faible	Moyen	Elevé

Tableau 1.3. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al. 1962)

Pour un sol contenant entre 8 et 65 % d'argile, (Seed et al. 1962) établissent le tableau 1.4 à partir d'un potentiel de gonflement défini comme le pourcentage de gonflement d'une argile compactée à l'optimum Proctor et soumise à une charge de 7 kpa. Ce potentiel est estimé par la formule :

$$\varepsilon_s = 10^{-5} I_p^{2,24} \quad (1.2)$$

Potentiel de gonflement	ε_s (%)	I_p (%)
Faible	0 - 1,5	0 - 10
Modéré	1,5 – 5	10 - 20
fort	5 - 25	20 - 35

Tableau 1.4. Potentiel de gonflement (Seed et al. 1962)

Mais le gonflement d'un sol peut être estimé à partir de deux paramètres simultanément. Le BRE (Building Research Establishment, 1980) propose de le relier à la teneur en argile et à l'indice de plasticité (Tableau 1.4). Ghen (1988) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) le relie au pourcentage en particules inférieures à 74 μm et à la limite de liquidité (Tableau 1.6).

I_p (%)	%<2 μm	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très fort
22 - 35	60 - 95	Fort
18 – 22	30 – 60	Modéré
<18	<30	Faible

Tableau 1.5. Potentiel de gonflement (BRE, 1980)

%<74 μm	w_L (%)	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	Très fort
60 - 95	40 - 60	Fort
30 - 60	30 - 40	Modéré
< 30	< 30	Faible

Tableau 1.6 Potentiel de gonflement (Ghen, 1988)

Enfin, certains auteurs pensent que trois paramètres sont nécessaires pour évaluer le gonflement. La classification de Holtz & Gibbs (1956) relie le potentiel de gonflement en fonction de la fraction argileuse, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait (Tableau 1.7). La classification de Holtz & Dakshhanmurthy (1973) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) utilise l'indice de plasticité, la limite de liquidité et la limite de retrait (Tableau 1.8).

%< 2 μm	I_p (%)	w_R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
> 28	> 35	< 10	> 30	Très élevé
20 - 13	25 - 40	7 - 10	20 - 30	élevé
13 - 23	15 - 30	10 - 15	10 - 30	Modéré

Tableau 1.7. Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956)

Potentiel de gonflement	I_p (%)	w_R (%)	w_L (%)
faible	< 18	> 15	20 - 35
Modéré	15 - 25	10 - 15	35 - 50
Fort	25 - 35	7 - 12	50 - 70

Tableau 1.8. Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973)

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

En plus des ces estimations du potentiel de gonflement, certains auteurs (Komornik & David 1969, Vijayvergiya & Ghazzaly 1973, Didier et al. 1973[38], Brackley 1983, Nagaraj & Srinivasa 1983, Yahia-Aissa 1999) proposent des modèles estimant la pression de gonflement à partir de la teneur en eau naturelle, des limites d'Atterberg et de la masse volumique sèche, mais leur utilisation a montré qu'ils ne sont applicables qu'aux sols pour lesquels ils ont été définis.

1.8.4. Principales Causes Des Variations De Volume Du Sol :

Nous utilisons le mot « gonflement » de manière indifférente pour définir une augmentation de volume du matériau, quelle qu'en soit la cause. Un déchargement mécanique, une imbibition ou une sorption, une exfoliation ou des variations chimiques qui induisent une déformation positive, peuvent être la cause d'un gonflement. En revanche, le tassement est le terme utilisé pour définir une diminution de volume du sol lors d'un chargement mécanique. La diminution de volume causée par un séchage est définie comme étant le retrait, et une saturation sous de fortes charges induit un effondrement.

1.8.4.1. Modification des contraintes mécaniques :

La modification de l'état de contraintes totales dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement de charges ou de surcharges conduit, lorsqu'un nouvel équilibre s'est établi, à une déformation du sol, qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état des contraintes.

1.8.4.2. Modification des contraintes hydriques :

Un changement dans l'environnement hydrique du sol conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein. Par exemple, la variation du niveau de la nappe modifie le champ de pression interstitielle aussi bien au-dessus qu'en-dessous du niveau de la nappe, influence l'état de contrainte effective, et induit des variations de volume dans le milieu.

Dans un sol non saturé, la contrainte effective s' d'après Bishop & Blight (1963) est liée à la contrainte totale s , à la pression de gaz (en général de l'air) u_a et à la pression de l'eau u_w qui règnent dans les interstices entre les particules par la relation :

$$\sigma' = \sigma - u_a + X(u_a - u_w) = p + X_s \quad (1.3)$$

où X est le coefficient de Bishop généralement relié au degré de saturation, qui varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé, $p = (\sigma - u_a)$ est la contrainte nette appliquée et

$s = (u_a - u_w)$ est la pression interstitielle négative ou la succion.

Les différentes pressions de l'eau ou de l'air sont considérées par rapport à la pression atmosphérique. La relation (1.3) montre que, si la contrainte totale et la pression de l'air restent constantes et que la pression interstitielle diminue à la suite d'un abaissement du niveau de la nappe, le terme de succion $(u_a - u_w)$ croît, entraînant une augmentation de la

contrainte effective, ce qui aura pour effet de comprimer le sol et de provoquer un tassement en surface. Cette équation ne traduit pas correctement le phénomène d'effondrement du sol (Jennings & Burland, 1962).

Par des effets capillaires, les sols situés au-dessus de la nappe, niveau défini tel que la succion soit égale à zéro, restent quasi saturés sur une hauteur importante pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres dans les sols argileux et avec une pression interstitielle de l'eau u_w négative.

1.8.4.3. Effet physico-chimique :

D'un point de vue microscopique, l'apport d'eau dans le sol et sa fixation au niveau de certaines particules élémentaires ou plaquettes agglomérées en feuillets dimension ($1 \cdot 10^{-2}$ mm à $1 \cdot 10^{-4}$ mm) constituant l'argile conduit à des phénomènes d'hydratation de ces particules entraînant une augmentation de volume.

Ce mécanisme d'hydratation est largement conditionné par :

- le type et la nature des minéraux argileux présents et leurs propriétés physicochimiques;
- la structure du matériau et des particules ;
- la pression interstitielle ou la succion régnant dans le sol ;
- la concentration ionique du fluide interstitiel, y compris l'eau adsorbée ;
- l'histoire du matériau et en particulier les phénomènes de cimentation.

Certaines familles de minéraux argileux, notamment les smectites et quelques interstratifiés, possèdent de surcroît des liaisons particulièrement lâches entre feuillets constitutifs, si bien que la quantité d'eau susceptible d'être adsorbée au coeur même des particules argileuses, peut être considérable, ce qui se traduit par des variations importantes de volume .

1.8.5. Double Structure Des Sols Gonflants :

Le comportement hydromécanique des sols gonflants a été directement relié à leur double structure interne. Plusieurs auteurs ont étudié la relation entre la micro- et la macrostructure de ce type de sol et les paramètres hydromécaniques (Pusch 1982, Wan et al. 1995, Pusch et al. 1999, Cui et al. 2002, Pusch & Yong 2003, Lloret et al. 2003). Gens & Alonso (1992) et Alonso et al. (1999) ont considéré le schéma d'organisation comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants où sont réunies la macro- et la microstructure.

La distribution de taille des pores (Pore Size Distribution - PSD) obtenue par la méthode de porosimétrie par l'intrusion du mercure (Mercury Intrusion Porosimetry - MIP) montre deux niveaux structuraux distincts (Alonso et al., 1987). Cette double structure des sols argileux a été aussi reconnue dans un grand nombre à partir d'études réalisées au microscope électronique à balayage (Collins & McGown, 1974; Yong & Warkentin, 1975 ; Gilliot, 1979).

La figure 1.16-a présente un matériau constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et d'autres constituants. Il est alors possible de distinguer deux types de pores :

Les vides intraparticulaires et les vides intramatriciels. Cette structure est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum. La figure 1.16-b est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum, les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Deux niveaux structuraux peuvent alors être distingués : la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et les macropores sont situés entre les agrégats. Barden & Sides (1970), Sridharan et al. (1971) et Collins & McGown (1974) ont aussi observé une double structure au côté sec de l'optimum et une structure homogène au côté humide de l'optimum.

Remarque : le « micropore » est aussi appelé « pore intra-agrégat », « vide intraparticulaire », « vide interfoliaire » et le « macropore » peut être appelé « pore inter-agrégat » et « pore interparticulaire ».

L'ensemble micro- et macrostructure est parfois définie comme « intrapellet ».

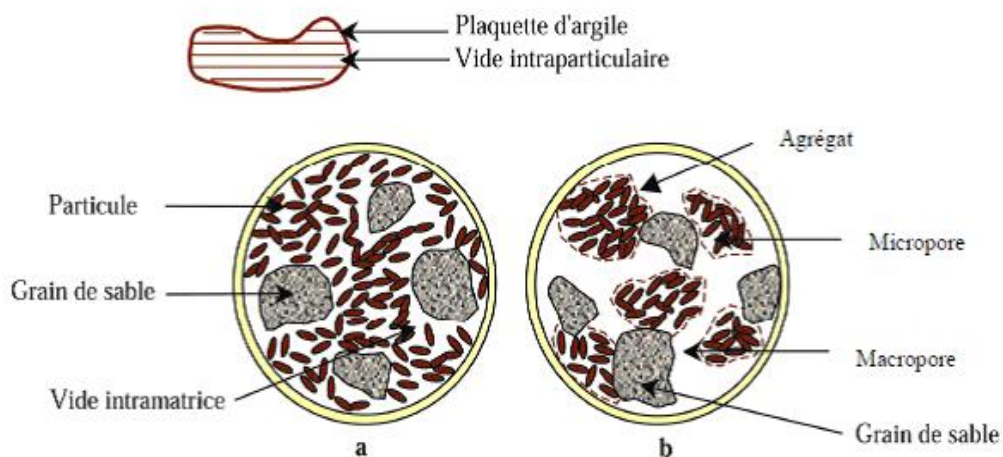


Figure 1.16. Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992)

La structure interne des sols argileux est directement liée à certaines caractéristiques du sol telles que : la conductivité hydraulique (Garcia-Bengochea et al. 1979, Juang & Holtz 1986, Lapierre et al. 1990, Romero et al. 1999), les déformations volumiques lors de la consolidation (Delage & Lefebvre 1984, Griffiths & Joshi 1989, Coulon & Bruand 1989, Tessier et al. 1992), les propriétés de la courbe de rétention (Prapahran et al. 1985, Romero et al. 1999, Aung et al. 2001, Simms & Yanful 2002, 2005) ainsi que les variations volumiques des macropores dues aux influences de chargement mécanique et des succions contrôlées (Al Mukhtar et al. 1996, Qi et al. 1996, Cui et al. 2002, Lloret et al. 2003, Simms & Yanful 2004, Cuisinier & Laloui 2004, Romero et al. 2005, Koliji et al. 2006, Hoffmann et al. 2007).

1.8.6. Gonflement Des Argiles :

Dans cette partie, nous allons voir le mécanisme de gonflement hydrique et les paramètres identifiant les sols gonflants. Les différents essais de gonflement très utilisés en géotechnique.

1.8.6.1. Mécanisme de gonflement des argiles :

Les analyses minéralogiques montrent que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillet sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins. L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire. C'est le cas des smectites telles que la montmorillonite sodique et dans une moindre mesure de la montmorillonite calcique (Olson & Mesri, 1971 ; Tessier, 1984 ; Cases et al, 1990). Ce gonflement intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est inter particulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement inter particulaire, contrairement au gonflement inter foliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles. Le processus de gonflement inter particulaire met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Compte tenu de la structure ionique, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche diffuse (Double Diffused Layer).

Les cations compensateurs ne sont pas maintenus directement à la surface de la particule argileuse mais sont présents à une certaine distance moyenne de la surface. Il s'établit un équilibre entre l'agitation thermique des ions, qui tend à les éloigner de la particule, et l'attraction coulombienne, qui tend à les maintenir près du feuillet. L'ensemble particule chargée négativement plus espace interfoliaire globalement chargé positivement constitue la double couche diffuse (Figure 1.17). Avec des hypothèses très précises, cette théorie proposée par Gouy & Chapman en 1910 permet de quantifier le phénomène de gonflement par rapport aux différents paramètres de l'eau.

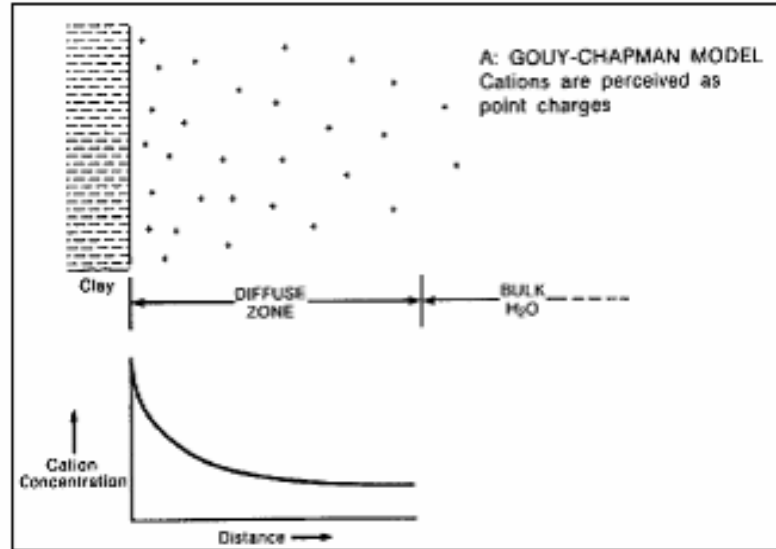


Figure 1.17. Représentation schématique de la double couche diffuse

De nombreux auteurs se sont intéressés à la validité et aux limites de cette théorie. Dans une étude expérimentale en laboratoire, Didier (1972) et Wong (1998) ont mis en évidence l'influence notable de la salinité du liquide interstitiel sur le potentiel de gonflement des terrains argileux. En effet, Ils ont constaté que plus la concentration en sels (NaCl par exemple) est faible, plus les déformations par gonflement sont élevées. Ainsi Yong & Mohamed (1992) montrent un très bon accord entre des mesures expérimentales et la théorie, en se basant sur l'étude de la distance interfoliaire et de la pression de gonflement. Cette théorie a aussi été utilisée avec succès dans le calcul de la compressibilité mécanique des matériaux gonflants (Sridharan & Venkatappa Rao 1973 ; Sridharan & Jayaveda 1982).

La théorie de la double couche reste évidemment limitée, à cause des hypothèses faites sur le milieu (pas d'interaction entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles, ...). On peut, en première approximation, dire que la théorie de la double couche est applicable quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est à- dire quand on étudie les sols sursaturés en cations en présence d'une eau de circulation à faible concentration ionique. Sposito (1973) indique que la théorie de la double couche ne prédit pas de manière satisfaisante le gonflement lorsque la solution contient des cations bivalents. Low (1980), à partir d'une série d'expériences menées sur 35 montmorillonites sodiques, montre que la théorie de la double couche est, soit fautive, soit inapplicable pour prédire le gonflement des montmorillonites, car leurs doubles couches ne sont que faiblement développées. Le gonflement est alors expliqué par l'interaction entre les feuillets argileux et l'eau c'est-à-dire le gonflement intraparticulaire.

De plus, lorsque les argiles ne sont plus saturées, d'autres forces deviennent prépondérantes dans l'hydratation des argiles, notamment les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces de Van der Waals de tension capillaire et les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des cations échangeables. L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau, polaires par nature.

1.8.6.2. 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 difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflements.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

- La pression de gonflement (σ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.
- Le potentiel de gonflement (ε_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.
- L'indice de gonflement (C_g) traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

1.8.6.2.1. Méthode à gonflement libre :

Une éprouvette est insérée dans une cellule œdométrique classique, puis soumise à la charge du piston et enfin saturée. Ses déformations verticales sont mesurées, la déformation maximale rapportée à la hauteur initiale est le potentiel de gonflement. L'éprouvette est ensuite chargée de manière progressive. La pression verticale nécessaire pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale est la pression de gonflement (ASTM - méthode A).

1.8.6.2.2. Méthode sous charge constante :

Quatre éprouvettes au moins sont soumises à quatre pressions verticales différentes dans des cellules œdométriques. Ces quatre éprouvettes sont ensuite saturées et le potentiel de gonflement final est déterminé dans chaque cas. La courbe h/h en fonction de la pression appliquée lors de l'humidification est tracée. Une interpolation linéaire est réalisée entre les

quatre points pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul. Cette pression correspond à la pression de gonflement. Le potentiel de gonflement dans cette méthode se définit comme la variation de hauteur sous une pression donnée. Deux variantes de cette procédure existent, différentes par le mode d'application de la charge verticale. Dans la procédure ASTM (méthode B), la charge est appliquée, puis la saturation suit 5 min après. La procédure AFNOR nécessite la stabilisation des déformations dues au chargement mécanique avant le début de la saturation.

1.8.6.2.3. Méthode à volume constant :

Le principe est de saturer une éprouvette tout en maintenant son volume constant. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant à la saturation complète est la pression de gonflement. Suivant la norme ASTM (méthode C), l'éprouvette est soumise avant humidification à une pression verticale voisine des conditions in situ, et ensuite saturée. Les déformations verticales sont empêchées en augmentant progressivement la charge appliquée avant l'effondrement. La pression de gonflement est alors la pression maximale appliquée. Il existe des cellules spécialement conçues pour effectuer des essais à volume constant. Elles sont équipées d'un capteur de pression permettant de déterminer l'évolution de la pression exercée par le sol au cours de l'humidification.

Selon les comparaisons réalisées par Gilchirst (1963), Brackley (1975), Sridrahan et al.(1986), Abdjauwad & Al-Sulaimani (1993) et Guiras - Skandaji (1996), la méthode de gonflement libre donne des valeurs de la pression de gonflement plus élevées, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement libre sous charges constantes aboutit aux valeurs plus faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux. En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semblerait 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).

1. 9. EFFET DU TEMPS SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES :

C'est en raison de leur caractère visqueux que les sols argileux, notamment les argiles molles, manifestent des comportements qui dépendent non seulement du type de sollicitations auxquelles ils sont soumis ou de leur intensité, mais aussi des vitesses de variation de ces sollicitations au cours du temps. De nombreuses études expérimentales, effectuées sur des sols naturels ou reconstitués, ont mis en évidence cette influence du temps sur leurs caractéristiques de résistance et de déformabilité (caractéristiques de compressibilité et de perméabilité, caractéristiques de consolidation et de fluage, caractéristiques de cisaillement et de rupture), notamment celles correspondant à leur état limite.

L'influence du temps sur le comportement des sols argileux s'exerce de manière plus ou moins importante selon la structure, la consistance et la compacité du sol considéré. Sur le plan pratique, les effets du temps ont été analysés suivant deux aspects différents :

- les effets de l'âge ou du vieillissement : Taylor (1942), puis Bjerrum (1967) ont montré que le vieillissement des argiles sous contraintes effectives constantes ou peu variables, se traduisant par l'apparition de nouvelles liaisons intergranulaires rigides qui renforcent la structure du squelette solide, conduit à une réduction de leur indice des vides par suite des déformations de fluage qu'elles subissent. La réduction de l'indice des vides d'une argile donnée s'accompagne d'un accroissement de sa pression de préconsolidation et donc de sa résistance structurale. Cet effet semble être très prononcé dans le cas des argiles plastiques, pour lesquelles l'accroissement de résistance dû au vieillissement est proportionnel à celui de leur pression de préconsolidation.
- les effets de la vitesse ou de la durée de chargement : Crawford (1964) puis Bjerrum (1967) ont montré que la pression de préconsolidation apparente (définie par la limite des petites déformations) d'une argile naturelle est réduite lorsque la durée d'application des charges est augmentée et inversement. Ceci est, semble-t-il, attribué à une autre matérialisation du phénomène de la consolidation secondaire qui est liée au vieillissement de l'argile. A l'inverse, une diminution de la vitesse de chargement, c'est-à-dire de la vitesse de déformation de l'argile, correspond à un accroissement de la durée d'application des charges qui aurait pour conséquence la diminution non seulement de la pression de préconsolidation de l'argile, mais également de tous les seuils qui définissent sa courbe d'état limite.

Cependant, l'expérience met en outre en évidence l'influence des conditions d'essais sur les caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. Aussi, l'approche expérimentale basée sur l'essai oedométrique conventionnel à chargement par poids met en évidence l'influence des paliers de chargement adoptés.

1.10. COMPACTAGE :

1.10.1. Définitions

Le compactage est l'ensemble des opérations mécanique qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau, réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portant.

L'expérience montre que ce poids volumique sec n'est une caractéristique du sol que dans une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau. C'est à l'ingénieur américain Proctor que l'on doit les premières études systématiques en ce domaine. Il a en particulier examiné dès 1933 l'influence de la teneur en eau et celle de l'énergie de compactage.

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variation de γ_d en fonction de w , on obtient une courbe en cloche qui présente un point haut que l'on appelle optimum Proctor.

Ce phénomène s'explique facilement : lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle

prend la place de grains solides ; par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau a un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente avec la teneur en eau.

Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, le volume des vides est occupé par de l'eau et de l'air. Sur le versant droit, appelé versant mouillé, l'eau occupe pratiquement tous les vides, ce qui facilite les déformations par cisaillement (Figure 1.18) .

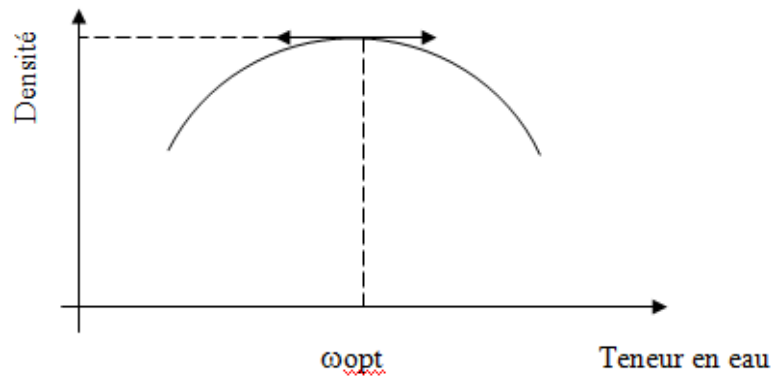


Figure 1.18. Essai proctor

Courbe de compactage pour une énergie de compactage donnée

1.10.2. Le sol compacté :

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et /ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, dépôts glaciaires, éboulis, pentes. On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granulométrie d'une grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique. Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais (GTR, 1992), les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granulométrie (D_{max} , tamisat à 80 μm , tamisat à 2 μm), l'argilosité (indice de plasticité I_p , valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres sont retenus dans la classification des sols. Le rapport de la teneur en eau naturelle (W_n) à la teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (W_{opn}), l'indice de consistance (I_c) et l'Indice Portant Immédiat (IPI).

Les études de laboratoire pratiquées pour la caractérisation des sols compactés utilisés en remblais comportent généralement :

- l'essai Proctor,
- l'essai d'indice portant immédiat.

1.10.3. Caractéristiques des sols compactés :

1.10.3.1. Essai Proctor :

On appelle «Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe obtenue pour une énergie égale à 5N.cm/ est appelée «Courbe Proctor Normal» et constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai. La figure 1.19 donne deux courbes Proctor correspondant à deux énergies différentes :

- la courbe «Proctor Normal» correspondant à l'énergie de 5N.cm/;
- la courbe «Proctor Modifié» correspondant à l'énergie de 25N.cm/ qui constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées.

On constate sur cette figure que les deux courbes présentent la même allure : une augmentation de la densité en fonction de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur maximale suivie par une chute. Le pic de ces courbes correspond à la densité maximale de compactage obtenue pour ce matériau et l'énergie de compactage considérée. La teneur en eau correspondant à cette densité maximale est appelée teneur en eau optimale. Sur cette même figure sont représentées les courbes de saturation du matériau à 80 et 100%.

La courbe à 100% de saturation constitue l'enveloppe de toutes les courbes = $f(w)$ quelle que soit l'énergie de compactage utilisée. La courbe à 80% de saturation, approximativement, est le lieu des optima de teneur en eau pour l'ensemble des matériaux compactés à l'énergie Proctor Normal.

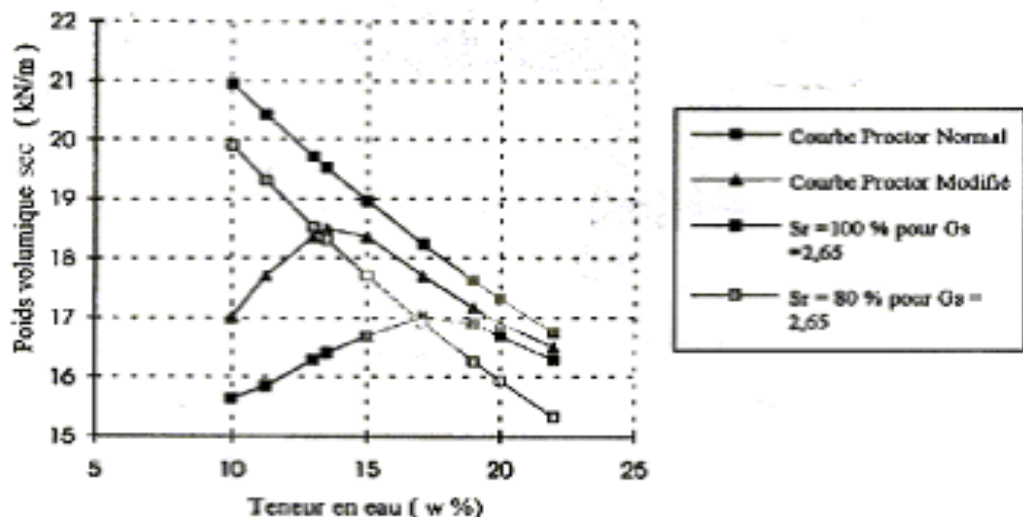


Figure 1. 19.Courbes Proctor normal et modifié

En particulier, on constate que, si on compacte le sol à l'énergie Proctor Normal, la valeur de la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal (qui est une valeur minimale acceptée pour un matériau de remblai) peut être atteinte ou

dépassée pour toute teneur en eau située entre deux valeurs : l'une du côté sec et l'autre du côté humide. Si la teneur en eau du matériau est située à l'extérieur de cette plage, il peut être possible d'atteindre cette densité de 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal à condition d'augmenter l'énergie de compactage. On constate cependant que, si l'on peut effectivement compenser largement un manque d'eau par un sur compactage, en revanche un excès d'humidité ne peut plus être traité par cette technique dès que la teneur en eau atteint la teneur en eau de saturation correspondant à la densité sèche de 95% de la densité sèche maximale du Proctor Normal.

A partir des «courbes Proctor» à différentes énergies de compactage, il est possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95% de la densité maximum Proctor recherchés, mais elles ne suffisent pas pour affirmer que la résistance au cisaillement acquise immédiatement après la mise en œuvre du matériau ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé (cas d'une inondation en pied de remblai, par exemple).

1.11. L'ESSAI OEDOMETRIQUE :

1.11.1. Introduction

On appelle "œdomètres" les appareils qui permettent de réaliser des essais de compressibilité en laboratoire sur des éprouvettes de sol cylindriques placées à l'intérieur d'une enceinte cylindrique indéformable, dont la paroi interne est au contact direct de l'éprouvette (fig.1.20).

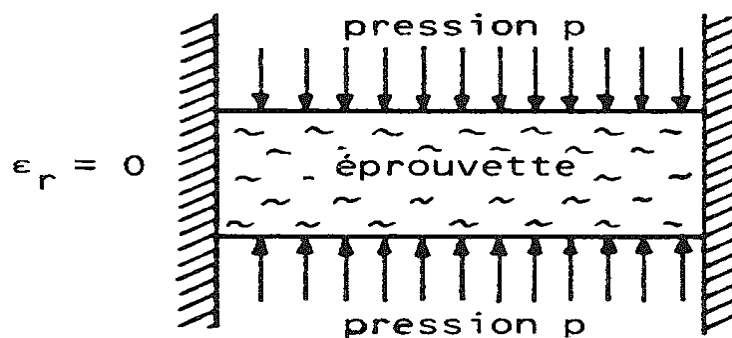


Figure 1.20. Principe des "œdomètres"

Dans les œdomètres, l'enceinte cylindrique rigide qui entoure l'éprouvette interdit toute dilatation radiale du sol, de sorte que les déformations qui se produisent lorsque l'on exerce une pression sur le piston sont uniquement verticales (ou axiales). Ce mode de déformation "unidimensionnel" a acquis en mécanique des sols une grande importance pratique et, dans le langage courant, l'adjectif "œdométrique" a pris le double sens de " relatif aux œdomètres " et de " à déformation latérale nulle, ce qui conduit certains spécialistes à parler d'essais œdométriques à L'appareil triaxial " pour désigner les essais triaxiaux dans lesquels on interdit toute déformation latérale de l'éprouvette. Le présent document a un objectif plus Limité que ce second sens du terme "œdométrique" puisqu'il regroupe seulement les modes opératoires des essais que l'on peut réaliser dans les œdomètres.

Les essais que l'on peut réaliser dans des œdomètres sont très variés : la charge peut croître continument ou être appliquée par paliers de durées diverses, on peut appliquer une charge unique ou plusieurs charges successives, imposer une déformation initiale et suivre la relaxation des contraintes ou au contraire faire subir au sol une déformation à vitesse constante, on peut asservir le chargement à l'évolution des contraintes ou encore chercher à caractériser le gonflement de certains sols ou l'effondrabilité de leur structure lorsqu'on les met en présence d'eau, etc.

Après des indications générales (valables pour tous les types d'essais) sur les caractéristiques des œdomètres, les précautions à prendre lors du prélèvement, du transport et de la conservation des carottes de sol et la préparation des éprouvettes soumises à l'essai, le document comporte sept sections consacrées aux modes opératoires des essais suivants :

- essai de compressibilité par paliers,
- **essai de fluage**,
- essai à vitesse de déformation constante,
- essai à gradient contrôlé,
- essai accéléré par chauffage,
- essai de gonflement,
- essai à drainage radial.

1.11.2. Procédure de l'essai œdométrique :

Avec la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925), l'essai œdométrique est devenu l'essai de référence dans toutes les études géotechniques de sols compressibles peu perméables. Cet essai, utilisé tant par les praticiens que par les chercheurs, permet de déterminer les caractéristiques de compressibilité et de perméabilité ainsi que les caractéristiques de consolidation et de fluage des sols fins, notamment des argiles molles.

L'essai consiste à placer une éprouvette dans une enceinte cylindrique rigide latéralement pour que les déformations radiales soient nulles, avec une paroi intérieure très lisse et souvent lubrifiée pour que les frottements générés au cours de la consolidation au contact paroi-sol soient négligeables. La préparation de l'éprouvette et sa mise en place dans l'enceinte œdométrique dépendent de la consistance du sol. Les modes opératoires en vigueur définissent des procédures pratiques de préparation des éprouvettes (choix de la prise d'essai, découpage et mise en place de l'éprouvette dans l'enceinte œdométrique, etc.) à suivre afin d'obtenir des résultats cohérents et représentatifs. Selon l'appareil utilisé, l'éprouvette est sollicitée, soit par un système de poids par l'intermédiaire d'un levier, soit par un système de chargement pneumatique ou hydraulique qui applique des forces dans l'axe du piston en contact avec l'éprouvette sur sa face supérieure ou inférieure pendant que l'autre face est maintenue fixe. Le drainage du sol s'effectue sur une seule face (drainage simple) ou sur les deux faces en même temps (drainage double) à travers des pierres poreuses généralement composées de matières céramiques ou métalliques. Un papier filtre est souvent placé, notamment dans le cas d'éprouvettes plus ou moins déstructurées, entre le sol et les pierres

poreuses afin d'empêcher les particules solides de s'infiltrer dans les pores des pierres poreuses. Les pierres poreuses et le papier filtre doivent être systématiquement saturés car leur saturation a une influence sur les résultats d'essais.

Dans l'essai conventionnel, les charges sont appliquées à l'éprouvette par paliers successifs avec, en règle générale, doublement de la charge d'un palier au suivant. La durée des paliers de chargement est fixée à 24 heures, car cette durée pendant laquelle les déformations de l'éprouvette sont enregistrées en fonction du temps, est suffisante pour atteindre la fin de la consolidation primaire dans la plupart des sols naturels. Une charge initiale est généralement appliquée sur le piston de l'œdomètre en fonction de la consistance du sol et de sa résistance mécanique afin de fermer les fissures éventuelles, notamment dans les éprouvettes déstructurées, et d'empêcher le gonflement du sol après saturation de celui-ci dans l'enceinte œdométrique. Cette charge est typiquement comprise entre 1 et 10 KPA pour les argiles naturelles (de l'ordre de 5 KPA pour les argiles molles), mais au moins égale au poids du piston (elle entraîne une déformation initiale, dont la valeur après stabilisation doit être notée). Dans les modes opératoires des LPC (Magnan et al, 1985), un cycle de déchargement-rechargement suit le passage de la pression de préconsolidation (repérée par le coude de la courbe représentant les variations du tassement de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée). Ce cycle de déchargement-rechargement a pour objectif de simuler l'histoire de l'échantillon d'essai pour pouvoir apprécier son état de remaniement et obtenir une valeur plus fiable de la compressibilité du sol dans le domaine surconsolidé, dans lequel les déformations sont réversibles avec un faible écrouissage.

1.11.3 Caractéristique de consolidation et de fluage :

Il est bien établi que le temps joue un rôle important dans l'évolution des déformations volumiques des sols fins, en particulier des argiles molles, sous des contraintes totales constantes ou peu variables, caractérisant ainsi les phénomènes de consolidation primaire et secondaire. Les effets du temps peuvent être analysés en fonction de la durée et de la vitesse de chargement (ou de déformation), qui ont une influence considérable sur le comportement des argiles molles et notamment sur leur déformabilité. La vitesse de consolidation est contrôlée principalement par la perméabilité qui joue un rôle prédominant durant la consolidation primaire, puis par la déformabilité du squelette solide, qui joue un rôle déterminant durant la consolidation secondaire. L'expression de cette vitesse est donc différente selon que l'état des déformations se trouve en phase primaire ou en phase secondaire. En phase primaire, le processus de consolidation est en effet contrôlé par le coefficient de consolidation en fonction du taux de compressibilité du sol sous contraintes totales constantes ou variables et, en phase secondaire, par l'indice de fluage qui exprime le taux de variation de l'indice des vides au cours du temps sous contraintes effectives constantes. Le coefficient de consolidation et l'indice de fluage constituent donc les principaux paramètres expérimentaux qui caractérisent la consolidation primaire et secondaire, respectivement. De la qualité de leur détermination dépend l'évaluation précise de la vitesse de consolidation (primaire et secondaire) et, par conséquent, du tassement (primaire et secondaire) du sol nécessaire au calcul des ouvrages (Bakir Nassima 2006).

1.11.3.1. Caractéristiques de fluage :

Les observations effectuées in-situ comme en laboratoire montrent que les sols argileux continuent à se déformer après la fin de la consolidation primaire, sous contraintes effectives constantes ou peu variables : c'est le phénomène de consolidation secondaire. Définie comme la réduction du volume du sol sous charge constante ou peu variable du fait principalement du réarrangement interne des particules solides, la consolidation secondaire est due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette. Buisman (1936) a été l'un des premiers à observer que les tassements secondaires croissent approximativement de façon linéaire avec le logarithme du temps. Il a établi une relation expérimentale dans laquelle il exprime les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps par la relation suivante :

$$\Delta_e = C_{\alpha e} \Delta(\log t) \quad (1.4)$$

Dans laquelle $C_{\alpha e}$ désigne l'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette.

Cette relation, validée par des essais de fluage œdométrique, n'est valable que lorsque la consolidation primaire est entièrement achevée. Elle traduit l'effet du temps sur le comportement en consolidation du sol à l'état normalement consolidé. Des résultats d'essais œdométriques conventionnels, obtenus sur l'argile molle de Guiche située dans la basse vallée de l'Adour en France (Khemissa et Magnan, 2000), ont montré que l'indice de fluage varie de façon importante avec la contrainte effective de consolidation (fig. 1.21). Les résultats d'essais présentés par Mesri et Godlewski (1977) sur des argiles molles d'origines diverses montrent que l'indice de fluage peut être relié à l'indice de compression (fig. 1.22). Le rapport $\frac{C_{\alpha e}}{C_c}$, typiquement de l'ordre de 0,02 à 0,06, indique que les processus de variation du volume du sol en fonction de la contrainte effective et du changement de la structure du squelette (arrangement interne des grains) au cours du temps sont de même nature. (Bakir Nassima 2006).

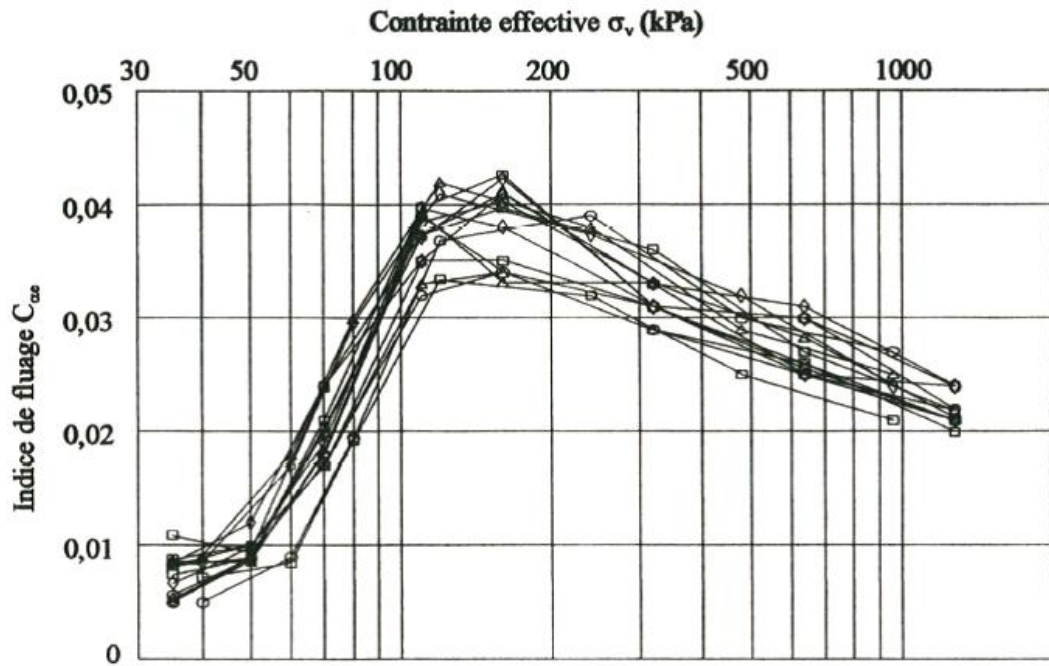
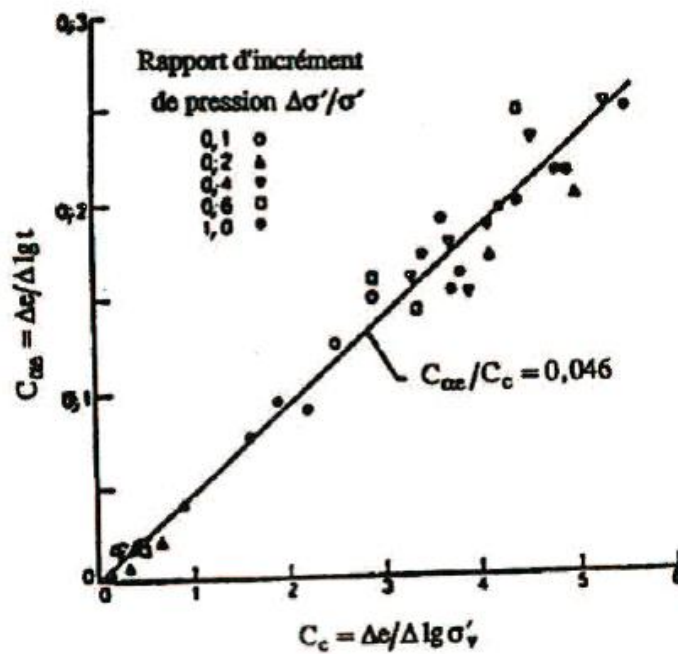
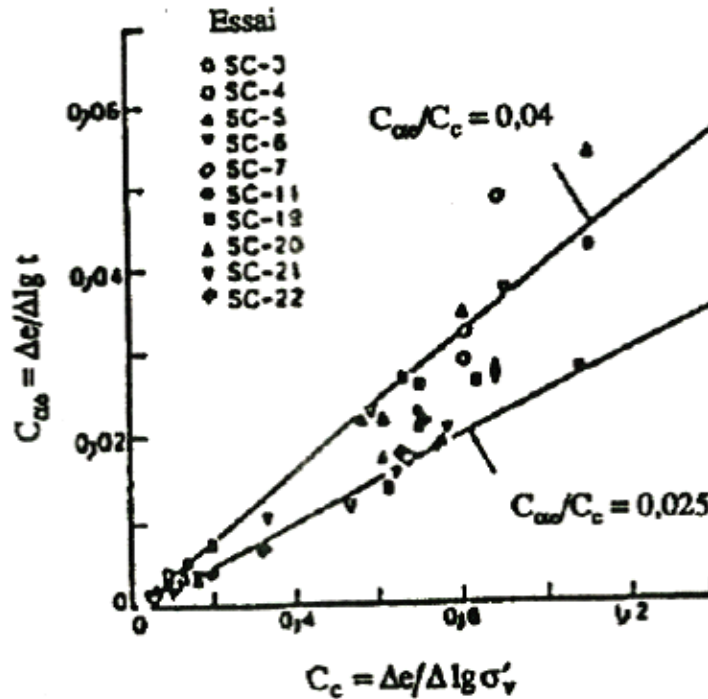


Figure 1.21 .Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France) (Khemissa et Magnan, 2000).



a/- argile de Mexico



b/- argile de Singapour

Figure 1.22. Variation de l'indice de fluage C_{ae} en fonction de l'indice de compression C_c .

1.12. ESSAI DE FLUAGE :

1.12.1. Introduction

Les méthodes d'analyse de la consolidation unidimensionnelle des sols compressibles se limitent souvent, dans la pratique, à la description des déformations au cours du temps d'un milieu dont les déformations sont liées aux variations des contraintes effectives, selon le modèle popularisé par K. Terzaghi dans les années 1920. La théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, qui fait partie de l'enseignement de base de la mécanique des sols, souffre toute fois de nombreux défauts (Leroueil et al., 1985), dont l'un des plus gênants est actuellement qu'elle ne tient pas compte du caractère différé de certaines déformations (déformations visqueuses ou de fluage).

Les projeteurs attendent en effet aujourd'hui des mécaniciens des sols qu'ils fassent des prévisions très précises du comportement des massifs de sols sous leurs ouvrages et il n'est plus possible de négliger la composante de fluage du tassement.

L'analyse des déformations secondaires des sols fins a été entreprise il y a plus de cinquante ans dans divers pays. Dans les laboratoire des Ponts et Chaussées (L P C), cette étude a débuté dans les années 1960 et de nombreuses théories ont été testées avec des succès diverse (un historique de ces travaux peut être trouvé dans le rapport de (Magnan ,1986).

Depuis environ dix ans, des progrès importants ont été faits, moins dans les développements théoriques, qui datent tous des années 1970, que dans la validation des méthodes de calcul et dans la compréhension des relations qui existent entre les comportements observés dans les essais de laboratoire et les comportements des sols sous les ouvrages. On peut donc actuellement tenir compte du fluage dans les calculs de consolidation sur la base des résultats des essais de laboratoire, sans avoir à apporter des corrections empiriques aux résultats des calculs pour les adapter aux dimensions des ouvrages réels.

Après un rappel sur les phénomènes de fluage des sols mous et compressibles, on discute successivement de l'interprétation des essais de fluage à l'œdomètre, puis de la prise en compte du fluage dans les calculs.

1.12.2. Le fluage des sols fins – Généralités :

Les essais de compressibilité dans lesquels on applique une charge constante à l'éprouvette pendant une longue période montrent que le tassement des sols argileux ou vaseux ou organiques tend vers une fonction logarithmique du temps. L'analyse du comportement de nombreux sols compressibles a conduit différents chercheurs [Taylor, Bjerrum, etc.] à proposer une représentation de la loi de compressibilité en fonction de la contrainte effective et du temps, sous forme d'un réseau de courbes parallèles dans un diagramme « indice des vides - logarithme de la contrainte effective », chaque courbe correspondant à une durée d'application de la charge (fig. 1.23). Les paramètres de cette loi de comportement sont :

- l'indice de compression C_c ;
- l'indice de gonflement C_s ;
- la pression de préconsolidation ;
- le temps, correspondant à la courbe;
- l'indice de fluage (appelé dans les textes antérieurs du LCPC) ;
- une valeur de l'indice des vides e permettant de localiser la courbe de compressibilité correspondant au temps (par exemple, celle qui correspond à une contrainte effective égale à 1 kPa, ou celle qui correspond à la pression de préconsolidation).

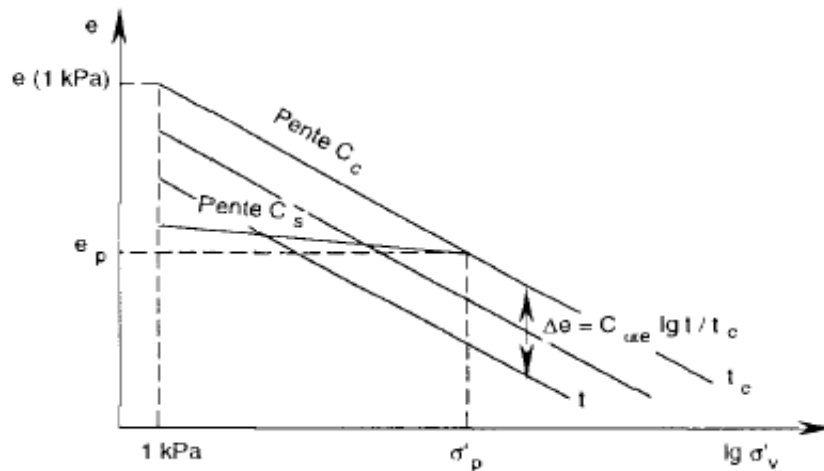


Figure 1.23.Diagramme de compressibilité de Taylor –Bjerrum

Dans un tel diagramme de compressibilité (œdométrique), le tassement au temps $t (>t_c)$ sous une contrainte σ'_v a pour valeur :

$$s = \frac{H_0}{1+e_0} c_{ae} \Delta \lg \frac{t}{t_c} \quad (1.5)$$

Ce tassement est donc indépendant de la valeur de la contrainte effective appliquée, ce qui ne peut être vrai pour toutes les valeurs des contraintes, mais l'est de façon convenable dans le domaine de variation des contraintes esusuelles.

En l'absence d'eau (ou si la perméabilité du sol était très grande), les déformations dans un essai de fluage auraient l'allure indiquée sur les schémas de la figure 1.24, qui correspondent à un chargement par paliers.

Dans le premier palier de chargement, on part de l'état ($\sigma'_{v0} > e_0$) et l'on applique une charge σ'_{v1} [inférieure à la pression de préconsolidation. Le sol subit une déformation élastique quasi - instantanée qui le conduit à l'état ($\sigma'_{v1} ; e_1$) et le fluage se développe. L'indice des vides diminue suivant une loi logarithmique du temps. Mais la relation entre e et $\lg t$ n'est linéaire que si l'on compte le temps à partir de t_c (ce sera le cas pour le second palier de chargement). Dans la première phase de chargement, la forme de la courbe de fluage correspond à l'équation :

$$\Delta e = C_{ae} \lg [(t + t') / t_c] \quad (1.6)$$

t' Étant le temps nécessaire pour passer par fluage de la courbe (I) à la courbe (II) sous la contrainte σ'_{v1} .

Le décalage du temps dans une fonction logarithmique a des effets connus : si l'on rajoute un terme fixe t' au temps t , on obtient une courbe de pente initiale très faible, qui tendra vers la pente C_{ae} quand le temps t sera assez grand par rapport à t' . Lorsque l'on applique la charge suivant σ'_{v2} , le sol possède une nouvelle pression de consolidation, supérieure à la valeur initiale. Il subit une déformation quasi instantanée puis un tassement croissant linéairement avec le logarithme du temps. Cette relation linéaire, associée depuis des dizaines d'années au

fluage des sols argileux, n'est valable que si l'on compte le temps à partir de t_c , ce qui est le cas ici.

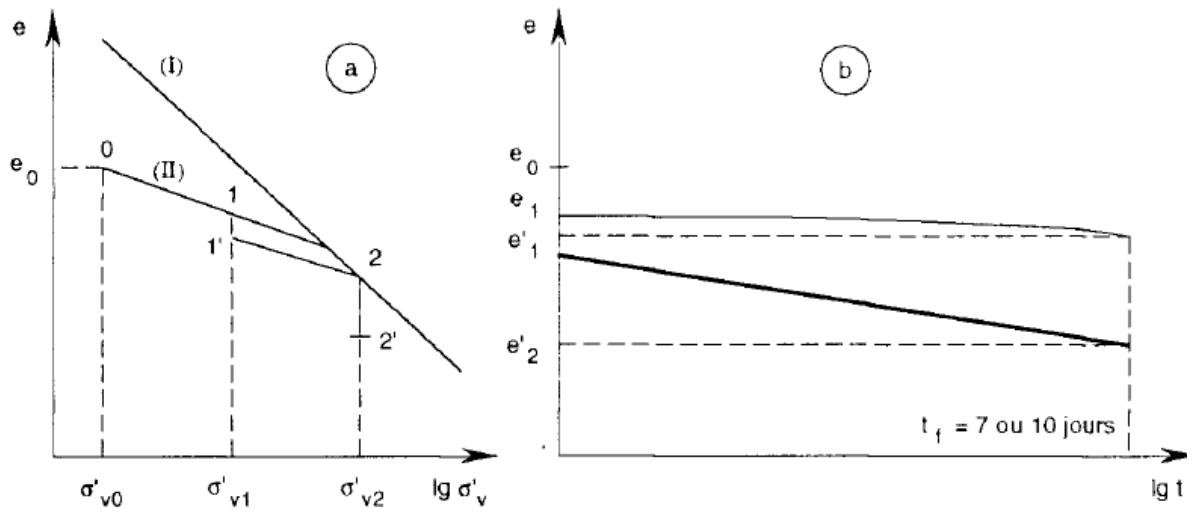


Figure 1.24. Courbes de fluage œdométrique (déformations fictives en l'absence de consolidation primaire)

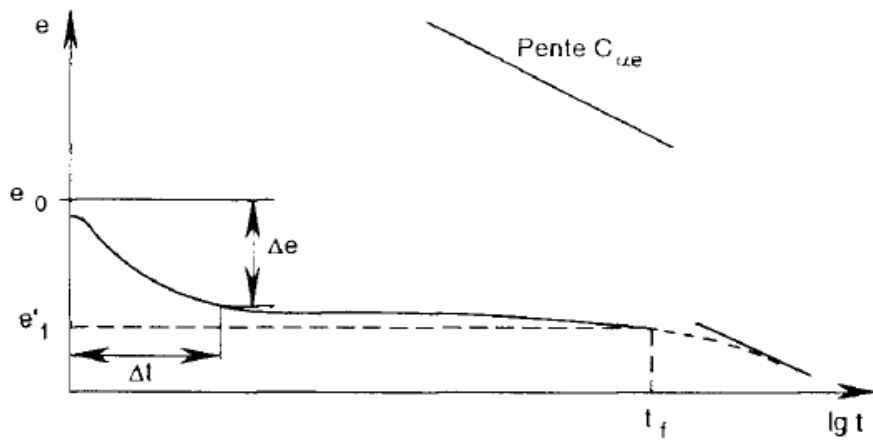


Figure 1.25. courbe de consolidation et de fluage dans le domaine surconsolidé (peuvent être plus ou moins grands).

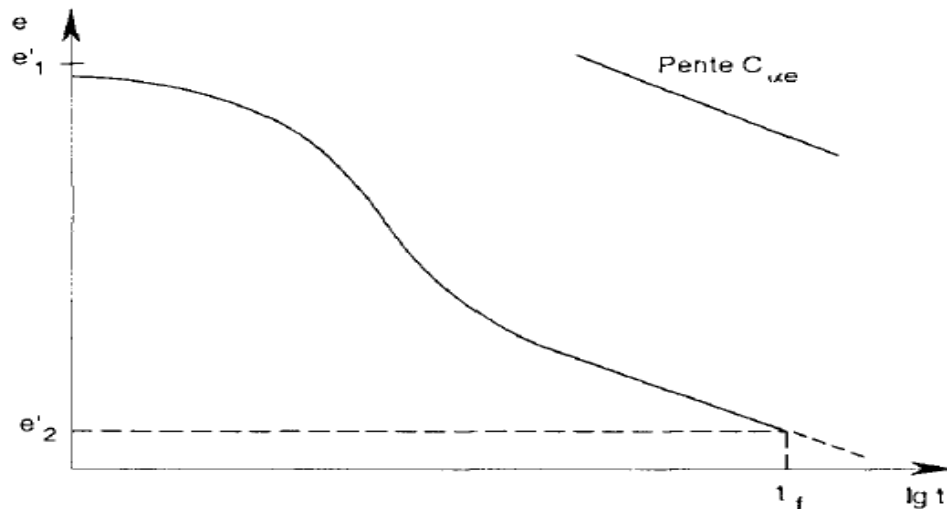


Figure 1.26 .courbe de consolidation et fluage d'un sol normalement consolidé.

Toutefois, si l'on avait appliqué une charge, égale à la pression de préconsolidation initiale, le sol se serait trouvé dans une situation comparable à celle de la première phase de chargement et on aurait obtenu une courbe de pente initiale plus faible, mais tendant plus rapidement vers son asymptote car le temps t'' aurait été nettement plus faible.

Dans les sols réels, la vitesse de déformation initiale est toujours limitée par la perméabilité et l'on observe une phase initiale de consolidation au lieu du tassement instantané représenté sur la figure 1.24b. Dans le cas où le sol reste surconsolidé sous la charge appliquée, on obtient une courbe ressemblant à celle de la figure 1.25, avec une partie initiale en forme classique de courbe de consolidation, puis une pente très faible augmentant avec le logarithme du temps. Suivant la vitesse de consolidation et l'amplitude du tassement correspondant, cette phase peut être plus ou moins marquée.

Dans le cas où le sol est chargé au-delà de la pression de préconsolidation, le tassement évolue comme indiqué sur la figure 1.26, avec une asymptote de pente que l'on approche par-dessus.

1.12.3. Procédure et interprétation des essais de fluage à l'œdomètre :

La procédure d'essai adoptée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (Méthode d'essai LPC n° 13, 1985)[6], impose un chargement en trois paliers, sous des charges égales à :

- la contrainte effective verticale initiale en place σ'_{v0} ;
- la pression de préconsolidation σ'_p ;
- la contrainte effective verticale finale sous l'ouvrage σ'_{vf} .

Compte tenu de ce qui a été exposé plus haut, les courbes obtenues dans les essais ont les allures indiquées sur la figure 1. 27.

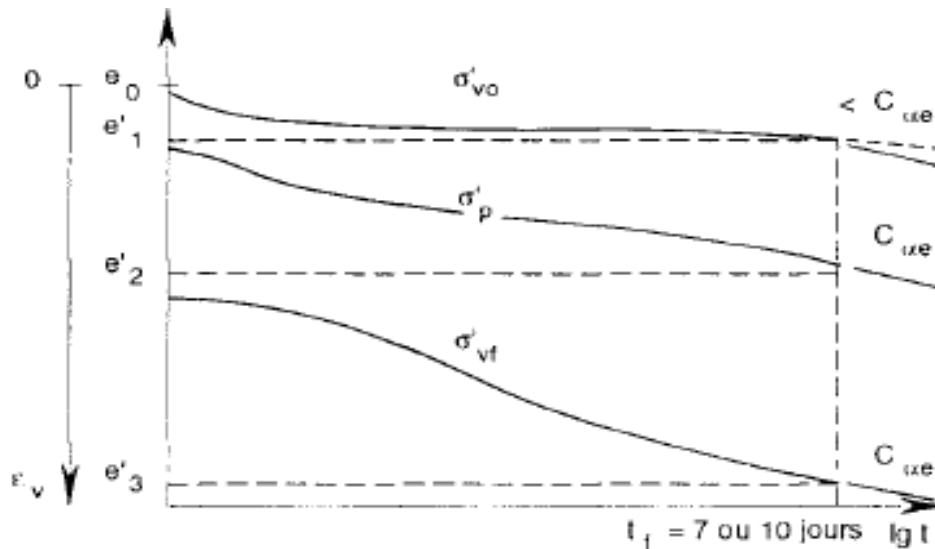


Figure 1.27. Courbes de tassement des éprouvettes dans les essais de fluage

Il en résulte que la pente finale de la courbe de tassement sous σ'_{v0} est inférieure à $C_{\alpha e}$, la pente finale de la courbe de tassement sous σ'_{vf} est en principe égale à $C_{\alpha e}$, et la pente finale de la courbe de tassement sous σ'_p est proche de $C_{\alpha e}$.

Cette observation explique pourquoi on a jugé possible d'autoriser une variante d'essai plus rapide, avec un seul palier de chargement sous la contrainte effective verticale finale σ'_{vf} . Néanmoins, l'analyse des courbes correspondant à trois paliers de chargement reste utile dans l'état actuel des connaissances sur le comportement des sols fins. On peut ainsi en tirer des indications sur la pression de préconsolidation du sol et contrôler que les $C_{\alpha e}$ déduits des deux derniers paliers sont voisins.

La valeur cherchée de l'indice de fluage du sol $C_{\alpha e}$, est donc la pente de la partie finale des courbes d'évolution de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps sous les deux dernières charges σ'_p et σ'_{vf} . Si l'on n'a pas une connaissance fiable de la pression de préconsolidation, il est préférable de s'appuyer sur le dernier palier de charge. L'influence du remaniement éventuel des éprouvettes sur les courbes de tassement de fluage n'a pas été étudiée de façon systématique. Dans l'état actuel de nos connaissances, il est de règle de ne pas chercher à en tenir compte et d'adopter sans correction la pente finale dans les essais.

Notons que les courbes de tassement sous les différentes charges appliquées peuvent être utilisées directement pour caractériser le fluage, sans transformer au préalable l'échelle des ordonnées pour passer du tassement (ou de la déformation) à l'indice des vides. La pente finale des courbes doit seulement être transformée de la façon suivante :

— cas des courbes « tassement - logarithme du temps ». La pente finale $d_s/d(\log t)$ doit être divisée par l'épaisseur initiale de l'éprouvette h_0 et multipliée par $(1 + e_0)$, e_0 étant l'indice des vides initial correspondant à l'épaisseur h_0 ;

— cas des courbes « déformation verticale - logarithme du temps ». La pente finale

$C_\alpha = de_v/d(\log t)$, appelée « taux de fluage », doit être multipliée par $(1 + e_0)$ pour obtenir $C_{\alpha e}$.

1.13. CONCLUSION

Cette partie bibliographique a été consacrée à la description des argiles (sols gonflants), nous avons utilisé pour cela différentes échelles d'étude. Nous avons abordé ensuite la complexité du système "eau-argile", nous avons vu que diverses interactions physico-chimiques, prenant place au niveau microscopique, s'établissent entre la phase solide et la phase liquide. Puis nous avons vu aussi le phénomène de retrait-gonflement. Et d'autre part nous parlent sur l'essai œdométrique, par détaille l'essai de fluage œdométrique, A partir de cette étude, nous pouvons formuler les remarques suivantes :

- ✓ La microstructure du feuillet argileux et la nature du fluide interstitiel sont deux éléments déterminants dans la caractérisation du comportement d'une argile. Ainsi, des caractéristiques physico-chimiques telles que le type de feuillet argileux, la capacité d'échange cationique, la surface spécifique, la nature et la concentration en cations,... sont des paramètres essentiels pour la compréhension des mécanismes microstructuraux qui gouvernent le comportement macroscopique d'une argile .
- ✓ Les argiles sont des matériaux qui diffèrent nettement des matériaux granulaires (sables) à cause des interactions entre les éléments qui les constituent à diverses échelles de comportement et en raison de la présence de la couche adsorbée dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont particulièrement différentes de celles d'une eau ordinaire.
- ✓ Le phénomène de retrait-gonflement est très complexe vu la structure des argiles ainsi que le nombre de facteurs influant. Plusieurs études sont réalisées sur des sols gonflants intacts et remaniés dans l'objectif d'analyser ces facteurs, en choisissant des échantillons souvent remaniés afin d'uniformiser les conditions initiales pour un nombre important d'échantillons. Cependant, ces études rencontrent des problèmes liés aux facteurs parasites non pris en considération, d'où la complexité de l'investigation et la nécessité de réaliser des études spécifiques pour chaque site gonflant.
- ✓ Les essais œdométriques constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles naturelles.
- ✓ La prévision du comportement des massifs de sols naturels au cours du temps sous les ouvrages peut être actuellement effectuée avec une bonne précision, sous réserve bien sûr de disposer de résultats d'essais de laboratoire sur des éprouvettes intactes et représentatives.

En Algérie, les sols gonflants sont très répandus mais très peu étudiés. Les conditions de gonflement sont présentes et beaucoup de cas pathologiques ont été signalés dans les quelques sites étudiés à l'exemple des sites de Tlemcen, Ain Timouchent, Beni Amrane, In Amenas, etc. Ces sites ont fait l'objet d'étude de Bekkouche et al, 2001, Bahar et Kenai, 2008, Derriche & Chikh-Lounis, 1998, Kebaili 1993, Tas, 1992, Hachichi et fleureau, 1999, etc. D'autres sites gonflants ont fait l'objet d'étude dans ce travail (site de sidi hadjras).

Chapitre 2

Programme expérimental et procédures d'essais

2.1. LOCALISATION DU SITE DE SIDI HADJRES :

2.1.1. Introduction :

La wilaya de M'sila connaît de nos jours une urbanisation croissante dictée par une démographie galopante, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone à climat semi-aride, dont la géologie comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées (phénomènes climatiques naturels dus à une sécheresse prolongée, activité humaine par modification du niveau des nappes phréatiques du fait de pompages excessifs, configuration des constructions dans leur environnement). Des désordres importants y apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes), édifiées notamment dans le triangle formé par les villes de M'sila, BouSaâda et Sidi Aïssa (figure 2.1).

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi Hadjrès et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques (essais de fluage), en vue d'établir un modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

2.1.2. Localisation du Site :

La commune de Sidi Hadjrès est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 2.1). L'extension du site urbain de cette commune comporte, entre autres, la construction d'un Centre Culturel.

Le choix de ce site a été motivé notamment par la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.

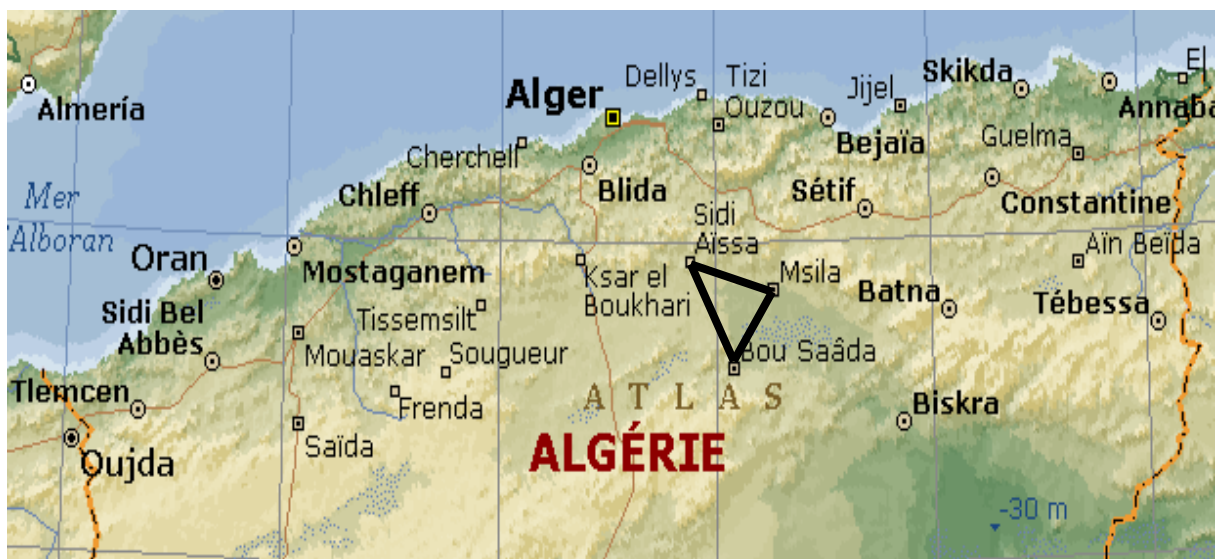




Figure 2.1. Localisation du site Sidi Hadjres (wilaya de M'sila).

2.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL :

2.2.1. Introduction

Le présent chapitre donne un aperçu sur le programme d'essais suivi et qui se résume en des essais préliminaires définissant les caractéristiques physique et chimique des sols, puis l'essai mécanique réalisé comporte des essais de fluage oedométriques pour l'établissement d'une loi de fluage caractérisant les effets du temps sur le comportement des sols étudiés.

Le programme expérimental a été réalisé dans laboratoire central des travaux public de M'sila (LCTP) et laboratoire de LAFARGE (Hammam dalaa).

2.2.2 Programme d'essai :

L'étude du comportement des sols de Sidi Hadjres a été effectuée en exécutant un certain nombre d'essais d'identification et d'essais oedométriques conventionnels à chargement par poids. Le programme expérimental réalisé a progressivement évolué au cours de cette étude au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique du sol et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la quantité des informations déjà obtenues, mais aussi en fonction de leur qualité.

- **Essais d'identifications :**

- La granulométrie (par tamisage voie humide) (NF P 94-041)
- La granulométrie (par sédimentométrie) (NF P 94-057)
- Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)
- L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068)
- L'analyse chimique

2.2.2. a. Analyse granulométrique :

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols. On distinguera les particules pouvant être séparées par tamisage ($d > 0,08$ mm) et les particules fines pour lesquelles le tamisage est impossible. On a alors recours à l'essai de sédimentométrie.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension « % » de particule, le poids (ou masse) « % » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique en vue de leur classification et norme NF P 94-057 pour l'analyse par sédimentométrie).

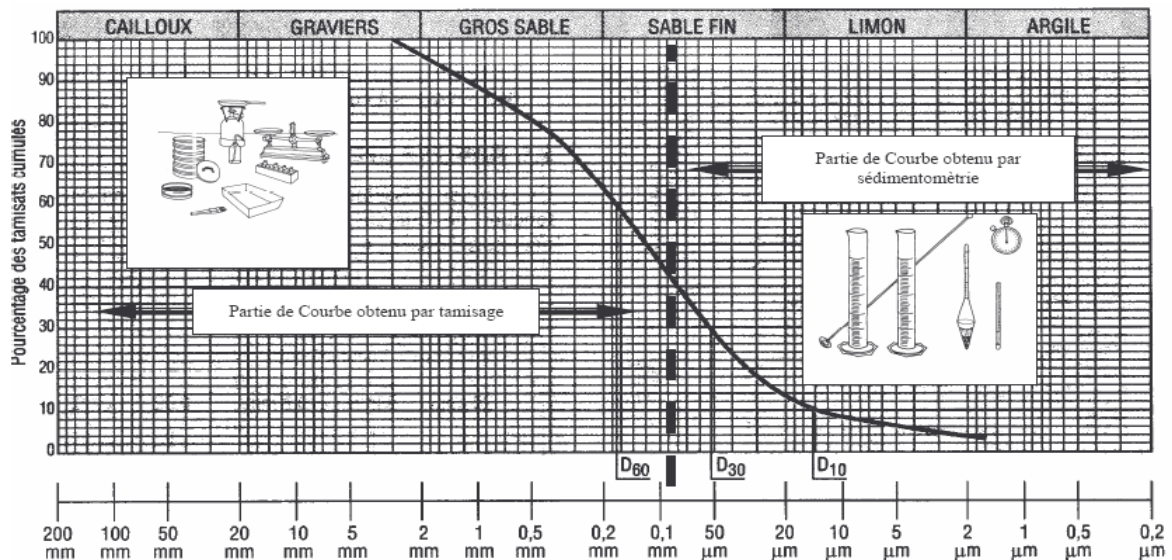


Figure 2.2. La courbe granulométrique.

• Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

• Appareillage :

- Une colonne de tamis propres et secs dont l'ouverture intérieure des mailles est respectivement de haut en bas (5 – 2 – 1 – 0.5 – 0.2 – 0.1 – 0.08) la colonne se termine par un fond pour capter les éléments passant au dernier tamis et un couvercle pour éviter la dispersion des poussières.

- Une tamiseuse mécanique.
- Une balance de précision : force de 4 à 5kg
- Un pinceau souple de nettoyage des tamis



Figure 2.3. Une tamiseuse mécanique

- **Mode opératoire :**

Préparation de l'échantillon :

- Prélever 1.5 kg de matériau sec.
- Verser le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse.
- Agiter pendant cinq minutes.
- Peser chacun des tamis et porter les résultats sur la feuille de calcul,

Les résultats sont tracés sur un repère semi logarithmique, la courbe obtenue est appelée courbe granulométrique.

2.2.2. b. analyse sédimentométrique :

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08 mm. Les grains de diamètre différents sédimentent dans un milieu liquide au repos, à vitesse différente, la relation entre le diamètre des grains et la vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes. Comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on n'obtiendra que " **Les diamètres équivalents**".

- **Appareillage spécifique :**

- un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 g/cm.
- deux éprouvettes de 1 litre de contenance, de 85mm de diamètre et de 450mm de hauteur de graduation.
- un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation varie de 0 à 10000 tr / min.
- un défloculant : hexam et aphosphate de sodium.
- un agitateur manuel pour l'homogénéisation de la suspension avant essai.



Figure 2.4. Appareillage de sédimentométrie

- **Appareillage courant**

- un thermomètre gradué de 0 à 50°C.
- Un chronomètre
- eau déminéralisée (distillé).
- une balance ; précise au décigramme.
- Un tamis de 0,08 mm.
- Un mortier avec pilon en caoutchouc.
- Une étuve de dessiccation avec thermostat 105C.

- **Mode opératoire :**

a) Préparation de l'échantillon :

- On prend 80g de matériau sec (sol) pour une éprouvette de 2 litres.
- On met à imbiber les 80 g de matériau sec dans le récipient de l'agitateur mécanique. Cette imbibition doit être faite au moins 12 h à 15 h avant la dispersion à l'agitateur

mécanique en utilisant environ 500 cm^3 d'eau distillé additionnée de 60 cm^3 d'héxam et aphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.

- L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs/min.
- On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2 litres et on rince soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique, puis on complète par l'eau distillé à 2 litres exactement.

b) Exécution de l'essai :

Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre, puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque. Noter le nombre R lu à partir de la graduation 1000 affecté du signe (+) pour les lectures supérieures à 1000.

Les lectures sont faites à : 30s ; 1 min ; 2 min ; 5 min ; 10 min ; 20 min ; 30 min ; 60 min ; 120 min ; 240 min et 1440 min soit 24h ces temps sont comptés à partir du début de l'essai.

Les trois premières lectures (à 30 sec ; 1 min ; 2 min) se font sans retirer le densimètre de la suspension, après la lecture à 2 min, on relève la température de la suspension au 1 / 10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15 à 20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.

Les résultats trouvés à partir de cet essai vont servir à compléter la courbe granulométrique.



Figure 2.5. Essai de sédimentométrie

-Classes granulaires des granulats

Appellation		Dimension de la maille des tamis en (mm)
Pierres cassées et cailloux	Gros	50 à 80
	moyens	31.5 à 50
	petits	20 à 31.5
Gravillons	Gros	12.5 à 20
	moyens	8 à 12.5
	petits	5 à 8
Sable	Gros	1.25 à 5
	moyens	0.31 à 1.25
	petits	0.08 à 0.31
Fines, farines et fillers		Inférieur à 0.08

2.2.2.c. Limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limites de consistance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer (NFP 94-051).

- L'essai a été réalisé selon les prescriptions de la norme NFP 94-051.
- Quelque soit la nature de l'argile, celle-ci malaxée avec des quantités d'eau de plus en plus importantes finit par se transformer en boue « l'argile a un comportement liquide ».
- Au contraire, si l'argile est suffisamment desséchée, les grains sont très resserrés et les liaisons deviennent intenses « l'argile a un comportement solide ».
- Entre ces deux états, l'argile est malléable « elle a un comportement plastique ».
- Ces trois états de consistance sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer :
- limite de liquidité W_L .
- limite de plasticité W_P .
- indice de plasticité I_P .
- indice de consistance I_c .
- On peut tirer aussi de cette l'activité d'une argile « A_c » qui se définit comme suit :

$$A_c = \frac{\text{Indice de plasticité}}{\% \text{élément } < 2\mu}$$

1) La limite de liquidité :

La limite de liquidité se détermine en utilisant l'appareil de Casagrande :

On étend sur une coupelle une couche d'argile dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. on imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1,5 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte, bien entendu, tout l'appareillage est rigoureusement normalisé.

Toujours est-il que, l'expérience a prouvé qu'il existe une relation entre le nombre de chocs N et la teneur en eau W. La formule suivante permet de déterminer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement.

$$W_L = W (N/25)^{0,121}.$$

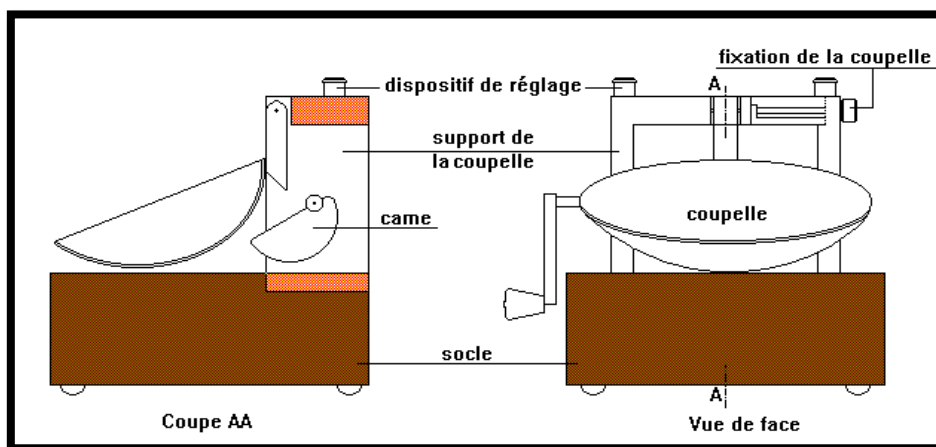
2) La limite de plasticité :

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de fuseau qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité est la teneur en eau du fuseau qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. On exécute en général, 2 essais pour déterminer cette limite.

Appareillage :

1) Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de liquidité « w_L » :

- Appareil de Casagrande : coupelle métallique, qui tombe de 10 mm sur un bloc en bois bakélite de dureté bien déterminée.
- L'outil à rainure : permet de faire dans la moitié placée dans la coupelle, une rainure de forme et dimensions bien définies.
- Une étuve de dessiccation.
- Une balance.
- Des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles.



Coupelle métallique (calotte sphérique) qui tombe de 10 mm sur un socle en bois de dureté bien déterminée.

Outil à rainurer

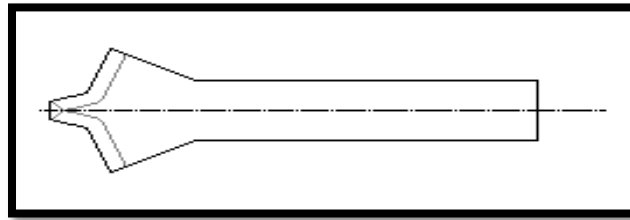


Figure 2.6. Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.



Figure 2.7. La limite de liquidité pour argile en laboratoire.

2) Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de plasticité « W_p » :

- Une plaque lisse en marbre ou un matériau équivalent pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- Des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles.
- Une étuve de dessiccation.
- Une balance.
- Une plaque de verre de 5 cm de largeur et de 10.5 cm de longueur portant une graduation tous les 1 cm et une cal de 0.5 m.



Figure 2.8. La limite de plasticité.

-Type de sol en fonction de IP :

Indice de plasticité (%)	Type de sol
< 1 %	Pulvérulent
1% < Ip < 7 %	Sable argileux
7 % < Ip < 17 %	Argile Sableuse
Ip > 17 %	Argile

2.2.2.d. Analyse chimique et minéralogique :

Le dosage de chlorures par la méthode de Mohr elle est basée sur la Mesure de la concentration en ions chlorure dans un échantillon en solution. La solution est traité avec divers réactifs (HNO₃, K₂CrO₄, CaCO₃ et neutralisée avec le AgNO₃), pour observer des réactions caractéristique des ions (Ag⁺, CrO₄⁻² et Cl⁻), ces réactions produisant des changements de couleur (Blanc et rouge brique), et formation des solides (AgCl et le Ag₂CrO₄) et à la fin conclue le teneur en chlorure qui est mg/l de Cl⁻.

2.2.2. e. Valeur au bleu de méthylène (par l'essai à la tâche) :

- **Principe de l'essai :**

Il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en mesurant la quantité de colorant de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, externe et interne, de toutes les particules argileuses présentes dans la solution à étudier par une monocouche de bleu de méthylène. On appelle cette quantité, la valeur au bleu, notée VB et exprimée en grammes de bleu par grammes de sol, tel que montre l'équation : $VB = VBM / M_{sol}$

Où : **VBM** est la quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml) et **M_{sol}** ; masse sol sec de la prise d'essai (g)

- **Matériel nécessaire :**

- ✓ Une balance permettant de faire toutes les pesées.
- ✓ Un chronomètre, un papier filtre, une baguette de verre
- ✓ Un agitateur à ailettes
- ✓ Un bécher de 1 ou 2 litres en matière plastique
- ✓ Une étuve ventilée ou autre moyen de séchage
- ✓ Bleu de méthylène à 10g /l avec doseur permettant des injections de 2, 5ml et 10ml.
- ✓ Un chronomètre.



Figure 2.9. Appareillage de l'essai de bleu

- **Préparation de l'échantillon :**

L'essai est effectué sur la fraction granulométrique 0/5mm du matériau, car ce sont principalement les éléments les plus fins (inférieurs à 2mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et exprime donc de manière quantifiée la sensibilité du sol à l'eau.

On prépare 30g de fraction 0/5 mm sèche que l'on met à tremper dans 200 ml d'eau déminéralisée. Le tout est maintenu en agitation permanente au moyen de l'agitateur à ailettes.

Le dosage consiste à injecter successivement des doses bien déterminées de bleu de méthylène dans la suspension de sol, jusqu' à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test de la tache permet de repérer l'instant de cette saturation.

On prélève une goutte de liquide dans le bêcher contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm). Deux cas sont possibles :

- La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,

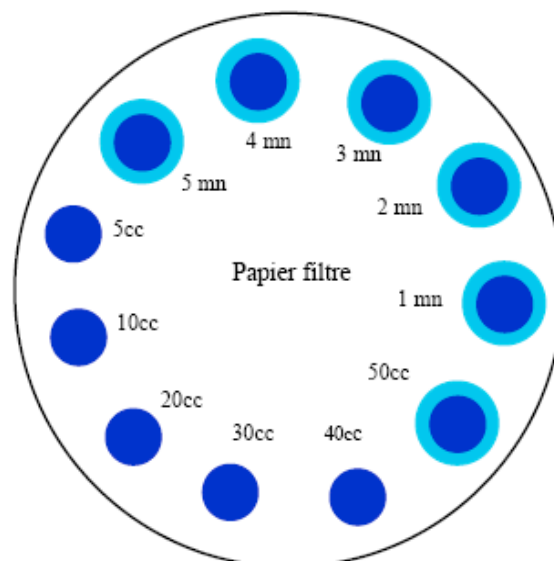


Figure 2.10. Résultats de valeur au bleu.

La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu ; le test est positif.

- **Classification des sols après essai :**

$V_{BS} = 0.1$: sol insensible à l'eau.

$V_{BS} = 0.2$: apparition de la sensibilité à l'eau.

$V_{BS} = 1.5$: seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo- argileux.

$V_{BS} = 2.5$: seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.

$V_{BS} = 6$: seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

$V_{BS} = >8$: seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

Surface de bleu de méthylène $21 * V_{BS} V_{BS} = v/m * c (1+w)$

-Type de sol en fonction de la valeur «VBS »

$V_{BS} = 0.1$: sol insensible à l'eau.

$V_{BS} = 0.2$: apparition de la sensibilité à l'eau.

$V_{BS} = 1.5$: seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo- argileux.

$V_{BS} = 2.5$: seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.

$V_{BS} = 6$: seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

$V_{BS} = 8$: seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

Surface de bleu de méthylène $21 * V_{BS} V_{BS} = v/m * c (1+w)$

2.2.3. ESSAIS MECANIQUES

2.2.3.1. Essai œdométrique (essai de fluage)

2.2.3.1.a. Introduction

L'étude de la déformation des sols où massifs Peut être reproduite au laboratoire grâce à un appareil inventé au début de XXème siècle (l'œdomètre de Terzaghi).

L'essai œdométrique a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, il permet de suivre la consolidation ou cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges.

2.2.3.1.b. Essai de fluage œdométrique :

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté quatre essais de fluage permettant de déterminer les paramètres de fluage des sols étudiés. Ces essais ont été exécutés conformément aux méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985). Ces méthodes d'essais ont été choisis en raison de leur disponibilité et de leur facilité de mise en œuvre, mais aussi en raison de l'expérience acquise dans les laboratoires algériens des travaux

publics au cours de plusieurs décennies. Elles décrivent les différentes procédures à suivre pour le choix et la préparation des éprouvettes soumises aux essais, le programme de chargement à appliquer, le calcul et l'interprétation des résultats obtenus.



Figure 2.11. Appareil de l'œdomètre Chargement par l'avant.

2.2.3.1.c. Appareillage :

Les cellules œdométriques utilisés sont constituées d'une bague rigide latéralement de sorte que les déformations ne soient qu'axiales et à paroi lisse (figure 2.14). La bague est équipée d'une trousse coupante cylindrique rigide qui peut recevoir une éprouvette de 50 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur, placée entre deux pierres poreuses ; l'ensemble étant fixé sur une embase très rigide. La charge verticale est appliquée à l'éprouvette par l'intermédiaire d'un piston rigide, sur la base duquel est fixée la pierre poreuse supérieure. Le piston coulisse dans la bague avec un faible jeu, de sorte que le frottement soit négligeable. La charge appliquée au moyen de poids est transmise à l'éprouvette par un levier rigide prenant appui sur la tête du piston.

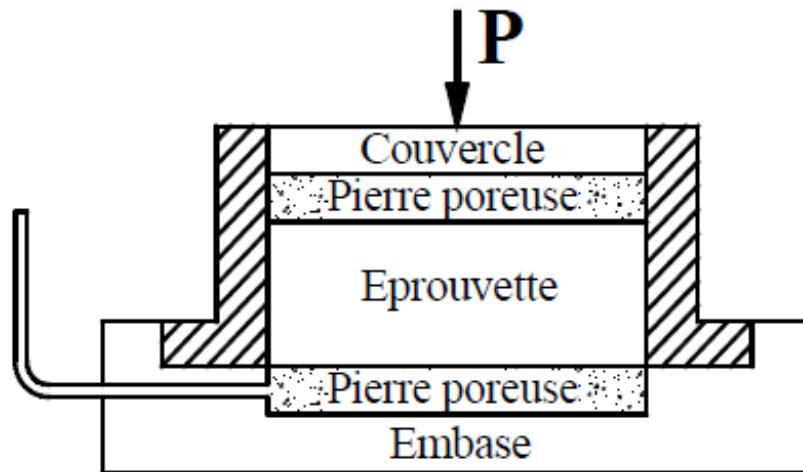


Figure 2.12. Coupe schématique d'une cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.

2.2.3.1.d. Préparation des éprouvettes et exécution des essais :

La préparation des éprouvettes comporte de l'opération du l'essai Proctor modifier et découpage des éprouvettes après cette essai de Proctor, leur montage dans les cellules œdométriques et leur chargement.

2.2.3.1. e Découpage et mise en place des éprouvettes :

Le découpage de l'éprouvette soumise à l'essai est effectué à l'aide de la trousse coupante de la bague œdométrique, en retaillant progressivement le matériau qui s'oppose à l'enfoncement de la bague. Cette opération est poursuivie jusqu'à ce que le sol ait entièrement traversé la bague. Les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette sont ensuite arasées.

L'éprouvette contenue dans la bague œdométrique est pesée pour déterminer les paramètres physiques initiaux du sol, puis placée sur la pierre poreuse inférieure dans l'embase métallique. Après avoir centré la bague et serré ses trois écrous, on place le piston et la cellule sur son plateau, on place le levier à niveau, puis l'on amène le comparateur réglé à zéro en contact avec le piston. On remplit ensuite le bac avec de l'eau pour la saturation et l'on commence à mesurer les variations de hauteur de l'éprouvette à partir de ce moment.



Figure 2.13. La bague œdométrique après l'enfoncement de l'argile

2.2.3.1.f. Déroulement De L'essai :

L'essai-consiste à mesurer Le tassement de l'éprouvette pendant une période de durée au moins égale à 7 jours sous plusieurs charges appliquées constantes.

2.2.3.1.g. Loi De Chargement :

Le nombre des paliers de chargement sera normalement de trois, pour les charges σ'_{v0} , σ'_p , et σ'_{vf} , contrainte effective verticale finale sous l'ouvrage terminé.

Dans le cas où l'urgence de l'étude ne permet pas la réalisation de ces 3 paliers, on pourra ne réaliser qu'un seul chargement sous σ'_{vf} .

2.2.3.1.h. Mesures Du Tassement En Fonction Du Temps

Les lectures seront faites avec la même périodicité que pour l'essai de compressibilité par paliers, soit :

O - 15s - 30s - 1min - 2min - 4min - 8min - 15min - 30min - 1h - 2h - 4h - 8h - 24h, puis une fois par jour, au moins jusqu'à 7 jours (durée minimale des paliers de chargement).

On notera les amplitudes de tassement au centième de millimètre.

2.2.3.1. i Calculs Élémentaires :

❖ Calcul De L'indice Des Vides

On calculera l'indice des vides à l'instant t au moyen de la formule :

$$e = \frac{H - h_p}{h_p}$$

avec H - épaisseur de l'éprouvette à l'instant considéré,

h_p - hauteur de solide équivalente, égale à

$$h_p = \frac{w_d}{\gamma_s \cdot S}$$

w_d - poids de sol sec obtenu par pesée de l'éprouvette après passage à l'étuve

S - section droite de l'éprouvette,

γ_s - poids volumique des grains. On pourra prendre généralement $\gamma_s = 26,5 \text{ KN}/\text{m}^3$

mais la mesure de γ_s , est indispensable dans les sols organiques et calcaires.

❖ Détermination Des Paramètres D'identification :

L'éprouvette testée dans l'essai oedométrique sera caractérisée par les paramètres suivants :

- teneur en eau initiale de l'éprouvette $w = \frac{w - w_d}{w_d} \times 100$

- poids volumique initial du sol sec $\gamma_d = \frac{w_d}{s \cdot H_0}$

- poids volumique initial $\gamma_d = \frac{w}{s \cdot H_0}$

2.2.3.1. j Courbes De Tassement En Fonction Du Temps :

Pour chacun des paliers de chargement, tracer dans un diagramme semi-logarithmique la courbe de tassement ΔH en fonction du temps exprimé en minutes, comme indiqué sur la figure 2.15. La partie finale de la courbe est généralement linéaire.

Tracer la droite correspondant à cette phase de l'essai.

Choisir sur cette droite deux temps t_1 et t_2 auxquels correspondent les tassements ΔH_1 et ΔH_2 .

Le taux de compression secondaire C_α est donné par la relation :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta H_2 - \Delta H_1}{H_0} \cdot \frac{1}{\text{Log } t_2/t_1}$$

L'indice de fluage $C_{\alpha e}$, est égal pour sa part à :

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = (1 + e_0) C_{\alpha}$$

e_0 désignant l'indice des vides initial de l'essai.

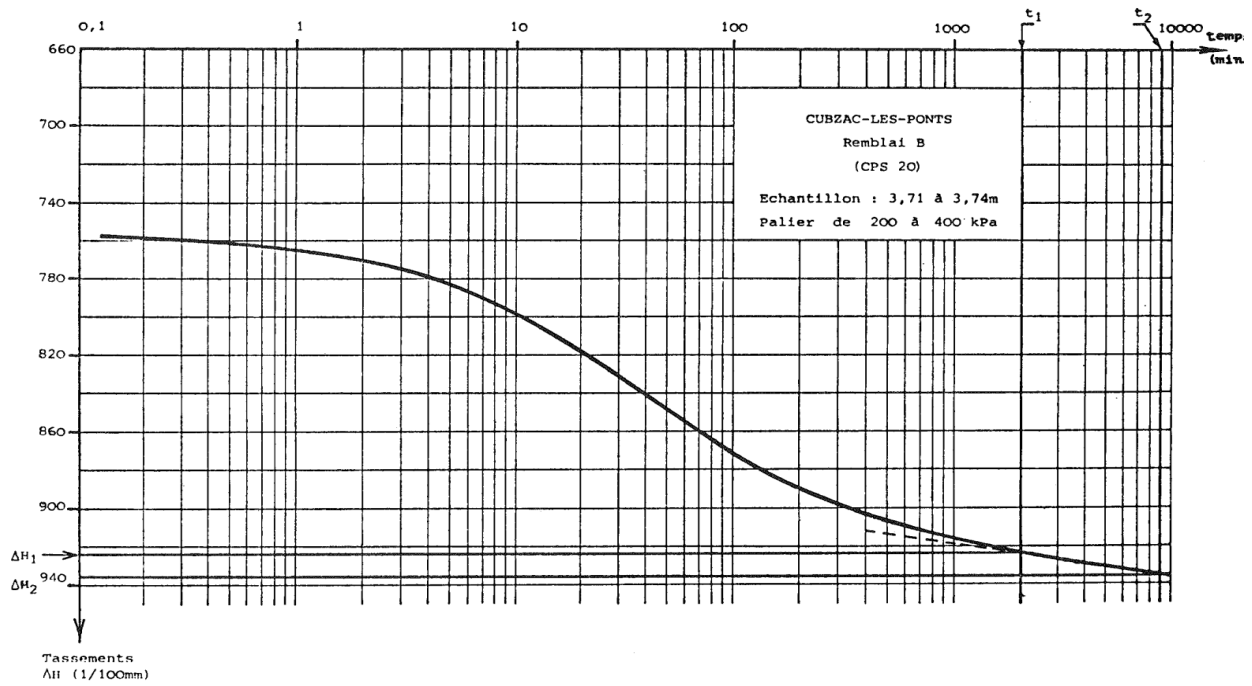


Figure.2.14. Essai de fluage, exemple la courbe de tassement en fonction de temps

Chapitre 3

Présentation et analyse des résultats d'essais

3.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on présente les différents essais réalisés ainsi que les résultats obtenus pour les différentes éprouvettes décrites au chapitre précédent. La caractérisation du comportement mécanique a été effectuée par approche expérimentale au niveau du Laboratoire Centrale du Travaux Publics (LCTP, Antenne de M'sila). Et au le laboratoire chimique dans la cimenterie de Hammam Dalaa (LAFARGE.) Les résultats des essais sont présentés sous forme de tableaux et de courbes.

3.2 - PRESENTATION DES RESULTATS :

3.2.1- ESSAIS PRELIMINAIRES :

3.2.1- a- Analyse granulométrique par tamisage :

Elle se fait par tamisage voie humide pour déterminer la distribution granulométrique de sols dont les éléments sont supérieurs à 80 μ m (NF P94-056), et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisât (%)
		Gr	(%)	
5	1,81	1,81	0,60	99,40
2	6,29	8,10	2,70	97,30
1	6,45	12,74	4,25	95,75
0.4	3,79	16,53	5,51	94,49
0.2	1,72	18,25	6,08	93,92
0.1	1,24	19,49	6,50	93,50
0.08	0,22	19,71	6,57	93,43

Tableau 3.9. Granulométrie par tamisage de l'essai 01.

Le tableau III-2 résume la récapitulation des cinq essais de l'analyse granulométrique :

Tamis (mm)	Tamisas (%)					
	Essai01	Essai02	Essai03	Essai04	Essai05	Moyenne
5	99,47	98,83	99,40	98,34	98,27	98,86
2	98,09	97,95	97,30	95,43	95,39	96,83
1	97,48	97,65	95,75	93,5	93,49	95,57
0,4	97,08	97,22	94,49	92,26	91,98	94,60
0,2	96,58	96,76	93,92	91,66	91,26	94,03
0,1	96,05	96,32	93,50	91,11	90,79	93,55
0,08	95,92	96,32	93,43	91,03	90,68	93,47

Tableau 3.10. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique.

3.2.1- b- Analyse granulométrique par sédimentométrie:

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm. Les résultats obtenus par cet essai sont donnés dans les tableaux suivants :

Lecteur	Temps	Correction de Temps	Correction de Lecteur	Diamètre	Passants
26	22,5	+0,480	26,48	80,0	96,32
25,1	22,5	+0,480	25,58	75,0	93,05
25	22,5	+0,480	25,48	55,0	92,68
24,5	22,5	+0,480	24,98	38,0	90,86
24	22,5	+0,480	24,48	25,0	89,05
23	22,5	+0,480	23,48	17,0	85,41
22,2	22,5	+0,480	22,68	12,0	82,5
21,5	22,5	+0,480	21,98	8,0	79,95
20	22,5	+0,480	20,48	5,0	74,5
17,4	22	+0,380	17,78	2,0	64,92

Tableau 3.11. Résultats d'essai de sédimentométrie. -Essai n°2

Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4		Essai 5	
Diamètre (µm)	tamisé (%)	Diamètre (µm)	tamisé (%)	Diamètre (µm)	tamisé (%)	Diamètre (µm)	tamisé (%)	Diamètre (µm)	tamisé (%)
80,0	95,92	80,0	96,32	80,0	93,43	80,0	91,03	80,0	90,68
75,0	94,11	75,0	93,05	75,0	88,12	75,0	89,21	75,0	88,96
55,0	90,49	55,0	92,68	55,0	88,12	55,0	87,39	55,0	88,96
38,0	90,12	38,0	90,86	38,0	86,35	38,0	85,56	38,0	87,24
25,0	88,68	25,0	89,05	25,0	85,28	25,0	85,20	25,0	85,87
17,0	86,86	17,0	85,41	17,0	83,51	17,0	83,38	17,0	83,81
12,0	84,33	12,0	82,50	12,0	81,39	12,0	82,65	12,0	81,06
8,0	81,43	8,0	79,95	8,0	79,32	8,0	80,10	8,0	78,69
5,0	74,19	5,0	74,50	5,0	72,26	5,0	72,81	5,0	70,13
2,0	65,01	2,0	64,92	2,0	60,26	2,0	63,59	2,0	53,01

Tableau 3.12. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique par sédimentométrie.

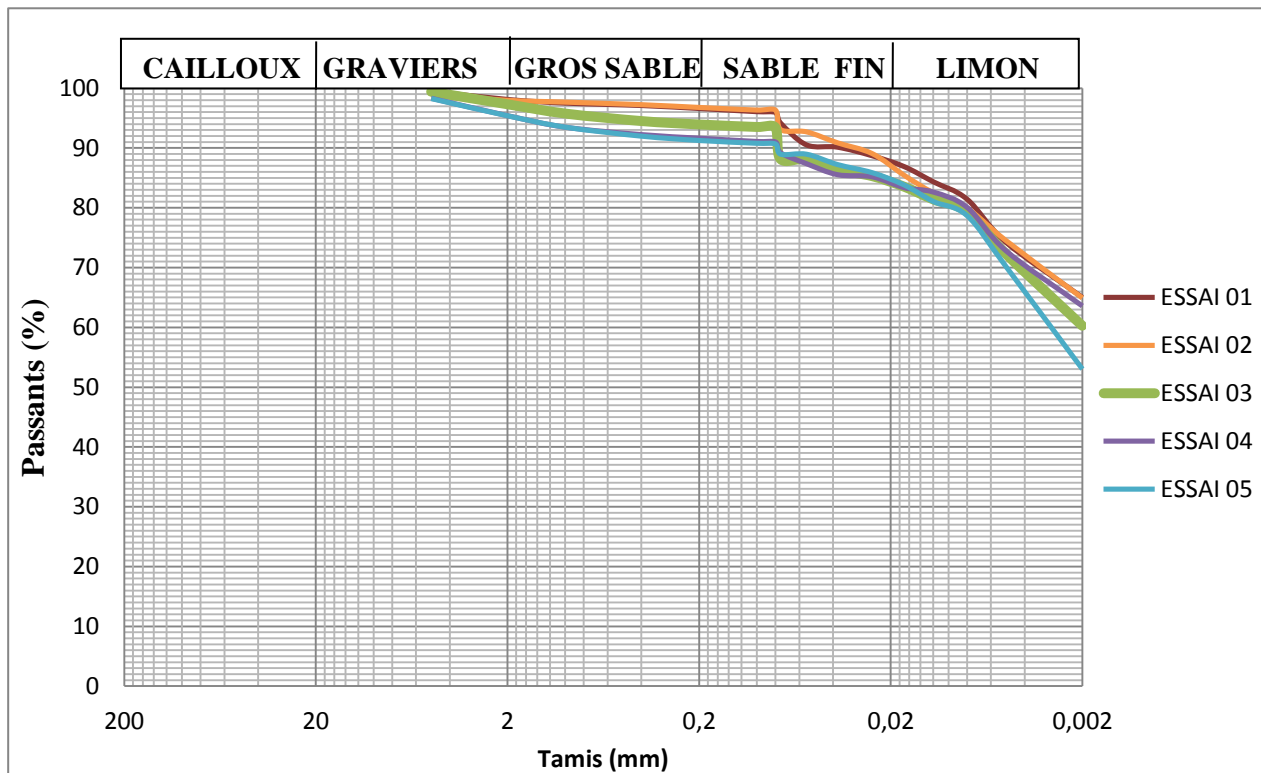


Figure 3.28. Courbe granulométrique par tamisat

3.2.1-c- Limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limites de consistance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer (NFP 94-051).

Cinq (5) séries d'essais ont été réalisés pour la détermination des limites d'Atterberg.

Le tableau présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg :

Nombre de coups	16		24		27		34	
Numéro de la tare	T30	5	19	7	15	B13	14	Z6
Masse de la tare m_t (g)	3,42	8,92	3,69	4,11	3,44	3,72	3,66	3,82
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	8,35	10,08	9,40	10,75	10,11	9,06	8,87	9,52
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	6,03	7,18	6,84	7,77	7,13	6,67	6,56	7,00
Masse d'eau m_w (g) $= (m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	2,32	2,90	2,56	2,98	2,98	2,39	2,31	2,52
Masse du sol sec m_d (g) $= (m_d+m_t) - m_t$	2,61	3,26	3,15	3,66	3,69	2,95	2,90	3,18
Teneur en eau $w(\%)$ m_w/m_d	88,88	88,95	81,26	81,42	80,75	81,01	79,65	79,24
	88,91		81,34		80,88		79,44	
W_{moy} (%)	82,64							

Tableau 3.13. Détermination de la limite de liquidité de l'essai 01.

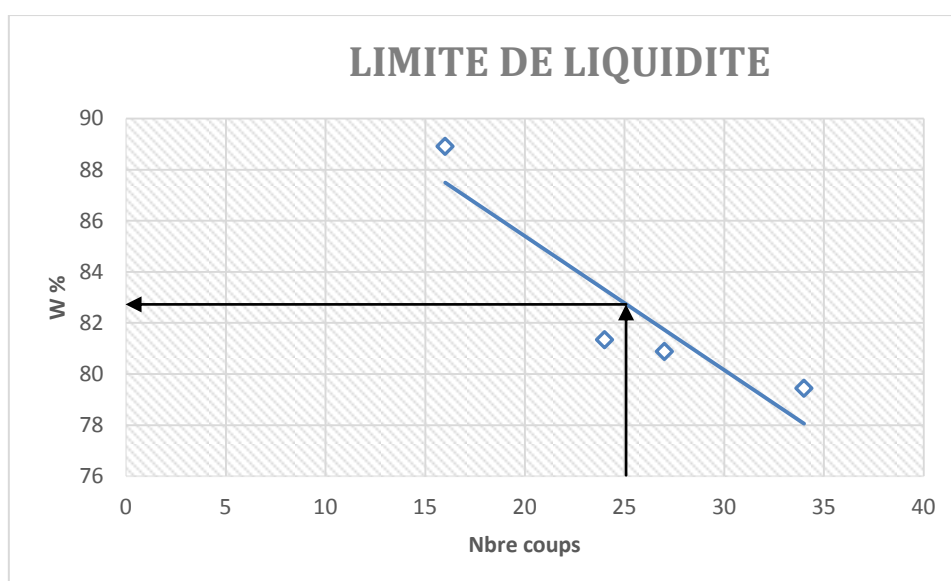


Figure 3.29. Limite de liquidité

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Numéro de la tare	74	ZZ	23	18	6	22	L	60
Masse de la tare m_t (g)	3,62	3,36	3,48	3,68	4,08	3,99	3,68	3,85
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	4,38	4,29	4,10	4,44	5,00	4,71	4,55	4,47
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	4,20	4,08	3,94	4,25	4,80	4,56	4,34	4,32
Masse d'eau m_w (g) $= (m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	0,18	0,21	0,16	0,19	0,20	0,15	0,21	0,15
Masse du sol sec m_d (g) $= (m_d+m_t) - m_t$	0,58	0,72	0,46	0,57	0,72	0,57	0,66	0,47
Teneur en eau w (%) m_w/m_d	31,03	29,17	34,78	33,33	27,78	26,32	31,82	31,91
W_p (%)	30,10		34,06		27,05		31,87	
W_p moy (%)	30,77							

Tableau 3.14. Détermination de la limite de plasticité de l'essai 01.

	Essai01	Essai02	Essai03	Essai04	Essai05	Moyenne
Limite de liquidité %	81,60	73,77	71,47	82,65	74,37	76,77
Limite de plasticité %	32,09	29,47	29,08	30,77	29,07	30,09
Indice de plasticité	49,51	44,30	42,39	51,88	44,67	46,56

Tableau 3.15. Résultats des essais de limites d'Atterberg

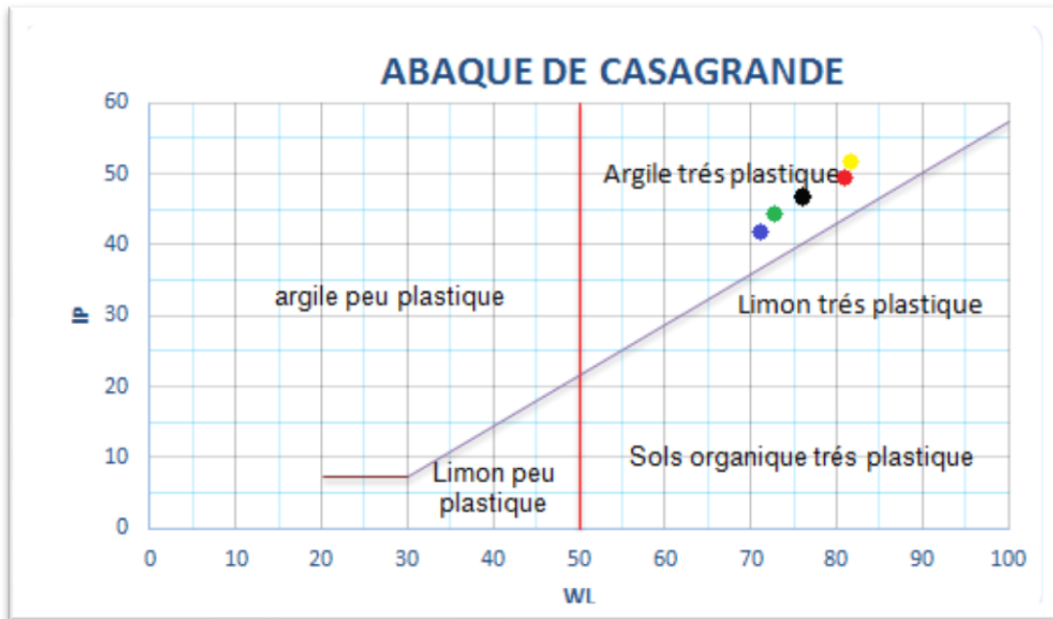


Figure 3.30. Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert, 1997).

3-2-1-d-Analyse minéralogique :

Il s'agit d'une analyse diffractométrique aux rayons X sur le sol témoin.

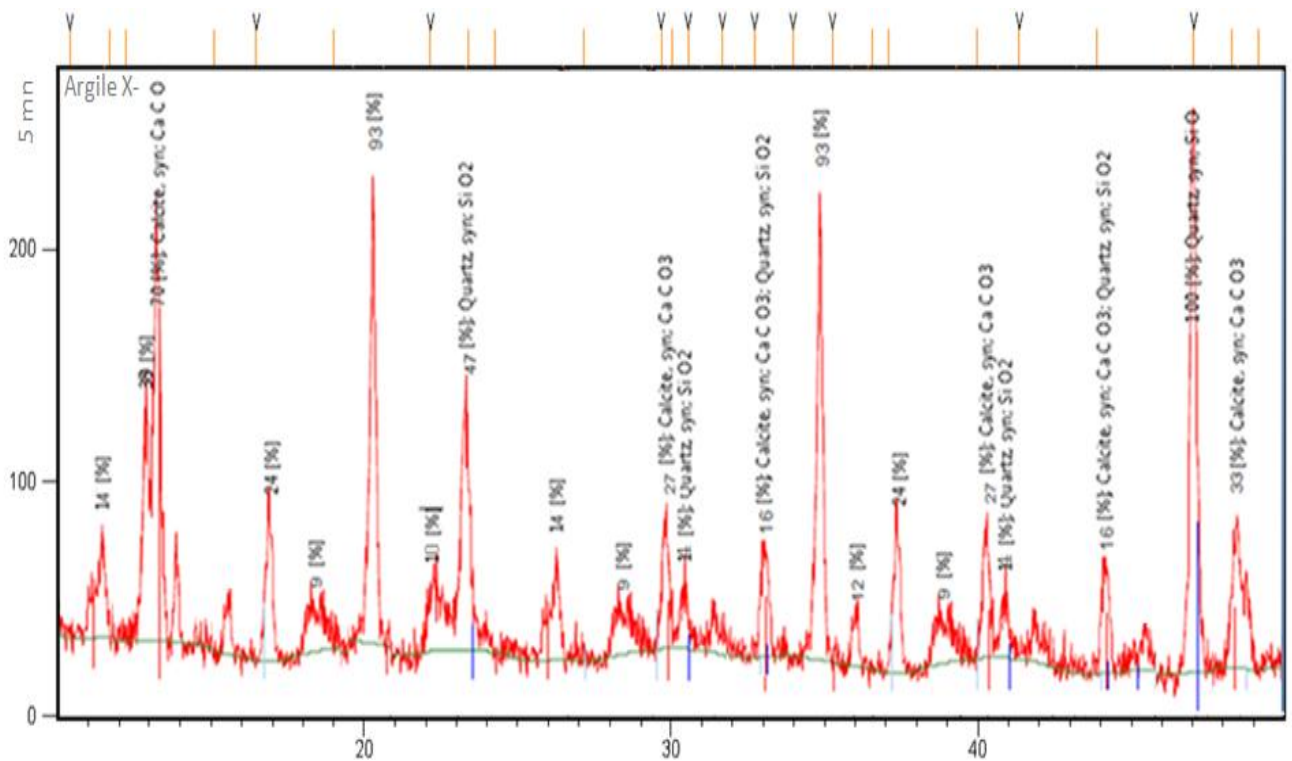


Figure 3.31. Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.

3-2-1-e Analyse chimique :

Les résultats de l'analyse chimique sont résumés dans le tableau III-2

Code	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	Perte au feu	chlorures
Echant-01	46,13	14,53	5,98	11,87	2,9	0,11	2,12	0,19	15,43	0,017
Echant-02	51,84	14,95	6,12	9,56	2,95	0,12	2,04	0,13	13,52	0,019
Echant-03	50,44	14,88	6,07	9,81	2,98	0,1	2,81	0,14	13,66	0,018
Echant-04	46,89	14,35	6,12	11,32	3,12	0,08	2,15	0,19	15,33	0,018
Echant-05	49,15	14,23	6,05	10,64	2,88	0,2	2,11	0,18	14,53	0,016
Echant-06	50,93	13,98	6,1	9,56	2,91	0,03	2,1	0,15	13,34	0,018
Echant-07	47,78	15,12	6,22	10,02	2,94	0,04	2,15	0,16	14,65	0,017
Echant-08	47,67	14,95	6,13	10,45	2,96	0,12	2,08	0,15	15,02	0,015
Echant-09	46,18	13,81	6,12	10,88	3,11	0,45	2,11	0,2	16,71	0,018

Tableau 3.16. Analyse chimique de l'argile étudiée.

3.2.1-f- Essai au bleu de méthylène :

On a réalisé sept (7) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau :

	Masse du sol (g)	V _{cc} (cm ³)	VB (g/cm ³)	SST (m ² /g)
Essai 1	30	318	10,6	222,6
Essai 2	30	329	10,96	230,16
Essai 3	30	324	10,8	226,8
Essai 4	30	315	10,5	220,5
Essai 5	30	329	10,96	230,16
Essai 6	30	350	11,66	244,86
Moyenne	30	327,50	10,91	229,18

Tableau 3.17. Résultats de l'essai au bleu de méthylène à la tache

Le tableau suivant résume les caractéristique d'identification du sol étudié :

Paramètre	Symbole	Unité	Valeurs
Teneur en eau initiale	W _{int}	%	14,50
Limite de liquidité	W _L	%	76,77
Limite de plasticité	W _p	%	30,09
Indice de plasticité	I _p	%	46,56
Eléments inférieurs à 80 μ		%	93,47
Eléments inférieurs à 2 μ	C ₂	%	61,35
Activité de la fraction argileuse	Ac	/	0,75
Indice de consistance I _c : I _c = (w _L - w)/I _p	I _c	/	1,33
Valeur du bleu de méthylène	VB	%	10,91
Surface spécifique totale	SST	m ² /g	229,18

Tableau 3.18. Caractéristiques d'identification du sol étudié.

3.2.2 Interprétation des résultats des essais d'identification :

Les essais préliminaires d'identification représentent une plateforme nécessaire à l'élaboration de la suite des essais principaux, ils donnent une idée sur l'état du sol. Le programme d'essais a comporté en premier lieu l'analyse granulométrique dont les résultats sont représentés sur le **Tableau 3-2**. Cet essai a été réalisé sur un échantillon de sol reconstitué au laboratoire avec un pourcentage de passants à 80 μm compris entre 91,03 % et 97,59 % avec une moyenne de 94,32 % , En plus le pourcentage de passants à 2 μm entre 63% et 67% avec une moyenne de 66% , Ces valeurs indiquent que le sol présente une argile très fin.

La limite de liquidité varie entre 71,47% à 82,65% avec une moyenne de 76,77% et l'indice de plasticité (I_p) varie entre 42,39% à 51,88% avec une moyenne de 46,56%, et les résultats sont présentés dans le **tableaux 3-7**, et illustrées par la **figures 3-4**.

L'analyse minéralogique aux rayons X montre que la silice est cristallisée sous forme de quartz et les carbonates sont sous forme de calcites CaCO₃ (carbonate de calcium).

D'après les résultats de l'analyse chimique, nous remarquons que les éléments prépondérants sont : la silice et l'alumine, et ces deux éléments constituent la structure des argiles, donc il s'agit d'argile avec la présence d'impuretés comme l'oxyde de fer, les sulfates et la chaux. La teneur en Silice (<50 %), reflète la faible présence du sable dans cette argile. Cette teneur en Silice reste inférieure à 80 %, qui est la frontière entre les sols gonflants et non gonflants.

Ces valeurs sont très peu dispersées pour le prélèvement exploré, elles semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée.

En utilisant le diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997), on remarque que l'argile étudiée se classe parmi les sols « très argileux très plastiques (AT) », et on remarque aussi, selon la classification LCPC en vigueur (Magnan;1980), il s'agit d'une argile très plastique très consistante avec une activité importante de sa fraction argileuse qui indique la présence de montmorillonite calcique.

Les résultats de l'essai au bleu de méthylène de l'argile sont regroupés dans le **tableau 3-9**. D'après les résultats obtenus, la valeur de bleu de l'argile est supérieure à 8, donc selon la classification de (Hang.1984) et la norme française NF P 11-300 il s'agit d'un sol très argileux, la surface spécifique totale 229,18 m²/g dépasse largement les 100 m²/g ce qui implique que notre argile est constituée essentiellement de minéraux de type vermiculite qui sont des argiles gonflantes.

3.2.3. Mesure du potentiel de gonflement :

Dans ce qui suit, nous allons considérer quelques classifications établies par différents auteurs, et utilisées pour évaluer le potentiel de gonflement des sols, d'après :

- ❖ Classification de Snethen (1980).
- ❖ Classification de Dakstana (1965).
- ❖ La classification de Bigot et Zerhouni, 2000
- ❖ La classification seed et al, 1962
- ❖ Williams et Donaldson (1980).
- ❖ La classification de Building Research Establishment BRE (1980).
- ❖ Dakshanamurthy et raman. (1973) et Chen (1988).

IP	Potentiel de gonflement
>45	Très élevé
28 - 41	Elevé
15 - 25	Moyen
< 18	Faible
Notre échantillon Ip > (46,56)%	

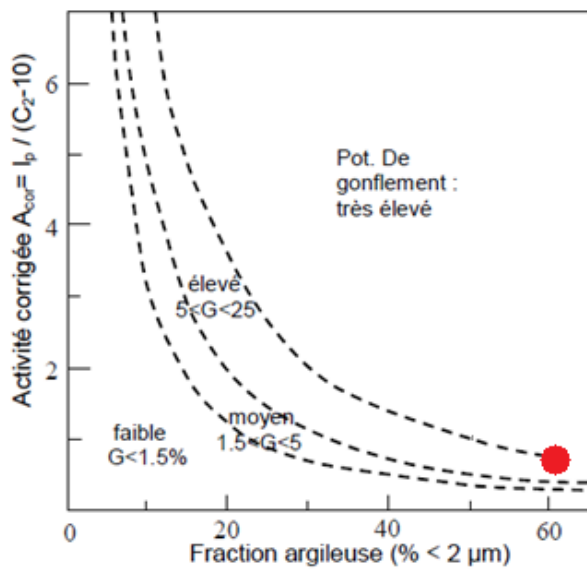
Tableau 3.19. Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980).

Limite de liquidité WL(%)	0-20	20-35	35-50	50-70	70-90	>90
Potentiel de gonflement (%)	Non gonflant	Faible	Moyen	Élevé	Très élevé	Extrêmement élevé
Notre échantillon	$70 < WL = (76,77) < 90$					

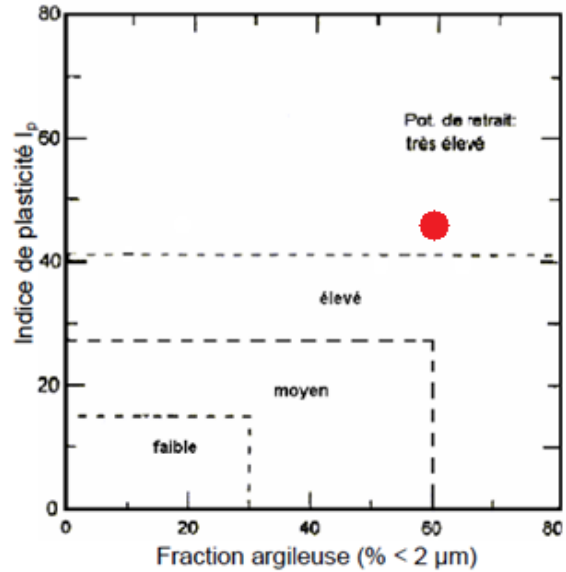
Tableau 3.20. Classification de Dakstana (1965).

IP (%)	% < 80 µm	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
(46,56) > 30	(94,50) > 90	(10,91) > 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 < VBS < 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

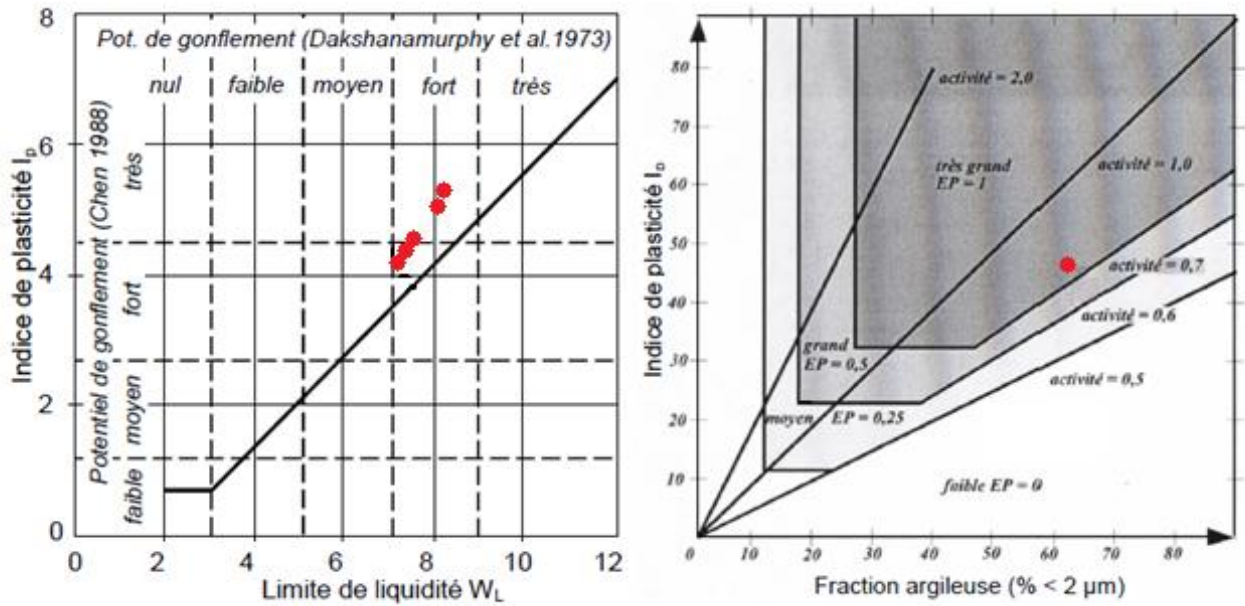
Tableau 3.21. Bigot et Zerhouni (2000).



Seed et al. (1962) ... (1)



Building Research Establishment (1980) ... (4)



Dakshanamurthy et raman.(1973) et Chen (1988)..(3) Williams et Donaldson (1980) ...(2)

Figure 3.32. Classification du sol étudié

Après ces classifications, on peut estimer le potentiel de gonflement de l'argile de Sidi hadjres suivant le tableau III-17qui résume l'ensemble des résultats obtenus :

Classification	Potentiel de gonflement
Classification de Snethen (1980).	Très élevé
Classification de Dakstana (1965).	Très élevé
Bigot et Zerhouni (2000).	Fort
seed et al, 1962 (diagramme).	Élevé à Très élevé
Williams et Donaldson (1980).	Très Grand
Dakshanamurphy et raman. (1973) et Chen (1988).	Fort à Très Fort
Building Research Establishment BRE (1980).	(potentiel de retrait très élevé)

Tableau 3.22. Classification selon le potentiel de gonflement.

3.2.4 Essais mécaniques :

3.2.4.1-Essai de Proctor modifié :

D'après le mémoire de fin d'étude qui été réalisé par l'étudiant SALAMANI B, sous la direction de Mr KHEMISSA Mohamed et MAHAMEDI Abdelkrim, les résultats obtenu sont repris dans le tableau III.15. Présente une récapitulation aux trois essais de Proctor modifie :

	Essai 1	Essai2	Essai3	Moyenne
Masse volumique sèche Maximale $\gamma_{d \max}$ (g/cm ³)	1.78	1.81	1.79	1.79
Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	15.15	13.51	14.76	14.55
Degré de saturation (%)	79.79	73.87	77.89	77.18

Tableau 3.23. Récapitulation de l'essai Proctor modifie.

La valeur de la teneur en eau optimale est de $w_{\text{opt}} = 14.55\%$, et la masse volumique sèche correspondant à l'optimum Proctor modifie est de $\gamma_{d \max} = 1,79\text{g/cm}^3$ et le degré de saturation $S_r = 77.18\%$.

3.2.4.2-Essai de fluage œdométrique :

Les courbes de tassement (Δh , log t) sont présentées en annexe à ce mémoire (annexe sur les figures A1 à A12, pour1 les essais exécutés, Les caractéristiques de fluage sont récapitulées dans le tableau 3.16 et 3.17.

Pour chaque charge, on trace dans un diagramme semi-logarithmique la courbe de tassement ΔH en fonction du temps exprimé en minutes. La partie finale de la courbe est généralement linéaire.

Tracer la droite correspondant à cette phase de l'essai.

Choisir sur cette droite deux temps t_1 et t_2 auxquels correspondent les tassements ΔH_1 et ΔH_2 .

Le taux de compression secondaire C_α est donné par la relation : $C_\alpha = \frac{\Delta H_2 - \Delta H_1}{H_0} \cdot \frac{1}{\text{Log } t_2 / t_1}$

L'indice de fluage $C_{\alpha e}$, est égal pour sa part à : $C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = (1 + e_0) C_\alpha$

• Exemple de calcul :

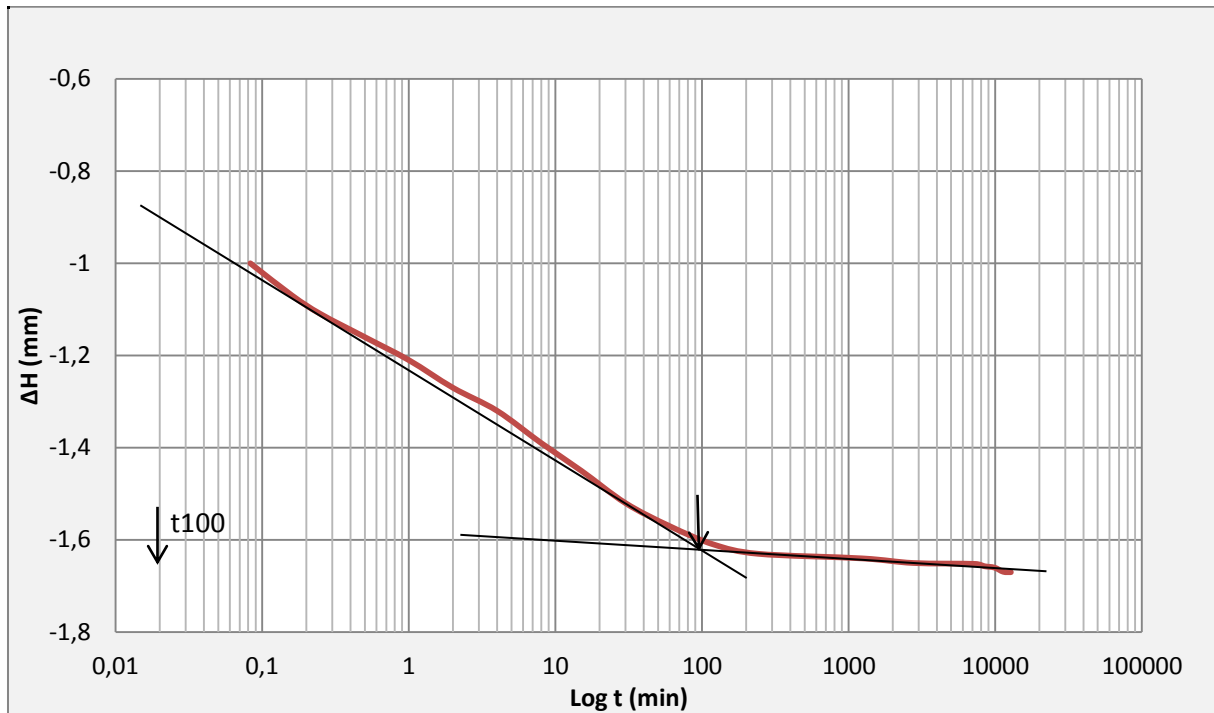


Figure 3.33. Courbe du fluage.

$$C_a = \frac{-1,35 - (-1,41)}{20} \times \frac{1}{\text{Log} \frac{8}{2}} = 0,0012$$

$$h_p = \frac{66,94}{2,65 \times 20} = 12,60 \text{ mm}$$

$$e = \frac{20 - 12,86}{12,86} = 0,55$$

$$C_{ae} = (1 + 0,55) 0,0012 = 0,0018$$

- Les courbes de fluage

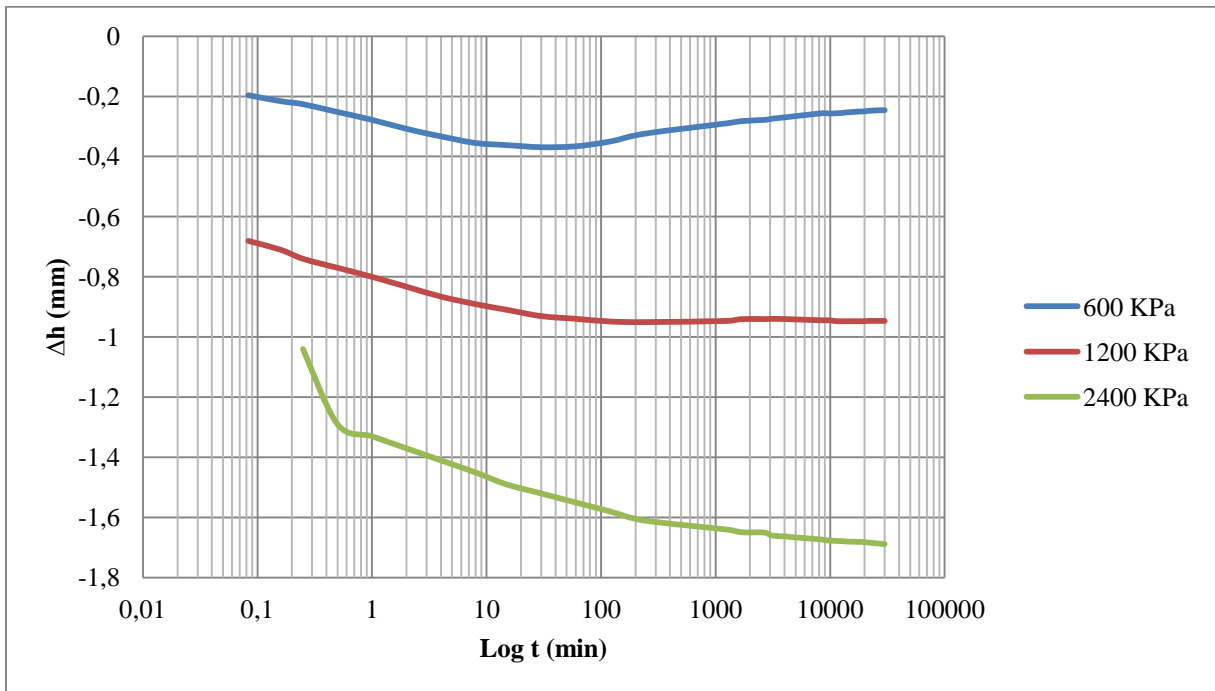


Figure 3.34. Courbe de fluage (série n° 01)

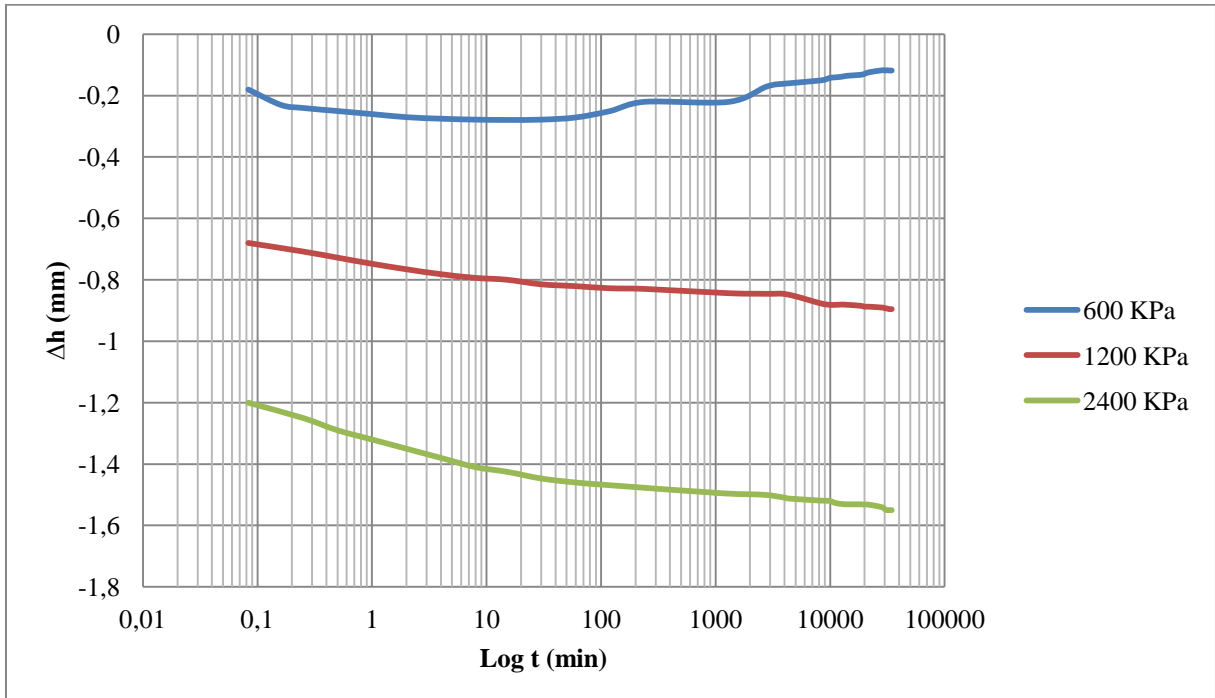


Figure 3.35. Courbe de fluage (série n° 2)

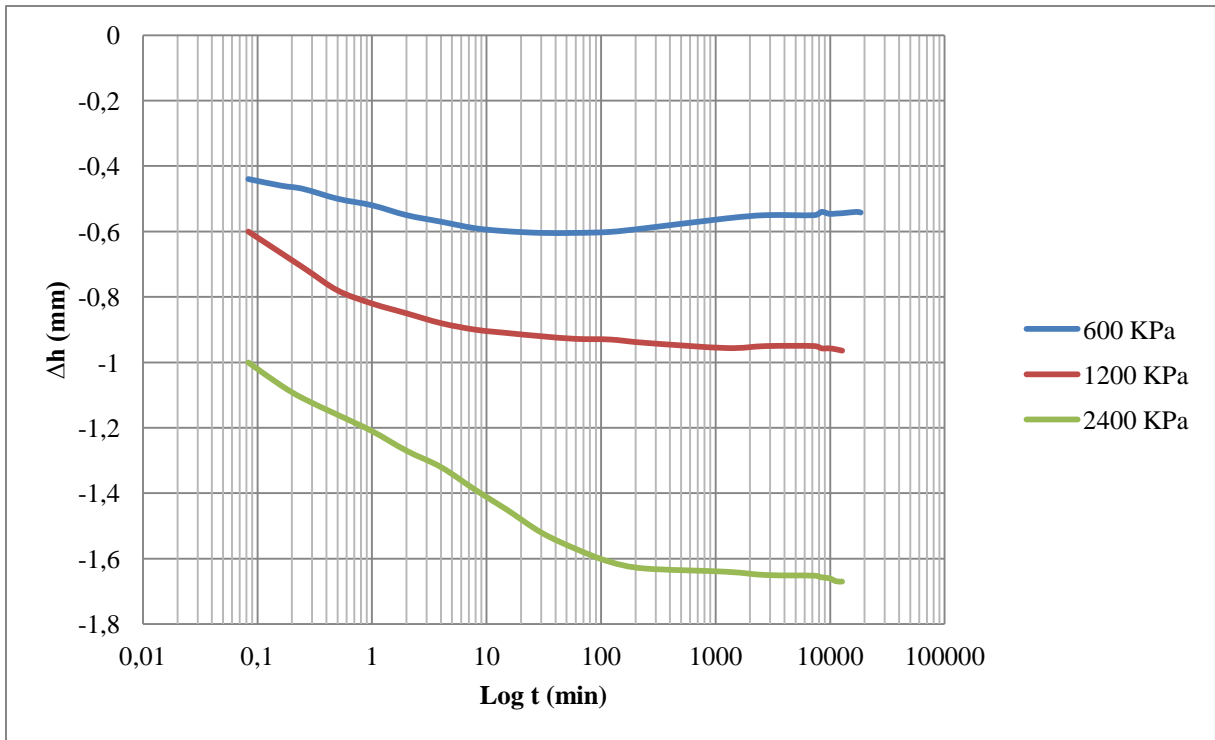


Figure 3.36. Courbe de fluage (série n° 3)

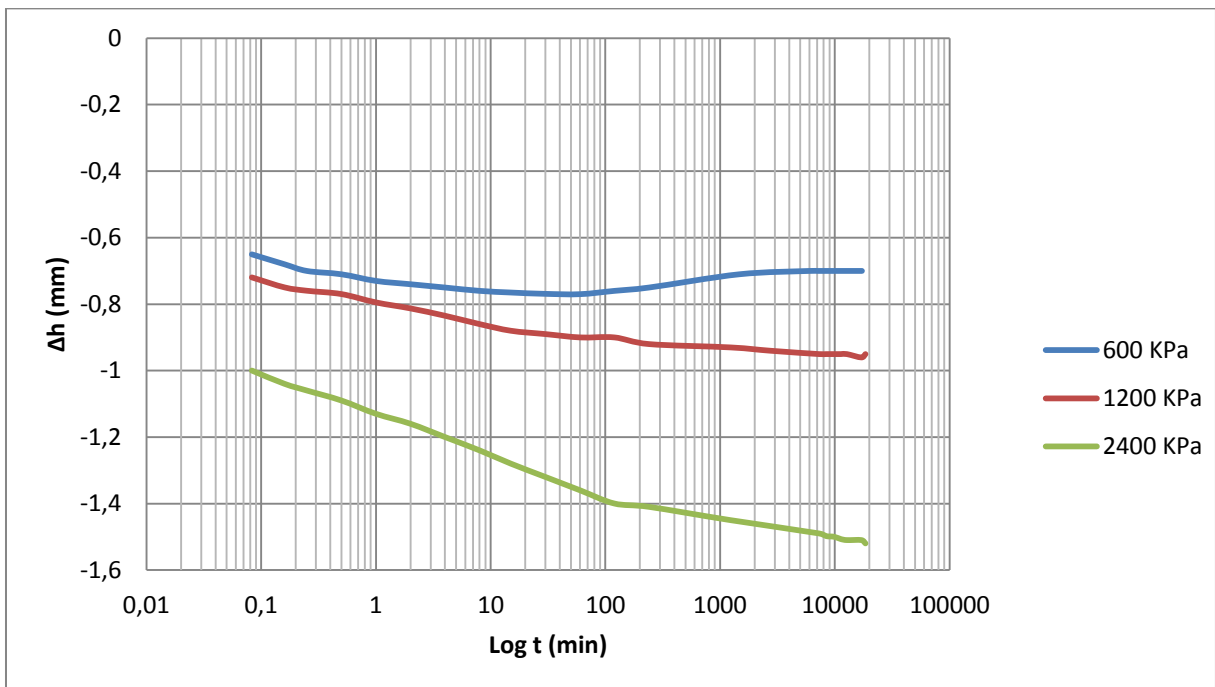


Figure 3.37. Courbe de fluage (série n° 4)

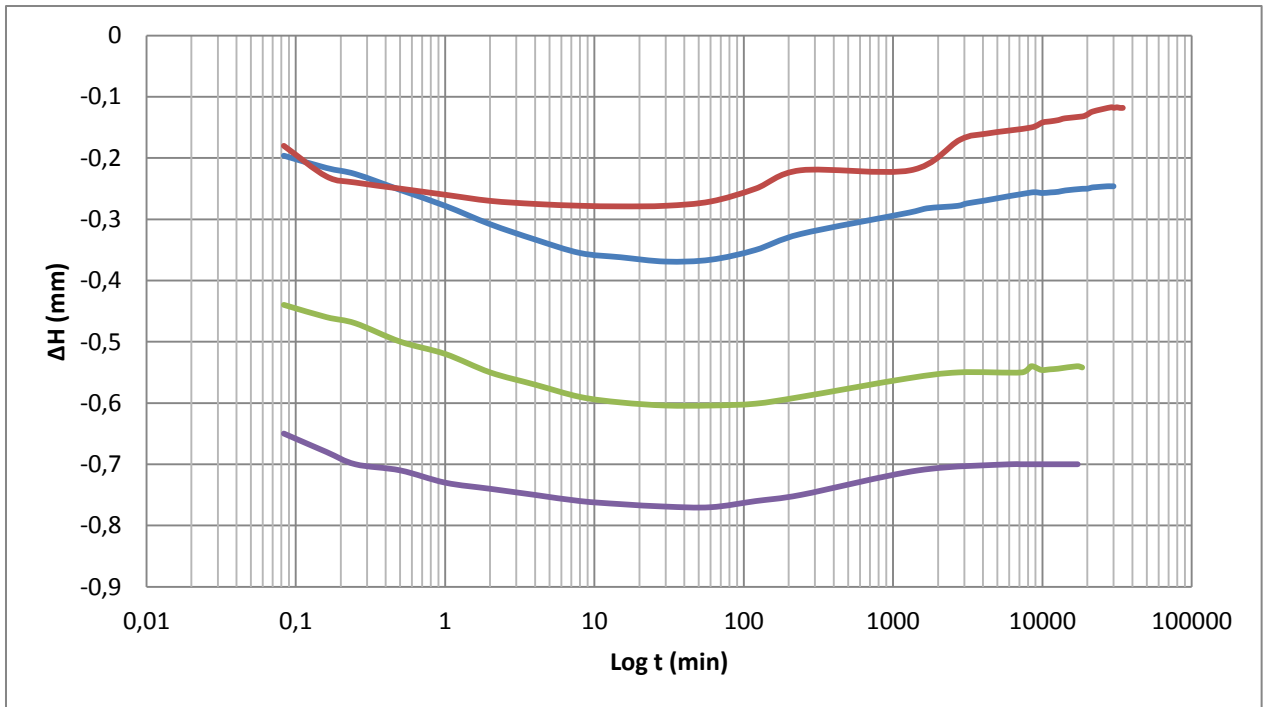


Figure 3.38. Courbes de fluage palier de 600 KPa

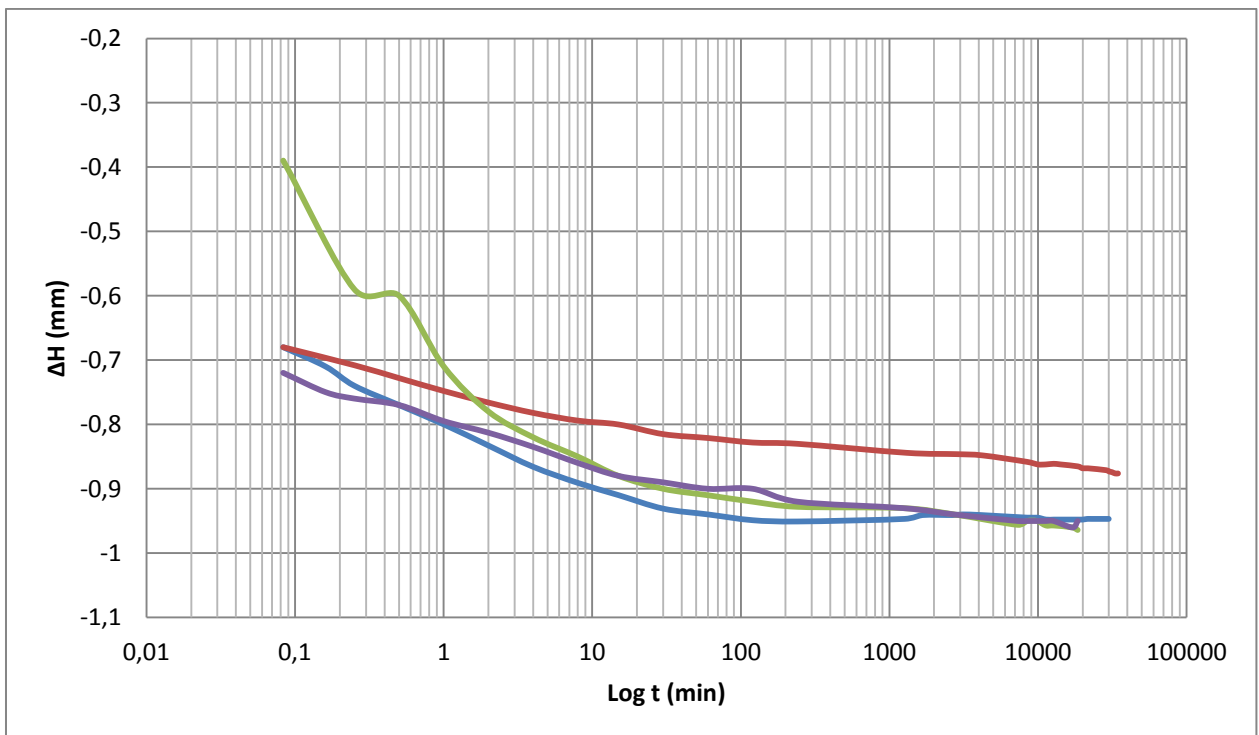


Figure 3.39. Courbe de fluage palier de 1200 KPa

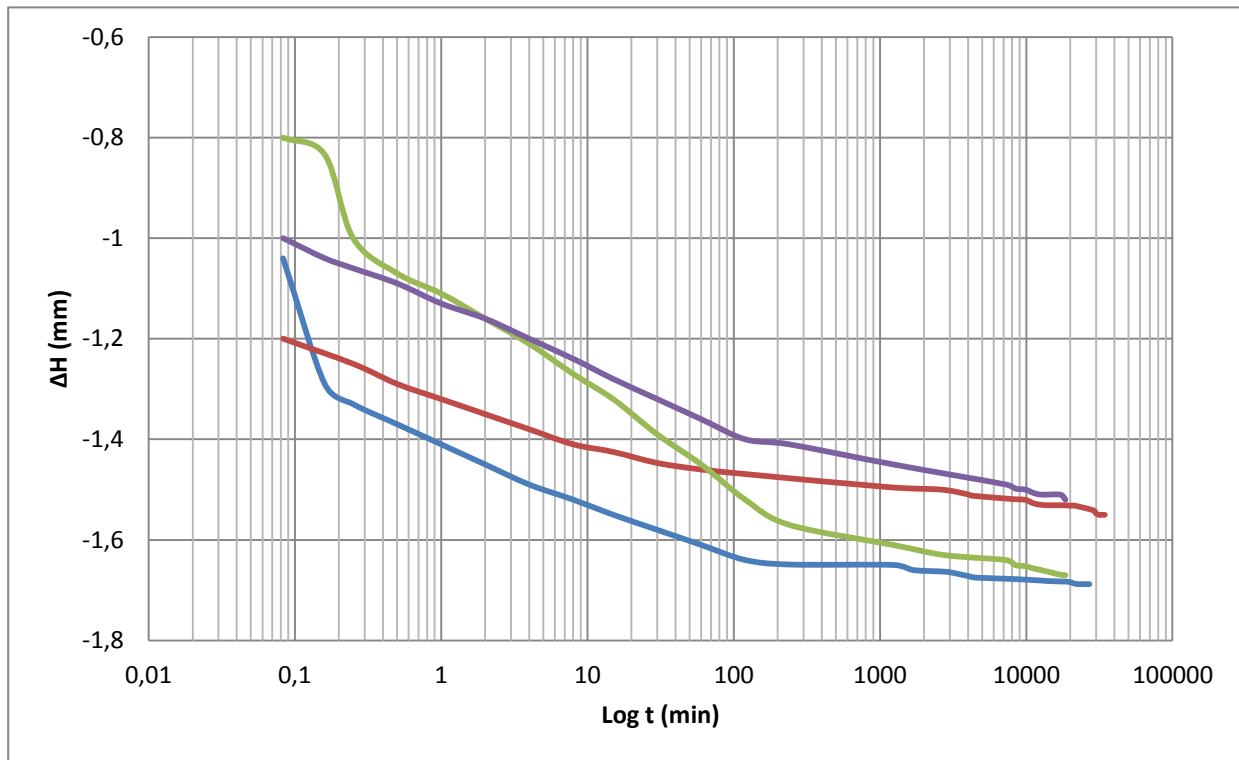


Figure 3.40. Courbe de fluage palier de 2400 KPa

3.2.4.3 Caractéristiques de fluage :

	SERIE 01			SERIE 02		
	600 (kPa)	1200 (kPa)	2400 (kPa)	600 (kPa)	1200 (kPa)	2400 (kPa)
$\gamma_{h(\frac{g}{cm^3})}$	2,00	1,99	2,02	2,00	2,00	2,03
ω (%)	21,66	20,84	18,62	21,41	20,45	19,25
$\gamma_{d(\frac{g}{cm^3})}$	1,65	1,65	1,71	1,65	1,66	1,70
$W_d(g)$	65,60	65,54	64,17	67,10	66,94	65,80
$h_s(cm)$	1,26	1,25	1,23	1,30	1,28	1,26
e_i	gonflement	0,58	0,62	gonflement	0,55	0,58
C_α	gonflement	0,0025	0,0041	gonflement	0,0025	0,0041
$C_{\alpha e}$	gonflement	0,0039	0,0066	gonflement	0,0038	0,0064
$t_{100}(min)$	gonflement	49	95	gonflement	42	82

Tableau 3.24. Caractéristiques de fluage (série 1et 2)

	SERIE 03			SERIE 04		
	600 (kpa)	1200 (kpa)	2400 (kpa)	600 (kpa)	1200 (kpa)	2400 (kpa)
$\gamma_h(\frac{g}{cm^3})$	1,94	2,01	1,99	1,88	1,89	1,94
ω (%)	21,13	18,31	17,29	19,45	18,01	17
$\gamma_d(\frac{g}{cm^3})$	1,69	1,75	1,66	1,58	1,67	1,62
$W_d(g)$	66,57	68,70	65,74	62,14	65,66	63,69
$h_s(cm)$	1,27	1,32	1,26	1,19	1,26	1,22
e_i	gonflement	0,51	0,50	gonflement	0,58	0,63
C_α	gonflement	0,0059	0,0012	gonflement	0,004	0,0038
C_{ae}	gonflement	0,0063	0,0018	gonflement	0,0063	0,0061
$t_{100}(min)$	gonflement	33	98	gonflement	38	140

Tableau 3.25. Caractéristiques de fluage (série 3 et 4)

3.2.4.4 Discussion des résultats :

L'analyse qualitative des résultats d'essais de fluage œdométrique conduit aux observations suivantes :

- Les valeurs de ΔH peuvent varier de façon sensible d'un palier à l'autre :
 - $\sigma_1=600$ KPa, ΔH varier entre (0,10mm) à (0,76mm).
 - $\sigma_2=1200$ KPa, ΔH varier entre (0,39mm) à (0,95mm).
 - $\sigma_3=2400$ KPa, ΔH varier entre (0,80mm) à (1,69mm).
- les courbes de fluage (ΔH , lgt) sont caractérisées par deux sections successives de caractéristiques différentes qui traduisent des comportements particuliers : la première, caractérisée par une vitesse de déformation croissante, définit la phase de consolidation (ou de fluage) primaire et la seconde, caractérisée par une vitesse de déformation sensiblement constante, définit la phase de consolidation (ou de fluage) secondaire. Les courbes (ΔH ,lgt), appelées courbes de fluage, qui expriment la relation entre l'indice des vides et le logarithme du temps (méthode de Casagrande). Ces courbes permettent de déterminer le temps t_{100} correspondant à 100% de consolidation primaire et l'indice de fluage C_{ae} qui décrit la vitesse de consolidation secondaire du sol sous l'action d'une charge donnée.

- cependant, les courbes correspondant aux faibles contraintes (600 KPa) le sol ne semblent pas présenter une zone de transition assez marquée qui aurait séparé les zones de compression primaire et secondaire, ce qui est le cas pour les fortes contraintes. Au contraire, on notera un gonflement des éprouvettes confirmant ainsi notre présomption du caractère gonflant du sol pour les faibles contraintes;
- Les courbes de fluage ont permis de déterminer le temps t_{100} correspondant à 100% de consolidation primaire (méthode de Casagrande) et le taux de fluage $C\alpha$ selon la contrainte considérée pour les fortes contraintes et le calcul de l'indice de fluage $C\alpha_e$ correspondant à :
 - Pour Les contraintes 1200 KPa les valeurs de $C\alpha_e$ compris entre 0.0038 et 0.0063 avec une valeur moyenne de $C\alpha_e = 0.0051$.
 - Pour Contraintes 2400 KPa des valeurs de $C\alpha_e$ compris entre 0.0018 et 0.0066 avec une valeur moyenne de $C\alpha_e = 0.0052$.

3.3. Conclusion

De l'analyse des résultats d'essais obtenus sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), on peut dégager les conclusions suivantes :

Les sols testés sont identifiés comme une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications utilisées montrent que cette argile marneuse est caractérisée par un potentiel de gonflement élevé à très élevé ; le gonflement étant pour partie dû à la structure minéralogique du sol et aux variations de sa teneur en eau.

Les essais de fluage ont permis de caractériser l'effet de la durée de chargement sur les caractéristiques de compressibilité de l'argile. Ces résultats sont caractéristiques d'une argile marneuse très plastique, et très peu sensible au fluage.

Conclusion générale

Cette étude avait pour finalité d'analyser les effets du temps (phénomènes de fluage) sur le comportement d'un sol argileux reconstitué et de leur prise en compte dans le calcul des ouvrages, lesquels effets peuvent se manifester soit par la durée d'application des charges, soit par la vitesse de déformation que peut subir le sol sous une charge donnée maintenue constante, puis de caractériser en laboratoire le comportement des argiles expansives de la commune de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes) et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Le choix de ce site a été motivé en raison de son extension vers des zones à risque et de la disponibilité de carottes prélevées dans ces zones.

Dans la synthèse bibliographique, nous avons donné en premier temps un aperçu général sur la structure et minéralogie des argiles, le phénomène de retrait-gonflement, et enfin les caractéristiques de fluage.

-L'étude expérimentale effectuée sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) a permis d'après la classification usuelle les conclusions suivantes :

-Les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes, indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, et caractérisée par un potentiel de gonflement élevé et très élevé.

Les essais de fluage œdométriques ont donné des valeurs très faibles de l'indice de fluage ($\sigma_1=1200$ KPa, $C_{\alpha e}$ varie entre 0,0038 à 0,0063 et $\sigma_1=2400$ Kpa, $C_{\alpha e}$ varie entre 0,0061 à 0,012), ce qui veut dire que cette argile marneuse est très peu sensible au fluage.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABDULJAUWAD, S.N. & AL-SULAIMANI, G., 1993. Determination of swell potential of Al-Qatif clay. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 16, pp. 469-484.

AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-041 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide

AFNOR (1992) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie

AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-051 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.

AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-068 Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache.

AL-MUKHTAR, M., BELANTEUR, N., TESSIER, D. & VANAPALLI, S.K., 1996. The fabric of clay soil under controlled mechanical and hydraulic stresses. *Applied Clay Science*, 11:185–197.

ALONSO, E.E., VAUNAT, J. & GENS, A., 1999. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 173-183.

ALONSO, E.E., GENS, A. & HIGHT, D.W., 1987. General report. Special problem soils. *Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Dublin, vol. 3, pp. 1087-1146.

ALTMeyer, W.T., 1955. Discussion of engineering properties of expansive clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Testing and Materials*, vol. 81, n°SM2, pp. 17-19

ASTM D 422– 63, 1994. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. Vol. 4.08, pp. 10-16.

ASTM D 427– 93, 1994. Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method. Vol. 4.08, pp. 21-24.

ASTM D 4318– 93, 1994. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. Vol. 4.08, pp. 551-561.

ASTM D 4546 – 93, 1994. One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. Vol. 4.08, pp. 693-699.

ASTM D 5298 - 94, 1995. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper, vol. 4.09, pp. 154–159.

Aubouin J., Brousse R, Lehman J.P. (1968). Précis De Géologie. 1^{er} Cycle Et Licence. Tome I : Pétrologie. Dunod.

AUDIGUIER-MARCEL M. (1979). Contribution à l'étude du comportement de l'eau dans les sols en fonction de leur texture. Mémoire de DEA, Centre de Géologie d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 148 p.

AUNG, K.K., RAHARJO, H., LEONG, E. C. & TOLL, D. G., 2001. Relationship between porosimetry measurement and soil–water characteristic curve for an unsaturated residual soil. Geotechnical and Geological Engineering, 19: 401-416.

BAKIR NASSIMA 2006, Caractérisation du fluage des sols fins et de leur interactions avec les ouvrages (application au dimensionnement des remblais sur sols compressibles) , Mémoire de magister , université Mohamed Boudiaf de Msila.

BARDEN, L. & SIDES, G.R., 1970. Engineering behavior and structure of compacted clays. Journal of Soil Mechanics and Foundation Analysis; 96:1171–1200.

BAKIR NASSIMA 2006, Caractérisation du fluage des sols fins et de leur interactions avec les ouvrages (application au dimensionnement des remblais sur sols compressibles) , Mémoire de magister , université Mohamed Boudiaf de Msila.

BEN RHAJEM H., TESSIER D. & PONS CH.C. (1986) "comportement hydrique et évolution structurale et texturale des montmorillonites au cours d'un cycle de dessiccation-humectation

BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E., 1963. Some aspects of effective stress in unsaturated and saturated soils. Géotechnique, vol. 13, pp. 177-197.

BJERRUM L. (1967). Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, vol. 17(2), pp. 83-118.

BRACKLEY, I.J.A., 1975. Swell pressure and free swell in compacted clay. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haïfa, pp. 169-176.

BRACKLEY, I.J.A., 1983. An empirical equation for the prediction of clay heave. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 8-14.

BRE BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT, 1980. The effect of a roof on a fire within a building. IP 3/80.

BULTEL F. (2001). Prise en compte de gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de doctorat. École nationale des ponts et chaussées, France. 290 p.

CASES, J.M., BEREND, I., DELON, J.F., FRANCOIS, M., GRILLET, Y., MICHOT, I., POIRIER, J.E. & YVON J., 1990. Quelques aspects de l'étude des propriétés texturales des argiles. In : DECARREAU A. Matériaux argileux : structures, propriétés et applications, Société Française de Minéralogie, Groupe français des argiles, pp.309-342.

CAILLERE S., HENIN S. (1959). La classification des argiles. XX Congr. Geol. Internat. Mexico (1956), p. 1-8.

CHARRADI K. (2010). Contribution des argiles ferrifères à l'élaboration de biocapteurs ampérométriques : Étude de l'interaction de l'Hémoglobine avec des Argiles et des Hydroxydes Doubles Lamellaires. Thèse de doctorat. Université 7 Novembre de Carthage et de l'Université de Grenoble, Tunisie. 156 P.

COLLINS, K. & MCGOWN, A., 1974. The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique, vol. 24, pp. 223-254.

COULON, E. & BRUAND, A., 1989. Effects of compaction on the pore space geometry in sandy soils. Soil and Tillage Research; 15:137–152.

CRAWFORD C. B. (1964). Interpretation of the consolidation test. American Society of Civil Engineers, journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90(5), pp.87-102.

CUI, Y.J., LOISEAU, C. & DELAGE, P., 2002. Microstructure changes of confined swelling soil due to suction controlled hydration. Proc. 3rd Int. Conf. On Unsaturated soils, Recife, Brazil, 10-13 March 2002. In : Unsaturated soils. JF.T. Jucá, T.M.P. de campos & F.A.M. Marinho (eds.). A.A. Balkema Publisher, Lisse, 2: 593-598.

CUISINIER, O. & LALOU, L., 2004. Fabric evolution during hydro-mechanical loading of compacted silt. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 28, pp 483-499.

DELAGE, P. & LEFEBVRE, G., 1984. Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 21, pp. 21-35.

DIDIER, G., 1972. Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites. Thèse d'université de Claude Bernard.

DIDIER, G., LAREAL, P. & GIELLY, J., 1973. Prévision du potentiel et de la pression de gonflement des sols. Comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 2-3, pp. 67-72.

DJEDID, A. & BEKKOUCHE, A., 2001. Identification and prediction of the swelling behavior of some soils from Tlemcen region of Algeria. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, REF. 4375, pp 69-77.

EROL, O., DHOWIAN & YOUSSEF, 1987. Assessment of oedometer methods for heave prediction. Proc. of the 6th Int. Conf on Expansive Soils, New Delhi, pp. 99-103.

FRIPIAT J.J. & GATINEAU L. (1984) -"interaction eau-argiles". *scien. géol. bull.*, vol. 37, n° 4, pp. 283-296.

GARCIA-BENGOCHEA, I., LOVELL, C. & ALTSCHAEFFL, A. 1979. Pore Distribution and Permeability of Silty Clays. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 105, No.7, pp 839-856.

GENS A. & ALONSO E.E.(1992) - "a framework for the behaviour of unsaturated expansive clays". *canadian geotechnical journal*, vol. 29, pp. 1013-1032.

GILCHIRST, H.G., 1963. A study of volume change of a highly plastic clay. Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 215 p.

GILLIOT, J.E., 1979. Fabric composition and properties of sensitive soils from Canada, Alaska and Norway. *Engineering Geology*, vol. 14, pp. 149-172.

GRIFFITHS, F.J. & JOSHI, R.C., 1989. Change in pore size distribution due to consolidations of clays. *Géotechnique* 39 1, pp. 159–167.

GUIRAS-SKANDAJI, H., 1996. Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation. Thèse de l'INPL, 315 p.

GUY SANGLERAT ET AL 1981, livre de cours pratique de mécanique de sol troisième édition .

HOFFEMANN, C., ALONSO, E.E. & ROMERO, E., 2007. Hydromechanical behavior of bentonite pellet mixtures. *Physics and Chemistry of the Earth*, vol. 32, pp. 832-849.

HOLTZ, W.G. & GIBBS, H.J, 1956. Engineering properties of expansive soils. *ASCE*, Volume 121, pp. 641-677.

HOSSEIN NOWAMOOZ 2007, Retrait/gonflement des sols argileux compactes et naturels, Thèse de doctorat ,Ecole National Supérieure de Géologie , Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrage , Ecole Doctorale RP2.

JEAN-PIERRE MAGNAN 1992 – Réf.3689 , essai du fluage dans les calculs de consolidation et de tassement des sols compressibles .

JENNINGS, J.E.B & BURLAND, J.B., 1962. Limitations to the use of effective stresses concept in partly saturated soils. *Géotechnique*, vol. 12, pp. 125-144.

JUANG, C.H. & HOLTZ, R.D., 1986. A probabilistic permeability model and the pore size density function. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 10, pp. 543–553.

KHEMISSA M., MAGNAN J.-P. (2000). Variabilité des résultats d'essais oedométriques sur l'argile molle de Guiche. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 227, pp.41-50

KOLIJI, A., LALOUI, L., CUSINIER, O. & VUILLET. L., 2006. Suction induced effects on the fabric of a structured soil. *Transport in Porous Media Journal*, 64:261-278.

KOMORNIK, A. & DAVID, D., 1969. Prediction of swelling pressure of clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 95, n°SM1, pp. 209-225.

KRÖHN K. P. (2003). New conceptual models for the resaturation of bentonite. Applied Clay Science, 23 : 25-33.

LAPIERRE, C., LEROUEIL, S., & LOCAT, J., 1990. Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay. Canadian Geotechnical Journal, 27: 761-773.

LEFEVRE I. & LAJUDIE A. (1987) - "détermination des capacités d'échange des argiles. «nanocomposites epoxyde/amine/montmorillonite : rôle des interactions sur la corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques". Note technique c.e.a. ses/87.11.

LEPLUART. L. (2002); formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux» thèse de doctorat de l'institut de Lyon. France.

LE ROUX A. (1975). Les différentes textures et leur influence sur le comportement des sols argileux et marneux. Géologia Applicata Indrogéologia Vol. X part II, p. 67-85.

LEROUEIL S., MAGNAN J.-P., TAVENASF.(1985), Remblais sur argiles molles, Technique et Documentation, Lavoisier, Paris, 342 p.

[61] LLORET, M. VILLAR, M. SANCHEZ, A. GENS, X. Pintado, E. & ALONSO, E.E., 2003.

Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. Géotechnique, vol.53, no. 1, pp. 27-40.

LOW P.F.(1961) - "physical chemistry of clay-water interaction". advances in agronomy, academic, new york, vol. 13, pp. 269-327.

LOW, P.F., 1980. The swelling of clays : I. Montmorillonites. Soil Science Society of America Journal, vol. 44, pp. 667-676.

MAGNAN J.-P. (1989A), Consolidation unidimensionnelle des sols argileux. Comptes rendus, Symposium franco-soviétique sur les méthodes et modèles de calcul des déformations des sols mous et leur vérification expérimentale, Rapport des Laboratoires, série géotechnique, GT 39, pp. 33-45.

MAGNAN J.-P. (1989b), Validation des méthodes de calcul des déformations des sols mous par comparaison avec le comportement des ouvrages. Comptes rendus. Symposium franco-soviétique sur les méthodes et modèles de calcul des déformations des sols mous et leur vérification expérimentale, Rapport des Laboratoires, série géotechnique , GT 39, pp. 46-83.

MAGNAN J.-P. (1986), Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles, Rapport de recherche L P C , 141, 255 p.

MAGNAN J.-P., MIEUSSENS C., SOYEZ B., VAUTRAIN J. (1985). Essais oedométriques. L.C.P.C., Méthodes d'essai LPC, n° 13, 83 pages.

MAGNAN J.-P., BAGHERY S., BRUCYM., TAVENASF. (1979), Étude numérique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation. Bull, liaison Labo. P. et Ch., 103, sept.-oct., pp. 83-94.

MAISON T. (2011) Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles. Thèse doctorat, École Centrale des Arts et Manufactures « École Centrale Paris », France. P 270.

MARSILY (de) G. (1981). Hydrogéologie quantitative. Collections sciences de la terre. Edition Masson, 215 p.

MESRI G., GODLEWSKI P.M. (1977). Time and stress compressibility inter relationship. A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.103(5), pp.417-430

METHODES D'ESSAI LPC N° 13 .

MITCHELL J. K. (1976). Fundamentals of Soil Behavior. Wiley, 436 p.

MITCHELL J.K. (1993). Fundamentals of soil behaviour. 2ème ed., John Wiley and Sons, New York,.437p.

MOREL R. (1996) - "les sols cultivés", 2ème édition. Paris: technique & documentation, isbn:2-743

NAGARAJ, T.S. & SRINIVASA, M.B.R., 1983. An approach for prediction of swelling soil behaviour. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 52-55

OMRAN ALSHIHABI 2002. Etude en laboratoire du comportement d'un sol compact non saturé, influence des cycles de séchage – humidification, thèse de doctorat , université des sciences et technologies de Lille.

PRAPARHARAN, S., ALTSCHAEFFL, A.G. & DEMPSEY, B.J., 1985. Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. J. Geotech. Engng, ASCE 111 9, pp. 1139–1143.

PUSCH, R. & YONG, R.N., 2003 (Editors). Special Issue. Clay microstructure. Proc. Workshop Lund, Sweden. 15-17 October, 2002. Applied clay science 23. Issues 1-4.

PUSH, R., 1982. Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na-bentonite. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 19, pp. 381-387.

PUSH, R., YONG, R.N. & GRINDROD, P., 1999 (Editors). Special Issue. Microstructural modelling with special emphasis on the use of clays for waste isolation. Engineering Geology 54.

QI, Y, AL-MUKHTAR, M, ALCOVER, JF & BERGAYA, F. 1996 Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays. Applied Clay Science; 11:185–197.

ROMERO, E., LLORET, A. & GENS, A., 1999. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 117-127.

[82] ROMERO, E., HOFFMANN, C., CASTELLANOS, E, SURIOL, J. & LLORET, A., 2005. Microstructural. changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions. Proc. Int. Symposium on Large Scale Field Tests in Granite, Sitges, Spain, 12-14th November. In: *Advances in Understanding Engineered Clay Barriers*. E.E. Alonso and A .Ledesma (eds.). Taylor & Francis Group, London: 193-202.

ROSENQVIST TH. (1959). Physico-chemical properties of soils: soil-water systems. *Journal of the soils mechanics and foundation division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, avril.

SEED, H.B., WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R., 1962. Prediction of swelling potential for compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 88, pp.107-131.

SIMMS, P.H. & YANFUL, E.K., 2002. Predicting Soil-Water Characteristic Curves of Compacted Plastic Soils from Measured Pore-Size Distributions. *Geotechnique* 52 (4): 269-278.

SIMMS, P.H. & YANFUL, E.K., 2004. A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils. *Geotechnique*, Vol. 54(6), pp. 421-426.

SIMMS, P.H. & YANFUL, E.K., 2005. A pore-network model for hydro-mechanical coupling in compacted clayey soil. *Canadian Geotechnical Journal* 42(2): 499-514.

SPOSITO, G., 1973. Volumes changes in swelling soils. *Soil Sciences*, vol. 115, pp. 315-320.

SRIDHARAN, A. & JAYAVEDA, M.S., 1982. Double layer theory and compressibility of clays. *Géotechnique*, vol. 32, n° 2, pp. 133-144.

SRIDHARAN, A. & VENKATAPPA RAO, G., 1973. Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept. *Géotechnique*, vol. 23, pp. 359-382.

SRIDHARAN, A., ALTSCHAEFFL, A.G. & DIAMON, S., 1971. Pore-size distribution studies. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE* 1971; 97:771-787.

SRIDHARAN, A., SREEPADA, R. & SIVAPULLAIAH, P.V., 1986. Swelling pressure of clays. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 9, pp. 24-33.

TESSIER, D., 1984. Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux – Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse de doctorat, Université Paris VII, 362 p.

TESSIER, D., LAJUDI, A. & PETIT, J.C., 1992. Relation between the macroscopic behavior of clays and their microstructural properties. *Appl. Geochem. Suppl. A*: 151-161.

VAN OLPHEN H. (1963). Internal mutual flocculation in clay suspensions. *J. Colloid Sci.*, 19, pp. 313-322.

VIJAYVERGIYA, V.N. & GHZZALY, O.I., 1973. Prediction of swelling potential for natural clays. *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236

WAKIM J. (2005). Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse de doctorat. École nationale supérieure des mines de paris. Fontainebleau Cedex. France. 154 p.

WAN, A.W.L., GRAY, M.N. & GRAHAM, J., 1995. On the relations of suction, moisture content and soil structure in compacted clays. *Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated soils*, Paris. E.E. Alonso and P. Delage (eds.), Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1: 215 –222.

Windal T. (2001). Etude en laboratoire du gonflement des sols: Mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. Thèse de doctorat, Laboratoire de Mécanique de Lille (U.R.A. CNRS 1441), Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille, France. p 128.

WONG, R.C.K., 1998. Swelling and softening behaviour of La Biche shale. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol 35, pp. 206-221.

YAHIA-AISSA, M., 1999. Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241 p.

YONG, R.N. & MOHAMED, A.M.O., 1992. A study of particle interaction energies in wetting of unsaturated expansive clays. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 29, pp. 1060-1070.

YONG, R.N. & WARKENTIN, B.P., 1975. Soil properties and behaviour. Amsterdam : Elsevier. ISBN : 0-444-41167-4. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 5. 449 p.

<http://www.prim.net> DGALN guide retrait gonflement des argiles , aout 2007 .

ANNEX

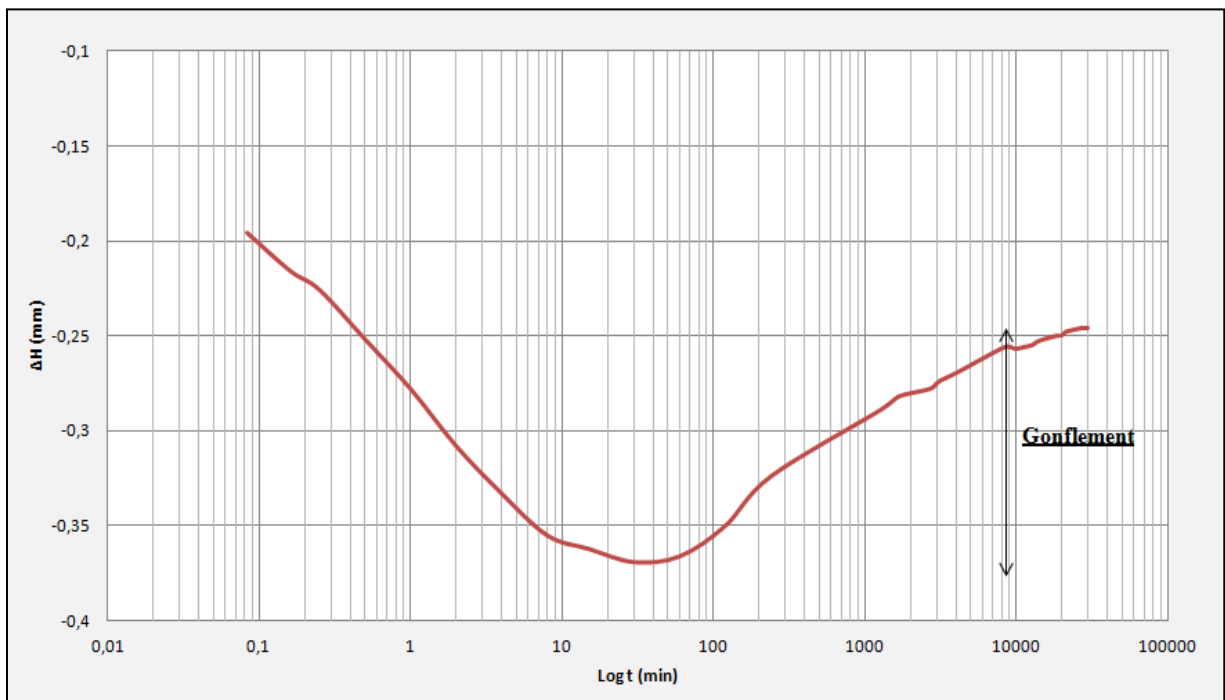


Figure A.1 : courbe de fluage série 01 (600 Kpa)

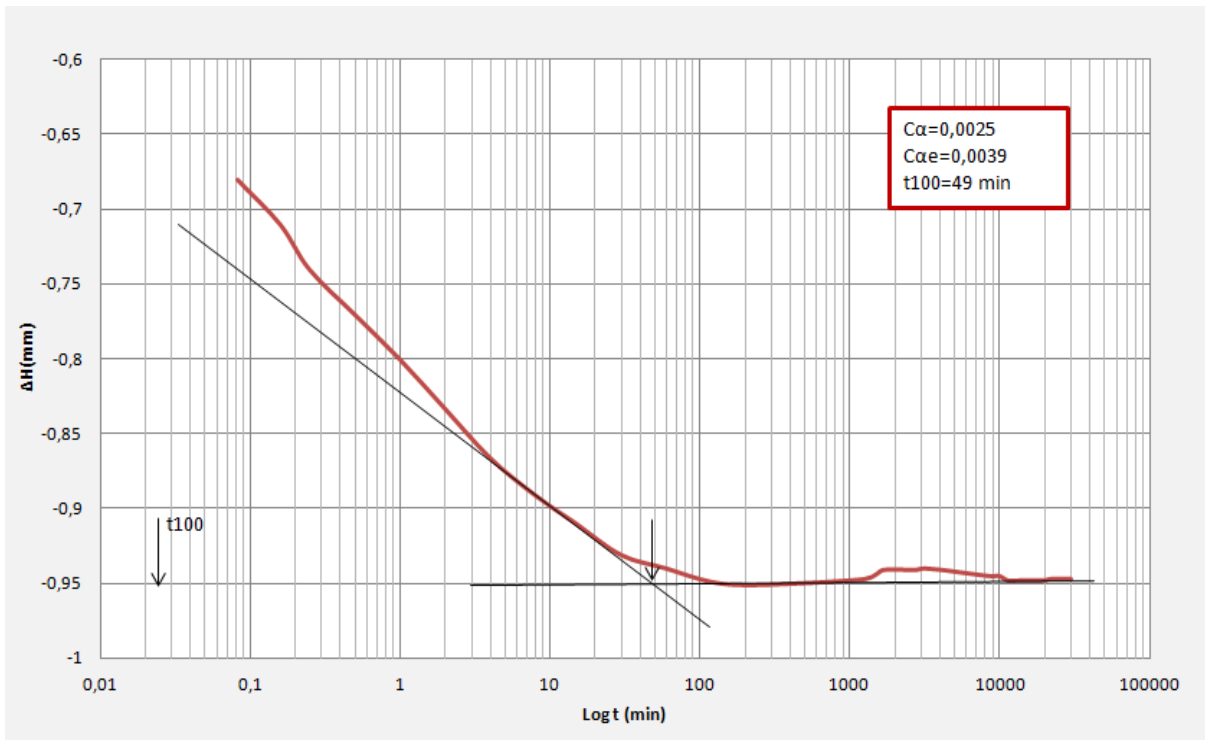


Figure A.2 : courbe de fluage série 01 (1200 Kpa)

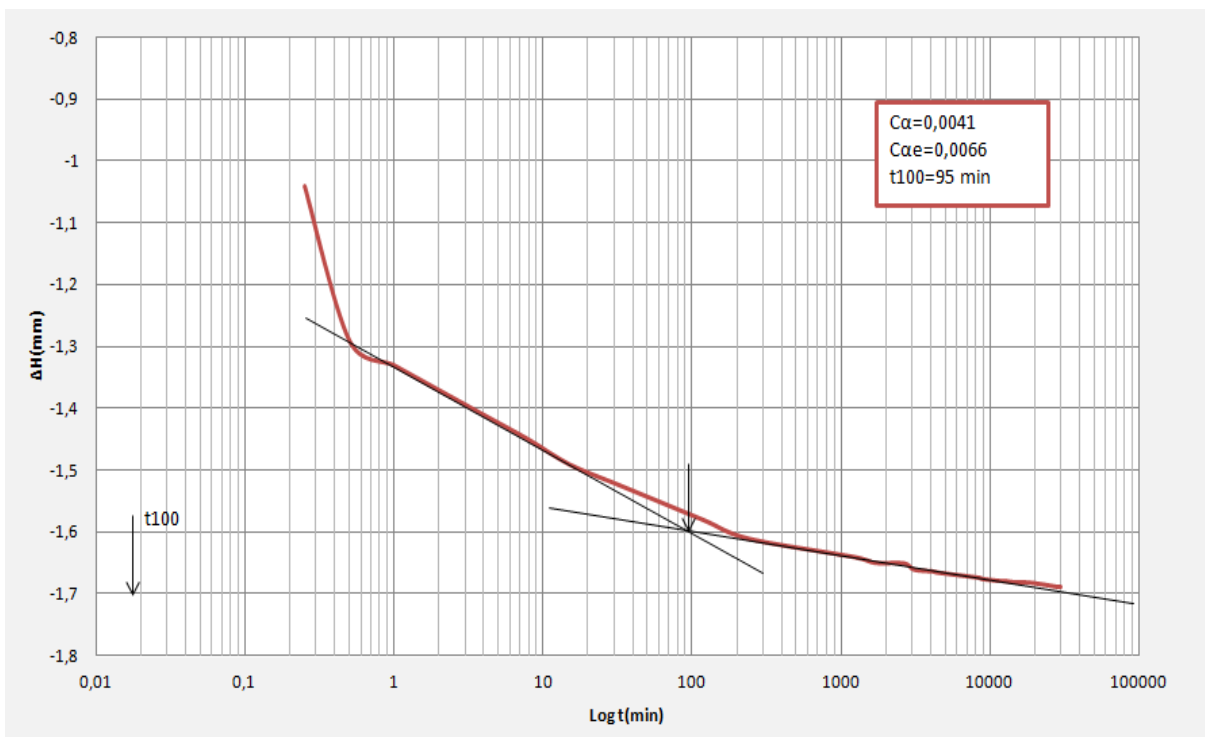


Figure A.3 : courbe de fluage série 01 (2400 Kpa)

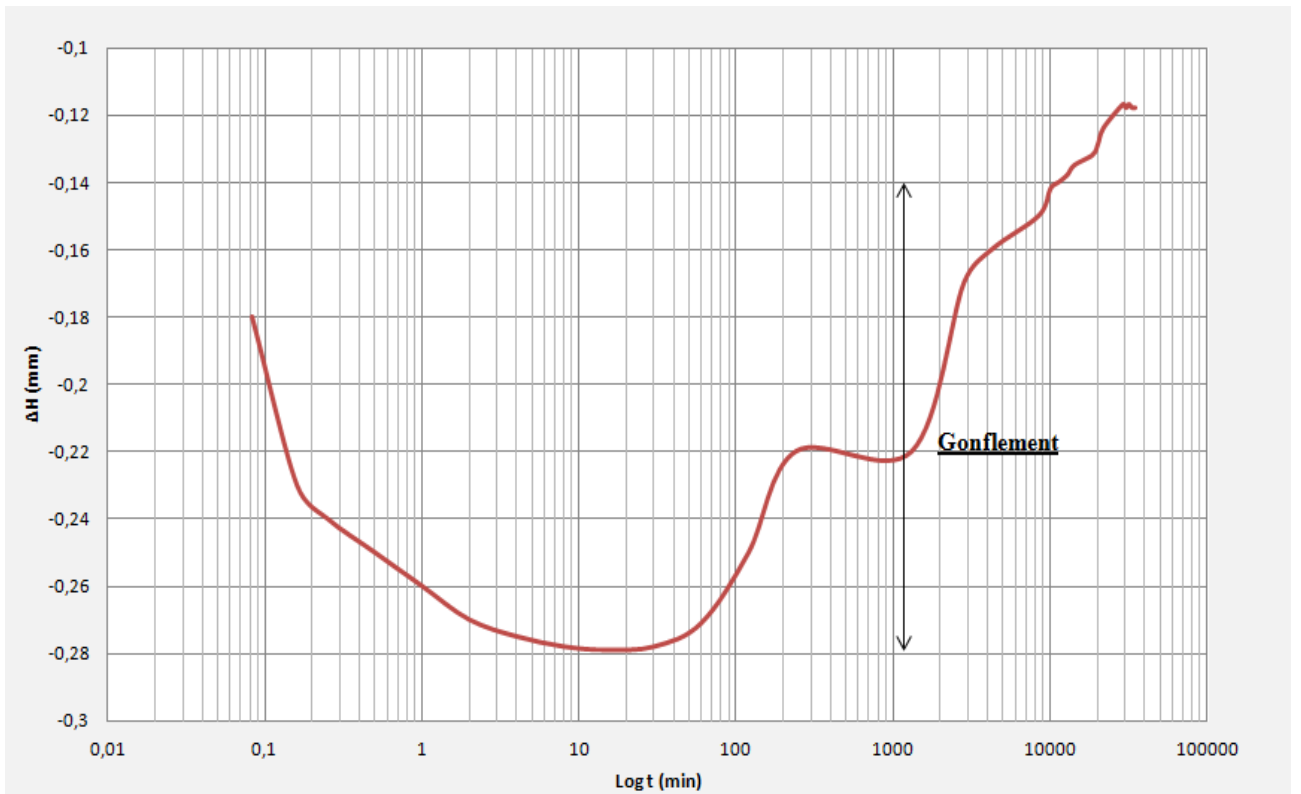


Figure A.4 : courbe de fluage série 02(600 Kpa)

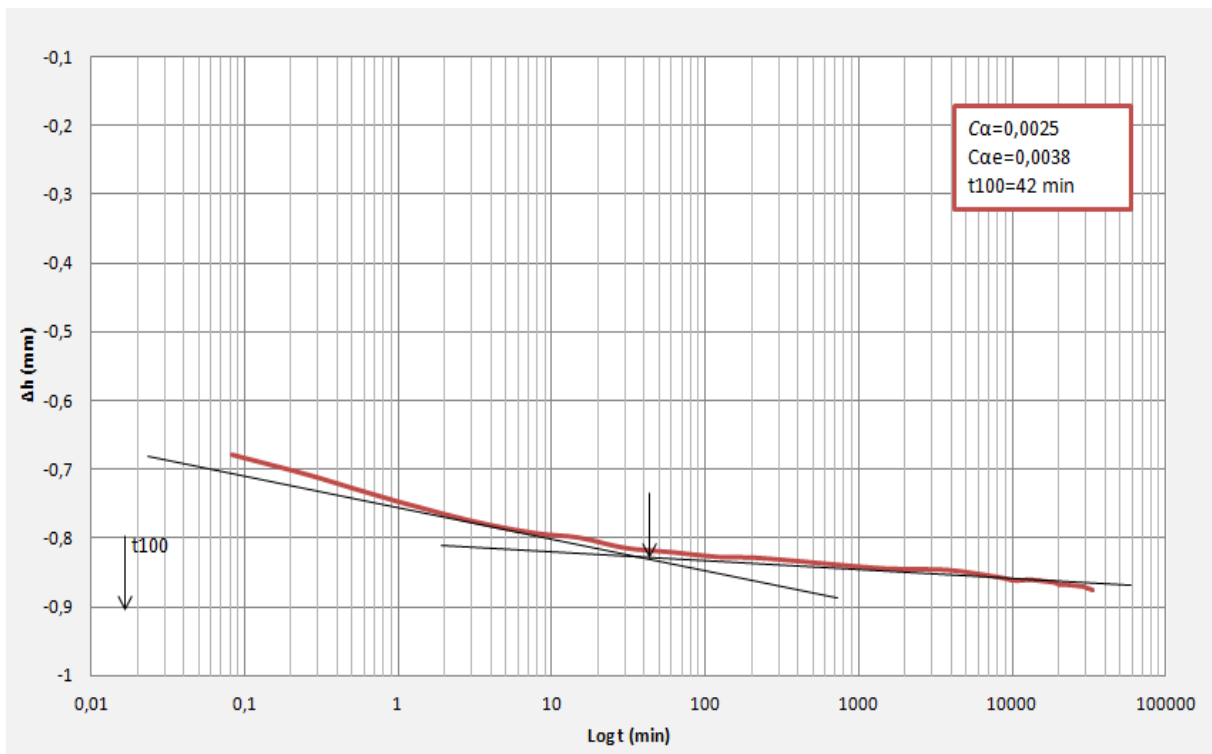


Figure A.5 : courbe de fluage série 02 (1200 Kpa)

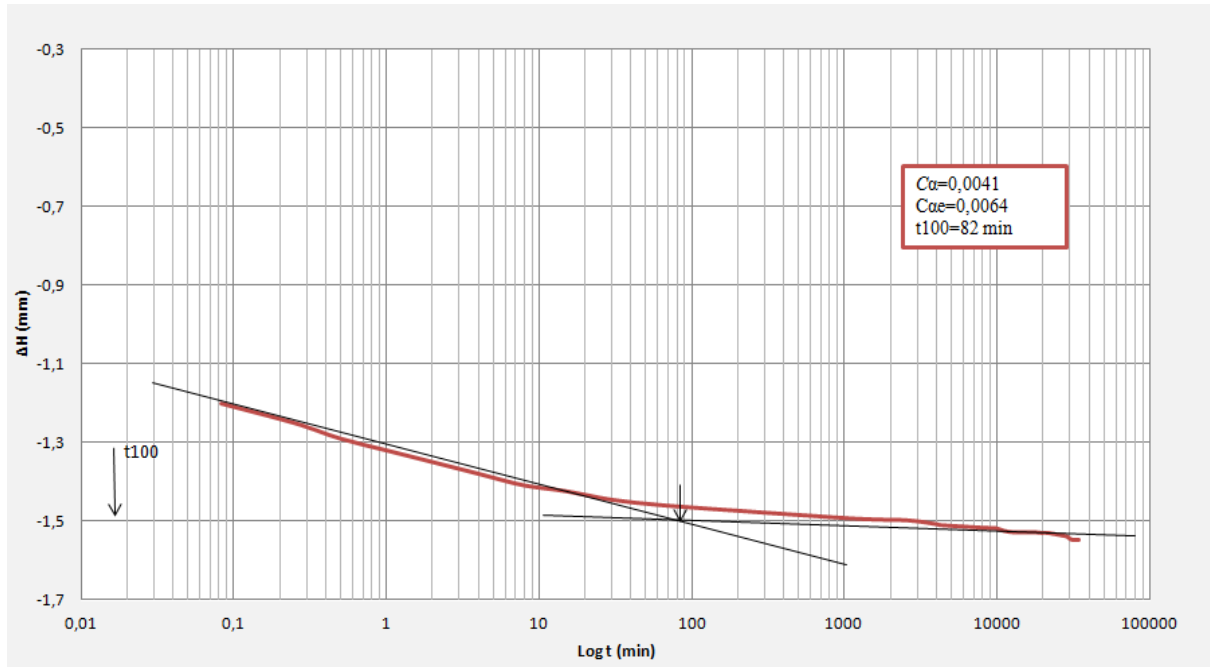


Figure A.6 : courbe de fluage série 02 (2400 Kpa)

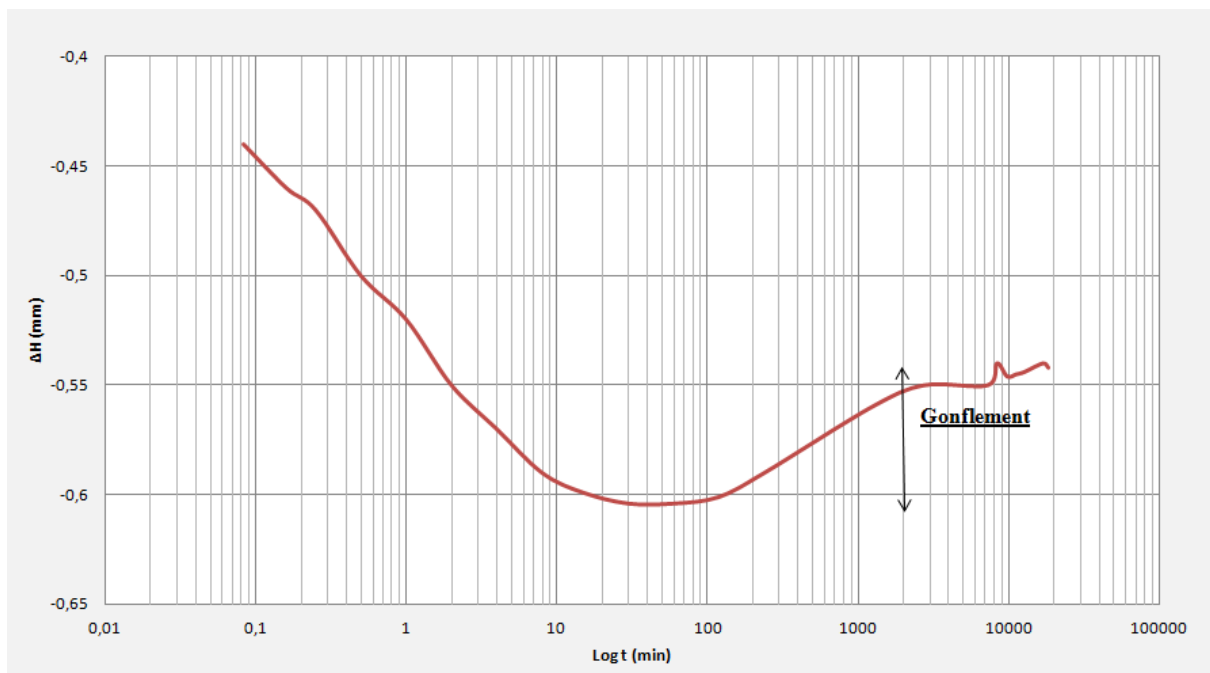


Figure A.7 : courbe de fluage série 03 (600 Kpa)

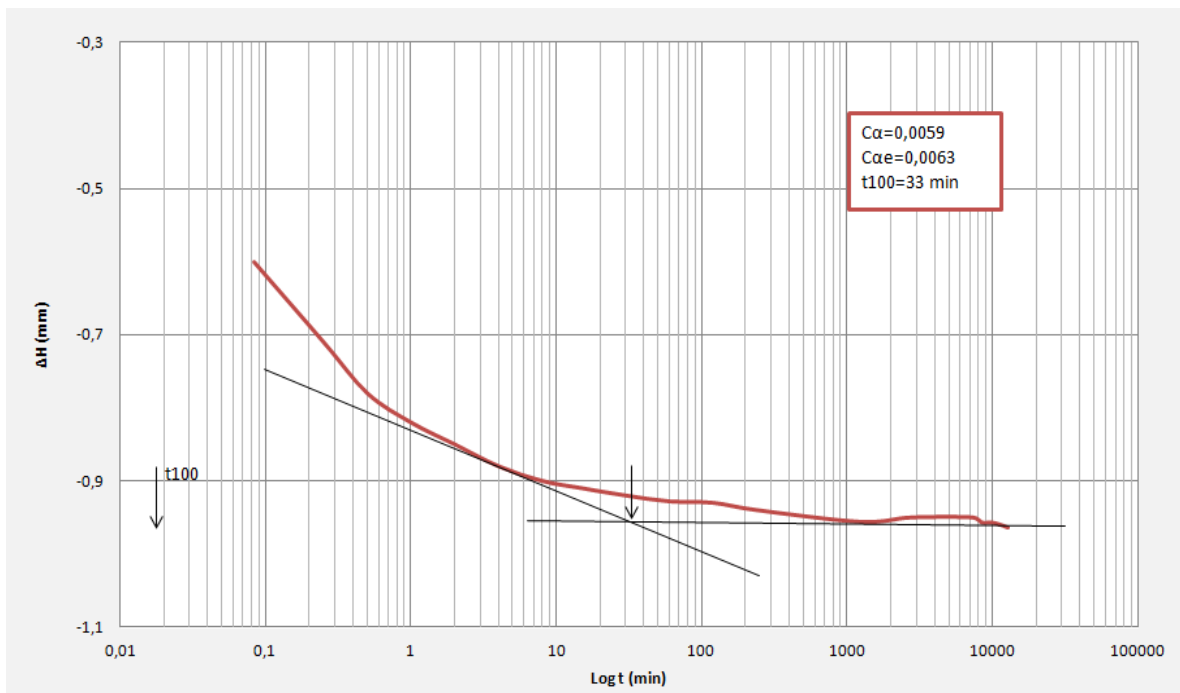


Figure A.8 : courbe de fluage série 03 (1200 Kpa)

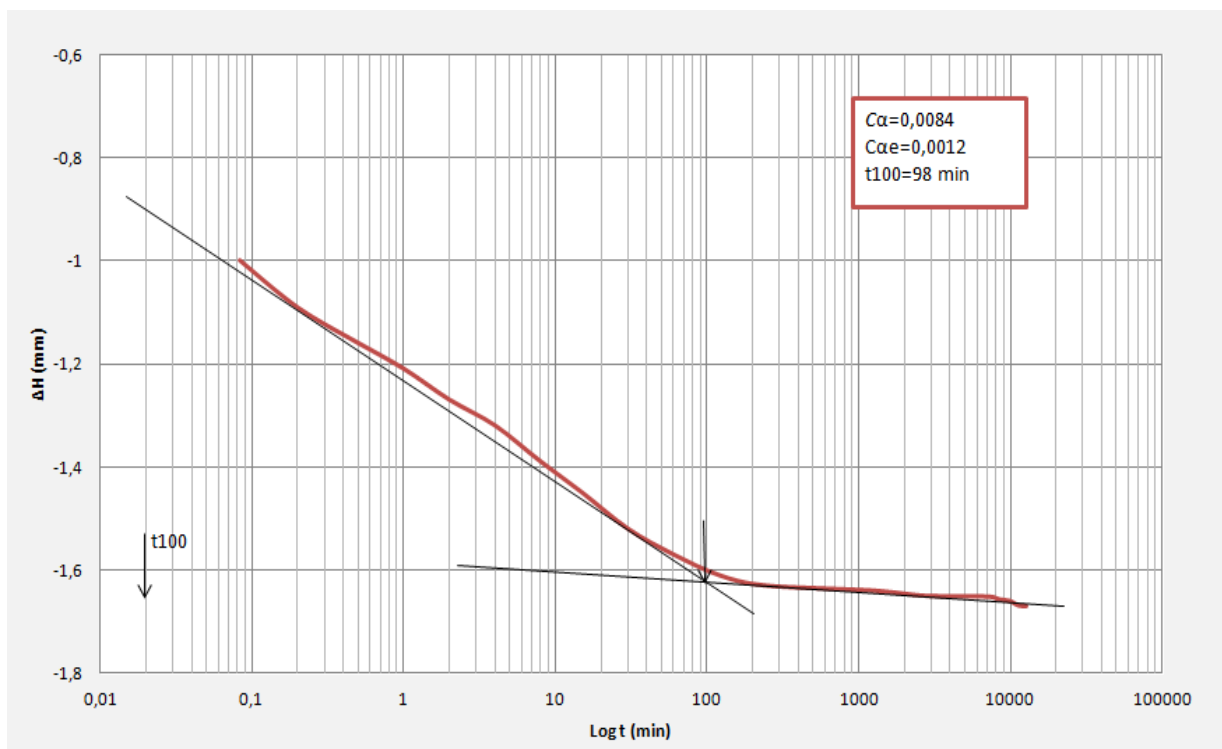


Figure A.9 : courbe de fluage série 03 (2400 Kpa)

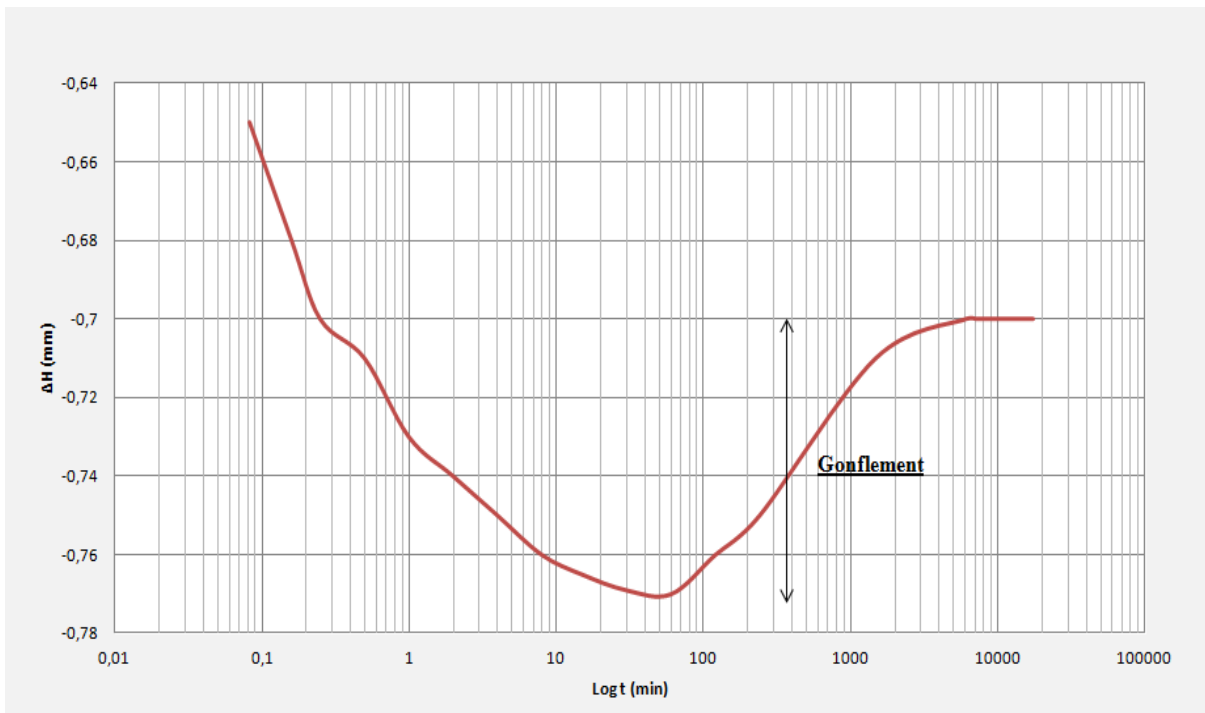


Figure A.10 : courbe de fluage série 04 (600 Kpa)

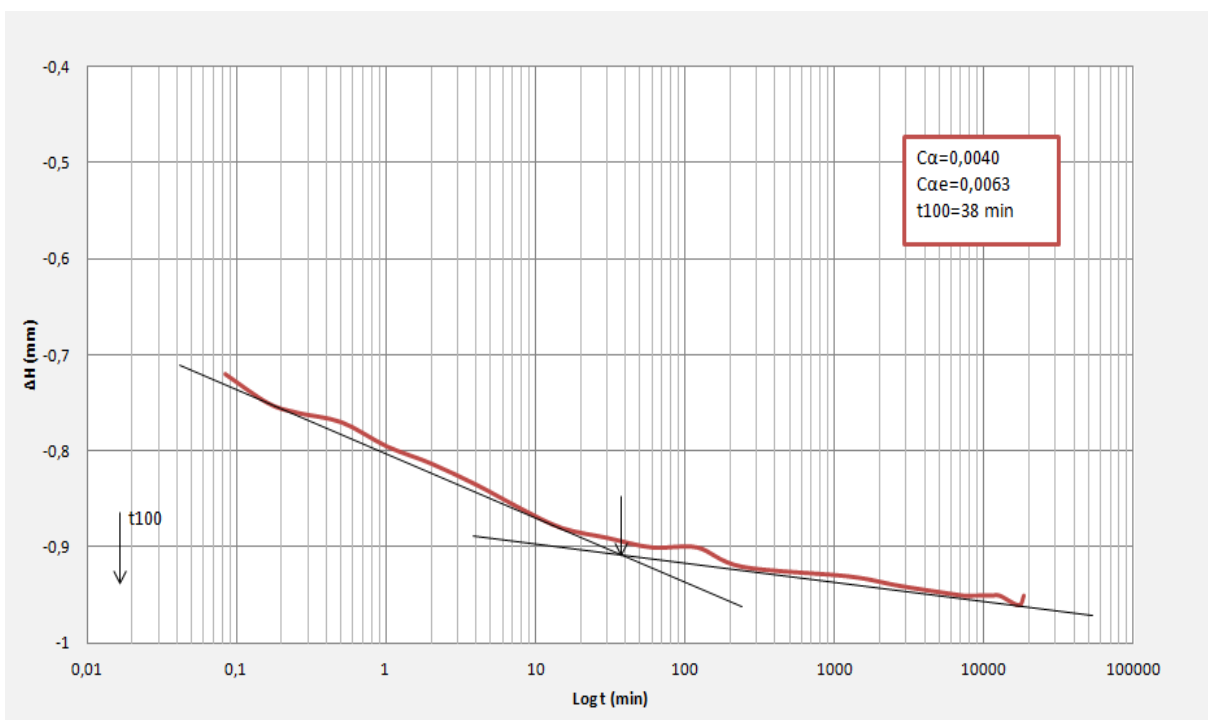


Figure A.11 : courbe de fluage série 04 (1200 Kpa)

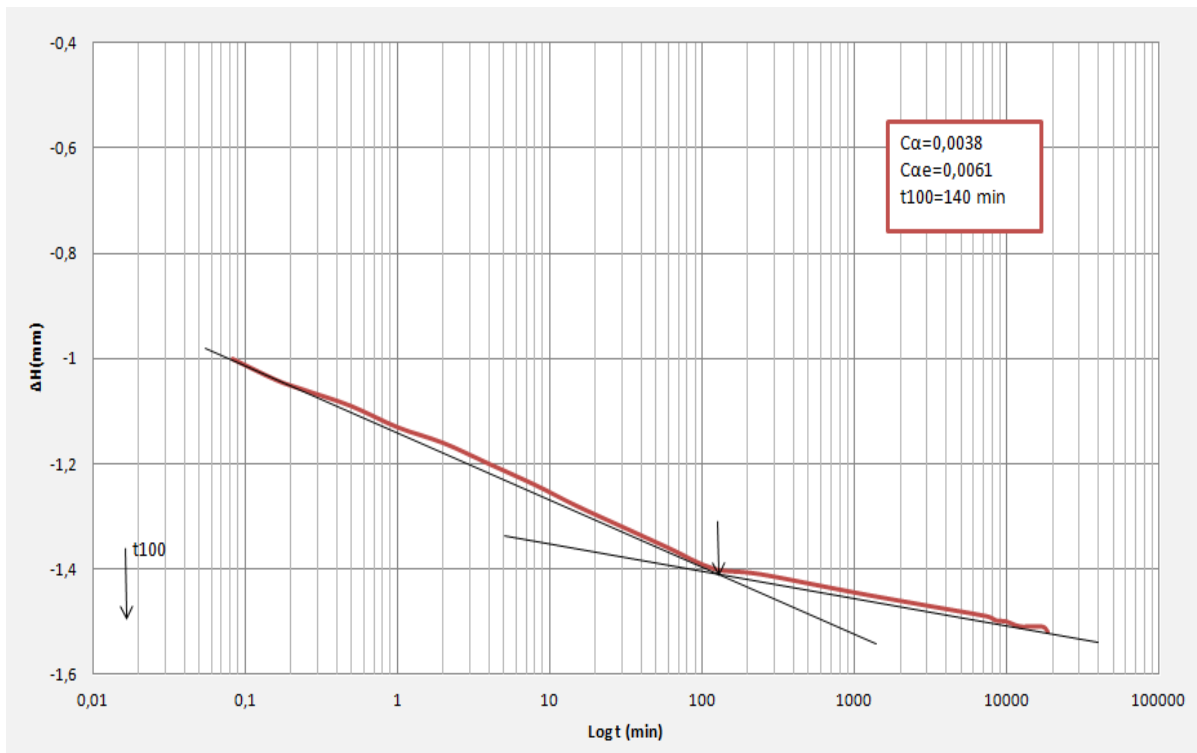


Figure A.12 : courbe de fluage série 04 (2400 Kpa)