



**Ministère de l'enseignement et de
la recherche scientifique**



**Université Mohamed Boudiaf - M'sila Faculté de
Technologie
Département de génie civil**

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention d'un diplôme de
MASTER**

FILIERE : GENIE CIVIL

Option : Géotechniques

Par : Ben Kharfia Salah et Magoura Seyfeddine

THEME

**Caractérisation d'une argile expansive
reconstituée à faible énergie
de compactage**

Soutenu publiquement le : 18/06/2018 devant le jury composé de :

Prof. MAHAMEDI Abdelkrim

Université de M'sila

Président

Prof. MEKKI Lakhdar

Université de M'sila

Encadreur

Prof. LAHMADI Azze eddine

Université de M'sila

Rapporteur

Prof. TALLAH Naoui

Université de M'sila

Examineur

Promotion : 2018.



Remerciements

Toute ma gratitude et remerciements vont à Allah le tout puissant qui m'a donné

la force, la patience, le courage et la volonté pour effectuer ce travail.

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

Monssieurs KHEMISSA Mohamed et MEKKI Lakhdar, à tous les deux

j'exprime mon respect.

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.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*Mon père et ma mère et ma grand-mère qui m'ont
toujours soutenu durant tous les périodes de vie, que Allah
le tout puissant*

Les protègent et les gardent.

Mes frères et mes sœurs Tous mes amis.

Tous les enseignants de génie civil.

A tous mes meilleurs amis et à toute la promotion 2018.

Ben Zharfia Salah

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents, qui sont la cause de mon existence

dans cette vie,

pour leur soutien, leur patience et leur amour qui m'ont

donné la force pour continuer mes études

A mes sœurs, à mes frères, à qui je souhaite une bonne

réussite dans leurs vies et une bonne continuation dans

leurs études bonne réussite dans sa dernière année d'étude

A toute ma grande famille, à tous mes amis et à tous mes

enseignants

Magoura Seyfeddine

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Liste des tableaux

Liste des figures

ملخص :	1
Résumé :	2
Abstract :	3
Introduction générale :	4
CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	
INTRODUCTION :	5
I-LES ARGILES.....	5
I-1-Définition :	5
I-2 Nature et structure des sols argileux :	5
I-2-1 Minéraux argileux :	5
I-2-1-1 le tétraèdre de silice $\text{SiO}_4(\text{Te})$:	6
I-2-1-2 l'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$:	6
I-3-Structure moléculaire des argiles :	6
I-3-1- Structure macroscopique des argiles:.....	7
a- La kaolinite $n[(\text{Si}_2\text{O}_5)\text{Al}_2(\text{OH})_4]:[1]$	7
b- L'illite $n[(\text{Si}_{4-n}\text{Al}_n\text{O}_{10})\text{Al}_2\text{K}_n(\text{OH})_4]:[1]$	8
c- La montmorillonite $n[(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{Al}_{5/3}\text{Mg}_{1/3}\text{Na}_{1/3}(\text{OH})_2):[1]]$	9
I-3-2 Les relations entre les minéraux argileux et l'eau :.....	10
a- Différents types d'eau :.....	11
I-3-3 La structure microscopique :	12
a- La structure floculée :.....	12
b- La structure dispersée :	12
I-4- Gonflement des argiles :.....	13
I-4-1- Le gonflement :	13
I-4-2 - Mécanismes de gonflement :.....	14
I-4-3- Gonflement interfoliaire et interparticulaire :	14
I-4-4- Relations entre la texture du matériau et le gonflement :.....	14
I-4-5-Définition de la texture d'un terrain :.....	14

I-4-6- Identification des sols gonflants :.....	16
I-4-6-1-Définition des paramètres de gonflement :.....	16
I-4-6-2-Méthodes indirectes d'identification :.....	17
I-4-6-2-1-Identification qualitative :.....	17
a-Classification des sols gonflants selon les paramètres géotechniques :.....	17
I-4-6-2-2 Identification quantitative (estimation des paramètres de gonflement)	21
I-4-6-3-Méthodes directes d'identification:	23
a- Méthode de gonflement libre :.....	23
b- Méthode de gonflement sous charges constantes :.....	24
c- Essai à volume constant :.....	24
I-4-6-4 Comparaison des différentes méthodes.....	25
CONCLUSIONS.....	26
CHAPITRE II : PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURES D'ESSAIS	
II.1- INTRODUCTION :	27
II.2- LOCALISATION DU SITE :	27
a-Essais d'identifications :.....	28
b-Essais mécaniques :.....	28
II-3-Essais d'identifications :.....	29
II-3- 1 - Analyse granulométrique tamisage (NF P 94-056).....	29
II-3- 2 - Analyse granulométrique sédimentométrie (NF P 94-057) :.....	29
II-3- 3 - Les limites d'Atterberg (NF P 94-051):.....	30
II-3- 4 - L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) :.....	31
II-4-Essais mécaniques :.....	32
II-4-1-Essais Proctor normal (NF P94-093) :.....	32
II-4-2-Essais de portance C.B.R (NF P 94-078) :.....	32
Essai C.B.R immédiat :.....	33
Essai C .B.R après imbibition :.....	34
II-4-3-Essai à la boîte de cisaillement directe (NF P 94-071-1):	34
II-4-4-Essais de compressibilité et de consolidation Œdométrique :.....	35
II-4-4-1-Appareillage :.....	36
II-4-4-2-Préparation des éprouvettes et exécution des essais :.....	37
II-4-4-3-Interprétation des résultats d'essais :.....	37
II-4-5-Essais de gonflement a l'Œdomètre :.....	39

Chapitre III: Présentation et analyse des résultats d'essais

Introduction	41
III- Résultats Des Essais	41
III-1- les essais d'identification	41
III-1-1- Analyse granulométrique	41
a-Analyse granulométrique par tamisage	41
b- Analyse granulométrique par sédimentométrie	43
III-1-2 Limites d'Atterberg	47
III-1-3 Essai au bleu de méthylène	48
III-2- Les essais mécaniques	49
III-2-1-essais Proctor normal de (KHEMISSA et al ; 2018):	49
III-2-2-Essai C.B.R immédiat et après imbibition	50
a-C.B.R immédiat	50
b- Essai C .B.R après imbibition	52
III-2-3 Essais de gonflement à l'œdomètre	56
III-2-4 Essais de compressibilité œdométriques	59
II-2-5 Essai de cisaillement direct	65
II-2-6 Essai de compression	69
III-4 CONCLUSIONS	75
CONCLUSION GENERALE	82

Références bibliographique

ملخص

تتدرج الدراسات المتقدمة في هذه المذكرة في اطار برنامج بحث حول سلوك التربة الناعمة الواقعة في ولاية المسيلة. ونهدف الى

تعيين الخصائص الفزيائية والميكانيكية التي تلعب دورا في تغيير حجم هذه التربة. تعرض هذه الدراسات حوصلة ببليوغرافية

لظاهرة انكماش وانتفاخ الترب الغضارية، ثم تعرض بعدها نتائج تجارب التعريف بالتربة، الضغط الأودومتري، انتفاخ التربة

الانتفاخية اخذت من بلدية سيدي هجرس (ولاية المسيلة). تبين هذه الدراسات ان الخصائص المتحصل عليها من التجارب

منسجمة وتلخص الى خاصية الانتفاخ العالي لهذه التربة المدروسة

كلمات مفتاح : تربة انتفاخيه، الضغط، الضغط الأودومتري، انتفاخ، انكماش، جفاف

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des sols fins situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Elle expose une synthèse bibliographique sur les phénomènes de gonflement des sols argileux. Elle présente et analyse ensuite les résultats des essais d'identification, de compressibilité, de gonflement sur une argile expansive prélevée dans la commune de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila) et compactés à l'O.P.N. Cette étude montre que les valeurs des paramètres déduits de ces essais sont concordantes et conclut au caractère très gonflant des sols étudiés.

Mots clés : argile expansive, compactage, compressibilité, gonflement.

Abstract

The study presented in this memory is fitted into a research program on the behavior of soils located in the wilaya of M'sila, with objectives to determine their physical and mechanical parameters in relation with variation of their volume. Bibliographical synthesis on shrinking-swelling of clayey soils is exposed. Results test of identification, compressibility, swelling and shrinking on expansive clay taken from the town of Sidi Hadjrès (wilaya M'sila) and compacted to the l'O.P.N. This study shows that values of parameters deducted from these tests are in agreement and concludes to character very swelling of studied soils.

Key words : clay expansive, compaction , compressibility , swelling , shrinking.

Notation

W_L : Limite de liquidité (%).

W_P : Limite de plasticité (%).

I_P : Indice de plasticité (%).

V_B : Valeur de bleu (cm³).

S.S.T : surface (m² /g).

Ac : activité d'une argile.

W_{opt}: La teneur en eau à l'optimum Proctor normal (%).

γ_{dopt}: La masse volumique sèche à l'optimum Proctor (Kg/m³).

C.B.R.: California Bearing Ratio.

IPI: l'indice de portance immédiat(%).

ICBR : l'indice de portance imbibé (%).

C_v : coefficient de consolidation.

e : l'indice des vides.

C : cohésion (KN).

Φ : l'angle de frottement (°).

v : coefficient de poisson.

Cc : l'indice de compression(%).

Cg : l'indice de gonflement (%).

σ'_p: la pression de pré consolidation (KN).

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001) [12]	9
Tableau I-2 : Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux.....	10
Tableau I-3 : Potentiel de gonflement d'aprèsAlmeyer (1955)	18
Tableau I-4 Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962).....	18
Tableau I-5 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)	18
Tableau I-6 : Potentiel de gonflement d'après Snethen.....	18
Tableau I-7:Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment(1980).	19
Tableau I-8 : Potentiel de gonflement d'après Chen (1988).....	19
Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956).....	21
Tableau I-10 : Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)[9].	21
Tableau I-11 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000). [8].....	21
Tableau I-12 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g), [2].....	22
Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01	41
Tableau III-2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.....	42
Tableau III-3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03.....	42
Tableau III-4 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage..	42
Tableau III-5: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1	43
Tableau III-6 : Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2.....	43
Tableau III-7 : Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3.....	44
Tableau III-8 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie	44
Tableau III-9 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).....	45
Tableau III-10- La valeur de plasticité l'essai N°1.....	47
Tableau III-11- la valeur de plasticité l'essai N°2.....	47
Tableau III-12- la valeur de plasticité l'essai N°3.....	48
Tableau III-13 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg	48
Tableau III-14 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache	48
Tableau III-15- Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.....	49
Tableau III-16 : Résultats de l'essai C.B.R immédiat N° (1+2+3).....	50
Tableau III-17 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.....	50
Tableau III-18 : Résultats de l'essai C.B.R imbibition N°(1+2+3).....	53
Tableau III-19 : valeur de l'indice C.B.R. après imbibition.....	53

Tableau III-20 valeur du gonflement linéaire $g(\%)$ après imbibition.....	53
Tableau III-21 Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.....	56
Tableau III-22 Valeurs de c_{as} et t_{100} déterminées par la méthode du CEBTP.....	56
Tableau III-23 Résultats des essais de compressibilité œdométriques.....	60
Tableau III-24- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.....	65
Tableau III-25- Récapitulatif des résultats des essais compression.....	69

Liste des figures

Figure I-1 : Couche tétraédrique.....	6
Figure I-2 : Couche octaédrique.....	6
Figure I.3: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976)	7
Figure I -4: Schéma de la particule de kaolinite	8
Figure I -5 : Schéma de la particule d'illite.....	8
Figure I -6 : Schéma de la particule de montmorillonite.....	9
Figure I -7 : Structure de l'eau.....	11
Figure I -8 : Différentes structures d'argiles.....	13
Figure I -9 : Les différentes structures microscopiques des argiles.....	13
Figure I -10 : Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974) [11].....	15
Figure I -11 : La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988).....	19
Figure I -12 : Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980) [10].....	20
Figure I -13 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).....	20
Figure I -14 : Essais de gonflement libre [4].....	23
Figure I -15 : Essais de gonflement en parallèle [4].....	24
Figure I -16 : Essai de gonflement à volume constant [4].....	25
Figure II-1 : Image satellite prise le 24 aout 2011, (Source Google Earth).....	28
Figure II-2 : Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).....	29

Figure II-3 : Essai Analyse granulométrique (par sédimentométrie).....	30
Figure II-4 : Appareillage de limites d'Atterberg.....	30
Figure II-5 : Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.....	31
Figure II-6 : Valeurs de bleu de quelques sols.....	31
Figure II-7 : Essai au bleu de méthylène.....	31
Figure II-8 : moule C.B.R.....	32
Figure II-9 : Appareil de poinçonnement.....	33
Figure II-10 : Imbibition des essais de C.B.R.....	34
Figure II-11 : appareille de cisaillement direct.....	35
Figure II-12 : Coupe schématique d'une cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.....	36
Figure II-13 : Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).....	38
Figure II-14 : Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par la méthode de Taylor (Magnan et al., 1985).....	39
Figure II-15 : Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par la méthode classique de Casagrande.....	39
Figure II-16 : Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP	
Figure II-17 : Courbes de gonflement.....	40
Figure III-1- Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).....	46
Figure III-2- Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°1.....	47
Figure III-3- Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°2.....	47
Figure III-4- Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°3.....	48
Figure III-5- Courbes d'essais Proctor normal de (M. KHEMISSA et AL).....	49
Figure III- 6- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°1.....	51
Figure III- 7- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°2.....	51
Figure III- 8- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°3.....	52
Figure III- 9- Courbes des essais des C.B.R immédiat.....	52
Figure III-10- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°1.....	53
Figure III- 11- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°2.....	54
Figure III- 12- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°3.....	54

Figure III -13- Courbes des essais des C.B.R imbibition.....	56
Figure III -14- Courbes des essais des C.B.R immédiat et imbibition.....	56
Figure III-15 Essai de gonflement n°1 (méthode du CEBTP)	57
Figure III-16 : Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP)	57
Figure III-17 Essai de gonflement n°1 $\Delta H/H_0$ on fonction de log t (méthode du CEBTP)	58
Figure III-18 : Essai de gonflement n° 2 $\Delta H/H_0$ on fonction de log t (méthode du CEBTP).....	58
Figure III-20 Courbe de la méthode de calcul t_{90} (min).....	60
Figure III-21 Courbe de compressibilité (essai n° 1)	61
Figure III-22 Courbe de perméabilité (essai n° 1)	61
Figure III-21 Courbe de consolidation (essai n° 1)	62
Figure III-23 Courbe de consolidation (essai n° 1)	62
Figure III-24 Courbe de compressibilité (essai n° 2)	63
Figure III-25 Courbe de perméabilité (essai n° 2)	63
Figure III-26 Courbe de consolidation (essai n° 2)	64
Figure III-27 Courbe de consolidation (essai n° 2)	64
Figure III-28- Courbe d'essai cisaillement direct.....	65
Figure III-29- Courbe d'essai N°1 cisaillement direct.....	66
Figure III-29- Courbe contrainte/déformation N°1.....	66
Figure III-31- Courbe d'essai N°2 cisaillement direct.....	67
Figure III-30- Courbe contrainte/déformation N°2.....	67
Figure III-33- Courbe d'essai N°3 cisaillement direct.....	68
Figure III-31- Courbe contrainte/déformation N°3.....	68
Figure III-32- Courbes des essais de compression.....	69
Figure III -34- Courbes moyenne des essais des compression.....	70
Figure III-36 : Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)	71
Figure III-37 : Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).....	72
Figure III-39 : Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).....	72

Chapitre III**Présentation et analyse des résultats d'essais****III.1 : Introduction :**

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté des essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, des essais de C.B.R et des essais d'ultrason pour l'identification des paramètres des sols étudiés. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons découpés dans des blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor modifiée de côté sec de l'optimum.

Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie et la méthode d'interprétation des résultats d'essais adoptée s'inspire beaucoup des connaissances acquises sur les sols gonflants à travers le monde.

III- Résultats Des Essais :**III-1- les essais d'identification :****III-1-1- Analyse granulométrique :****a-Analyse granulométrique par tamisage :**

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

- Essai N°1

Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01.

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2.5	2.16	2.16	0.72	99.28
1.25	1.62	3.78	1.26	98.74
0.63	0.63	4.41	1.47	98.53
0.32	0.75	5.16	1.72	98.28
0.16	2.16	7.32	2.44	97.56
0.08	2.76	10.08	3.36	96.64

- Essai N°2

Tableau III-2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.16	1.16	0.39	99.61
1,25	1.09	2.25	0.75	99.25
0,63	0.18	2.43	0.81	99.19
0,315	2.46	4.89	1.63	98.37
0,16	0.57	5.46	1.82	98.18
0,08	3.24	8.70	2.90	97.10

- Essai N°3

Tableau III-3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.20	1.20	0.40	99.60
1,25	0.20	1.40	0.47	99.53
0,63	2.90	4.30	1.43	98.57
0,315	1.60	5.90	1.97	98.03
0,16	0.40	6.30	2.10	97.90
0,08	4.20	10.50	3.50	96.50

Le tableau III- 4 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique :

Tableau III- 4: Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.

Tamis(mm)	Tamisâtes %			Moyenne
	ESSAI n1	ESSAI n2	ESSAI n3	
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2,5	99.28	99.61	99.60	99.50
1,25	98.74	99.25	99.53	99.17
0,63	98.53	99.19	98.57	98.76
0,315	98.28	98.37	98.03	98.23
0,16	97.56	98.18	97.90	97.88
0,08	96.64	97.10	96.50	96.75

b-Analyse granulométrique par sédimentométrie :

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique par sédimentométrie et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III-5: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisé par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0268	22.0000	0.01312	12.0160	64	1,0000000	106.41	95.91
1	1.0266	22.0000	0.01312	12.0920	46	1,0000000	105.62	95.19
2	1.0265	22.0000	0.01312	12.1300	32	1,0000000	105.22	94.84
5	1.0263	22.0000	0.01312	10.8060	19	1,0000000	104.43	94.12
10	1.0262	22.0000	0.01312	10.8440	14	1,0000000	104.03	93.76
20	1.0262	22.0000	0.01312	10.8440	10	1,0000000	104.03	93.76
40	1.0261	22.0000	0.01312	10.8820	7	1,0000000	103.63	93.40
80	1.0260	21.0000	0.01328	10.9200	5	1,0000000	103.24	93.05
240	1.0230	21.0000	0.01328	12.0600	3	1,0000000	91.32	82.31
1440	1.0102	1.0162	0.01316	14.6440	1	1,0000000	64.34	57.97

Tableau III-6: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisé par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0260	19.1000	0.013610	12.3200	68	1.0000000	103.24	93.05
1	1.0255	19.2000	0.013610	12.5100	48	1.0000000	101.25	91.26
2	1.0255	19.3000	0.013610	12.5100	34	1.0000000	101.25	91.26
5	1.0252	19.0000	0.013610	11.2240	20	1.0000000	100.06	90.18
10	1.0250	19.2000	0.013610	11.3000	14	1.0000000	99.26	89.47
20	1.0247	19.1000	0.013610	11.4140	10	1.0000000	98.07	88.39
40	1.0240	19.4000	0.013610	11.6800	7	1.0000000	95.29	85.89
80	1.0232	19.1000	0.013610	11.9840	5	1.0000000	92.12	83.03
240	1.0170	18.5000	0.013780	14.3400	3	1.0000000	67.50	60.84
1440	1.0120	19.3000	0.013610	16.2400	1	1.0000000	47.65	42.94

Tableau III-7: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisa par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0259	21.4000	0.013280	12.3580	66	1.0000000	102.84	92.69
1	1.0259	22.0000	0.013120	12.3580	46	1.0000000	102.84	92.69
2	1.0258	22.0000	0.013120	12.3960	33	1.0000000	102.44	92.33
5	1.0257	21.4000	0.013280	11.0340	20	1.0000000	102.04	91.97
10	1.0257	21.3000	0.013280	11.0340	14	1.0000000	102.04	91.97
20	1.0256	21.2000	0.013280	11.0720	10	1.0000000	101.65	91.61
40	1.0250	21.2000	0.013280	11.3000	7	1.0000000	99.26	89.47
80	1.0230	21.0000	0.013280	12.0600	5	1.0000000	91.32	82.31
240	1.0180	20.3000	0.013440	13.9600	3	1.0000000	71.47	64.42
1440	1.0140	19.1000	0.013610	15.4800	1	1.0000000	55.59	50.10

Le tableau III-8 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique sédimentométrique.

Tableau III-8 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie.

Tamis		Tamisas (%)			
Mm	µm	essai 01	essai 02	essai 03	moy
0,067	66	95.91	93.05	92.69	93.881
0,048	47	95.19	91.26	92.69	93.046
0,034	34	94.84	91.26	92.33	92.807
0,021	20	94.12	90.18	91.97	92.092
0,015	15	93.76	89.47	91.97	91.734
0,011	11	93.76	88.39	91.61	91.257
0,008	8	93.40	85.89	89.47	89.587
0,005	6	93.05	83.03	82.31	86.127
0,003	3	82.31	60.84	64.42	69.188
0,001	1	57.97	42.94	50.10	50.340

Le tableau III-9 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie

Tableau III-9 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

Tamis (mm)	Tamisas (%)			
	Essai 01	Essai 01	Essai 01	Moy
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2.5	99.28	99.61	99.60	99.50
1.25	98.74	99.25	99.53	99.17
0.63	98.53	99.19	98.57	98.76
0.32	98.28	98.37	98.03	98.23
0.16	97.56	98.18	97.90	97.88
0.08	96.64	97.10	96.50	96.75
0.066	95.91	93.05	92.69	93.88
0.047	95.19	91.26	92.69	93.05
0.034	94.84	91.26	92.33	92.81
0.02	94.12	90.18	91.97	92.09
0.015	93.76	89.47	91.97	91.73
0.011	93.76	88.39	91.61	91.26
0.008	93.40	85.89	89.47	89.59
0.006	93.05	83.03	82.31	86.13
0.003	82.31	60.84	64.42	69.19
0.001	57.97	42.94	50.10	50.34

Les courbes d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie) sont présentées en figure (III-1).

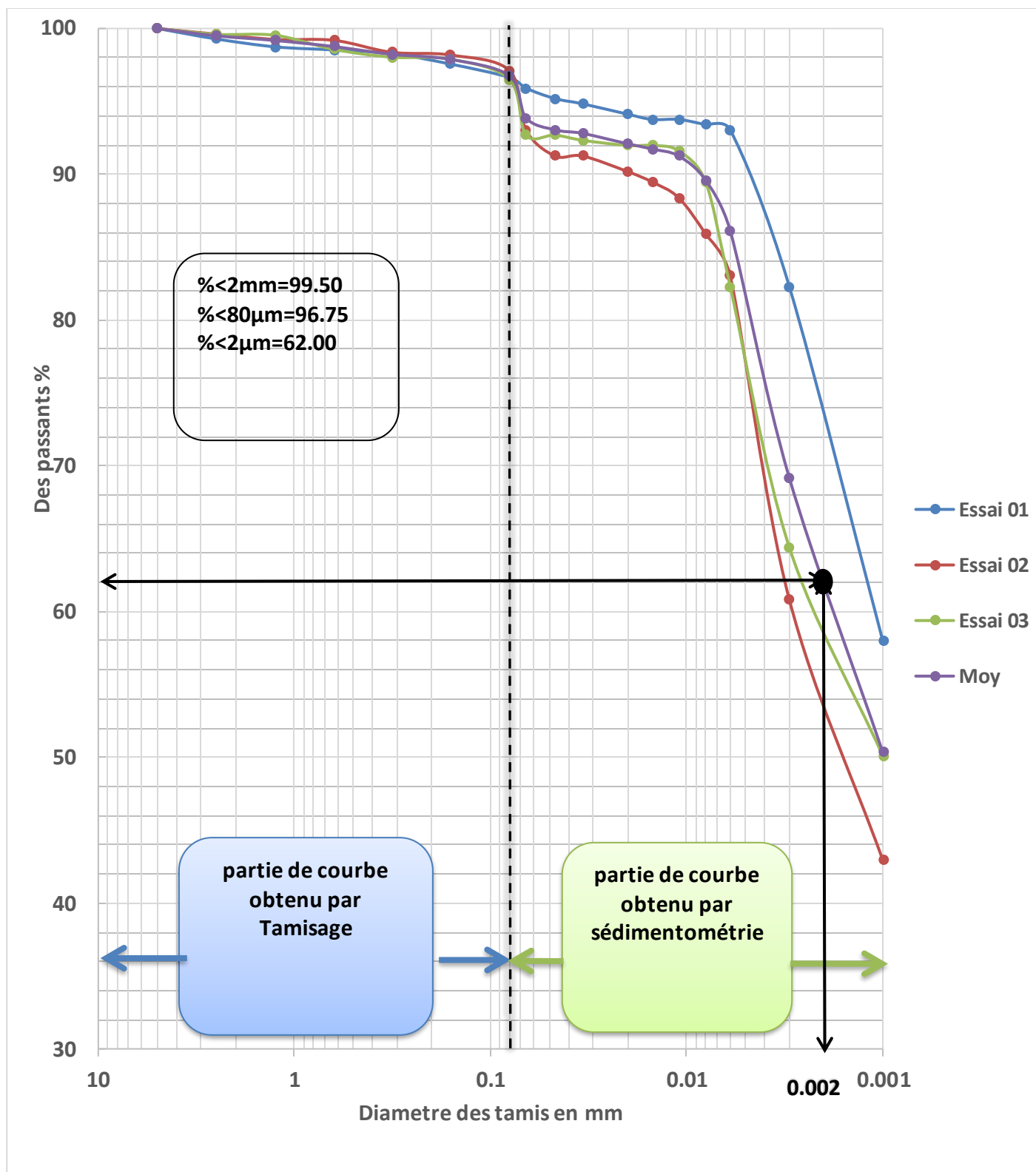


Figure III-1 Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

III-1-2 Limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limite de constance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols.

Trois (3) séries d'essais ont été réalisés pour la détermination des limites d'Atterberg.

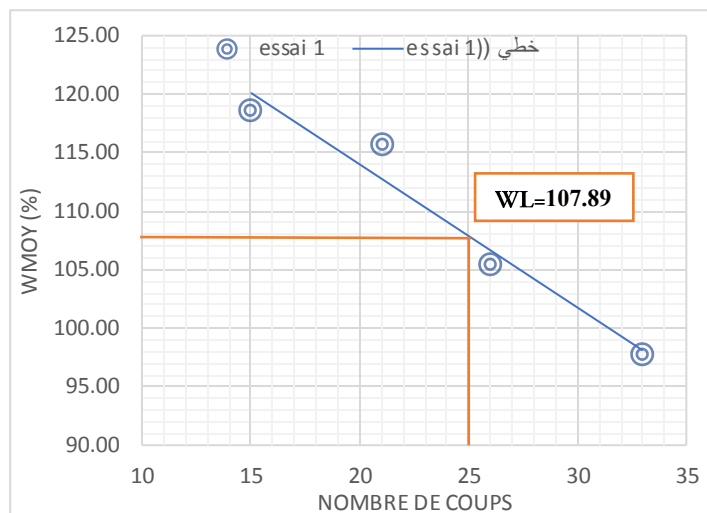


Figure III-2 Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°1.

Tableau III-10 : La valeur de plasticité l'essai N°1 .

Tare	1	2	3	4
W (%)	41.11	50.11	43.34	40.69
WP	43.81			

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 64.07$.

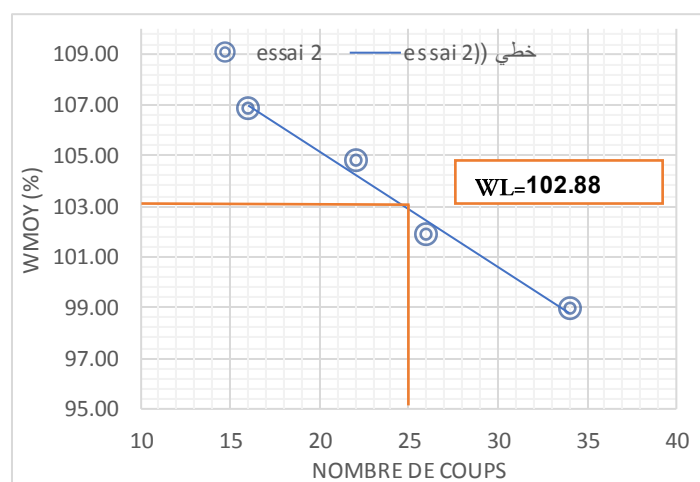


Figure III-3 Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°2.

Tableau III-11 : la valeur de plasticité l'essai N°2.

Tare	1	2	3	4
W (%)	44.96	43.94	43.33	41.84
WP	43.52			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 59.36$.

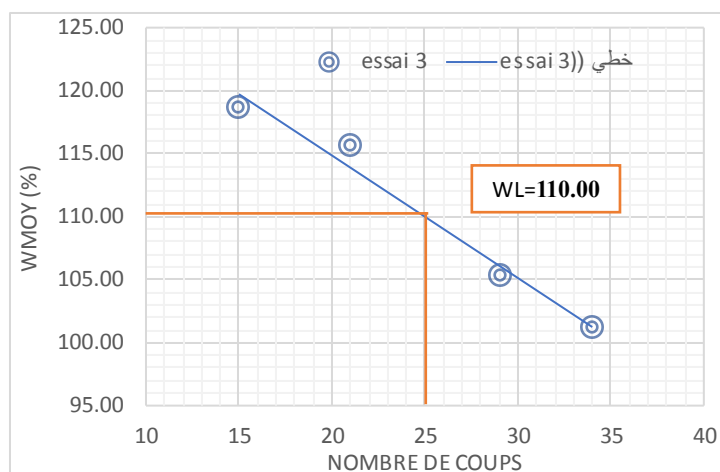


Figure III-4- Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°3.

Tableau III-12- la valeur de plasticité l'essai N°3.

Tare	1	2	3	4
W (%)	41.58	42.92	49.04	45.91
WP	44.86			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 65.13$.

Le tableau (III-13) présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg.

Tableau III-13 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

Essai N°	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)
1	107.89	43.81	64.07
2	102.88	43.52	59.36
3	110.00	44.86	65.13
La Moyenne	106.92	62.85	62.85

II-1-3 Essai au bleu de méthylène :

On a réalisé Trois (3) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau (III-14) :

Tableau III-14 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	La surface spécifique (m ² /g)
Essai 1	30.00	370.00	12.33	259.00
Essai 2	30.00	345.00	11.50	241.50
Essai 3	30.00	360.00	12.00	252.00
Moyenne		358.33	11.94	250.83

Tableau III-15 : Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.

Paramètres	Symbole	Unités	Valeurs
Limite de liquidité	WL	%	106.92
Limite de plasticité	Wp	%	45.61
Indice de plasticité	IP	%	61.31
Eléments inférieurs à 80 µm		%	96.75
Eléments inférieurs à 2 µm	C2	%	62.00
Valeur du bleu de méthylène	VBS	g/cm³	11.94
la surface spécifique	SST	(m²/g)	250.83

III-2- Les essais mécaniques :

III-2-1-essais Proctor normal de (KHEMISSA et al ; 2018).

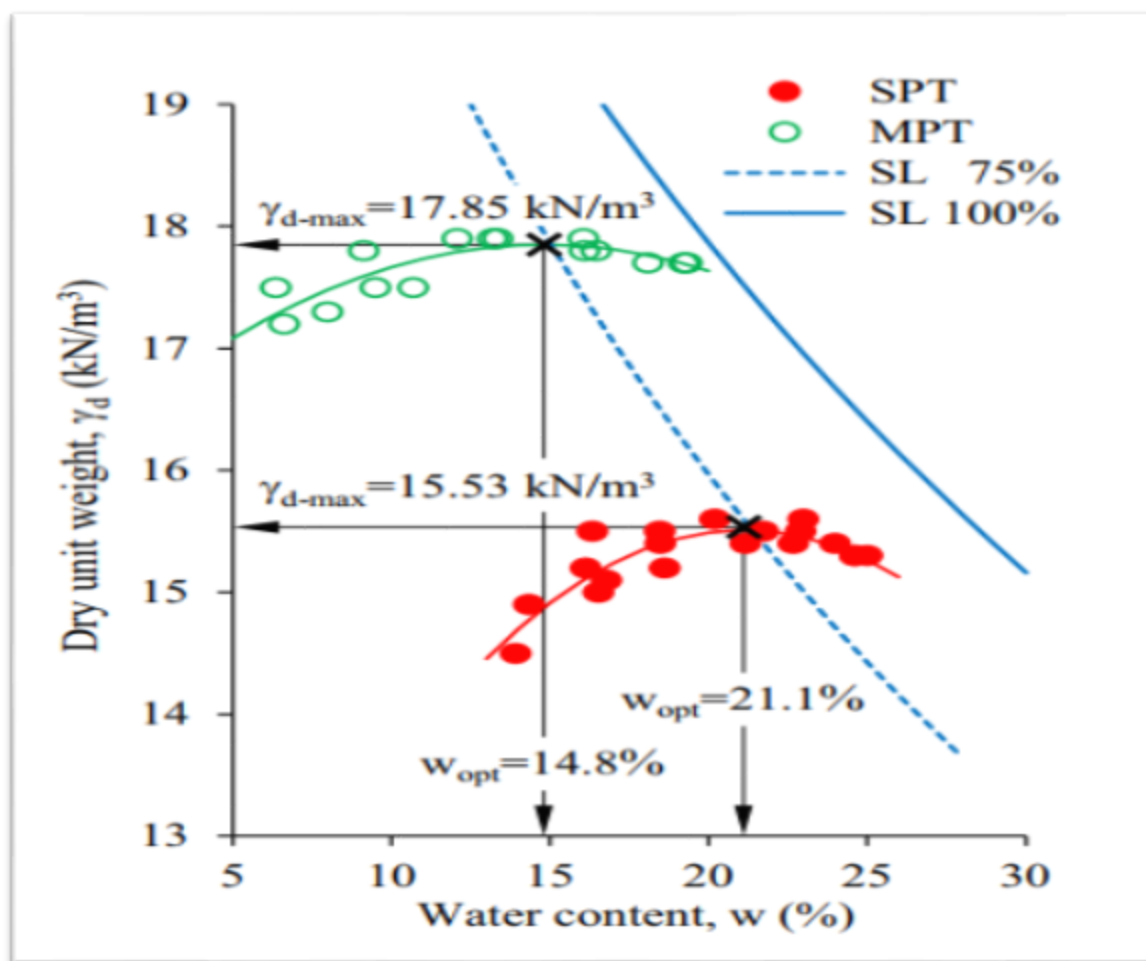


Figure III-5- Courbes d'essais Proctor normal de (KHEMISSA et al ; 2018).

La teneur en eau à l'optimum Proctor normal $W_{opt}=21.1\%$ et la masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal $\gamma_{opt} = 15.53\text{kN/m}^3$.

III-2-2-Essai C.B.R immédiat et après imbibition :

Deux séries d'essais ont été réalisées, la première pour l'essai C.B.R immédiat et le second pour l'essai C.B.R après imbibition.

a-C.B.R immédiat

Le tableau (III-16) présentent valeurs des forces de pénétration en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R immédiat d'une éprouvette témoin confectionnée aux caractéristiques optimums Proctor modifiée .

Tableau III-16 : Résultats de l'essai C.B.R immédiat N° (1+2+3).

Temps	Enfoncement(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0.5	0.625	1.211	1.027	1.100	1.113
1	1.25	1.722	1.347	1.565	1.545
1.5	2	2.168	1.633	1.899	1.900
2	2.5	2.317	1.740	2.032	2.030
4	5	2.737	2.217	2.452	2.469
6	7.5	3.011	2.574	2.699	2.761
8	10	3.144	2.757	2.844	2.915

Le tableau (III- 17) résume les résultats des essais du C.B.R immédiat effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-17 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
CBR Index (2.5):	17.36	13.03	15.22	15.20
CBR Index (5.0):	20.50	16.61	18.37	18.49

La courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin

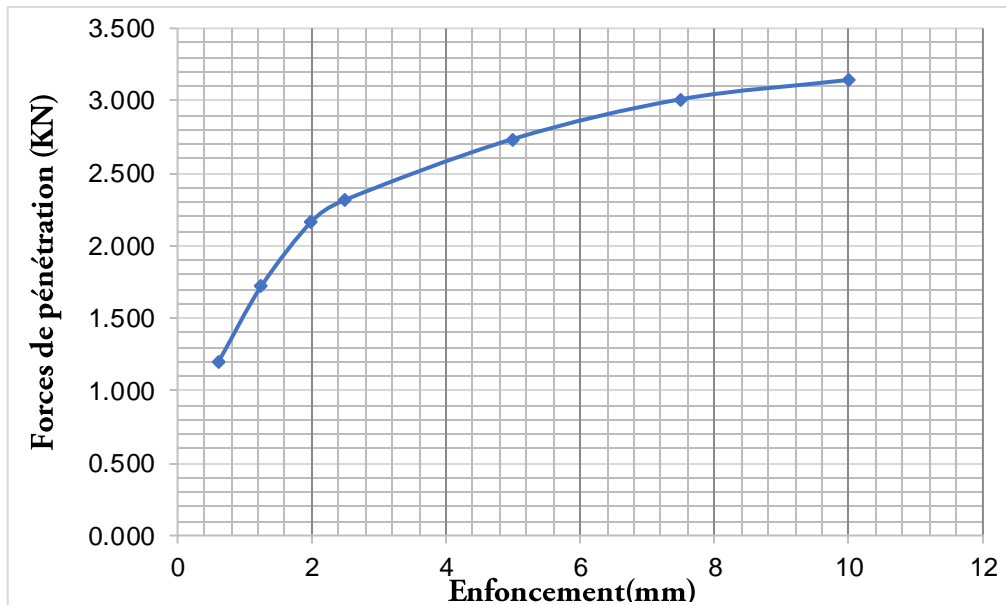


Figure III- 6- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°1.

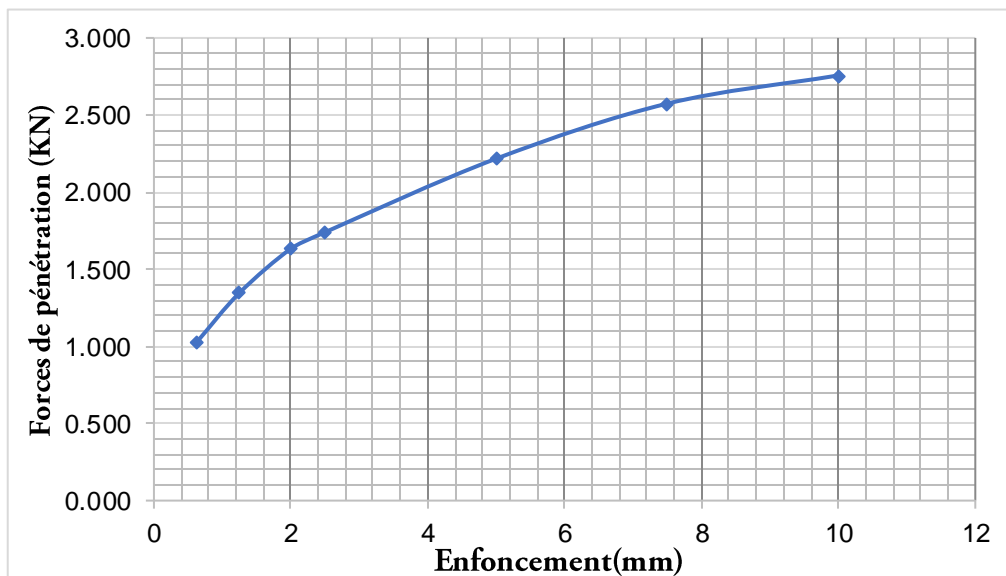


Figure III- 7- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°2.

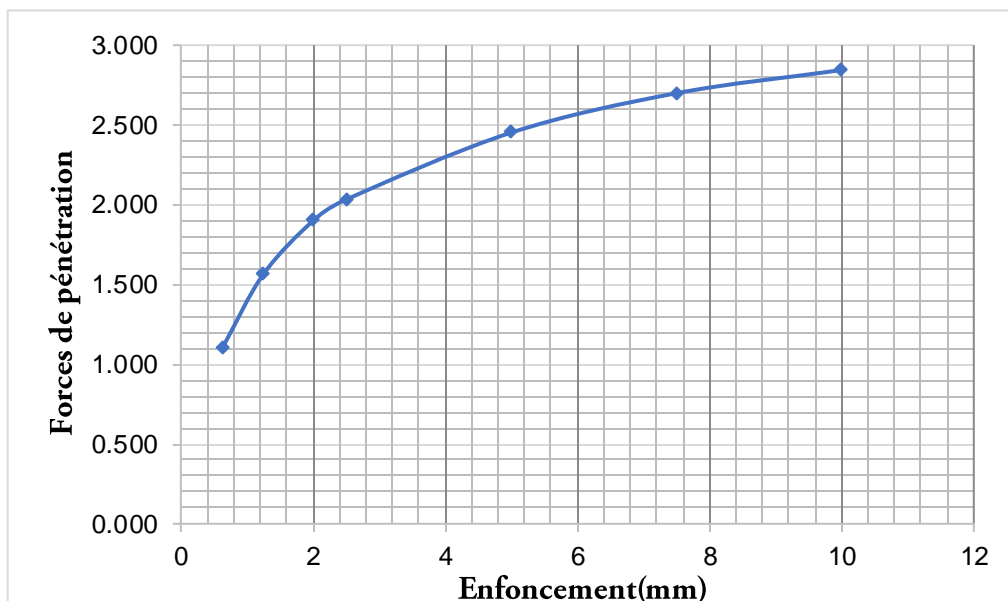


Figure III- 8- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°3.

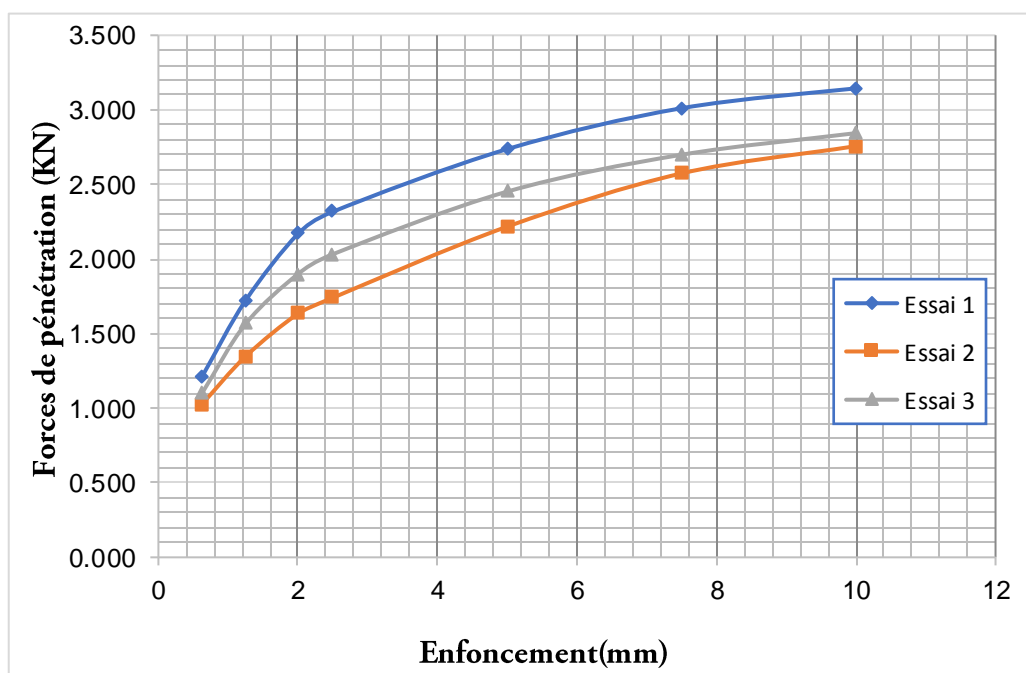


Figure III- 9- Courbes des essais des C.B.R immédiat.

L'indice C.B.R immédiat maximum recherché qui correspond à l'indice de 5 mm défoncement est égale à 20.50%.

b- Essai C .B.R après imbibition :

Les tableaux (III-18) présentent valeurs des forces de pénétration on fonction des enfoncements et L'indice C.B.R imbibition (04 jours) d'un éprouvette témoin confectionnée aux caractéristique optimums Proctor modifie.

Tableau III-18 : Résultats de l'essai C.B.R imbibition N° (1+2+3).

Temps	Enfoncement(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0.5	0.625	0.120	0.091	0.135	0.115
1	1.25	0.145	0.106	0.170	0.140
1.5	2	0.167	0.124	0.200	0.164
2	2.5	0.181	0.135	0.218	0.178
4	5	0.227	0.167	0.275	0.223
6	7.5	0.271	0.191	0.349	0.270
8	10	0.320	0.213	0.415	0.316

Le tableau (III- 19) et (III- 20) résume les résultats des essais du C.B.R imbibition, effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-19 : valeur de l'indice C.B.R. après imbibition.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
CBR Index (2.5) :	1.356	1.011	1.633	1.333
CBR Index (5.0) :	1.139	0.838	1.380	1.119

Tableau III-20 : valeur du gonflement linéaire g (%) après imbibition.

Le gonflement linéaire G%	9.14	10.24	8.01
Moy	9.13		

La courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin

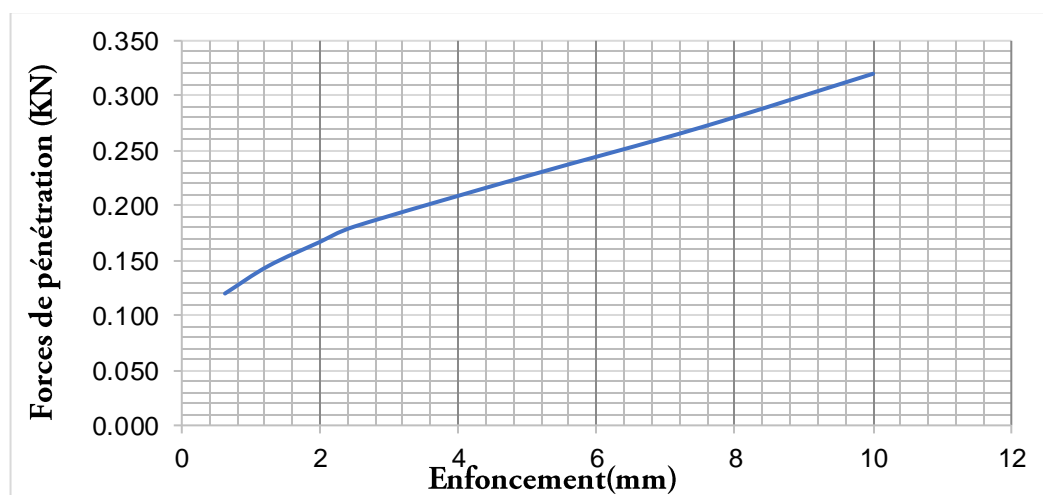


Figure III-10 Courbe d'essai de C.B. imbibition N°1.

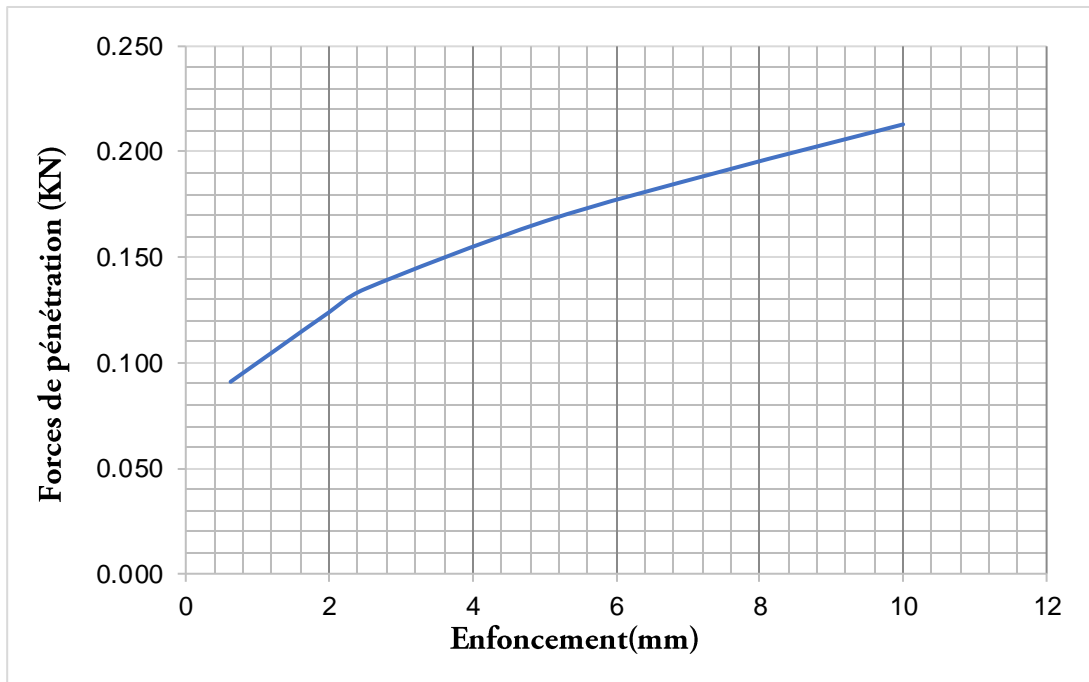


Figure III- 11- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°2.

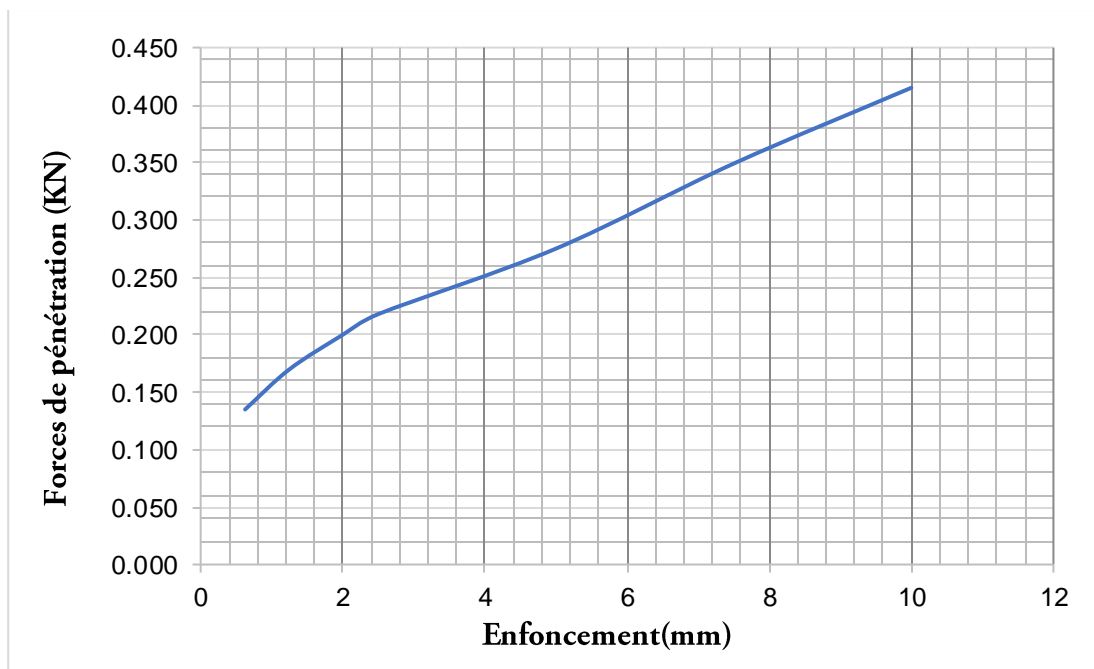


Figure III- 12- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°3.

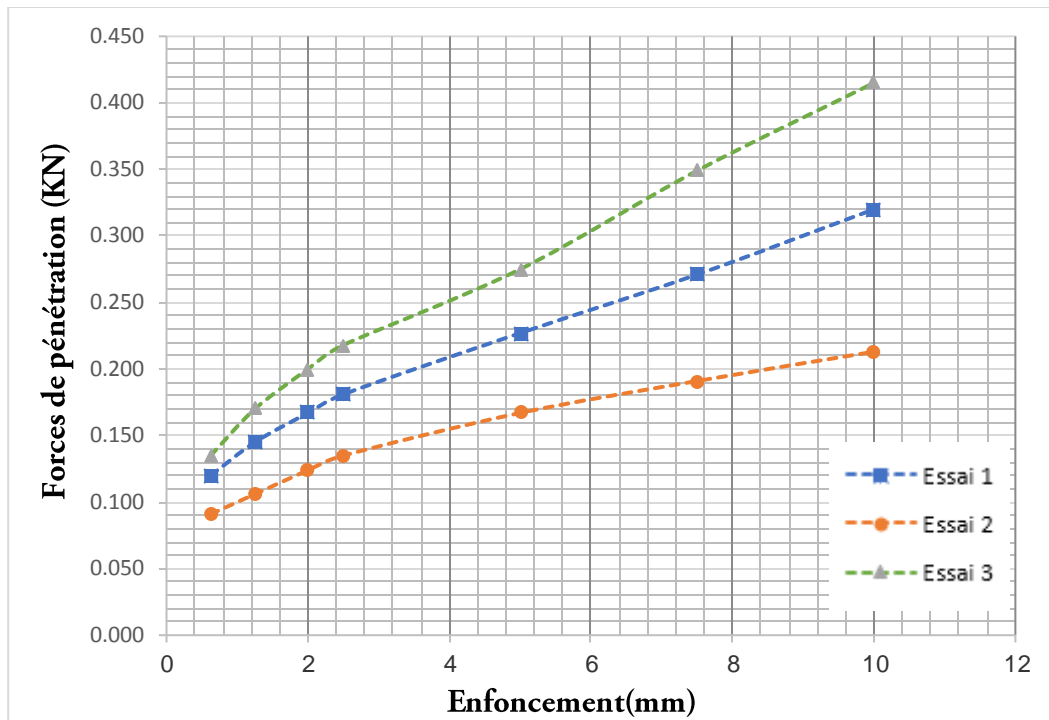


Figure III -13- Courbes des essais des C.B.R imbibition.

L'indice C.B.R imbibition maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm défoncement est égal à 1.33 % et un taux de gonflement linéaire égal 9.13 %.

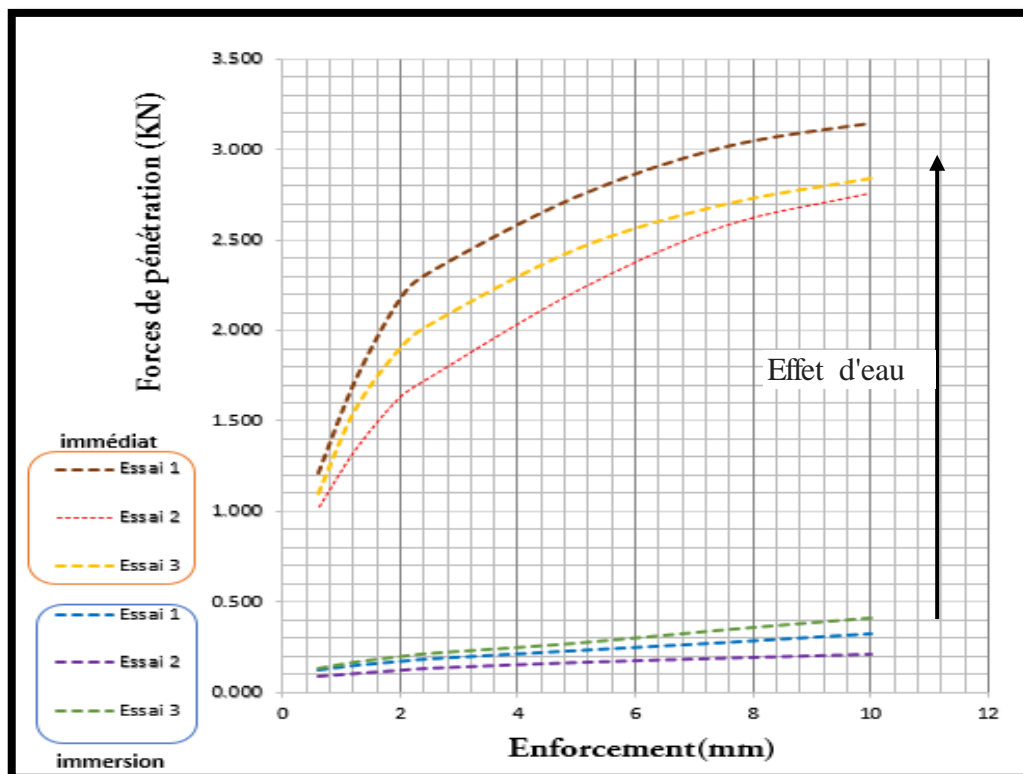


Figure III -14- Courbes des essais des C.B.R immédiat et imbibition.

III-2-3 Essais de gonflement à l'œdomètre :

• Méthode du CEBTP :

Les courbes de gonflement (e , $\lg\sigma$) et de cinétique de gonflement ($\Delta H/H_0$, $\lg t$) sont présentées sur les figures (III-17, III-18). Les valeurs de la pression de gonflement σ_g et de l'amplitude de gonflement ε_g déterminées pour chaque essai et leurs valeurs moyennes sont présentées dans le tableau (III-21). Les valeurs de $c\alpha s$ et t_{100} sont présentées dans le tableau (III-22).

Tableau III-21 : Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.

Essai N°	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W (%)	e_0	ε_g (%)	σ_g (kPa)
1	19,3	15.95	21,1	0.6991	18.058	300
2	19,2	15.83	21,1	0.6703	11.789	250
Moyenne	19,6	16.45	21,1	0.6847	14.178	275

Tableau III-22 : Valeurs de $c\alpha s$ et t_{100} déterminées par la méthode du CEBTP.

Essai N° 01			Essai N° 02		
σ (kPa)	t_{100} (min)	$c\alpha s$	σ (kPa)	t_{100} (min)	$c\alpha s$
5.1	2000	0.0298	5.1	1150	0.0161

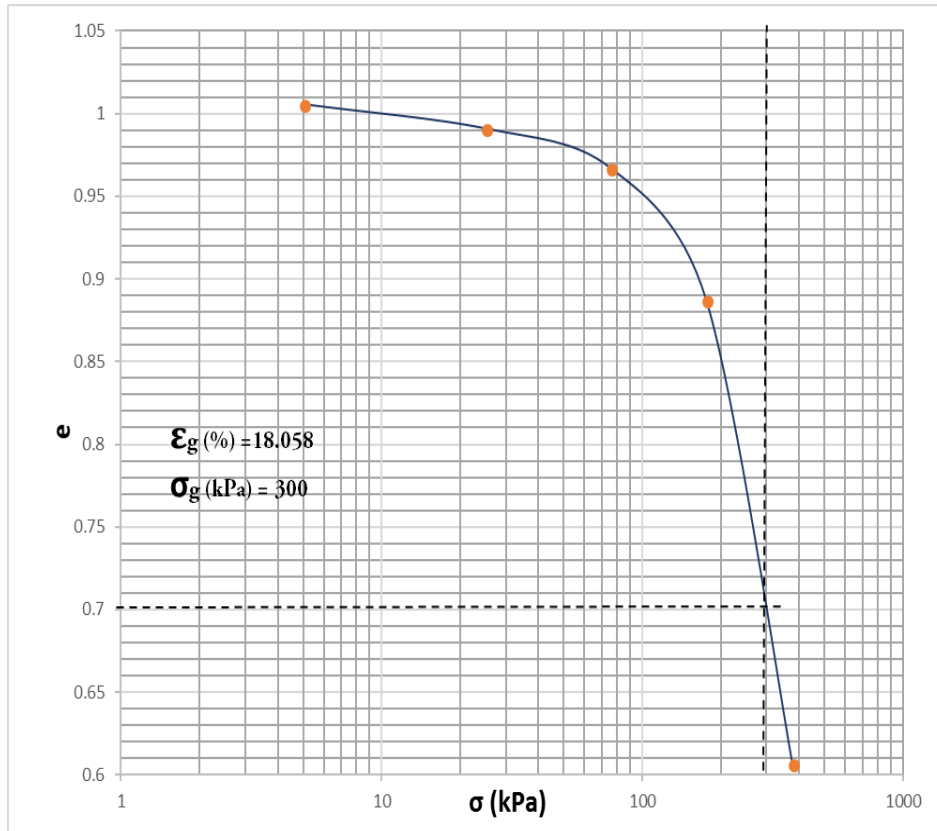


Figure III-15 Essai de gonflement n°1 (méthode du CEBTP).

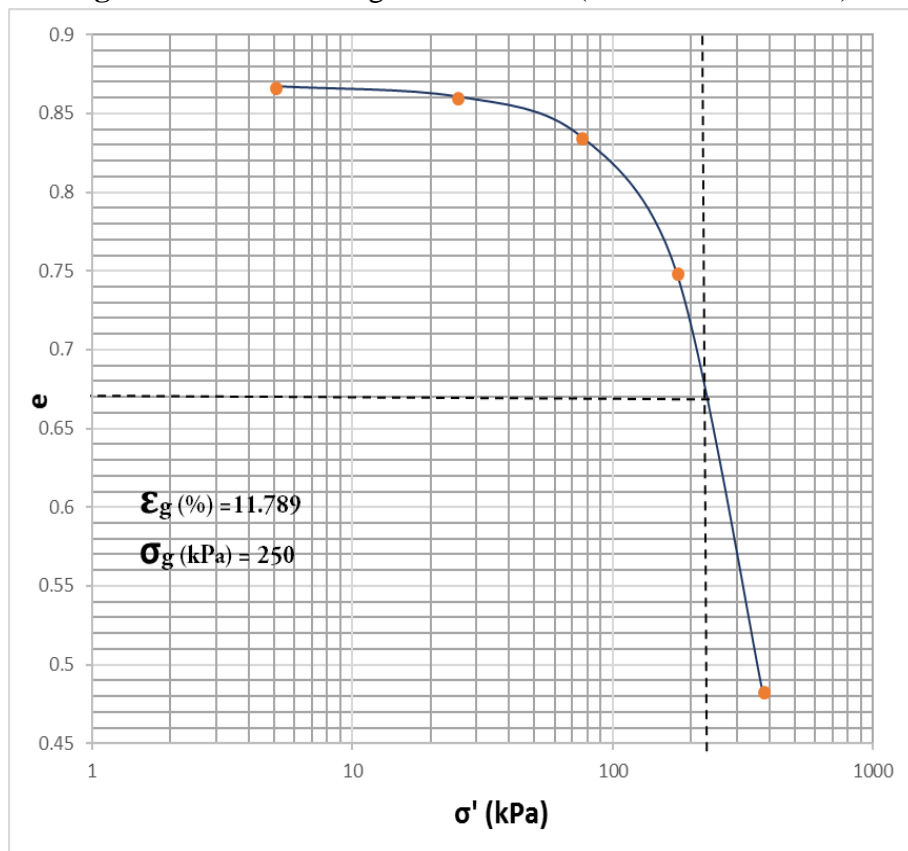


Figure III-16: Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP)

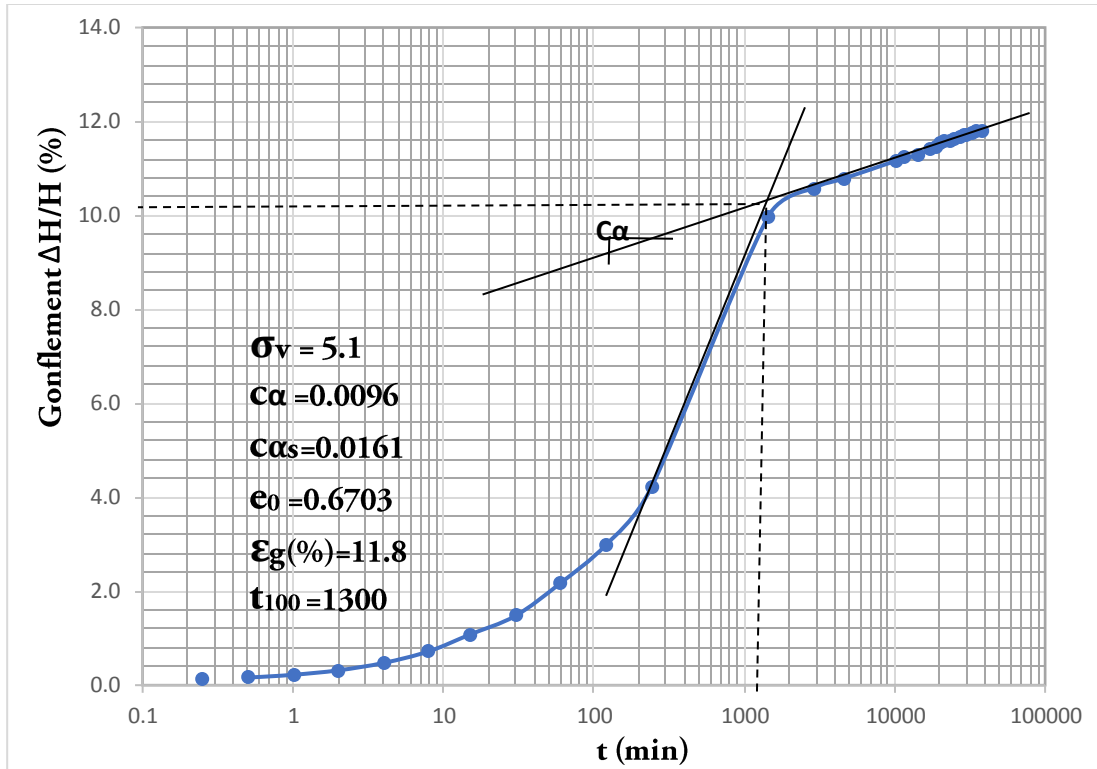


Figure III-17 Essai de gonflement n°1 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP)

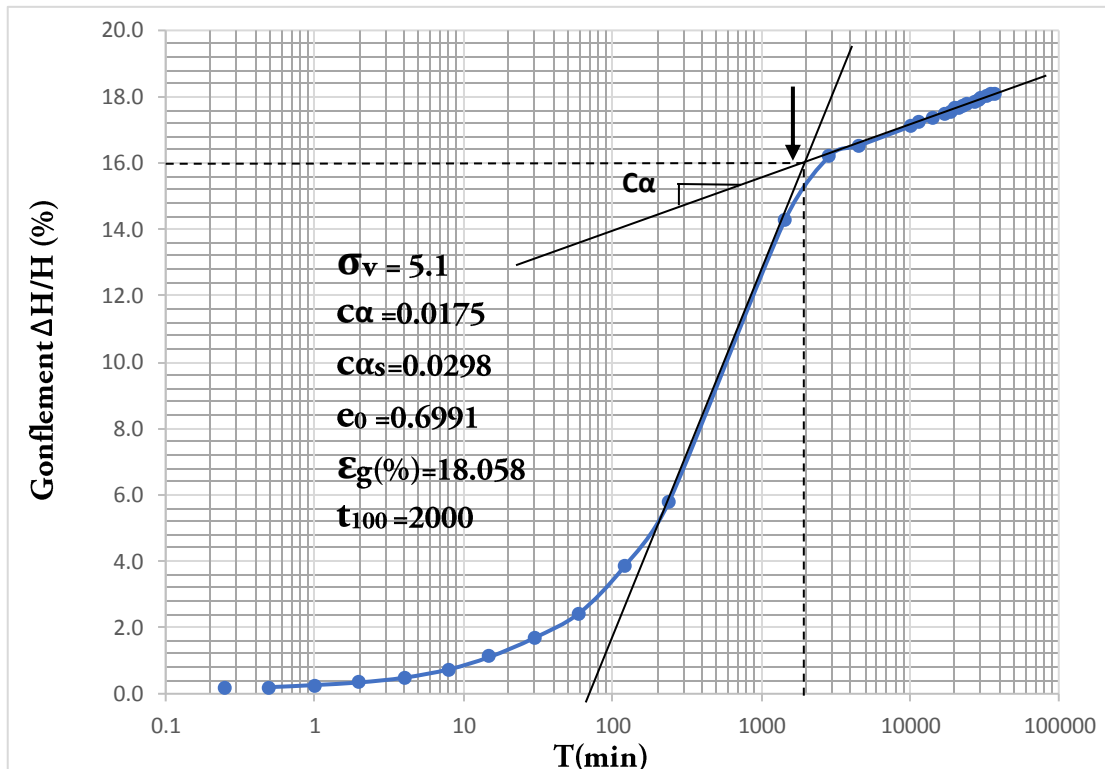


Figure III-18 : Essai de gonflement n° 2 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP).

Les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essai considérée. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre 300 et 250 kPa avec une valeur moyenne de 275 pour la méthode du CEBTP. L'amplitude de gonflement ε_g varie très largement d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre 11.789% et 18.058% avec une valeur moyenne de 14.178% pour la méthode du CEBTP.

III-2-4 Essais de compressibilité œdométriques :

Les courbes de compressibilité ($e, 1g \sigma'$), de perméabilité ($e, 1g kv$) et de consolidation ($\Delta h, t$) et ($\Delta h, 1g t$) sont présentées sur les figures III-18 à III-27. Le tableau III-23 présente les paramètres de compressibilité et de consolidation déterminés par la méthode d'essais LPC (Magnan et al., 1985) On notera que :

- les indices de gonflement CS et de compression CC et la pression de préconsolidation σ'_p ont été déterminés graphiquement conformément aux indications de méthodes d'interprétation considérées. L'indice des vides en place e_0 a été estimé sur les courbes de compressibilité pour une contrainte verticale égale à la pression effective des terres en place ;

- le module œdométrique $E_{oed} = \Delta\sigma' / (\Delta h_{100} / h_0)$, défini par le rapport de l'incrément de contrainte correspondant à un palier de chargement donné au tassement obtenu après achèvement de la consolidation primaire, c'est-à-dire pour $\Delta h_{100} = \Delta h(t = t_{100})$ où t_{100} représente le temps correspondant à 100 % de consolidation primaire et h_0 la hauteur initiale de l'éprouvette ;

- les coefficients de consolidation c_v ont été déterminés au moyen de la relation Taylor

$$c_v = \frac{0,848}{60 t_{90}}$$

Dans laquelle t_{90} désigne le temps, exprimé en minutes, correspondant à 90 % de consolidation primaire (la distance de drainage étant égale à 10 mm) ;

- le coefficient de perméabilité verticale est relié au module œdométrique E_{oed} et au coefficient de consolidation c_v par la relation suivante :

$$k_v = c_v \frac{\gamma_w}{E_{oed}}$$

Où $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ désigne le poids volumique de l'eau ;

• le taux de variation du coefficient de perméabilité $C_k = \Delta e / \Delta(\lg k_v)$ et l'indice des vides $e_k = e$ ($k_v = 1 \text{ m/s}$) ont été déterminés sur la droite moyenne $e - \lg k_v$; le coefficient de perméabilité initiale k_{V0} de l'argile en place est lu sur cette même courbe pour un indice des vides égal à l'indice des vides en place e_0 .

Tableau III-23 : Résultats des essais de compressibilité œdométriques.

		Essai N° 1	Essai N° 2	Moyenne
Caractéristiques initiales	γ (kN/m ³)	20,35	20,51	20.43
	γ_d (kN/m ³)	15.56	15.64	15.60
	w (%)	20,3	20,3	20.3
Méthode d'essais LPC	C_s	0.067	0.067	0.067
	C_c	0.372	0.432	0.402
	C_k	0.6502	0.676	1.3262
	e_k	0.0915	0.0443	0.1358
	e_0	0.868	0.793	0.8305
	σ'_p (kPa)	680	700	690
	k_{V0} (m/s)	6.50×10^{-12}	$2,79 \times 10^{-10}$	1.43×10^{-10}

La courbe représente la méthode de calcul t_{90} (min)

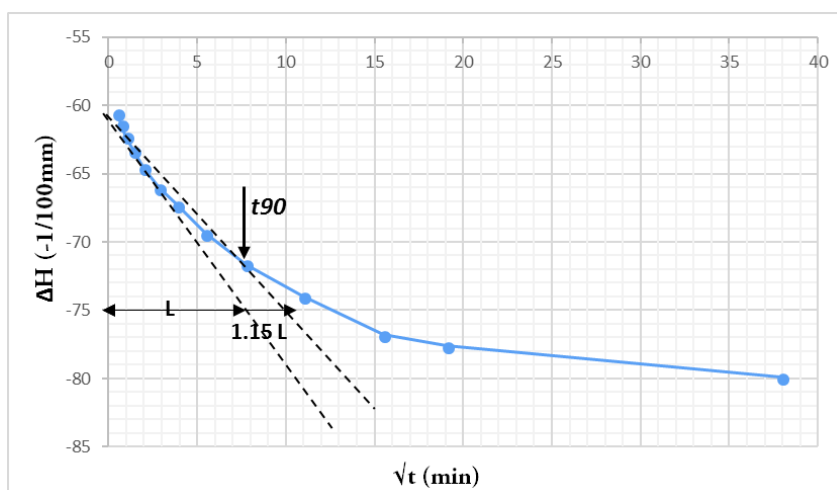


Figure III-20 Courbe de la méthode de calcul t_{90} (min).

les courbes de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction de logarithme de la contrainte appliquée.

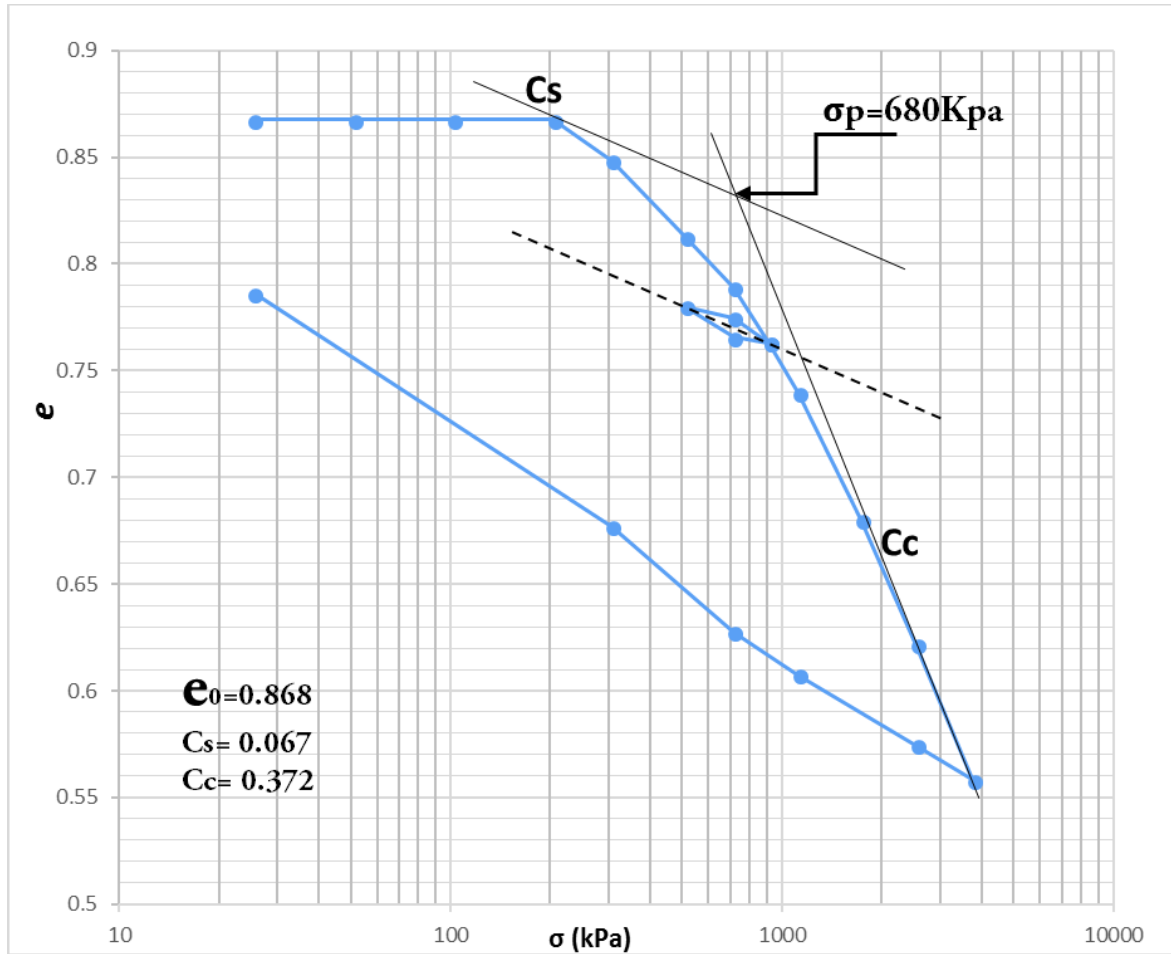


Figure III-21 Courbe de compressibilité (essai n° 1).

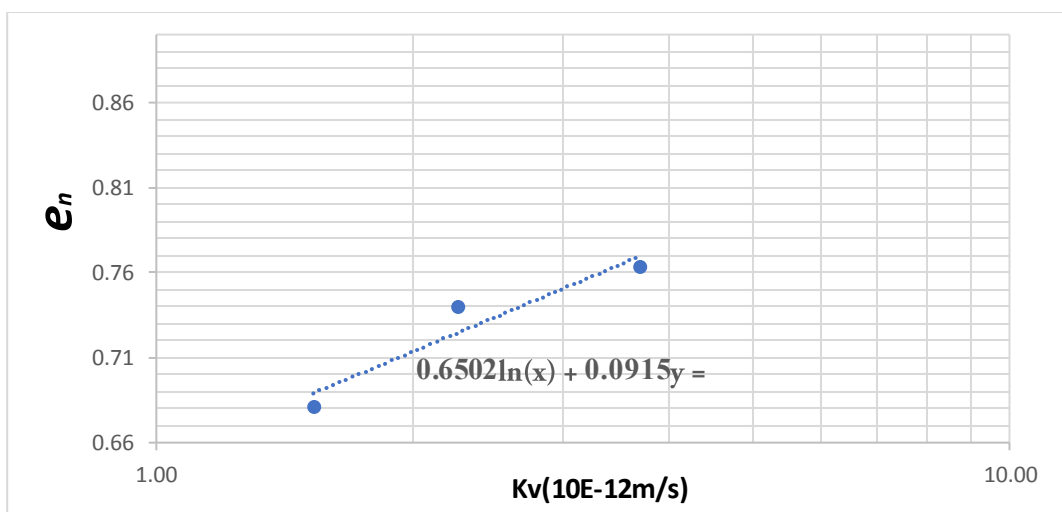


Figure III-22 Courbe de perméabilité (essai n° 1).

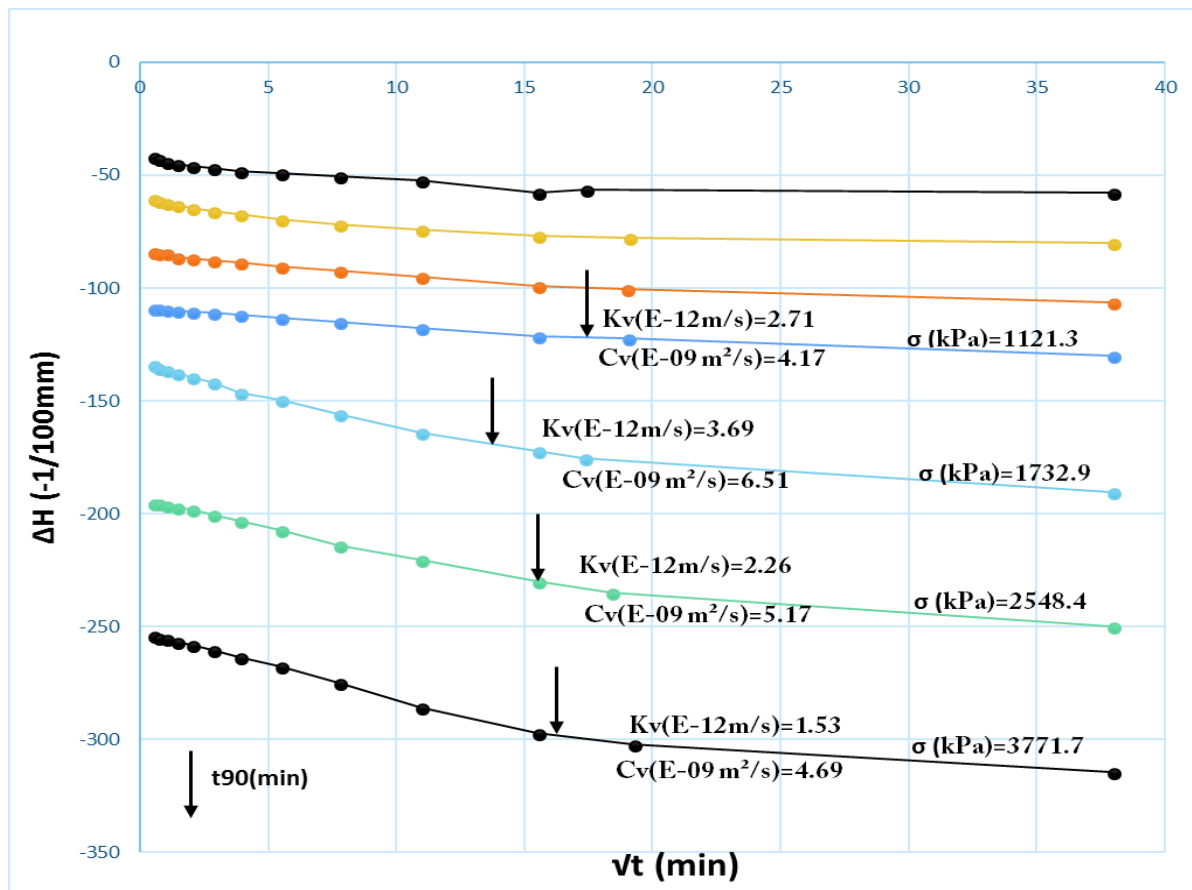


Figure III-21 Courbe de consolidation (essai n° 1).

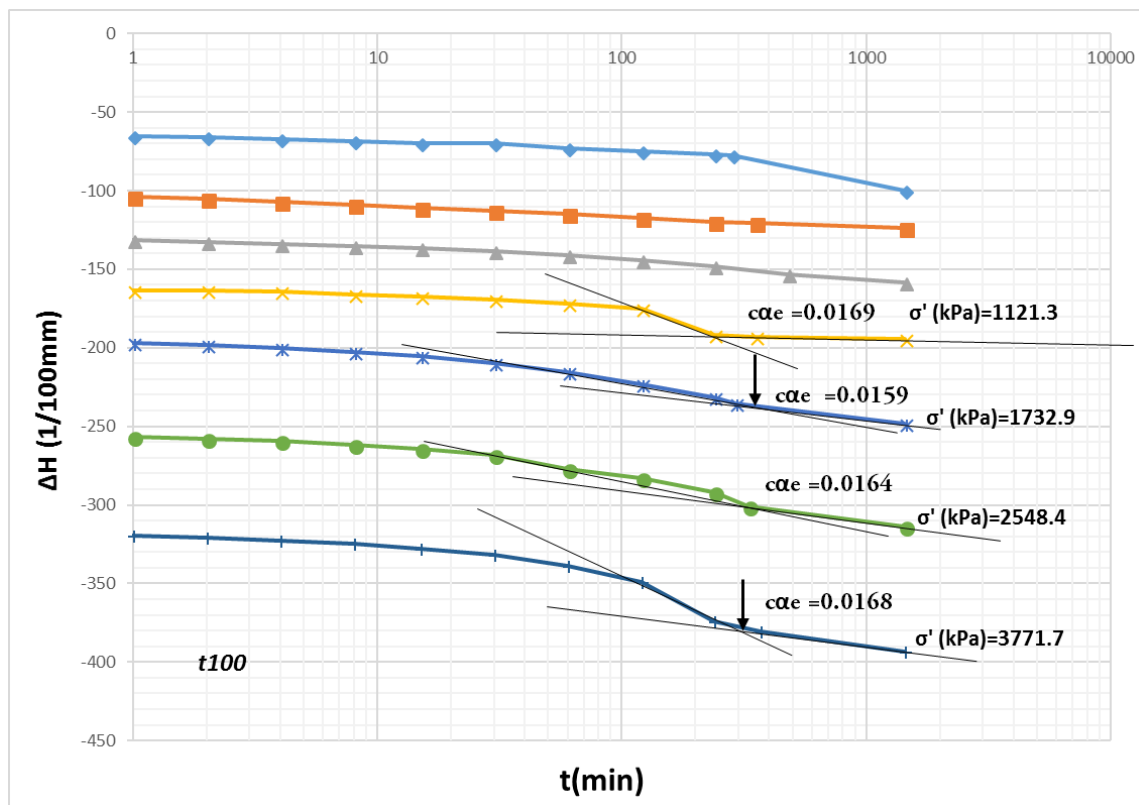


Figure III-23 Courbe de consolidation (essai n° 1).

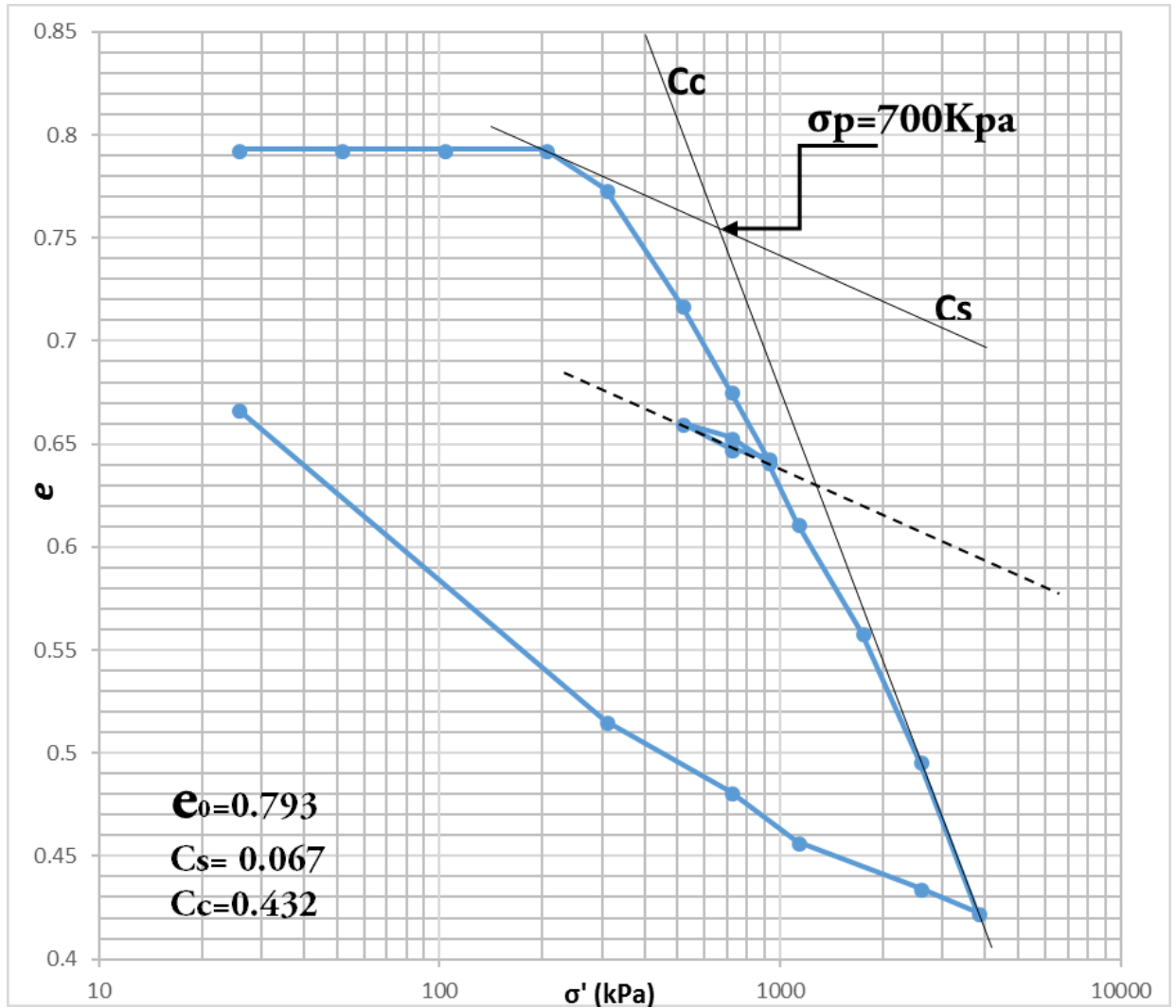


Figure III-24 Courbe de compressibilité (essai n° 2).

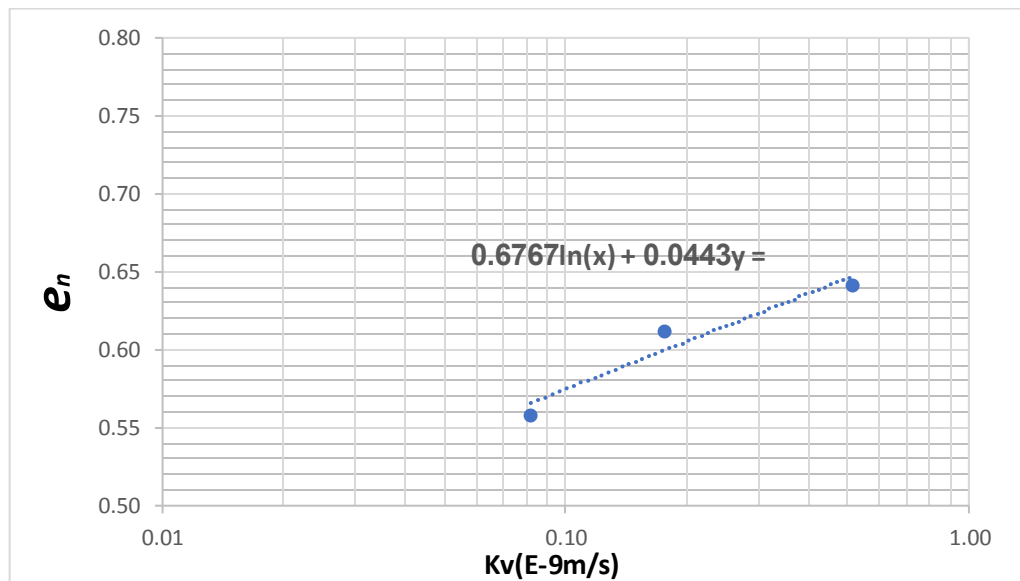


Figure III-25 Courbe de perméabilité (essai n° 2).

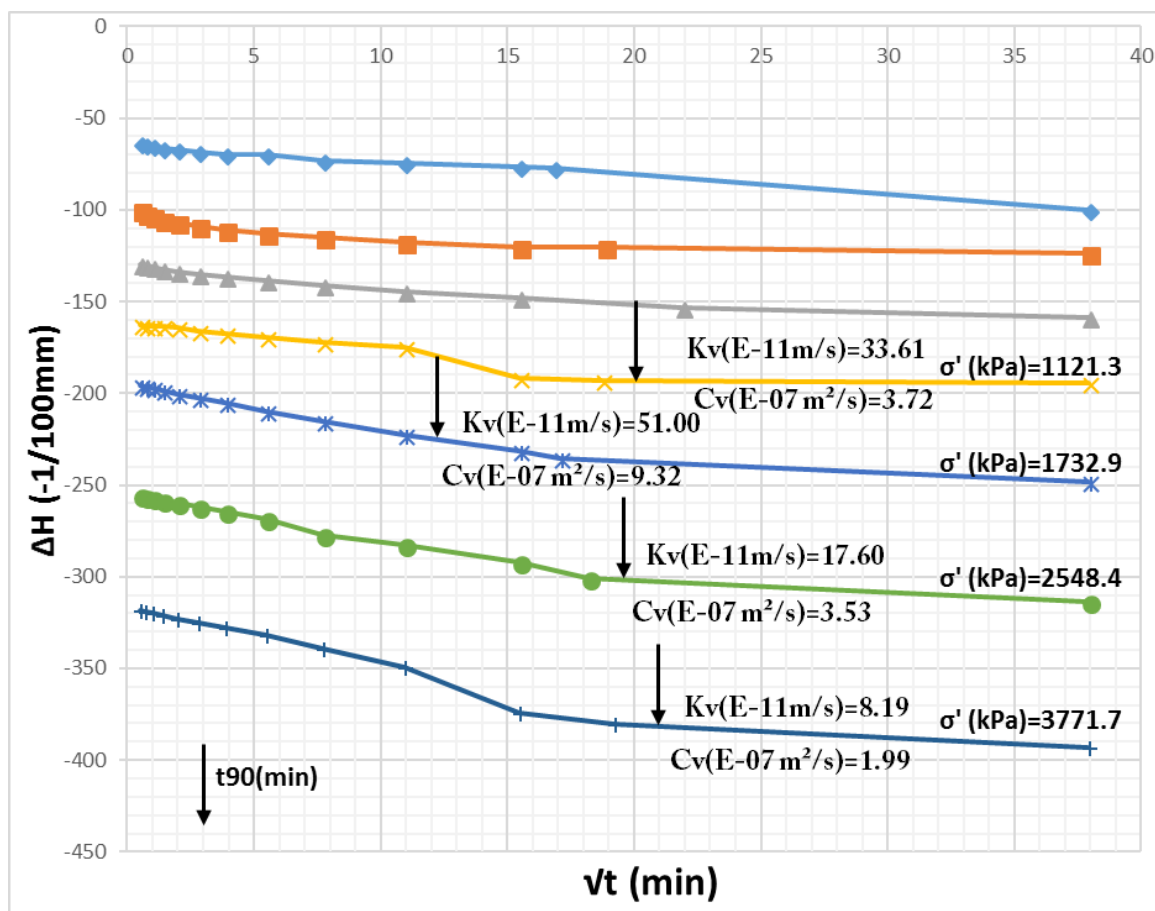


Figure III-26 Courbe de consolidation (essai n° 2).

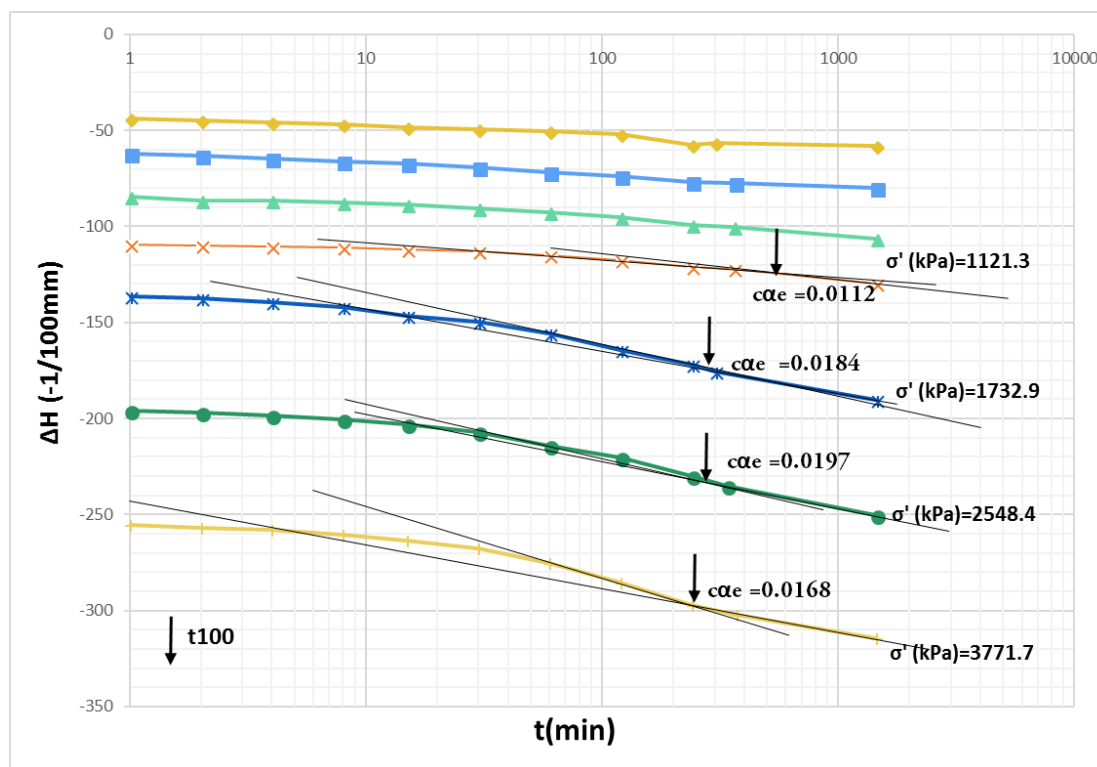


Figure III-27 Courbe de consolidation (essai n° 2).

II-2-5 Essai de cisaillement direct :

Le tableau (III-24) résume les résultats des essais cisaillement direct effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-24 : Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Sol témoin	C (Kpa)	Φ[°]	τ (Kpa)		
			σ1 =100 (Kpa)	σ2=200 (Kpa)	σ3=400 (Kpa)
Echantillon 1	132,22	25.04	166,94	192,78	262,22
Echantillon 2	167,22	21.90	179,17	233,06	256,94
Echantillon 3	241,81	28.31	259,72	315,28	351,11
Moyenne	180,42	25.08	201,94	247,04	290,09

Les courbes des essais cisaillement direct présentées sur les figures (III-28) sol témoin étudié.

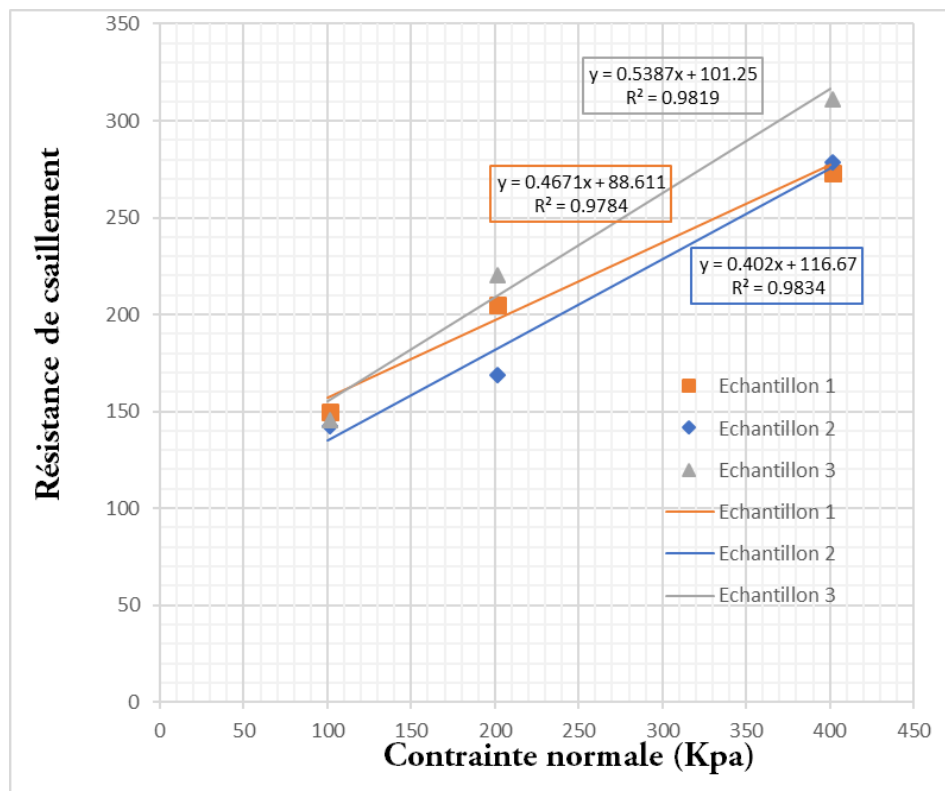


Figure III-28- Courbe des essais cisaillement direct.

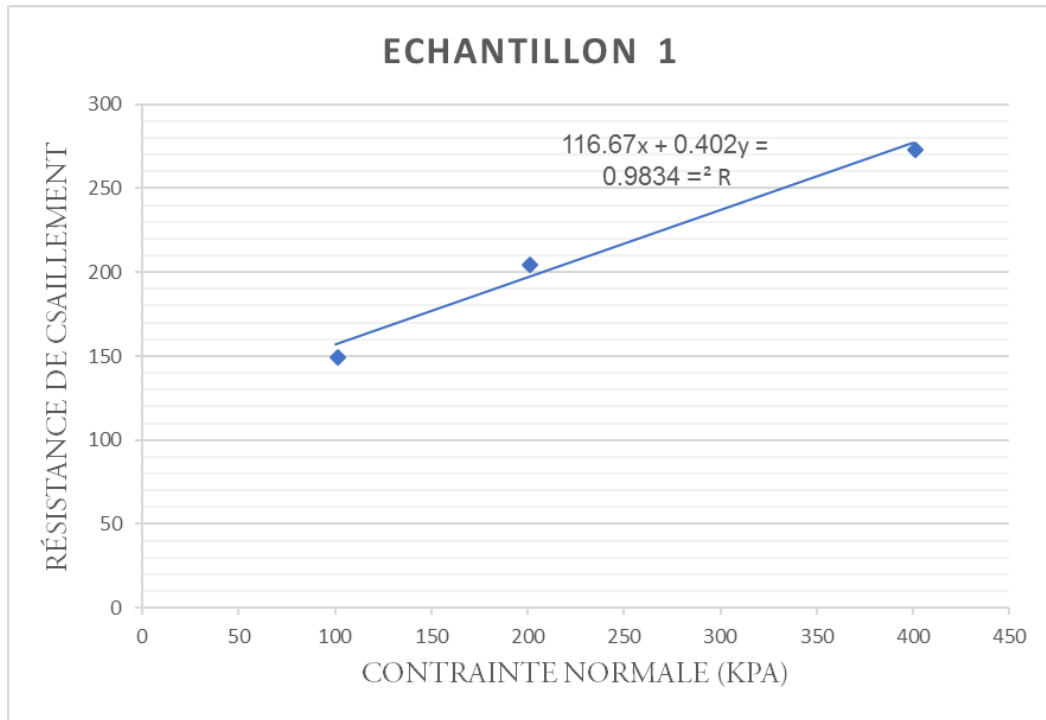


Figure III-29- Courbe d'essai N°1 cisaillement direct.

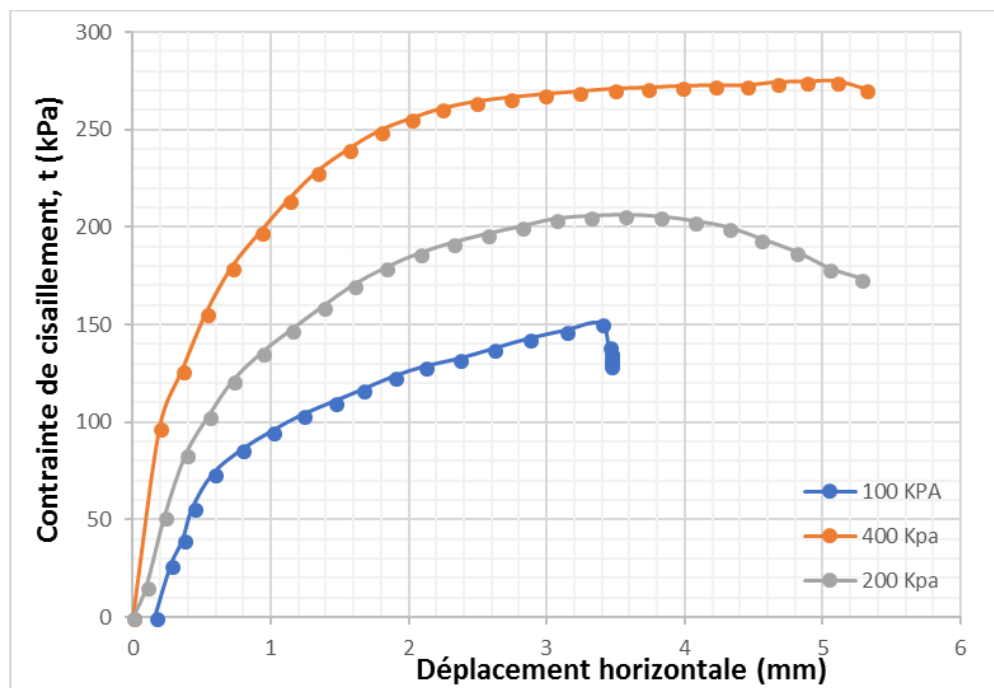


Figure III-30- courbe contrainte/déformation N°1.

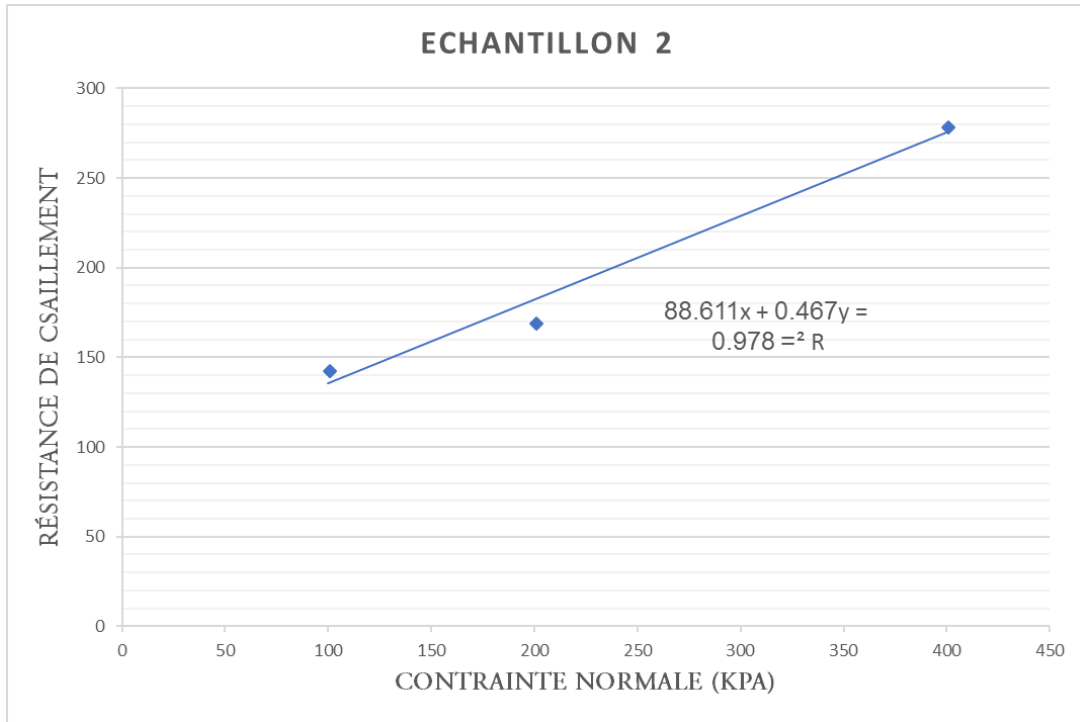


Figure III-31- Courbe d'essai N°2 cisaillement direct

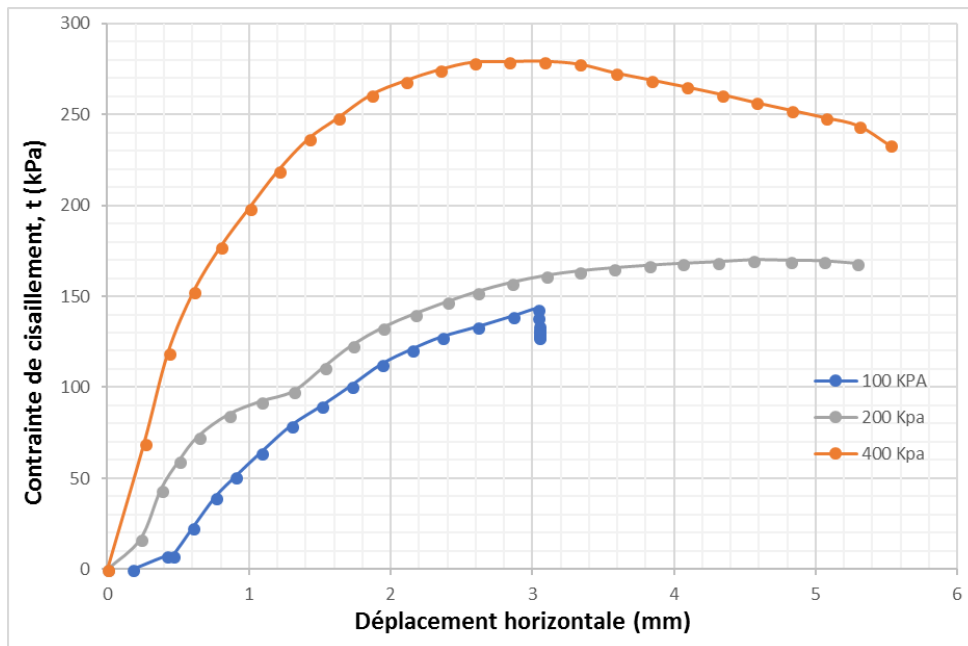


Figure III-32- courbe contrainte/déformation N°2.

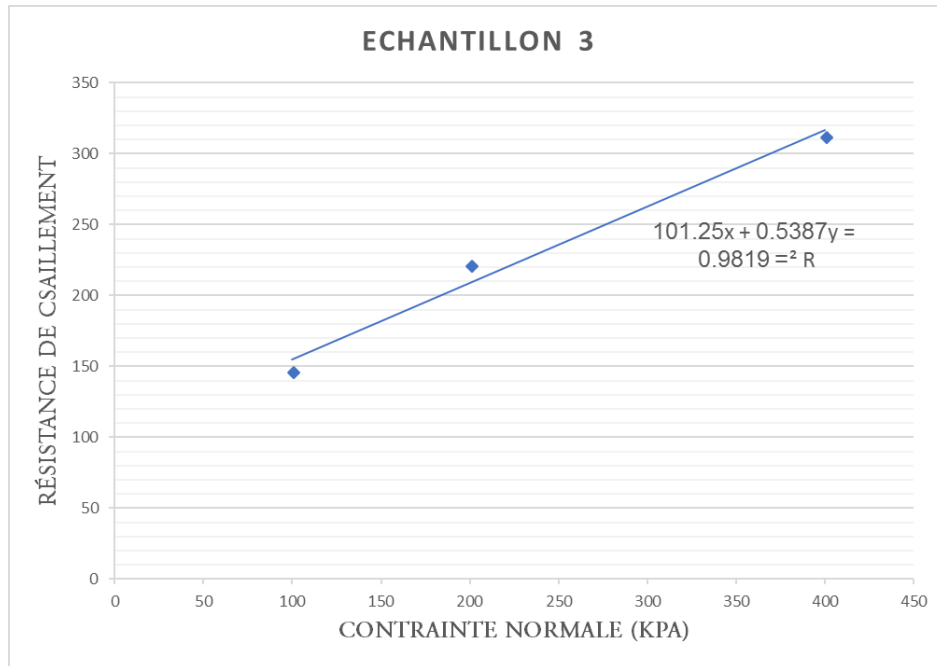


Figure III-33- Courbe d'essai N°3 cisaillement direct

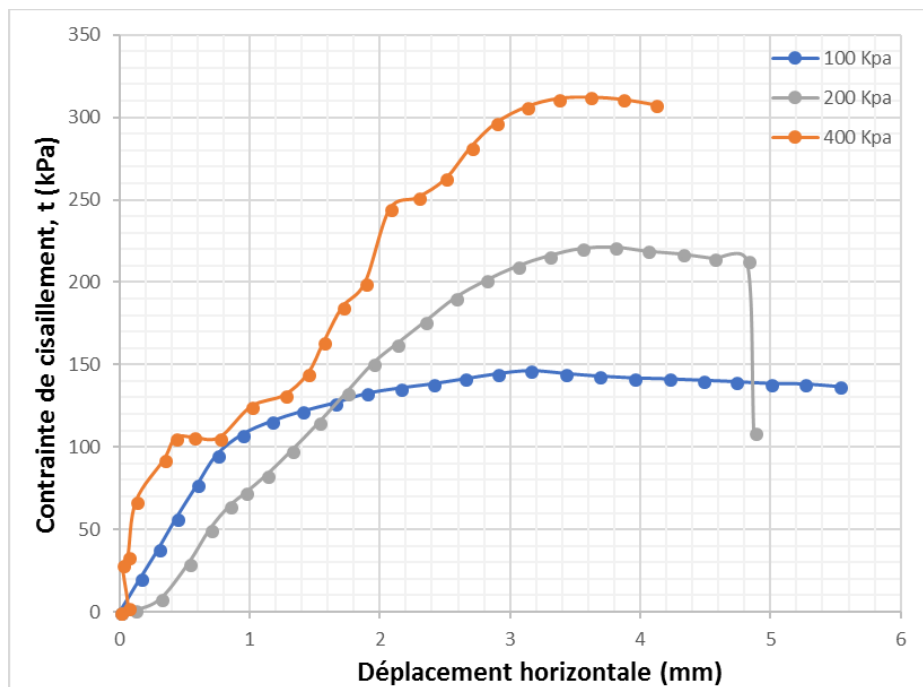


Figure III-34- courbe contrainte/déformation N°3.

II-2-6 Essai de compression :

Le temps de séchage est également un paramètre déterminant des caractéristiques de déformabilité et de résistance de l'argile compactée. (Figure III -33) montre l'histogramme de distribution de la résistance à la compression à divers temps de séchage (7, 14 et 28 jours) des échantillons d'argile compactés à la densité Proctor normale

Le tableau (III-25) résume les résultats des essais compression effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-25 : Récapitulatif des résultats des essais compression.

Temp	Contrainte appliqué			
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moy
7 jours	137.51	119.68	81.49	112.89
14 jours	231.73	227.91	208.81	222.82
28 jours	422.72	395.98	383.25	400.65

Les courbes des essais compression présentées sur les figures (III-32) et le moyenne présentées sur les figures (III-33)

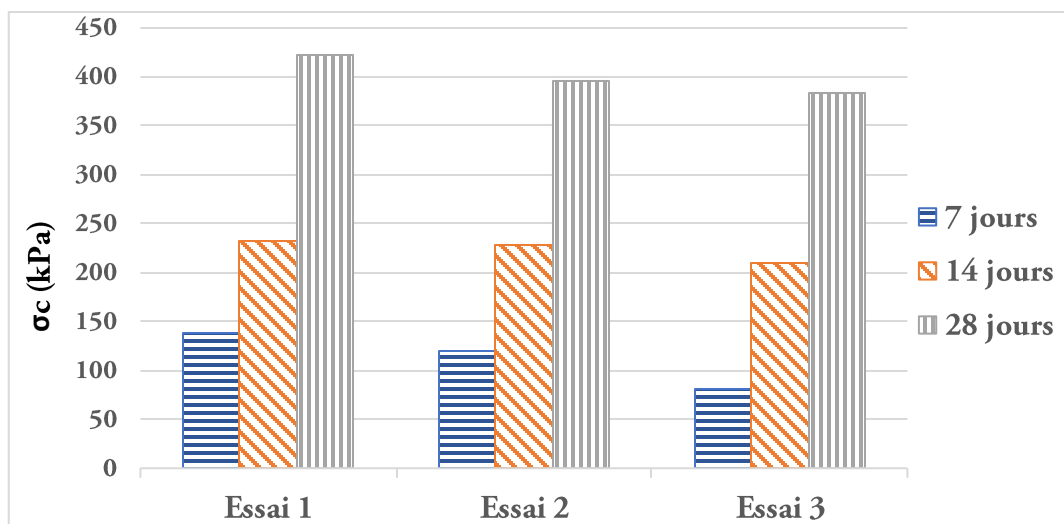


Figure III-35 Courbes des essais de compression.

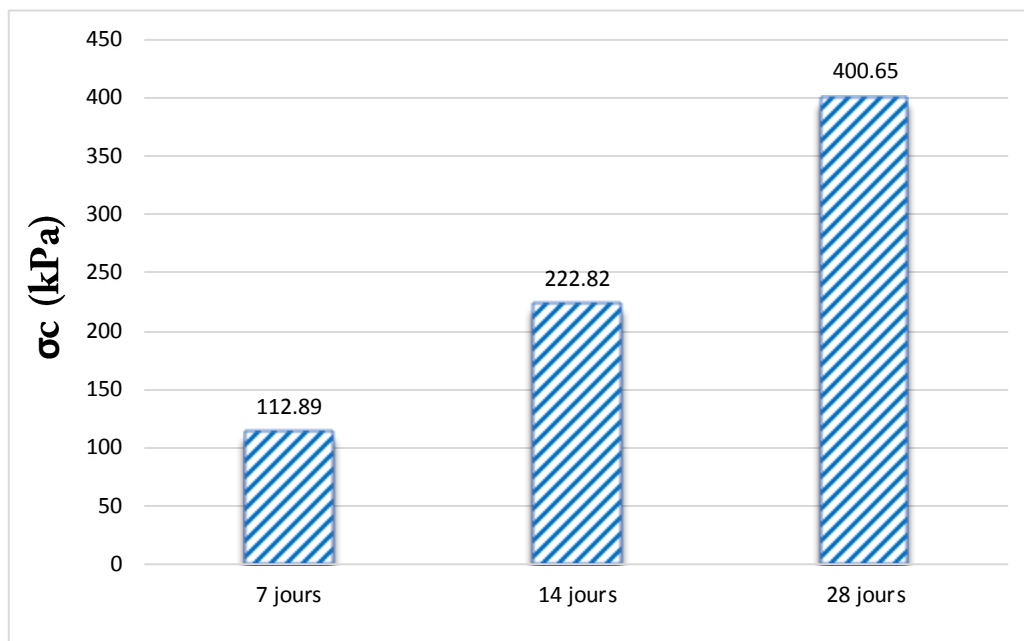


Figure III -36 Courbes moyenne des essais des compression.

La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de séchage. On peut supposer que le séchage des éprouvettes s'accompagne d'un rétrécissement du sol.

Ce rétrécissement entraîne un resserrement des grains du sol et, par conséquent, une réduction de son taux de vide, d'où l'augmentation de sa résistance à la compression non confinée.

Il convient de noter que les essais de compression non confinés effectués sur des échantillons de sol le même jour de leur reconstitution ne donnent aucun résultat.

En conséquence, seuls les résultats des tests correspondant à des échantillons de sol du même âge après un délai de séchage donné peuvent être comparés.

DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS :

III-3-1 Caractéristiques d'identification :

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage de passants à 80 µm compris entre 96.64% et 97.10 % et 96.50 % avec une moyenne de 96.75%. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 µm est en moyenne égal à 62 %. La limite de liquidité varie entre 110,102.88 et 107.89 avec une moyenne de 106.92 et l'indice de plasticité I_p varie entre 64.07, 59.36 et 60.51 avec une moyenne de 61.31.

Ces valeurs sont très peu dispersées sur la profondeur explorée. Ils semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée. Selon la classification LPC en vigueur (Magnan., 1980), il s'agit d'une argile marneuse très plastique (At) avec une activité normale de sa fraction argileuse. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées d'importants retraites ou gonflements.

La valeur de bleu VBS est égale à 11.94. D'après la norme française NFP 11-300, il s'agit d'un sol très argileux. La valeur de la surface spécifique totale correspondante est égale à SST = 250.83 m²/g. Cette valeur indique la présence de montmorillonite.

On constate un bon accord entre ces classifications. Notons qu'il s'agit, dans le cas de la méthode du B.R.E d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement. Le caractère expansif de sol examiné apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications adaptées. Elles concluent que l'argile de Sidi Hadjres est caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.

Les courbes des limites d'Atterberg sont présentées la série d'essai N°(1+2+3)

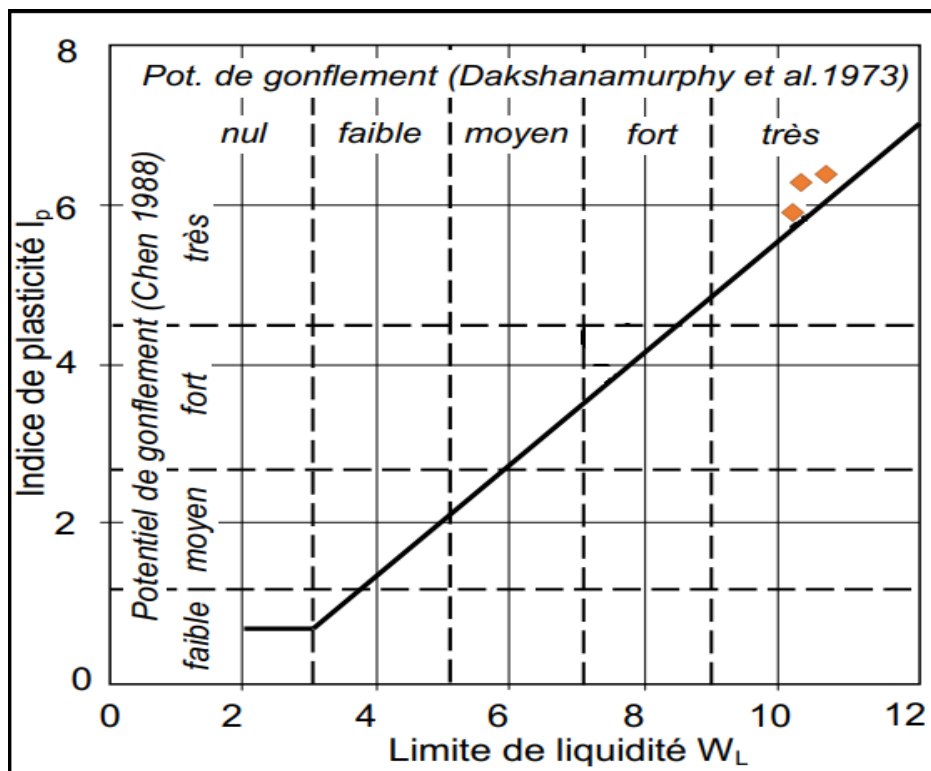


Figure III-36: Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

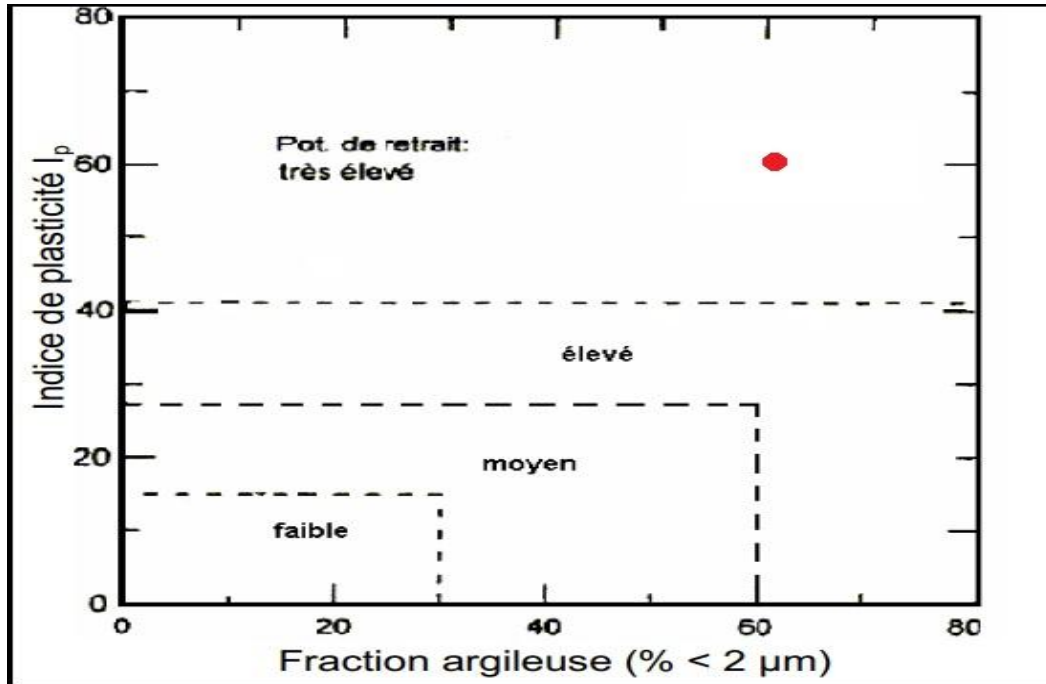


Figure III-37: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).

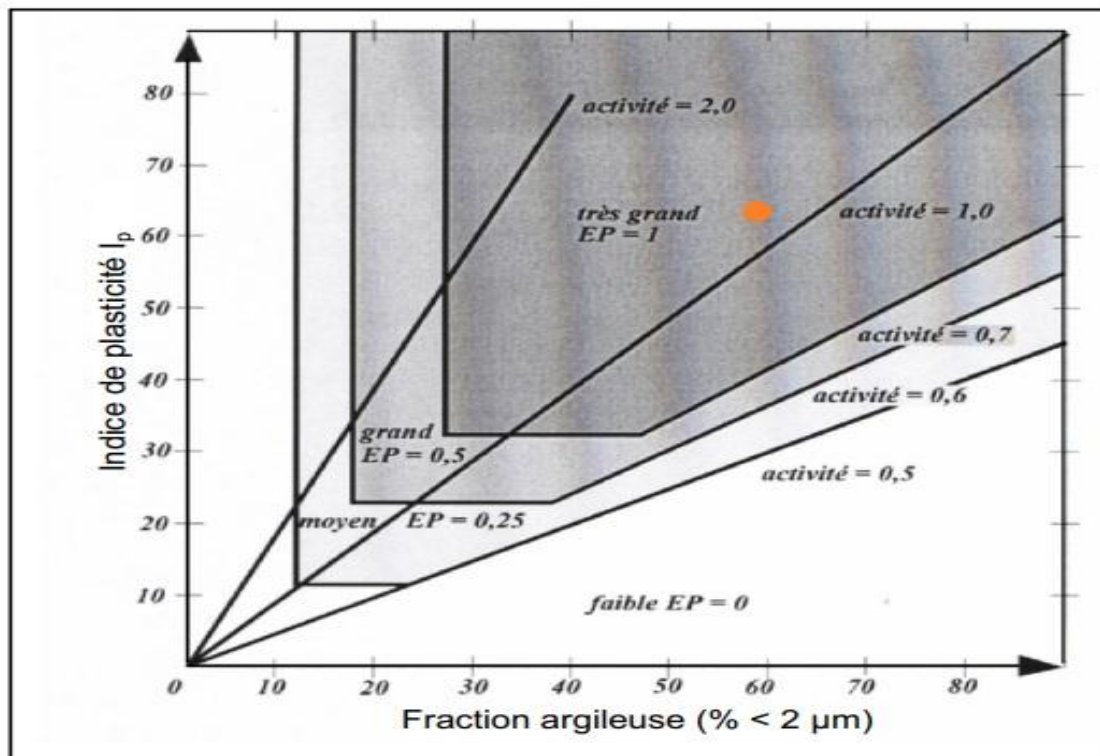


Figure III-39: Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).

III.3.2 Caractéristiques mécaniques :

► La tenue en eau optimal pour l'essai Proctor normal est $W_{opt}=21.1\%$ et la masse volumique sec $\gamma_d=1.55 \text{ g/cm}^3$, et un degré de saturation $S_r=75\%$

► Dans l'essai C.B.R immédiat le maximum recherché qui correspond à l'indice de 5 mm défoncement est égale à 18.49 % et l'indice imbibition maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm défoncement est égal à 1.33 %, et un taux de gonflement linéaire égal à 9.13 %.

► Les cohésions de cisaillement dans les sols est $C = 180.42 \text{ Kpa}$ et longueur de frottement $\phi=25.08^\circ$.

► Caractéristiques de compressibilité et de consolidation :

Le dépouillement des résultats d'essais a été effectué selon les méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985).

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

- les tassements ne commencent à apparaître qu'à partir d'un certain nombre de paliers de chargement dépassant le poids des terres au cours desquels le sol continue de gonfler ;
- les courbes de déchargement-rechargement sont caractérisées par des pentes très accentuées auxquelles correspondent des valeurs élevées de l'indice de gonflement ($CS \geq 0,04$). Les courbes de déchargement final recourent les courbes de chargement initial mettant ainsi en évidence le caractère expansif du sol ;
- les courbes de consolidation correspondant aux faibles paliers de chargement inférieurs à la pression de pré consolidation du sol ne permettent pas de distinguer les phases de consolidation primaire et secondaire. Elles présentent toutefois une forme accusant un léger gonflement du sol et permettent de repérer la pression qu'il faut appliquer au sol pour l'empêcher de gonfler ;
- les courbes de consolidation correspondant aux forts paliers de chargement supérieurs à la pression de pré consolidation du sol font apparaître clairement les deux phases de consolidation primaire et secondaire. Les branches linéaires sables des courbes correspondant à la phase de consolidation secondaire sont toutefois caractérisées par des pentes raides et, par conséquent, des valeurs du taux de compression secondaire (ou taux de fluage) assez faibles. Les résultats d'essais peuvent être résumés comme suit :
- la pression de pré consolidation σ'_p est comprise entre 680 et 700 kPa. Confirmant ainsi le caractère très surconsolidé de l'argile.

L'indice de compression C_c varie entre 0,372 et 0,432 et l'indice de gonflement C_s a des valeurs comprises entre 0,0671 et 0,0674, confirmant que cette argile est raide et gonflante. Le rapport de compression $C_c / (1+e_0)$ varie entre 0.199 et 0.241, confirmant le caractère peu compressible du sol ;

● Les coefficients de consolidation c_v correspondant aux paliers de chargement situés dans le Domaine normalement consolidé sont compris entre $1.002 \cdot 10^{-4}$ et $7,07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les coefficients de perméabilité k_v correspondants sont compris entre 6.50×10^{-12} et $2,79 \times 10^{-10}$ m/s.

Quant au temps t_{100} nécessaire à l'achèvement de la consolidation primaire, celui-ci est compris entre 200 et 500 min selon l'incrément de charges considéré ;

- Les valeurs de l'indice de consolidation c_{ae} sont comprises entre 0,0112 et 0,0197 avec une moyenne de 0,0155. Ces valeurs très faibles ne mettent pas en évidence l'influence du temps sur le comportement du sol.

Cette argile marneuse très plastique est donc très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage.

► Caractéristiques de gonflement : Ces résultats appellent les remarques suivantes :

- Les courbes de gonflement, représentant l'évolution du gonflement libre en fonction du temps, ont des allures semblables quel que soit le type d'essai considéré. Elles manifestent deux phases de gonflement successives : une phase de gonflement primaire caractérisée par une vitesse de déformation croissante et une phase de gonflement secondaire de vitesse sensiblement constante. Cette dernière phase définit le taux de gonflement secondaire c_{as} . La déformation maximale obtenue au cours du gonflement libre définit l'amplitude de gonflement libre ϵ_g .

- les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essai considérée. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre 300 et 250 kPa avec une valeur moyenne de 275 kPa pour la méthode du CEBTP. L'amplitude de gonflement ϵ_g varie très largement d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre 18.06 et 11.79 % avec une valeur moyenne de 14.18 % pour la méthode du CEBTP

- les valeurs moyennes de la pression de gonflement supérieures à 100 kPa et celles de l'amplitude de gonflement libre $5 < G < 25\%$ correspondent selon Komornik et David (1969) et Seed et al. (1962) à un potentiel de gonflement élevé pour cette argile marneuse.

- les valeurs du coefficient de gonflement secondaire C_{as} sont comprises entre 0.0161 et 0.0298 selon le chargement appliqué sur l'éprouvette, avec une valeur moyenne de 0.035 correspondant à une teneur en eau moyenne de 21.01 %.

III-4 CONCLUSIONS :

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 très élevé, le gonflement étant pour partie dû à la structure minéralogique du sol (teneur élevée en montmorillonite)
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation ont montré que cette argile marneuse est très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage ; sa sur consolidation étant due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée.
- les caractéristiques de gonflement montrent que cette argile marneuse est caractérisée par des valeurs de pression et d'amplitude de gonflement très élevées, ainsi que par des valeurs de limites de retrait conventionnelle et effective très élevées. Ces valeurs confirment les différentes classifications basées sur les paramètres physiques, mais dépendent fortement de la méthode d'essai considérée.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

Chapitre I

Synthèse bibliographique

INTRODUCTION

Lorsqu'on étudie les problèmes de gonflement rencontrés sur des ouvrages, on s'aperçoit que le gonflement du terrain est étroitement lié aux apports d'eau du milieu extérieur ou environnant et que ce phénomène dépend fortement du type de terrain rencontré. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est indispensable pour bien comprendre quel terrain est susceptible de gonfler et quels sont les processus de développement du gonflement au niveau microscopique.

La synthèse bibliographique a été répartie en deux grandes parties :

- Une première partie a été menée, pour recueillir des informations qui concernent les argiles et leurs minéralogies
- Une deuxième partie a été menée, pour décrire le gonflement des sols argileux.

I – LES ARGILES

I-1-Définition :

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Leur diamètre équivalent varie approximativement de 2 μm à 0,002 mm. L'argile est pratiquement imperméable, toutefois sa compressibilité est élevée et, en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent le gravier et le sable.

I-2-Nature et structure des sols argileux

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

I-2-1-Minéraux argileux

Les argiles sont les produits de décomposition des roches siliceuses, par désagrégation physique et mécanique, puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Les minéraux argileux ont une structure ionique

telle qu'ils interagissent fortement avec les molécules polaires de l'eau. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base :

I-2-1-1 le tétraèdre de silice SiO_4 (Te)

4 atomes d'oxygène disposés au sommet d'un tétraèdre régulier enserrant un atome de silicium. Les tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches planes dites couches tétraédriques (figure I.1).

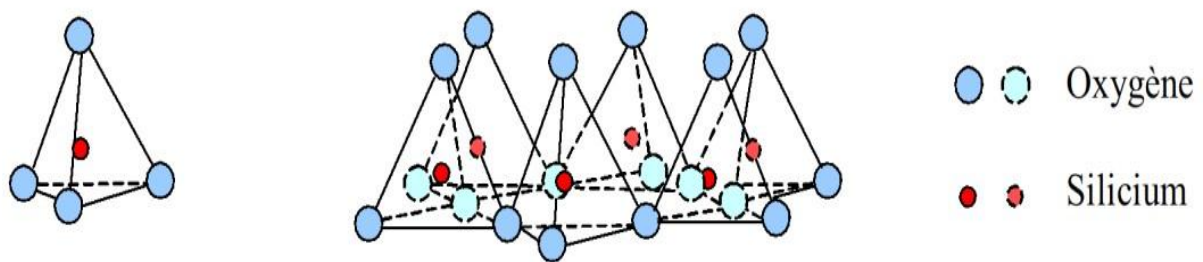


Figure I-1: Couche tétraédrique

I-2-1-2 l'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$

6 ions hydroxydes enserrant un atome d'aluminium ou de magnésium. Les octaèdres se combinent également pour former des couches planes dites couches octaédriques (figure I.2).

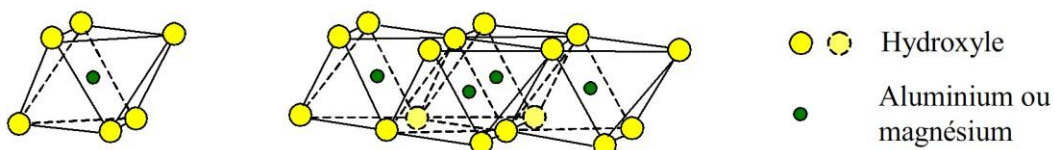


Figure I-2: Couche octaédrique

I-3-Structure moléculaire des argiles :

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson

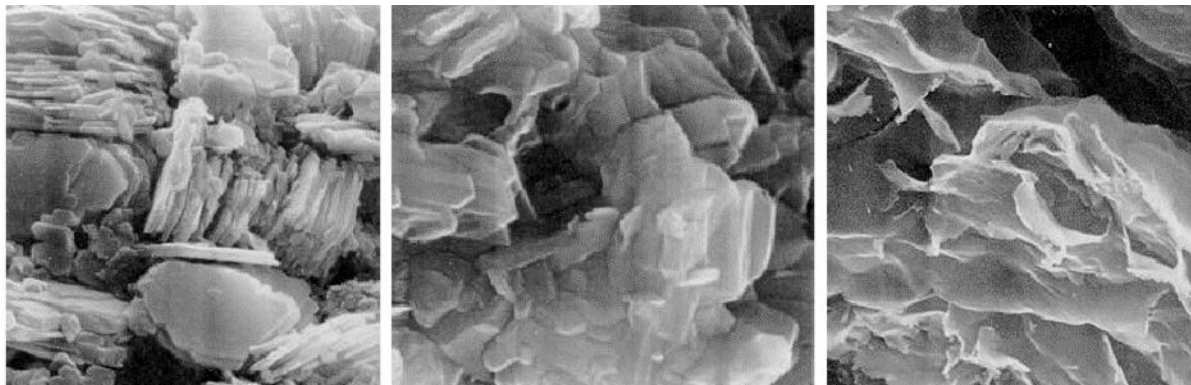
& Sherman 1953), cités par (Grunberger 1995) [2]. De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe ; la compréhension des mécanismes de déformation de ces matériaux, dans lesquels la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.

I-3-1- Structure macroscopique des argiles

Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces qui se distinguent par défauts liés à ces substitutions isomorphes au moment de la formation du sol. Les trois types qui sont les plus couramment rencontrés sont :

- 1- la kaolinite.
- 2- l'illite.
- 3- la montmorillonite.

On en distingue aussi le chlorite et les inters stratifiés. Le chlorite présente des propriétés proches de celles des argiles, mais leur structure est plus complexe. Tandis que les inters stratifiés, ils sont formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de type différents (corrensite, tosudite, saponite, etc.).



Kaolinite

Illite

Montmorillonite

Figure I.3 : Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).

a-La kaolinite $n[(Si_2O_5)_2 Al_2(OH)_4] : [1]$

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre), dont la liaison se fait par substitution de certains OH^- par des oxygènes O^{2-} . Les liaisons entre feuillets de kaolinite sur l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals qui confèrent à l'ensemble une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau. La particule kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 μm et une largeur de 1 μm ; l'épaisseur d'un feuillet est d'environ 7.2 Å . Sa surface spécifique totale de l'ordre de 10 à 20 m^2/g .

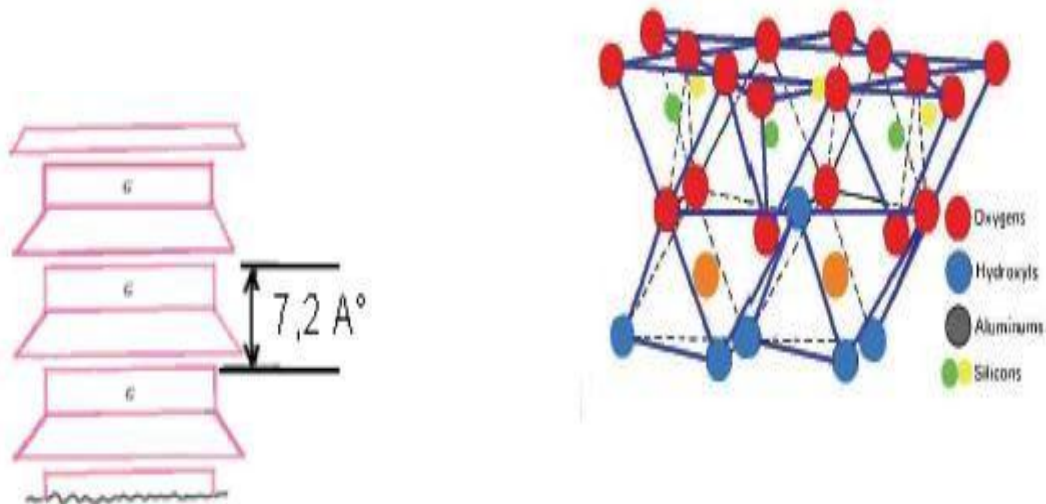


Figure I -4 Schéma de la particule de kaolinite.

b-L'illite $n[(Si_{4-n} Al_n O_{10}) Al_2 K_n (OH)_4] : [1]$

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. Les particules d'illite sont plates de forme moins régulière que celle des particules de kaolinite. Elles ont un diamètre moyen variant entre $0,1 \mu m$ et $3 \mu m$ et une épaisseur de l'ordre de $0,01 \mu m$ à $0,3 \mu m$. L'illite a une surface spécifique totale de l'ordre de 65 à $100 m^2/g$.

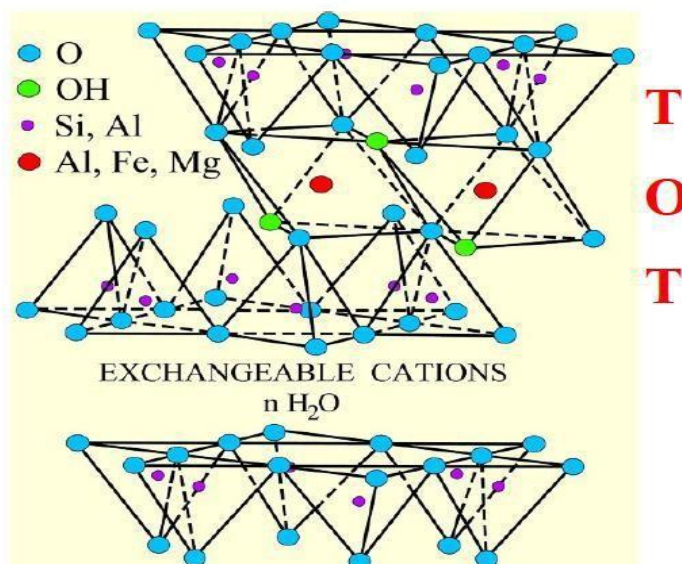


Figure I -5 Schéma de la particule d'illite.

c-La montmorillonite $n [(Si_4O_{10})(Al_{5/3} Mg_{1/3}) Na_{1/3}(OH)_2] : [1]$

La montmorillonite, appelée aussi smectite, est un minéral argileux de type 2:1 dont le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Une substitution partielle de l'aluminium Al par le magnésium Mg est fréquente. À l'instar de la kaolinite, les couches peuvent se prolonger indéfiniment dans les deux autres directions. Les forces de Van der Waals, dues principalement au moment électrique qui règne entre les feuillets et qui soudent les sommets de feuillets de silice, sont faibles par rapport aux autres forces de liaison. Cela se traduit par une déficience en charge négative nette dans les feuillets en octaèdre. Pour cette raison les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La montmorillonite est donc caractérisée par une structure instable qui est affectée par la présence d'eau. Les plaquettes de montmorillonite ont une forme quelconque est de taille très petite, un diamètre moyen entre 0,1µm et 1µm et une épaisseur moyenne entre 0,001 µm et 0,01µm. La montmorillonite possède une surface spécifique totale entre 700 et 840 m²/g et un espace inter-feuillets de 9,6 Å.

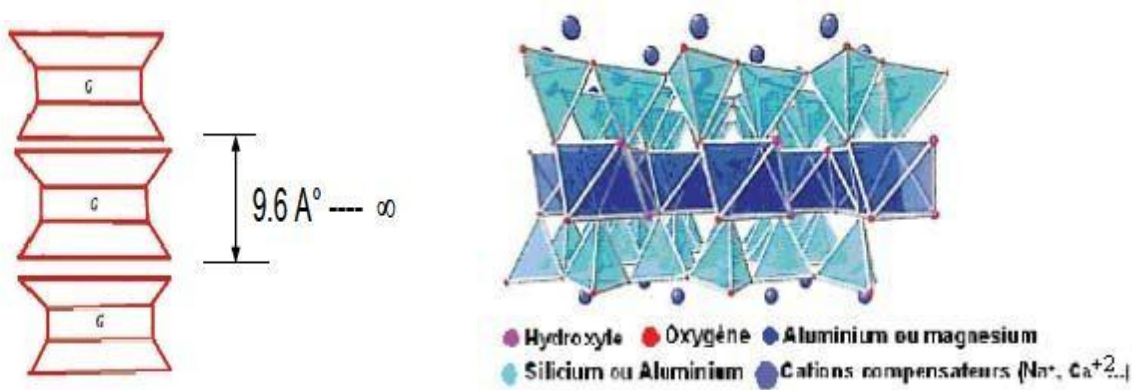


Figure I -6 Schéma de la particule de montmorillonite.

Les caractéristiques de ces argiles sont résumées dans le tableau 1 et tableau 2

Tableau I-1 : Caractéristiques des argiles (Bultel, 2001) [12].

Argile	Type	Nombre de feuillets par Particule	Diamètre d'une particule (µm)	Epaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique (m ² /g)	C.E.C. (meq/100g)
Kaolinite	1 : 1	100-200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
Illite	2 : 1	1 - 10	0,1 - 1	0,003-0,01	65 - 100	10 - 40
Montmorillonite	2 : 1	1	0,1	0,001	700 - 840	80 - 150

C.E.C: capacité d'échange cationique.

Tableau I-2: Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux.

Minéraux argileux	Type et qualité des liens entre les couches élémentaires	Substitutions isomorphes	Activité électrochimique	Gonflements
Kaolinite	Liens d'hydrogène parmi les plus forts chez les minéraux argileux	Peu nombreuses	Une des plus faibles chez les minéraux argileux	Assez faibles
Illite	Liens assurés par des atomes de potassium (K), moins forts que ceux de la kaolinite, mais plus fort que ceux de la montmorillonite	Plus nombreuses que celles de la kaolinite, mais moins nombreuses que celles de la montmorillonite	Supérieure à celle de la Kaolinite, mais inférieure à celle de la montmorillonite	Faibles à moyens
Montmorillonite	Liens assurés par des molécules d'eau, parmi les plus faibles chez les minéraux argileux	Très nombreuses	Une des plus fortes chez les minéraux argileux	Importants

I-3-2 Les relations entre les minéraux argileux et l'eau :

En considérant la nature électrique des feuillets ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont pouvoir faire leur apparition.

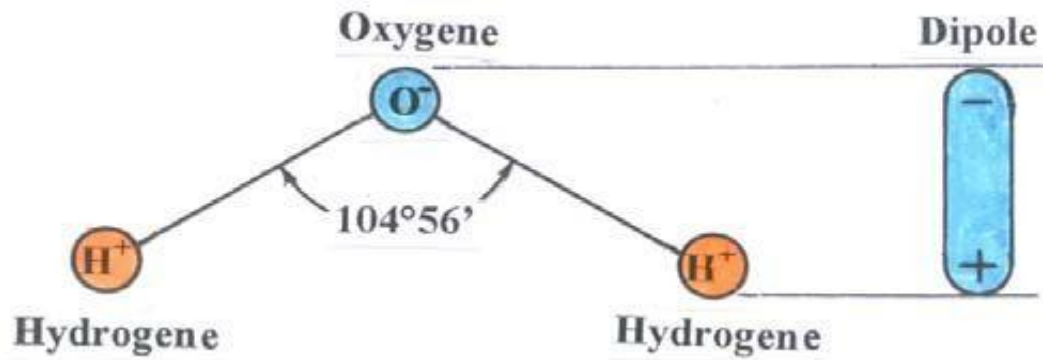


Figure I -7 Structure de l'eau.

a- Différents types d'eau :

Nous distinguons fréquemment trois types d'eau dans les argiles : l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée ou liée. L'importance des effets produits par ces types d'eau est liée à la nature chimique (présence de cations), à la fraction volumique (ou porosité) de l'argile elle-même directement liée à la taille de l'espace poral, au degré de compacité et au degré de saturation, et enfin à la nature minéralogique des argiles.

* Eau libre

Comme pour tous les sols humides, on retrouve de l'eau libre dans les argiles. Celle-ci se trouve principalement dans les espaces interagrégats et éventuellement dans l'espace interparticulaire (loin des surfaces externes des particules). Cette eau est libre de circuler facilement dans le milieu ; elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté et maintenu à une température d'environ 105°C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydraulique décrit par la loi de Darcy.

* Eau capillaire

Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931) [4].

* Eau liée ou adsorbée

Contrairement aux milieux granulaires, les milieux argileux se distinguent par l'existence, autour de chaque particule, d'une couche semi-solide d'eau adsorbée dont les propriétés sont complètement différentes de celle de l'eau libre. En effet, la molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique (le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges

positives), sa propriété dépend de sa position dans le système eau- particules solides, du fait des phénomènes d'interactions eau-argile. À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre.

Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960) [3] ; (Yong et Warkentin, 1966) [5]. Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960) [3]. Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

I-3-3 La structure microscopique :

Le domaine aide à comprendre, de façon générale, le comportement des argiles. D'après ce qu'on a pu observer, le domaine peut adopter l'une des structures microscopiques suivantes: la structure floculée, la structure dispersée et la structure combinée.

a- La structure floculée :

On rencontre la structure floculée dans les milieux sédimentaires riches en impuretés inorganiques et organique, comme l'eau de mer. Ces impuretés, qui jouent le rôle d'agent floculant, favorisent le regroupement des particules d'argile en flocon. Sa résistance au cisaillement peut atteindre des valeurs assez grandes, car les liens entre les particules sont forts.

b- La structure dispersée :

La structure dispersée est un arrangement de particules d'argile parallèles, normalement orientés à l'horizontale. A l'occasion, la structure dispersée est présente dans des dépôts d'argile qui se sont formés dans un milieu de sédimentation très pauvre en agents flocculents, comme l'eau douce dans des lacs. Elle peut aussi résulter du remaniement d'une structure floculée.

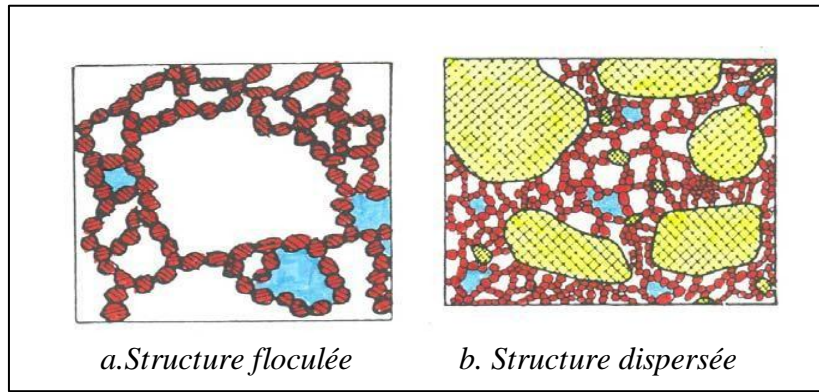


Figure I -8 Différentes structures d'argiles.

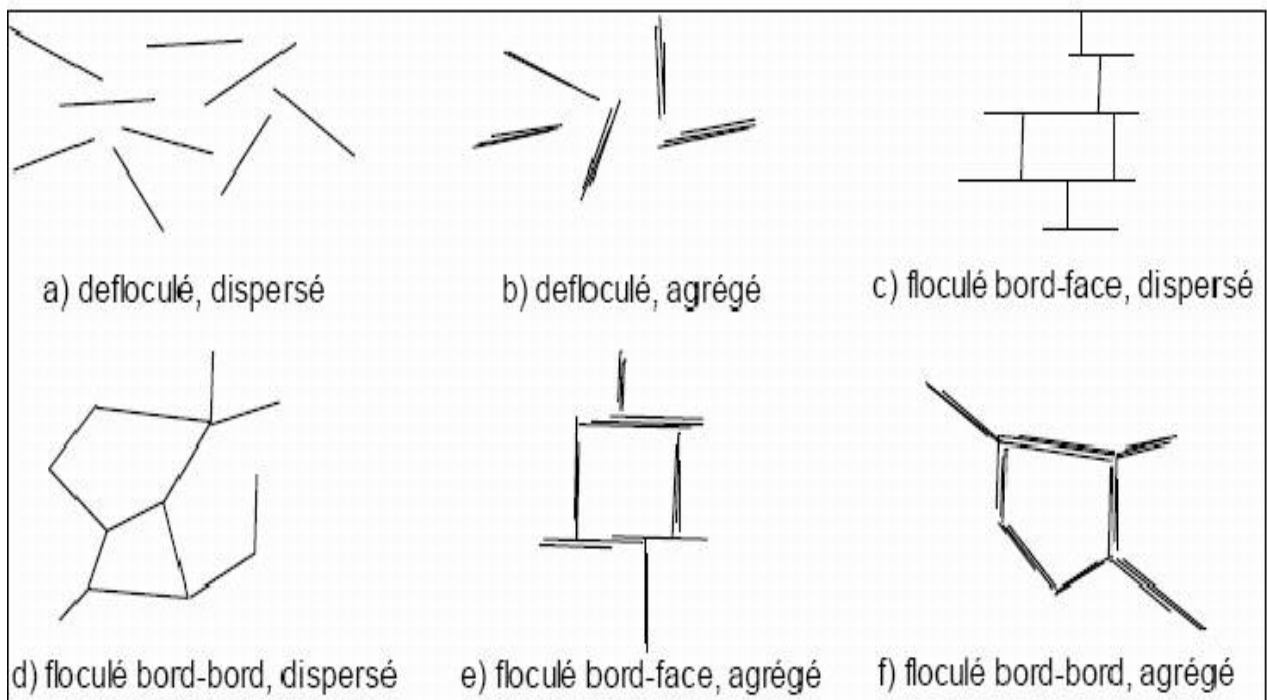


Figure I-9 : Les différentes structures microscopiques des argiles.

I-4- Gonflement des argiles : I-4-1-

Le gonflement :

En général, le gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petites amplitudes ; provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

I-4-2 - Mécanismes de gonflement :

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite.

Le processus de gonflement interparticulaire met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles, comme on le montrera dans la suite.

I-4-3- Gonflement interfoliaire et interparticulaire :

L'analyse minéralogique précédente montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillet sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smectites telles que la montmorillonite, et de certaines chlorites).

L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire (Didier, 1972) [6]. Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles.

Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

I-4-4-Relations entre la texture du matériau et le gonflement :

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

I-4-5-Définition de la texture d'un terrain :

En géologie, la texture désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein du matériau (Le Roux,1976) [7].

systematique de matériaux argileux au M.E.B. a permis de cerner l'organisation des particules d'argile et de dégager certaines textures.

Van Olphen (1963) a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles, à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre face en agrégats), floclé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défloclé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification (figure I.9) ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique.

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

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

Collins et McGown (1974) ont tenté de préciser cette définition dans le cas des terrains contenant une proportion non négligeable de grains non argileux, en introduisant une classification des relations existant entre particules argileuses et grains sableux ou silteux (figure I.10) : connexions argileuses entre grains silteux (a, b, c), agrégats irréguliers en nid d'abeille (d, e), agrégats réguliers (f, g), particules argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (h, j), matrice argileuse (k) ou matrice granulaire (l).

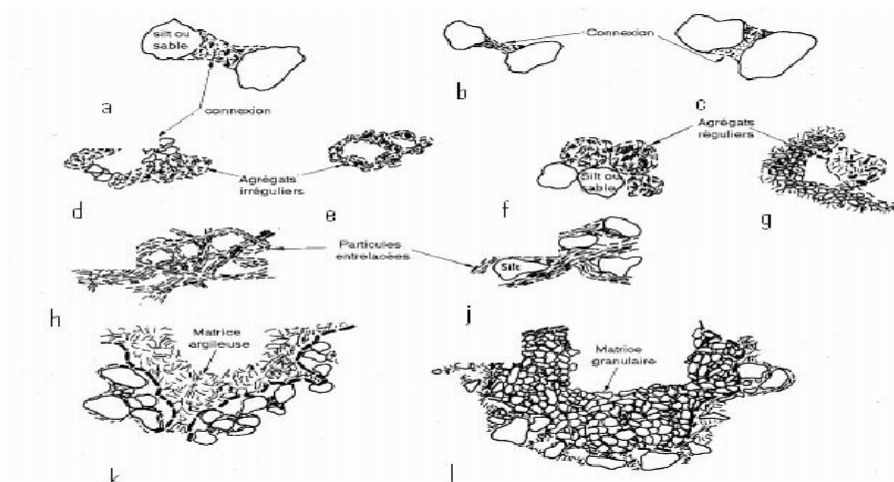


Figure I-10: Schéma d'assemblages de particules (Collins et McGown, 1974) [11].

I-4-6- Identification des sols gonflants :

Les paramètres d'identification des sols gonflants sont nombreux et dépendent surtout de leur minéralogie. Cependant, l'analyse minéralogique seule n'informe pas sur les paramètres quantitatifs caractérisant le phénomène de gonflement. Il est par contre possible de définir dès la phase de reconnaissance préliminaire un certain nombre de paramètres géotechniques simples qui sont en relation avec le caractère expansif des sols. Ainsi, on peut soupçonner le caractère expansif d'un sol à travers sa granulométrie, ses limites d'Atterberg et son activité. Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement aux paramètres géotechniques, permettent d'identifier les sols gonflants ; alors que les méthodes directes comportant des essais de gonflement en caractérisent plus précisément le comportement gonflant.

I-4-6-1-Définition des paramètres de gonflement :

En toute rigueur, les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les terrains gonflants ne sont pas les mêmes selon que l'objectif choisi est d'empêcher le gonflement, ou de s'assurer qu'il se produira de façon progressive ou périodique, ou de construire l'ouvrage après achèvement du processus de gonflement. Le paragraphe 1.3a montré que les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels se surajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficiles la caractérisation.

Devant cette complexité, c'est une approche macroscopique qui est adoptée dans la pratique quotidienne.

Elle distingue trois notions: la pression de gonflement, le gonflement libre et l'indice de gonflement.

Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

La pression de gonflement d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contraintes à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.

Le gonflement libre d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contraintes nulles

ou quasi-nulles.

L'indice de gonflement traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un Déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation de gonflement est obtenue au bout d'un temps infini, déduction faite des déformations instantanées dues aux variations de charge.

I-4-6-2-Méthodes indirectes d'identification :

I-4-6-2-1-Identification qualitative :

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique. Les formes et les assemblages de la structure de ces matériaux sont très particuliers. Seulement, cette reconnaissance est très coûteuse et n'informe pas quantitativement sur les paramètres du retrait gonflement.

Une identification primaire, à partir des résultats d'essais simples, peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permet de gagner en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être expansif permet de recommander la réalisation d'une campagne de reconnaissance appropriée et conduit à concevoir une infrastructure adaptée. Ces méthodes indirectes, qui relient le gonflement des sols à leurs paramètres géotechniques sont décrites ci-après.

Les minéraux argileux gonflants présentent des formes et s'assemblent de manière caractéristique. On peut les identifier à l'aide des essais suivants :

- Diffractométrie des rayons X .
- Thermométrie différentielle .
- Microscope électronique à balayage (M.E.B).

Ces essais, qui permettent une identification minéralogique plus qu'une analyse quantitative, sont utilisés en complément des essais mécaniques.

a-Classification des sols gonflants selon les paramètres géotechniques :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement e_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité IP , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m, \dots$) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles.

Le recensement à partir de la bibliographie (Djedid et al, Bultel .F2001 et Khemissa M. et al.,

2005) des classifications permet de les ranger en trois classes en fonction du nombre de paramètres physico-chimiques utilisés.

*** La classification basée sur un seul paramètre :**

Cette classification est donnée par les tableaux (I-3 à I-6)

Tableau I-3 : Potentiel de gonflement d'après Almey (1955).

WR	Potentiel de gonflement
< 10	Fort
10 - 12	Critique
> 12	Faible

Tableau I-4 : Potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lungreen (1962).

IP	ϵ_g (%)	Potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1.5	Faible
10 - 20	1.5 - 5	Moyen
20 - 35	5 - 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

Tableau I-5 : Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965).

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

Tableau I-6 : Potentiel de gonflement d'après Snethen.

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

* La classification basée sur deux paramètres :

Cette classification est donnée par les tableaux I-7 à I-8 et les deux abaques (figures I- 11, I-12 et I-13).

Tableau I-7 : Potentiel de gonflement d'après l'établissement de recherche en bâtiment(1980).

IP (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très élevé
22-48	60- 95	Elevé
18- 22	30- 60	Moyen
<18	<30	Faible

Tableau I-8 : Potentiel de gonflement d'après Chen (1988)

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

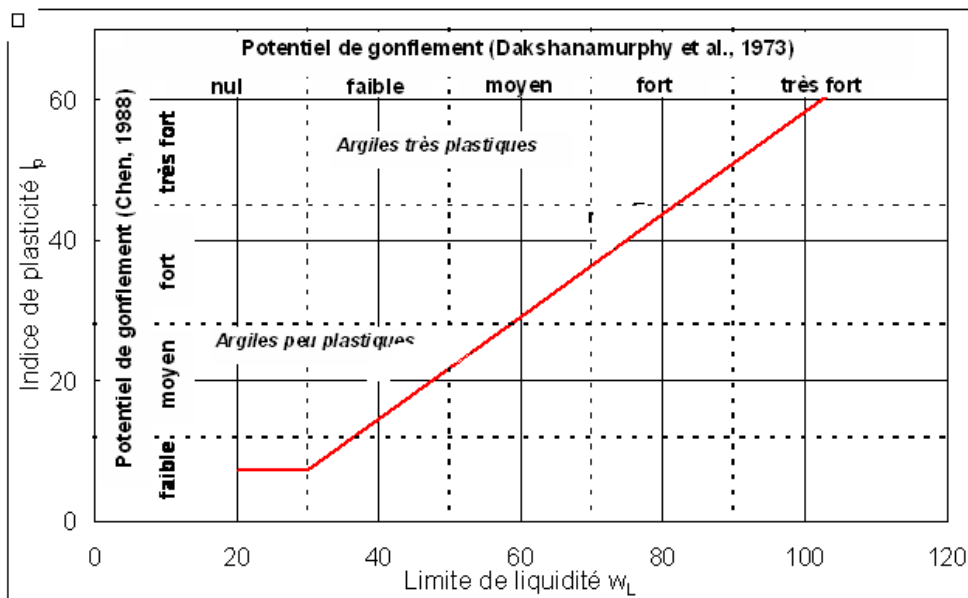


Figure I-11 : La classification Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

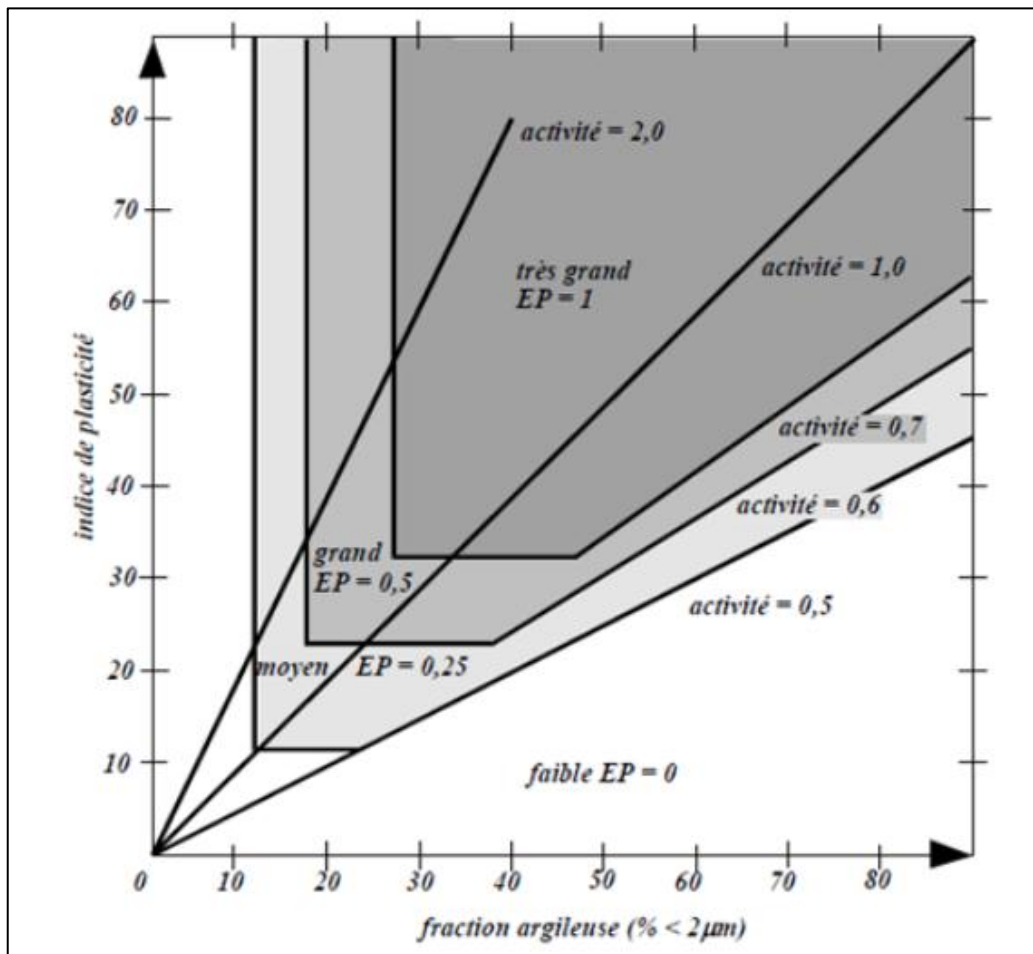


Figure I-12 : Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980)[10].

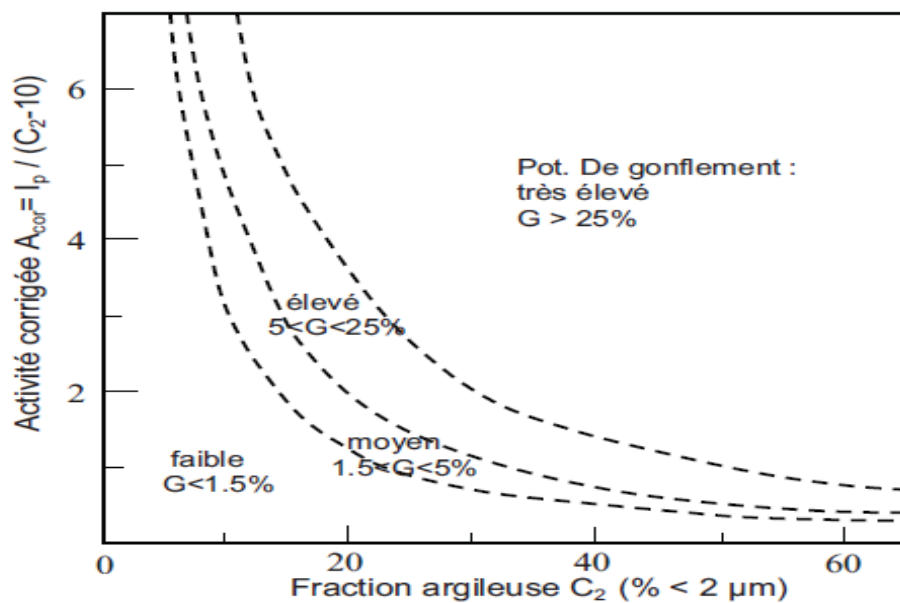


Figure I-13: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)

*** La classification basée sur 3 paramètres :**

Cette classification est donnée par les tableaux I-9 à I-11 :

Tableau I-9 : Potentiel de gonflement d'après Holtz et Gibbs (1956)

P < 2 μ m (%)	IP (%)	WR (%)	% de retrait	Potentiel de retrait
>28	> 35	> 10	> 30	Très élevé
20-13	25 < IP < 40	7-10	20-30	Elevé
13-23	15-30	10-15	10-30	Moyen
<15	<18	>15	<10	Faible

Tableau I-10: Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshnamurthy et Raman (1973) [9].

IP (%)	WR (%)	WL (%)	Potentiel de retrait
< 18	> 15	20-35	Faible
15-25	10-15	35-50	Moyen
25-35	7-12	50-70	Fort
> 35	< 11	> 70	Très fort

Tableau I-11 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000). [8]

IP (%)	% < 80 μ m	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

I-4-6-2-2 Identification quantitative (estimation des paramètres de gonflement)

Dans la phase de reconnaissance primaire et une fois le sol gonflant soupçonné, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement (amplitude et pression) à partir des nombreuses corrélations proposées dans la littérature. Ces relations empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec les paramètres géotechniques déterminés à partir des essais classiques d'identification. Bien sûr, il faut se garder d'une utilisation abusive de ces relations, les valeurs obtenues ne doivent servir que lors des études d'avant-projet sommaire notamment pour orienter les concepteurs.

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau (I- 12)(Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

Tableau I-12: Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g), [2].

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed et al. (1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13.10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	ε_g , w_L et w_s sans unités (-)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_i (%) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Didier et al. (1973)	$\log \sigma_g = uw_L + v\gamma_{d0} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%); γ_{d0} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (-)
Nagaraj et al. (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_1 : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K\gamma_{d0} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{d0} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

I-4-6-3-Méthodes directes d'identification:

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

Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al., 1987) :

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

Ces essais peuvent être exécutés sur des échantillons intacts ou compactés. Le choix de la méthode dépend de la problématique posée et du but recherché. Chaque méthode tente de simuler le plus possible les conditions réelles du terrain, en fonction du comportement de l'ouvrage. Les essais sont exécutés couramment dans la cellule œdométrique, conventionnelle à chargement par poids. Les principales méthodes utilisées sont décrites ci-après.

a-Méthode de gonflement libre :

La pression de contact (piston + pierre poreuse) est appliquée à l'échantillon. Lorsque la déformation due à cette pression est complète, l'échantillon est inondé d'eau et le gonflement est induit. L'échantillon est ensuite soumis à une série de chargement lorsque le gonflement primaire est complet en utilisant un ratio d'incrément de charge égale à 1. Le processus de chargement se poursuit jusqu'à ce que l'échantillon gonflé retrouve sa hauteur initiale ou indice de vide initiale. La pression nécessaire appliquée pour retrouver l'indice de vide initiale e_0 , est appelée pression de gonflement de l'échantillon (figure I-14).

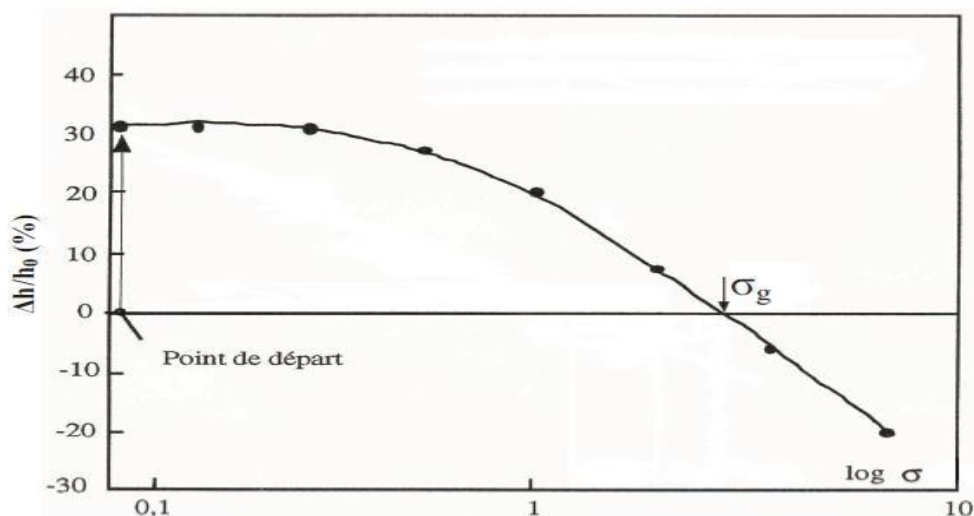


Figure I-14 : Essais de gonflement libre [4].

b-Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'oedomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I-15).

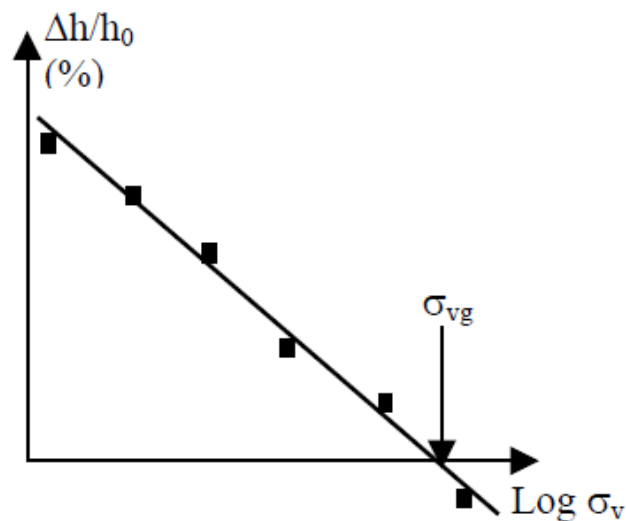


Figure I-15 : Essais de gonflement en parallèle [4].

c- Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers (figure I.16). Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en oeuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement).

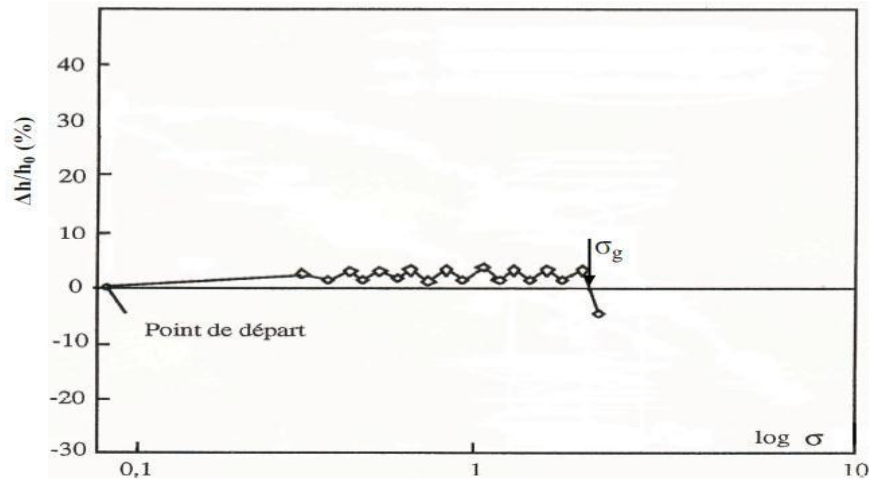


Figure I-16 : Essai de gonflement à volume constant [4].

I-4-6- 4 Comparaison des différentes méthodes

La méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes ; elle est très lente (plusieurs semaines). La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles ; bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre eux. La méthode de gonflement à volume constant (empêché), donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux, elle est délicate à mettre en oeuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle), mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours). En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des oedomètres lors d'essais à gonflement libre.

CONCLUSIONS

Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans effectuer d'essai de gonflement. Le plus souvent, ces méthodes restent grossières et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Les relations sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel. De plus, il semble que les lois mathématiques citées, qui sont certes significatives quand elles sont appliquées à un grand nombre de sols très différents minéralogiquement et granulométriquement, doivent être utilisées avec beaucoup de précautions sur des sols de natures voisines.

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement, mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, la pression de gonflement et la déformation de gonflement.

Chapitre II
Programme
expérimental et
procédures d'essais

Chapitre II

PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURES D'ESSAIS

II.1 INTRODUCTION :

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi Hadjres 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 cisaillement à la boîte, Essais Proctor normale, Essais C.B.R. immédiat et après imbibition, essais de compressibilité et de consolidation œdométriques et essais de gonflement à l'œdomètre).

II. 2 LOCALISATION DU SITE :

Le terrain se situe au centre-ville de Sidi Hadjres, sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila, exactement dans les bords du nouveau siège de l'Assemblée Populaire Communale (APC) de Sidi Hadjres. Il est délimité par (figure I.1):

- Au nord : par un terrain vague et le cimetière de Sidi Hadjres.
- A l'est : par un terrain vague
- A l'ouest : par le CFPA et un terrain vague.
- Au Sud : par la route nationale 40.





Figure II-1 : Image satellite prise le 2017, (Source Google Earth)

Le programme expérimental a été réalisé dans laboratoire du génie civil de l'université de m'sila. Ce programme est réparti en deux parties.

a- Essais d'identifications :

- La granulométrie (par tamisage).
- La granulométrie (par sédimentométrie).
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai au bleu de méthylène.

b- Essais mécaniques :

- Essais Proctor normal.
- Essais C.B.R. immédiat et après imbibition.
- Essai à la boîte de cisaillement directe
- Essais de compressibilité et de consolidation Œdométrique.
- Essais de gonflement a l'Œdomètre.

N.B : Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes au tant que possible aux méthodes d'essais en vigueur.

II-3-Essais d'identifications

II-3- 1 - Analyse granulométrique tamisage (NF P 94-056)

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification.

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série des tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse (figure II.2).

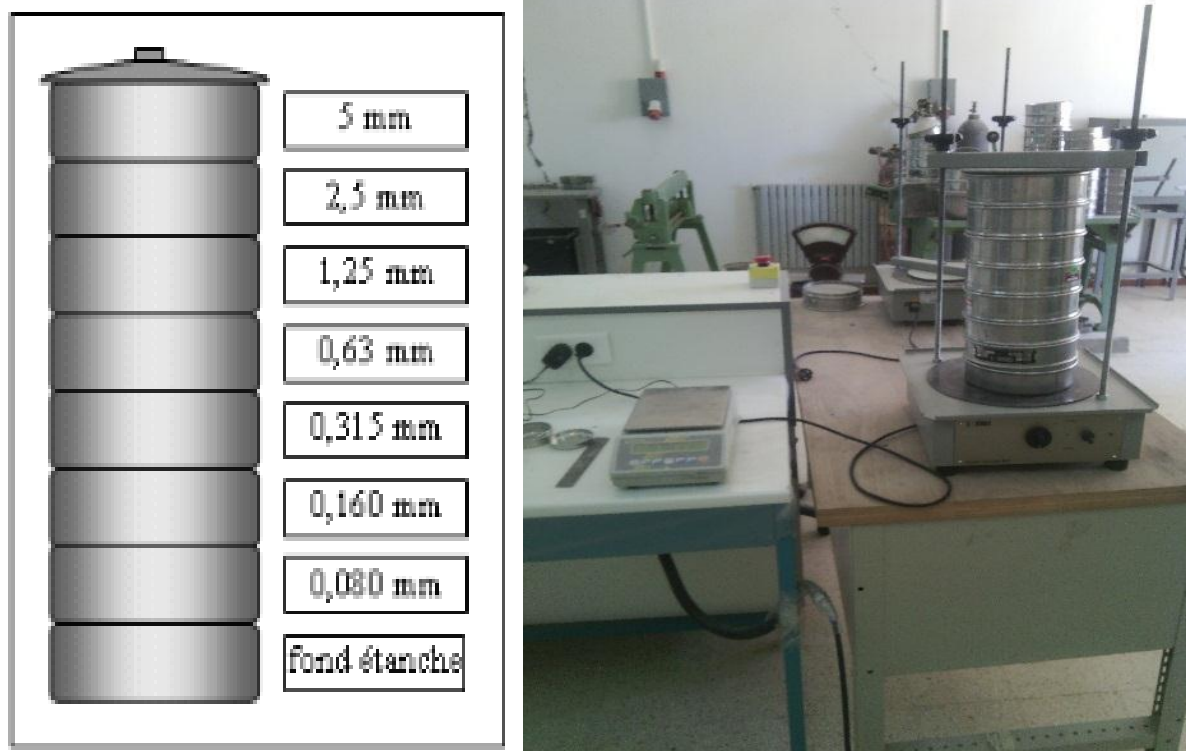


Figure II.2: Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).

II-3- 2 - Analyse granulométrique sédimentométrie (NF P 94-057) :

Les particules inférieures à 80 μm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et de la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données (figure II-3)



Figure II-3 - Essai Analyse granulométrique (par sédimentométrie).

II-3- 3 - Les limites d'Atterberg (NF P 94-051):

Les limites de consistance, ou limites d'**Atterberg** (pédologue Suédois) constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé (Figure II.4), sur le **mortier**, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au **tamis de 400 mm**. Il est défini trois limites

- la **limite de liquidité w_L** qui le passage d'un sol de l'état liquide de l'état plastique
- la **limite de plasticité w_P** qui le passage d'un sol de l'état plastique de l'état solide

exprimée en pourcentage de masse de la matière première brute. La différence $I_p = w_L - w_P$ qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité [7]. L'indice de plasticité permet d'apprécier la quantité et le type d'argiles présentes dans un échantillon. Il définit donc l'argilosité de l'échantillon (Figure II.4).

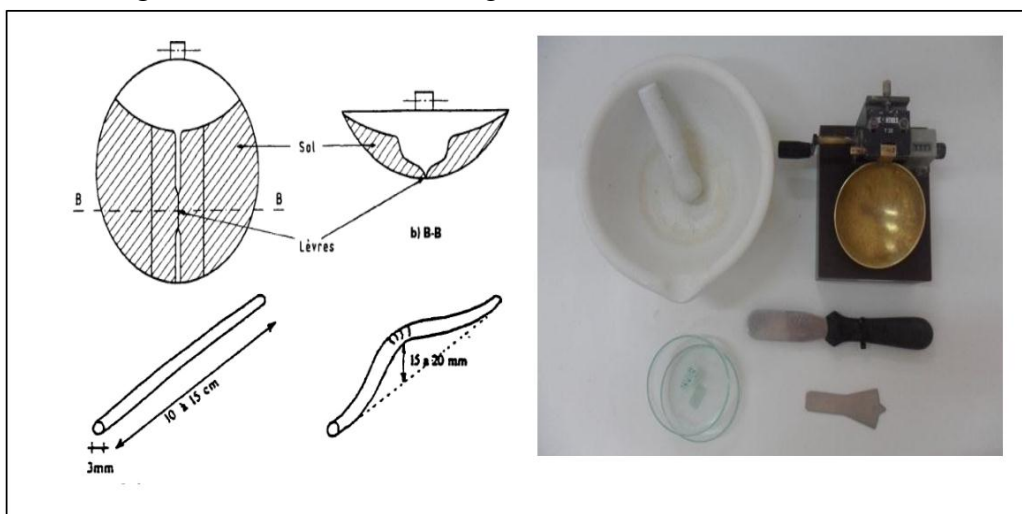


Figure II.4: Appareillage de limites d'Atterberg.

II-3- 4 - L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068) :

L'essai est réalisé sur la fraction 0/0.08 mm, il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire à la saturation des particules argileuses en suspension dans l'eau et en permanence agitation . La valeur de bleu VBS est la quantité de bleu méthylène absorbé par 30 g de matériau (figure II.5).

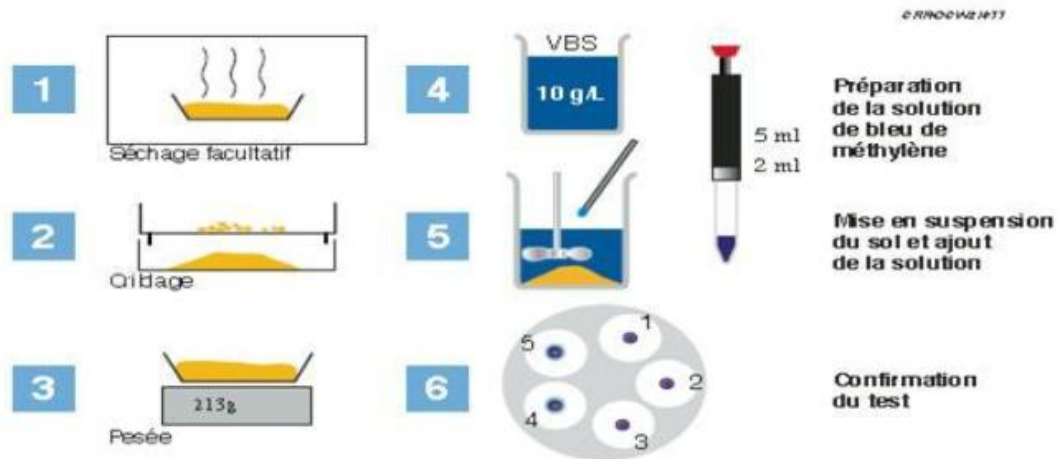


Figure II-5 Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.

A titre d'identification le tableau représente les valeurs de bleu de quelques sols.

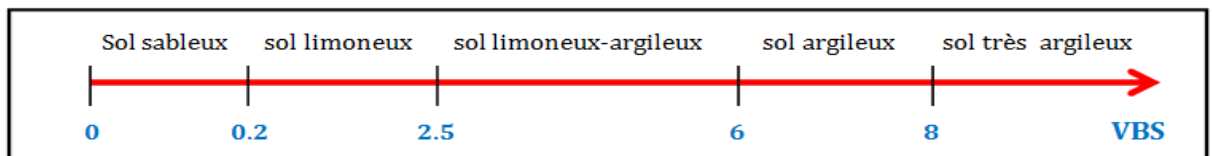


Figure II.6 Valeurs de bleu de quelques sols.



Figure II-7- Essai au bleu de méthylène.

II-4-Essais mécaniques :

II-4-1-Essais Proctor normal (NF P94-093) :

L'essai Proctor est un essai de compactage réalisé en laboratoire qui a pour but déterminer l'influence de la teneur en eau (w optimum wopn exprimée en%) d'un matériau sur sa compactibilité (exprimée par la masse volumique sèche γ_d en g/cm^3 ou kg/m^3). Conditions d'essai : Le matériau est porté à différentes teneurs en eau et chacun des mélanges est ensuite compacté par couche dans un moule cylindrique au moyen d'un marteau de dimension et de masse normalisées que l'on laisse tomber librement d'une hauteur normalisée, la masse volumique sèche de l'échantillon ainsi compacté est déterminée pour chaque teneur en eau. (figure II-8).



Figure II-8 moule Proctor normal

II-4-2-Essais de portance C.B.R (NF P 94-078) :

L'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des force observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements, l'indice recherché est défini

conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés.

a- Essai C.B.R immédiat :

Placer l'éprouvette sur la presse en position centrée par rapport au piston de poinçonnement et on procède au poinçonnement de manière suivante ; Mettre en contact la surface supérieure de l'éprouvette avec le piston, à l'aide des dispositifs prévus sur la presse jusqu'à ce que le piston vienne affleurer le matériau. Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon (figure II -9).

Noter les efforts de poinçonnement pour des enfoncements suivants : **0,625 ; 1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 et 10mm**. L'indice de recherche est par conversion la plus grande des valeurs suivantes ;

$$IPI = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{13.35 \text{ KN}}$$

$$IPI = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{20.05 \text{ KN}}$$



Figure II-9-Appareil de poinçonnement.

b-Essai C.B.R après imbibition :

Après quatre (4) jours d'immersion (± 2 h) on mesure la hauteur de gonflement Δh Indiquée par le comparateur, on extrait l'ensemble hors du bac d'immersion en observant un temps d'égouttage de 15 minutes puis on dépose le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement. La même procédure que la détermination de l'indice C.B.R immédiat.

La valeur de déformation de l'éprouvette g , exprimé en pourcentage : On suivra la même procédure que celle de la détermination de l'indice C.B.R immédiat disque de gonflement (figure II-10).

La valeur de déformation de l'éprouvette g , exprimé en pourcentage : $g \% = [\Delta h/h] \times 100$



Figure II-10 Imbibition des essais de C.B.R.

II-4-3-Essai à la boîte de cisaillement directe (NF P 94-071-1) :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boties indépendantes dans notre cas le but est de déterminer l'effort de cisaillement et l'échantillon de sol est préparé selon les caractéristiques optimums et sous l'énergie de Proctor normal, L'essai adopté pour le cisaillement est non consolidé non drainé(UU), à une vitesse de 0.6 mm/min. Dans cet essai l'échantillon est constitué d'une plaquette carrée dont les dimensions usuelles sont : 6cm x6 cm x h = 3 cm.

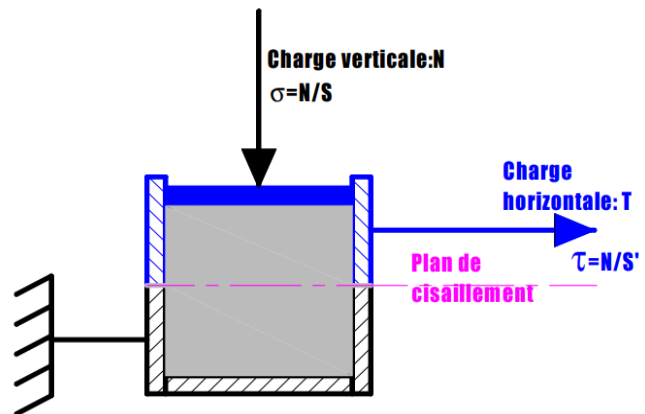


Figure II-11 - appareille de cisaillement direct.

L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisillées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents 100kPa, 200kPa et 400 kPa ou (1bar , 2bar et 4bar).

Mise en place

- Placer le piston muni de sa plaque drainante sur le sommet de l'éprouvette.
- Noter, après fixation du système de mesure de l'effort de cisaillement horizontal (T), et avant application de tout effort, la valeur d'origine du capteur de l'effort (T).
- Régler la position du capteur de mesure du déplacement relatif horizontal entre les deux demi-bottes et noter la valeur d'origine.
- Positionner le capteur de mesure du déplacement vertical du piston par rapport à un repère fixe et noter la valeur d'origine.
- Appliquer l'effort (N) sur la partie supérieure du piston.
- Mesurer le déplacement vertical du piston S_h en fonction du temps.

II-4-4-Essais de compressibilité et de consolidation Œdométrique :

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté quatre essais de compressibilité permettant de déterminer les paramètres de compressibilité et de consolidation 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 choisies 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.

II-4-4-1-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 II.12). La bague est équipée d'une tresse 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.

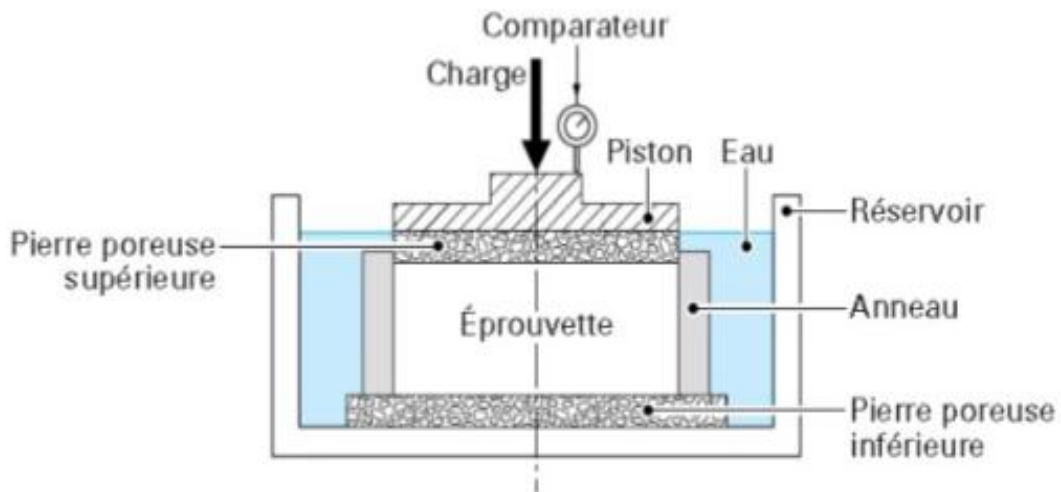


Figure II.12: Coupe schématique d'une cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.

II-4-4-2-Préparation des éprouvettes et exécution des essais :

La préparation des éprouvettes comporte les opérations de choix et de découpage des éprouvettes, leur montage dans les cellules œdométriques et leur chargement.

II-4-4-3-Interprétation des résultats d'essais :

L'interprétation des résultats d'essais œdométriques repose classiquement sur l'exploitation des courbes de compressibilité et de consolidation : la courbe de compressibilité traduit les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement en fonction de la contrainte verticale effective correspondante et les courbes de consolidation représentent, pour chaque palier de chargement, les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction du temps. Deux méthodes peuvent être utilisées, la méthode de Taylor (variation de la hauteur en fonction de la racine carrée du temps) et la méthode de Casagrande (variation de la hauteur en fonction du logarithme du temps) ; la méthode de Taylor étant la plus utilisée. L'interprétation des résultats d'essais effectuée conformément aux méthodes d'essais LPC, est décrite comme suit:

- sur la courbe de compressibilité (II.13), la pression de préconsolidation σ'_p est définie par le point d'intersection C de la droite MN correspondant à la courbe de compressibilité dans le domaine normalement consolidé, avec la parallèle DL à la droite AB, correspondant à l'intersection des deux branches de compression et de recompression de la courbe de compressibilité dans le domaine surconsolidé (pente moyenne de la branche de déchargement-rechargement). Les indices de gonflement CS et de compression CC correspondent respectivement aux pentes des droites DL et MN. L'indice des vides en place e_0 est, quant à lui, défini par le point E sur la droite DL pour une contrainte égale à la pression verticale effective des terres en place ;

- sur chaque courbe de consolidation (figure II.14), la droite D1 correspond à la partie quasi linéaire du début de la courbe et coupe l'axe des ordonnées en un point dC qui est le zéro corrigé (la lecture initiale d0 n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite D2 est la droite passant par le point dC et de pente 1,15 fois plus faible que celle de D1. L'intersection de D2 avec la courbe de tassement donne le point T d'abscisse t_{90} , correspondant à 90 % de consolidation primaire, auquel correspond une valeur du coefficient de consolidation $C_V = 0,848d^2 / t_{90}$ (relation de Taylor), où d désigne la distance de drainage (épaisseur ou demi-épaisseur de l'éprouvette suivant que le drainage s'effectue sur une ou deux faces) ;

- la courbe $(e, \lg k)$, appelée courbe de perméabilité, exprime la relation entre l'indice des vides et le coefficient de perméabilité du sol. Pour les contraintes supérieures à la pression de

préconsolidation, cette courbe est linéaire et caractérisée par la pente C_k , représentant le taux de variation de la perméabilité, et par l'indice des vides e_k , correspondant à une perméabilité de référence. Cette courbe permet en outre de déduire le coefficient de perméabilité k_{vo} du sol en place.

L'interprétation des résultats effectuée par la méthode classique de Casagrande est décrite comme suit :

- sur la courbe de compressibilité (figure II.15), l'indice de gonflement C_s correspondent à la pente de la droite ajustée sur les points expérimentaux de la phase de déchargement final et l'indice de compression C_c correspondant à la pente de la droite MN ajustée sur les trois derniers points expérimentaux alignés. Sur cette courbe, on trace une horizontale à partir du point C où le rayon de courbure est minimal. La bissectrice de l'angle formé par cette horizontale et la tangente en C à la courbe, coupe la droite MN en point D. On admet que la pression de préconsolidation σ'_p est égale à l'abscisse de D

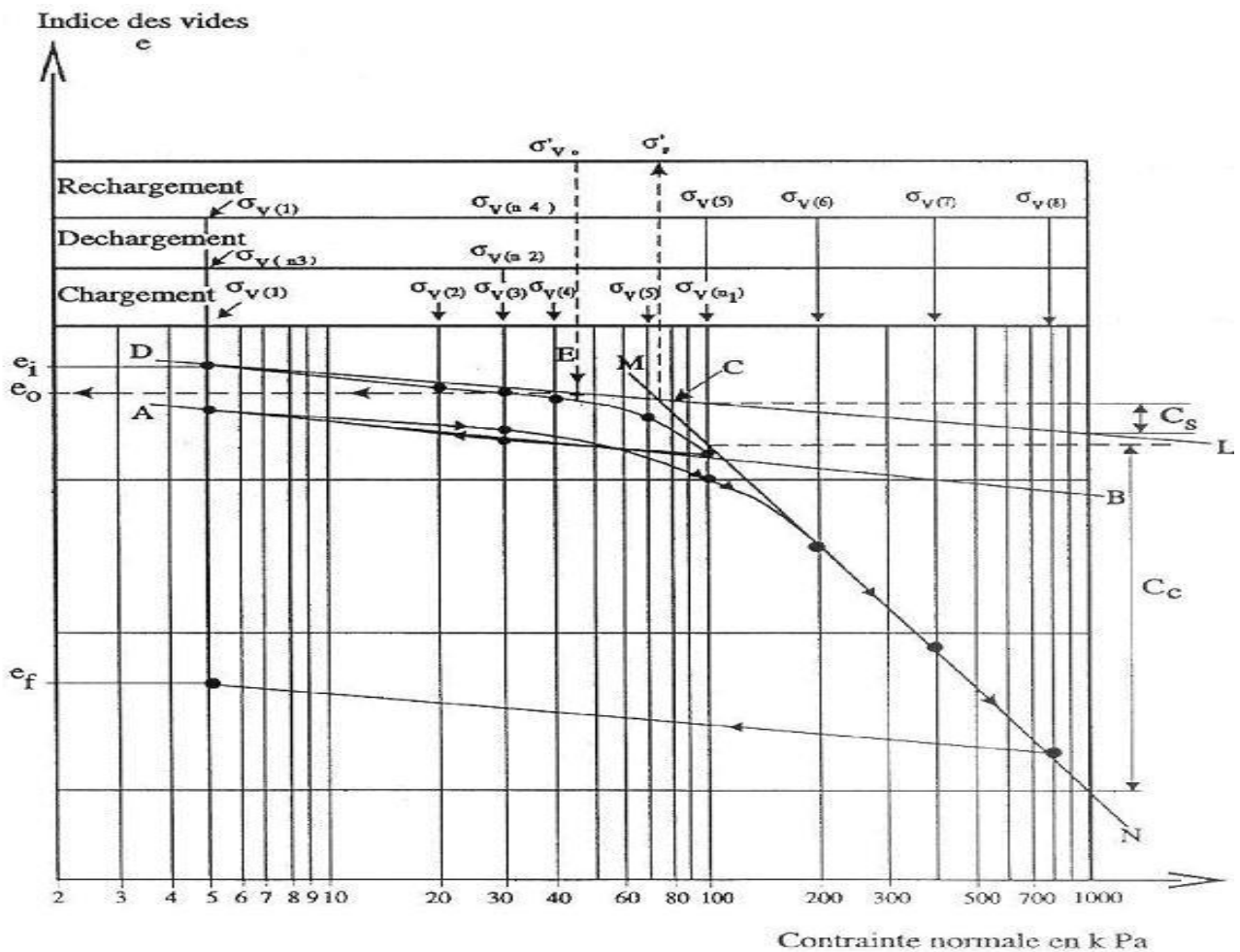


Figure II.13 Principe d'interprétation des courbes de compressibilité

par les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).

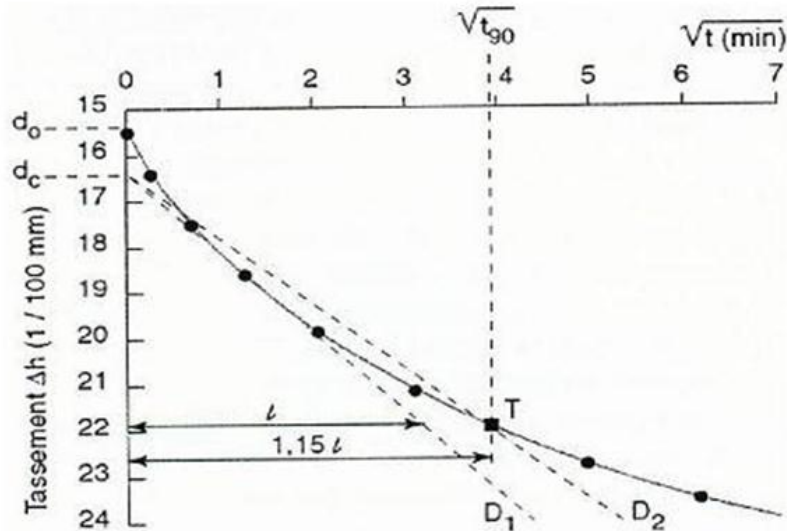


Figure II.14 Principe d'interprétation des courbes de consolidation par la méthode de Taylor (Magnan et al., 1985).

II-4-5-Essais de gonflement à l'œdomètre :

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté la réalisation de trois essais de gonflement libre par la méthode du CEBTP, ces essais s'effectuent par chargement d'une seule éprouvette par plusieurs paliers de charges (essais de gonflement libre et sous charges).

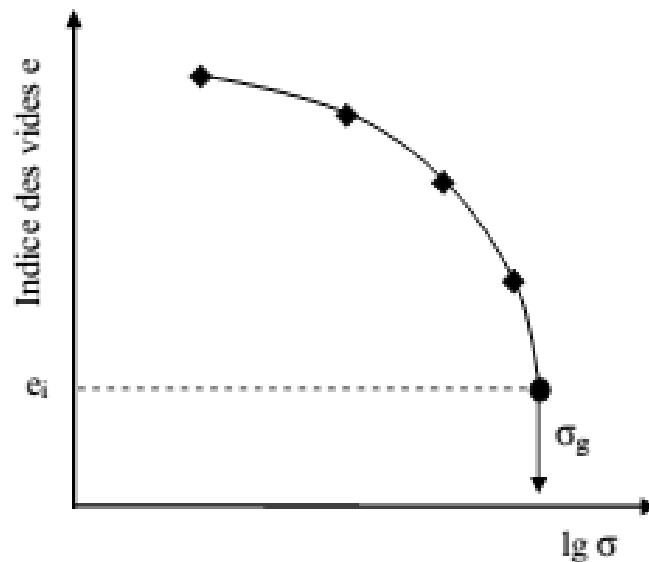


Figure II.16 Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP.

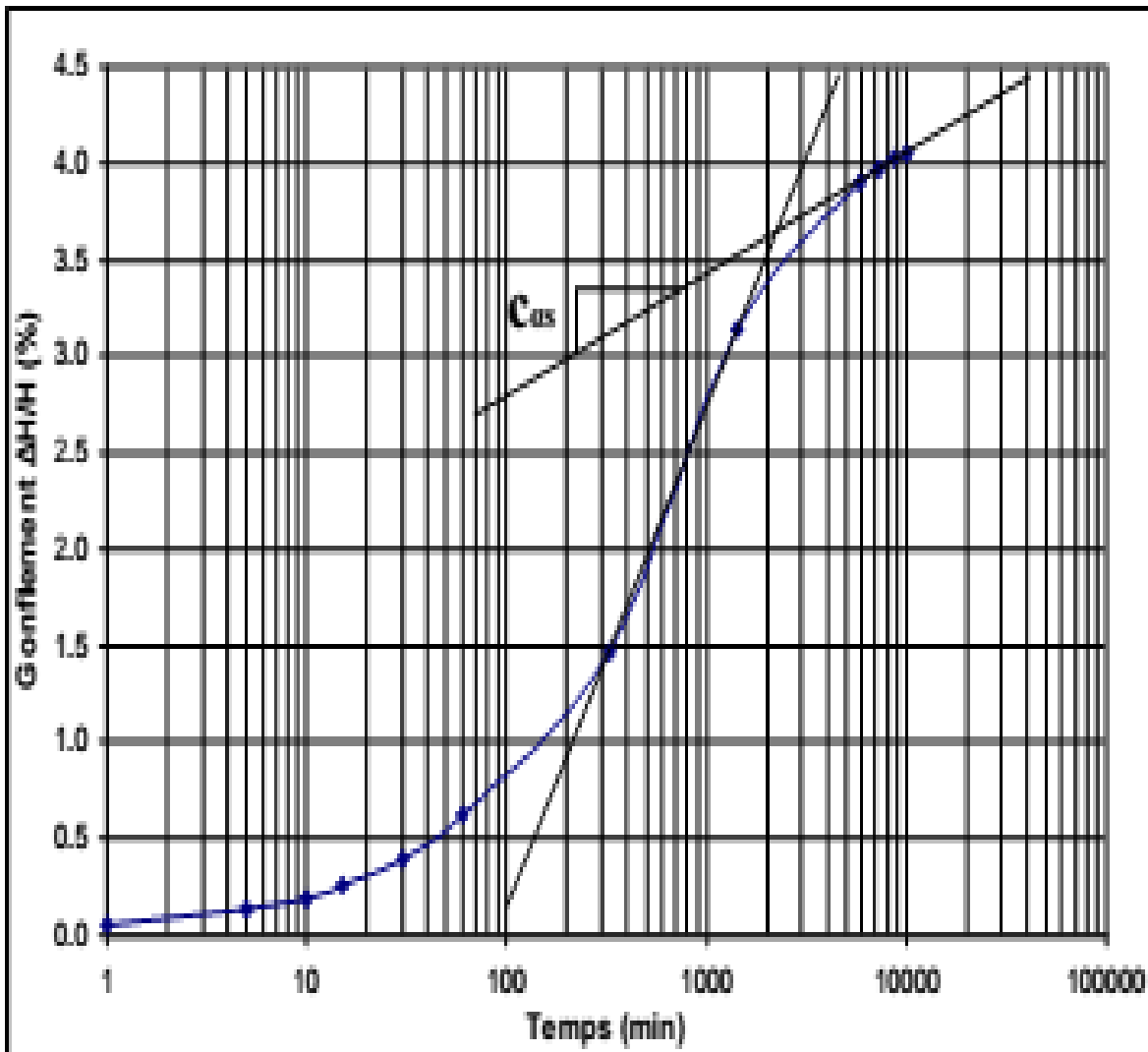


Figure II.17 : Courbes de gonflement.

Chapitre III
Présentation et analyse des
résultats d'essais

Chapitre III**Présentation et analyse des résultats d'essais****III.1 : Introduction :**

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté des essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, des essais de C.B.R et des essais d'ultrason pour l'identification des paramètres des sols étudiés. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons découpés dans des blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor modifiée de côté sec de l'optimum.

Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie et la méthode d'interprétation des résultats d'essais adoptée s'inspire beaucoup des connaissances acquises sur les sols gonflants à travers le monde.

III- Résultats Des Essais :**III-1- les essais d'identification :****III-1-1- Analyse granulométrique :****a-Analyse granulométrique par tamisage :**

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

- Essai N°1

Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01.

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2.5	2.16	2.16	0.72	99.28
1.25	1.62	3.78	1.26	98.74
0.63	0.63	4.41	1.47	98.53
0.32	0.75	5.16	1.72	98.28
0.16	2.16	7.32	2.44	97.56
0.08	2.76	10.08	3.36	96.64

- Essai N°2

Tableau III-2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.16	1.16	0.39	99.61
1,25	1.09	2.25	0.75	99.25
0,63	0.18	2.43	0.81	99.19
0,315	2.46	4.89	1.63	98.37
0,16	0.57	5.46	1.82	98.18
0,08	3.24	8.70	2.90	97.10

- Essai N°3

Tableau III-3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03

ESSAI n1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.20	1.20	0.40	99.60
1,25	0.20	1.40	0.47	99.53
0,63	2.90	4.30	1.43	98.57
0,315	1.60	5.90	1.97	98.03
0,16	0.40	6.30	2.10	97.90
0,08	4.20	10.50	3.50	96.50

Le tableau III- 4 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique :

Tableau III- 4: Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.

Tamis(mm)	Tamisâtes %			Moyenne
	ESSAI n1	ESSAI n2	ESSAI n3	
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2,5	99.28	99.61	99.60	99.50
1,25	98.74	99.25	99.53	99.17
0,63	98.53	99.19	98.57	98.76
0,315	98.28	98.37	98.03	98.23
0,16	97.56	98.18	97.90	97.88
0,08	96.64	97.10	96.50	96.75

b-Analyse granulométrique par sédimentométrie :

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique par sédimentométrie et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III-5: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisé par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0268	22.0000	0.01312	12.0160	64	1,0000000	106.41	95.91
1	1.0266	22.0000	0.01312	12.0920	46	1,0000000	105.62	95.19
2	1.0265	22.0000	0.01312	12.1300	32	1,0000000	105.22	94.84
5	1.0263	22.0000	0.01312	10.8060	19	1,0000000	104.43	94.12
10	1.0262	22.0000	0.01312	10.8440	14	1,0000000	104.03	93.76
20	1.0262	22.0000	0.01312	10.8440	10	1,0000000	104.03	93.76
40	1.0261	22.0000	0.01312	10.8820	7	1,0000000	103.63	93.40
80	1.0260	21.0000	0.01328	10.9200	5	1,0000000	103.24	93.05
240	1.0230	21.0000	0.01328	12.0600	3	1,0000000	91.32	82.31
1440	1.0102	1.0162	0.01316	14.6440	1	1,0000000	64.34	57.97

Tableau III-6: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisé par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0260	19.1000	0.013610	12.3200	68	1.0000000	103.24	93.05
1	1.0255	19.2000	0.013610	12.5100	48	1.0000000	101.25	91.26
2	1.0255	19.3000	0.013610	12.5100	34	1.0000000	101.25	91.26
5	1.0252	19.0000	0.013610	11.2240	20	1.0000000	100.06	90.18
10	1.0250	19.2000	0.013610	11.3000	14	1.0000000	99.26	89.47
20	1.0247	19.1000	0.013610	11.4140	10	1.0000000	98.07	88.39
40	1.0240	19.4000	0.013610	11.6800	7	1.0000000	95.29	85.89
80	1.0232	19.1000	0.013610	11.9840	5	1.0000000	92.12	83.03
240	1.0170	18.5000	0.013780	14.3400	3	1.0000000	67.50	60.84
1440	1.0120	19.3000	0.013610	16.2400	1	1.0000000	47.65	42.94

Tableau III-7: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (μm)	Gw (Tableau)	% de grains $<D_p =$	Tamisa par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1.0259	21.4000	0.013280	12.3580	66	1.0000000	102.84	92.69
1	1.0259	22.0000	0.013120	12.3580	46	1.0000000	102.84	92.69
2	1.0258	22.0000	0.013120	12.3960	33	1.0000000	102.44	92.33
5	1.0257	21.4000	0.013280	11.0340	20	1.0000000	102.04	91.97
10	1.0257	21.3000	0.013280	11.0340	14	1.0000000	102.04	91.97
20	1.0256	21.2000	0.013280	11.0720	10	1.0000000	101.65	91.61
40	1.0250	21.2000	0.013280	11.3000	7	1.0000000	99.26	89.47
80	1.0230	21.0000	0.013280	12.0600	5	1.0000000	91.32	82.31
240	1.0180	20.3000	0.013440	13.9600	3	1.0000000	71.47	64.42
1440	1.0140	19.1000	0.013610	15.4800	1	1.0000000	55.59	50.10

Le tableau III-8 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique sédimentométrique.

Tableau III-8 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie.

Tamis		Tamisas (%)			
Mm	μm	essai 01	essai 02	essai 03	moy
0,067	66	95.91	93.05	92.69	93.881
0,048	47	95.19	91.26	92.69	93.046
0,034	34	94.84	91.26	92.33	92.807
0,021	20	94.12	90.18	91.97	92.092
0,015	15	93.76	89.47	91.97	91.734
0,011	11	93.76	88.39	91.61	91.257
0,008	8	93.40	85.89	89.47	89.587
0,005	6	93.05	83.03	82.31	86.127
0,003	3	82.31	60.84	64.42	69.188
0,001	1	57.97	42.94	50.10	50.340

Le tableau III-9 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie

Tableau III-9 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

Tamis (mm)	Tamisas (%)			
	Essai 01	Essai 01	Essai 01	Moy
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2.5	99.28	99.61	99.60	99.50
1.25	98.74	99.25	99.53	99.17
0.63	98.53	99.19	98.57	98.76
0.32	98.28	98.37	98.03	98.23
0.16	97.56	98.18	97.90	97.88
0.08	96.64	97.10	96.50	96.75
0.066	95.91	93.05	92.69	93.88
0.047	95.19	91.26	92.69	93.05
0.034	94.84	91.26	92.33	92.81
0.02	94.12	90.18	91.97	92.09
0.015	93.76	89.47	91.97	91.73
0.011	93.76	88.39	91.61	91.26
0.008	93.40	85.89	89.47	89.59
0.006	93.05	83.03	82.31	86.13
0.003	82.31	60.84	64.42	69.19
0.001	57.97	42.94	50.10	50.34

Les courbes d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie) sont présentées en figure (III-1).

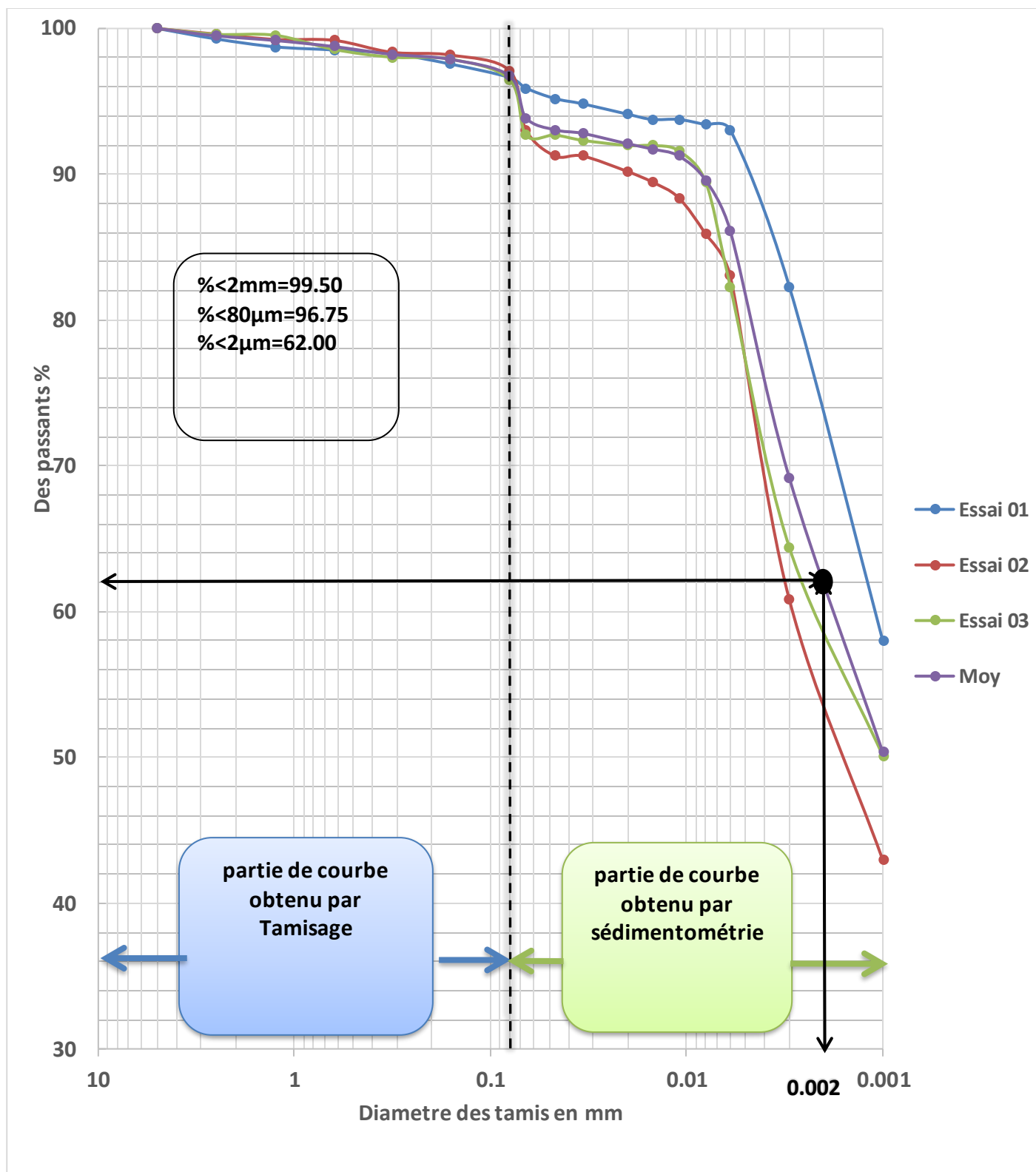


Figure III-1 Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

III-1-2 Limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limite de constance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols.

Trois (3) séries d'essais ont été réalisés pour la détermination des limites d'Atterberg.

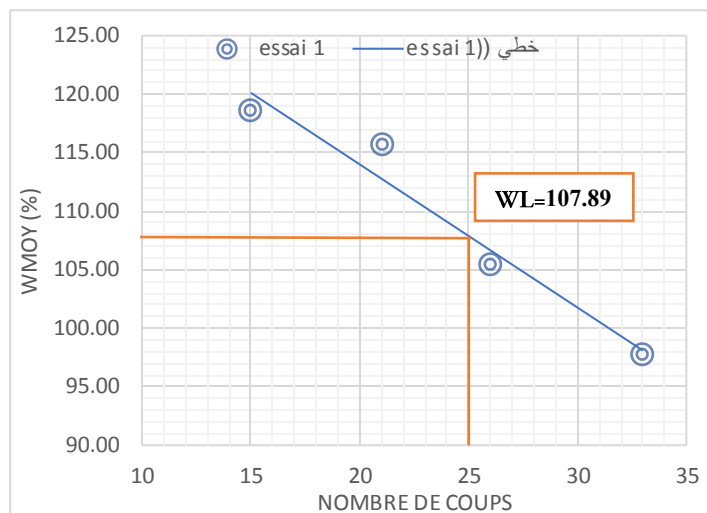


Figure III-2 Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°1.

Tableau III-10 : La valeur de plasticité l'essai N°1 .

Tare	1	2	3	4
W (%)	41.11	50.11	43.34	40.69
WP	43.81			

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 64.07$.

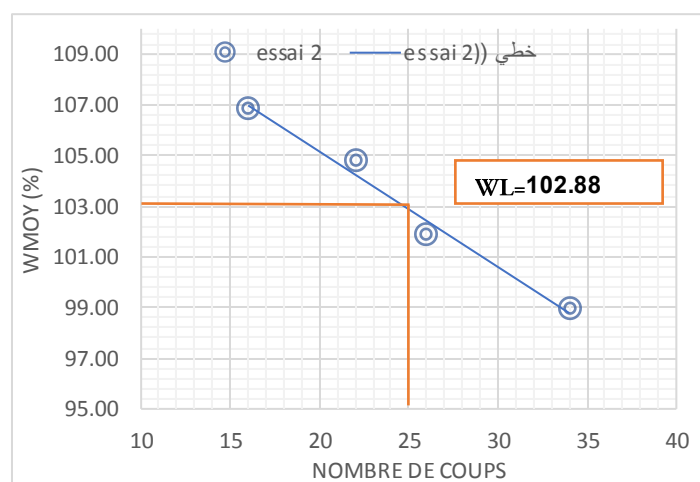


Figure III-3 Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°2.

Tableau III-11 : la valeur de plasticité l'essai N°2.

Tare	1	2	3	4
W (%)	44.96	43.94	43.33	41.84
WP	43.52			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 59.36$.

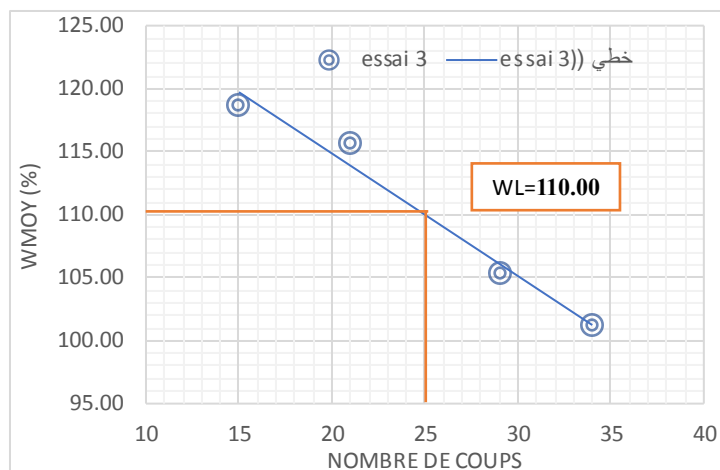


Figure III-4- Les courbes et la valeur de limite liquidité l'essai N°3.

Tableau III-12- la valeur de plasticité l'essai N°3.

Tare	1	2	3	4
W (%)	41.58	42.92	49.04	45.91
WP	44.86			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 65.13$.

Le tableau (III-13) présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg.

Tableau III-13 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

Essai N°	W _L (%)	W _p (%)	I _p (%)
1	107.89	43.81	64.07
2	102.88	43.52	59.36
3	110.00	44.86	65.13
La Moyenne	106.92	62.85	62.85

II-1-3 Essai au bleu de méthylène :

On a réalisé Trois (3) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau (III-14) :

Tableau III-14 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	La surface spécifique (m ² /g)
Essai 1	30.00	370.00	12.33	259.00
Essai 2	30.00	345.00	11.50	241.50
Essai 3	30.00	360.00	12.00	252.00
Moyenne		358.33	11.94	250.83

Tableau III-15 : Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.

Paramètres	Symbole	Unités	Valeurs
Limite de liquidité	WL	%	106.92
Limite de plasticité	Wp	%	45.61
Indice de plasticité	IP	%	61.31
Eléments inférieurs à 80 µm		%	96.75
Eléments inférieurs à 2 µm	C2	%	62.00
Valeur du bleu de méthylène	VBS	g/cm³	11.94
la surface spécifique	SST	(m²/g)	250.83

III-2- Les essais mécaniques :

III-2-1-essais Proctor normal de (KHEMISSA et al ; 2018).

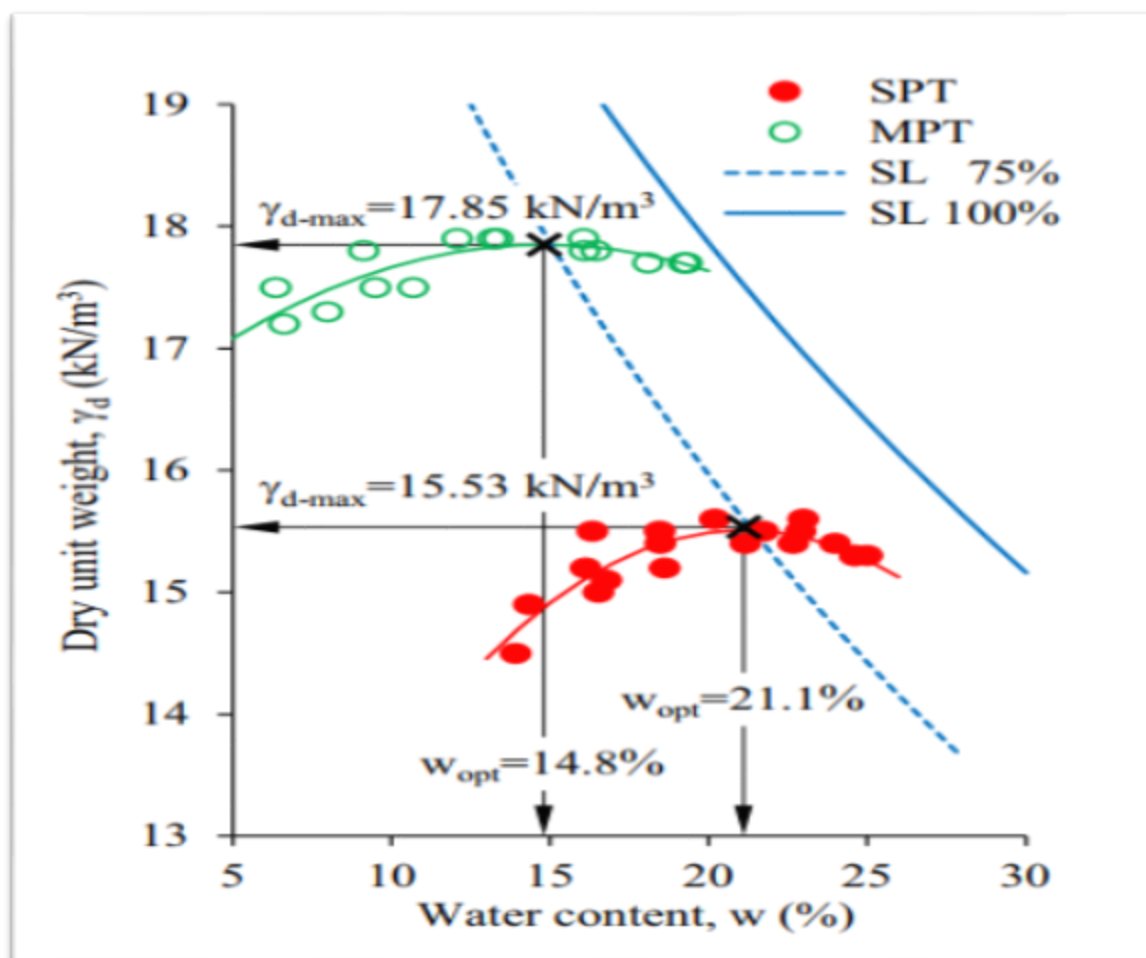


Figure III-5- Courbes d'essais Proctor normal de (KHEMISSA et al ; 2018).

La teneur en eau à l'optimum Proctor normal $W_{opt}=21.1\%$ et la masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal $\gamma_{opt} = 15.53\text{kN/m}^3$.

III-2-2-Essai C.B.R immédiat et après imbibition :

Deux séries d'essais ont été réalisées, la première pour l'essai C.B.R immédiat et le second pour l'essai C.B.R après imbibition.

a-C.B.R immédiat

Le tableau (III-16) présentent valeurs des forces de pénétration en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R immédiat d'une éprouvette témoin confectionnée aux caractéristiques optimums Proctor modifié .

Tableau III-16 : Résultats de l'essai C.B.R immédiat N° (1+2+3).

Temps	Enfoncement(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0.5	0.625	1.211	1.027	1.100	1.113
1	1.25	1.722	1.347	1.565	1.545
1.5	2	2.168	1.633	1.899	1.900
2	2.5	2.317	1.740	2.032	2.030
4	5	2.737	2.217	2.452	2.469
6	7.5	3.011	2.574	2.699	2.761
8	10	3.144	2.757	2.844	2.915

Le tableau (III- 17) résume les résultats des essais du C.B.R immédiat effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-17 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
CBR Index (2.5):	17.36	13.03	15.22	15.20
CBR Index (5.0):	20.50	16.61	18.37	18.49

La courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin

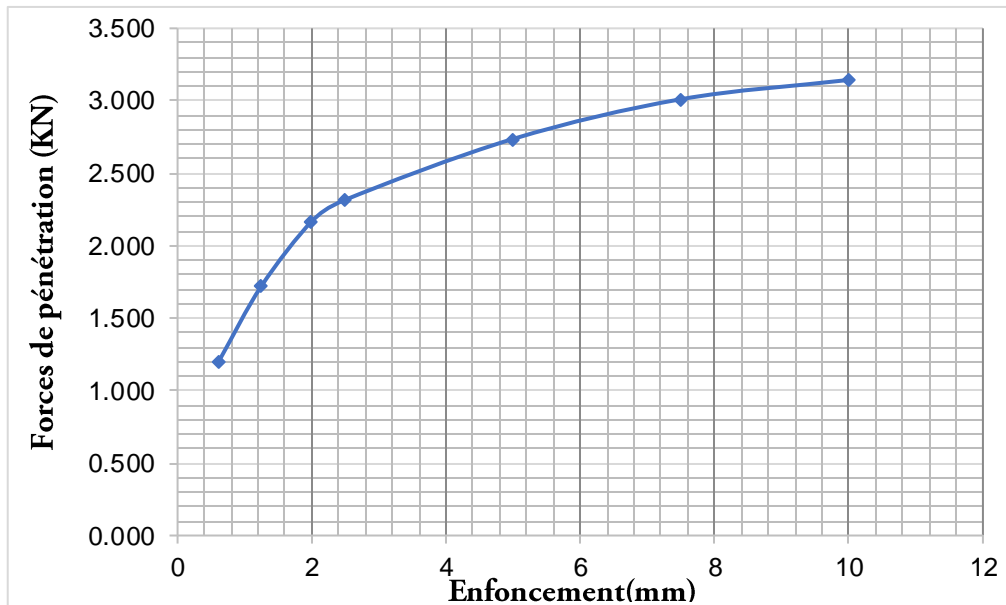


Figure III- 6- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°1.

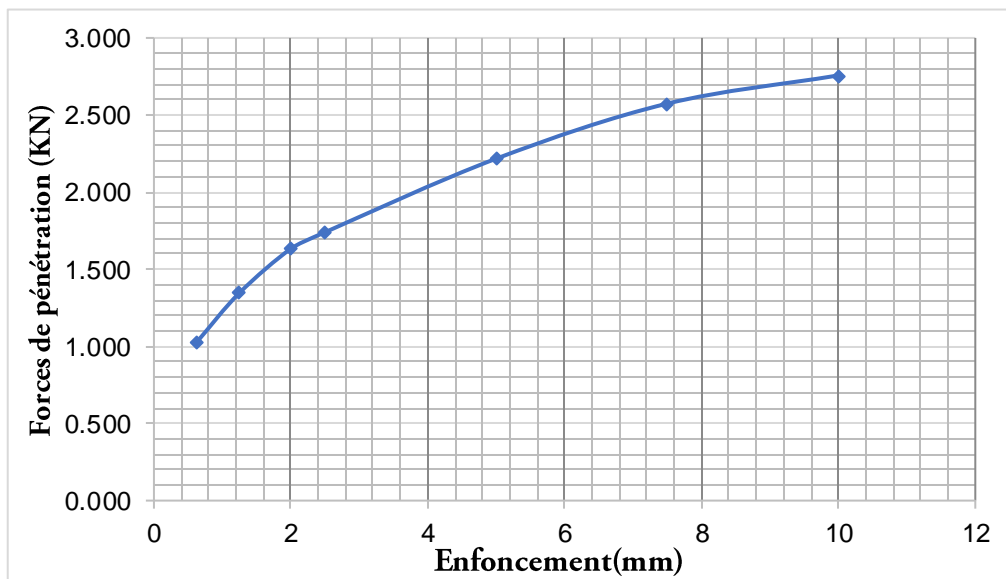


Figure III- 7- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°2.

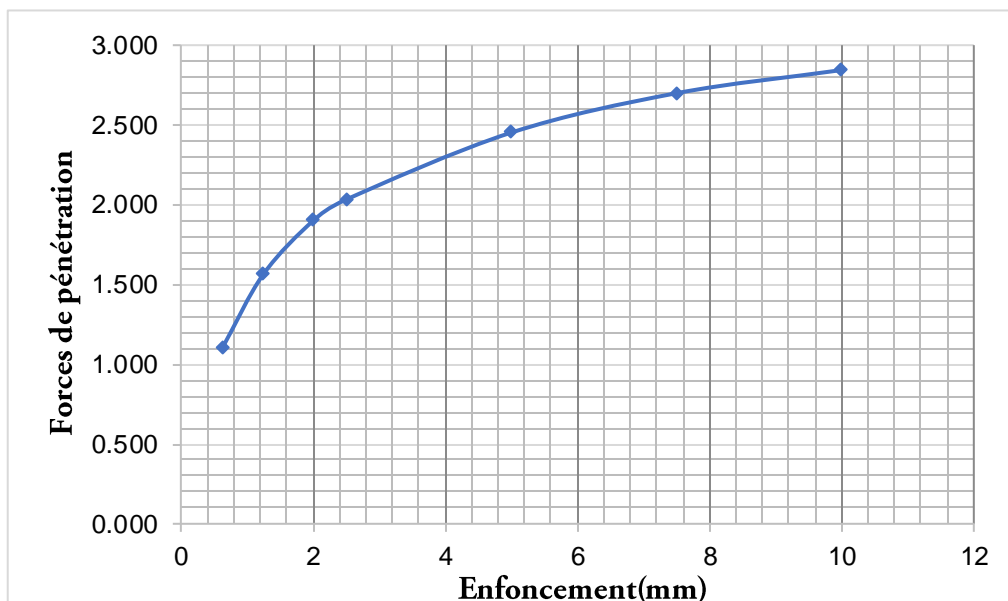


Figure III- 8- Courbe d'essai de C.B.R immédiat N°3.

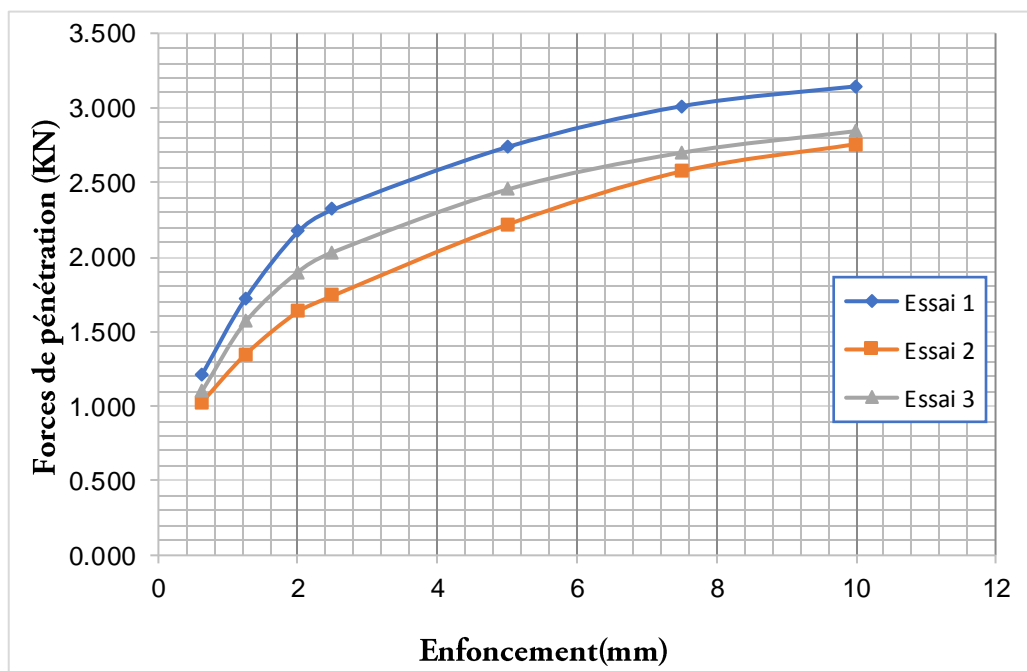


Figure III- 9- Courbes des essais des C.B.R immédiat.

L'indice C.B.R immédiat maximum recherché qui correspond à l'indice de 5 mm défoncement est égale à 20.50%.

b- Essai C .B.R après imbibition :

Les tableaux (III-18) présentent valeurs des forces de pénétration on fonction des enfoncements et L'indice C.B.R imbibition (04 jours) d'un éprouvette témoin confectionnée aux caractéristique optimums Proctor modifie.

Tableau III-18 : Résultats de l'essai C.B.R imbibition N° (1+2+3).

Temps	Enfoncement(mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0.5	0.625	0.120	0.091	0.135	0.115
1	1.25	0.145	0.106	0.170	0.140
1.5	2	0.167	0.124	0.200	0.164
2	2.5	0.181	0.135	0.218	0.178
4	5	0.227	0.167	0.275	0.223
6	7.5	0.271	0.191	0.349	0.270
8	10	0.320	0.213	0.415	0.316

Le tableau (III- 19) et (III- 20) résume les résultats des essais du C.B.R imbibition, effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-19 : valeur de l'indice C.B.R. après imbibition.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
CBR Index (2.5) :	1.356	1.011	1.633	1.333
CBR Index (5.0) :	1.139	0.838	1.380	1.119

Tableau III-20 : valeur du gonflement linéaire g (%) après imbibition.

Le gonflement linéaire G%	9.14	10.24	8.01
Moy	9.13		

La courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin

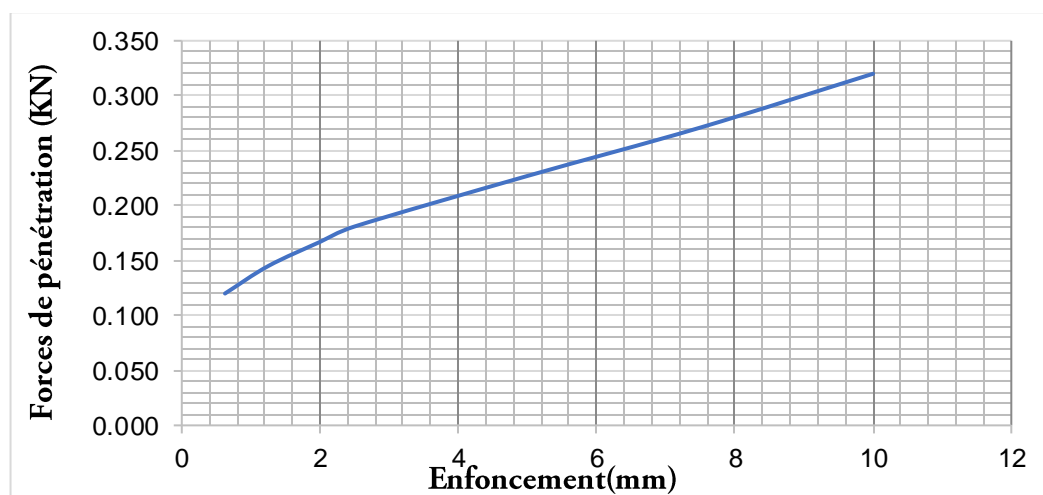


Figure III-10 Courbe d'essai de C.B. imbibition N°1.

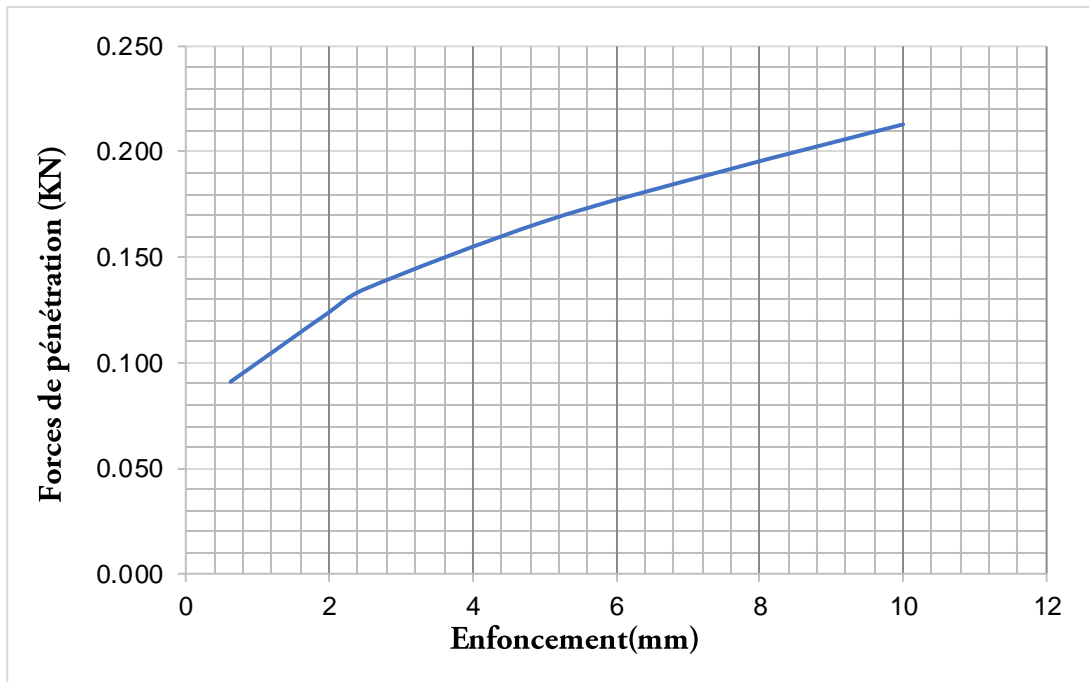


Figure III- 11- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°2.

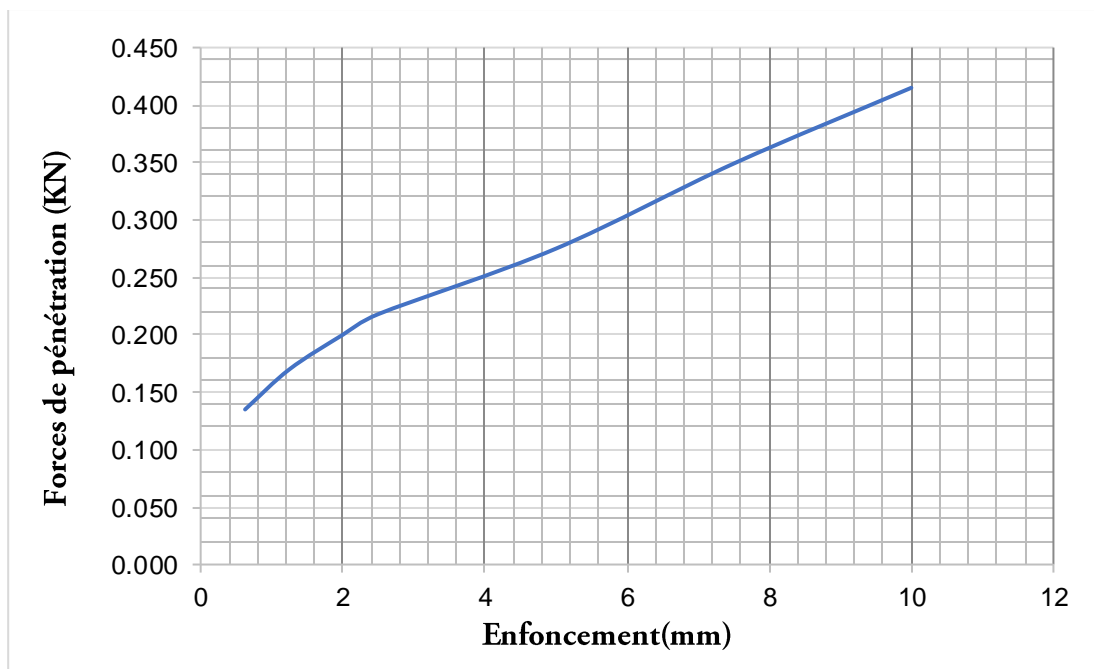


Figure III- 12- Courbe d'essai de C.B. imbibition N°3.

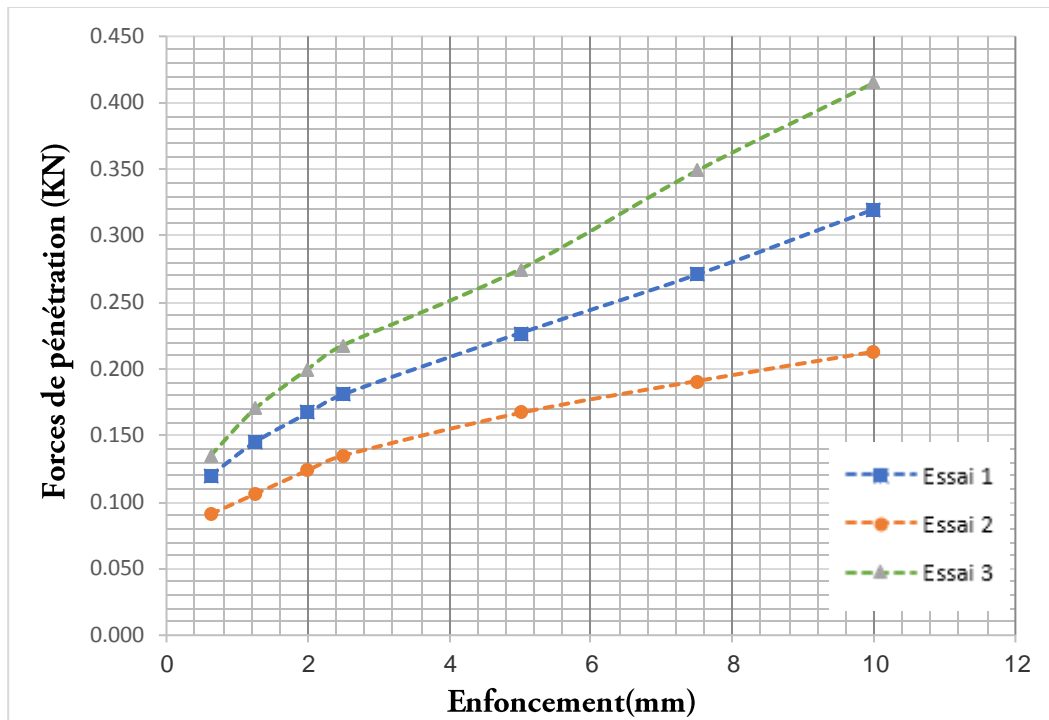


Figure III -13- Courbes des essais des C.B.R imbibition.

L'indice C.B.R imbibition maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm défoncement est égal à 1.33 % et un taux de gonflement linéaire égal 9.13 %.

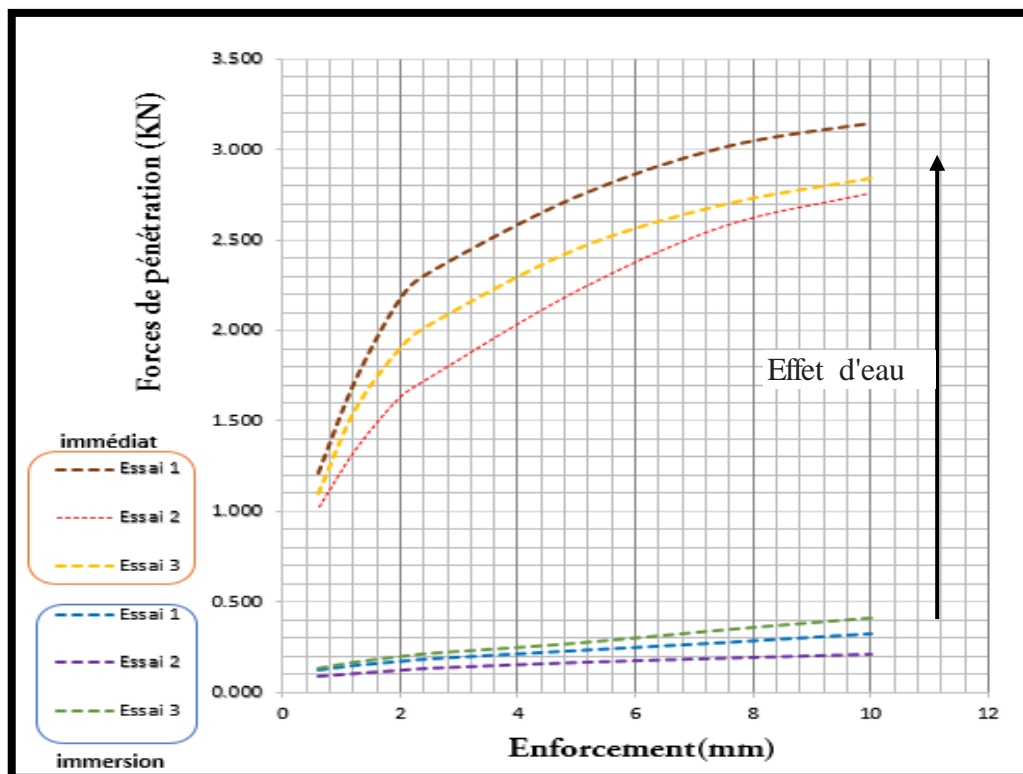


Figure III -14- Courbes des essais des C.B.R immédiat et imbibition.

III-2-3 Essais de gonflement à l'œdomètre :

• Méthode du CEBTP :

Les courbes de gonflement (e , $\lg\sigma$) et de cinétique de gonflement ($\Delta H/H_0$, $\lg t$) sont présentées sur les figures (III-17, III-18). Les valeurs de la pression de gonflement σ_g et de l'amplitude de gonflement ε_g déterminées pour chaque essai et leurs valeurs moyennes sont présentées dans le tableau (III-21). Les valeurs de $c\alpha s$ et t_{100} sont présentées dans le tableau (III-22).

Tableau III-21 : Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.

Essai N°	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	W (%)	e_0	ε_g (%)	σ_g (kPa)
1	19,3	15.95	21,1	0.6991	18.058	300
2	19,2	15.83	21,1	0.6703	11.789	250
Moyenne	19,6	16.45	21,1	0.6847	14.178	275

Tableau III-22 : Valeurs de $c\alpha s$ et t_{100} déterminées par la méthode du CEBTP.

Essai N° 01			Essai N° 02		
σ (kPa)	t_{100} (min)	$c\alpha s$	σ (kPa)	t_{100} (min)	$c\alpha s$
5.1	2000	0.0298	5.1	1150	0.0161

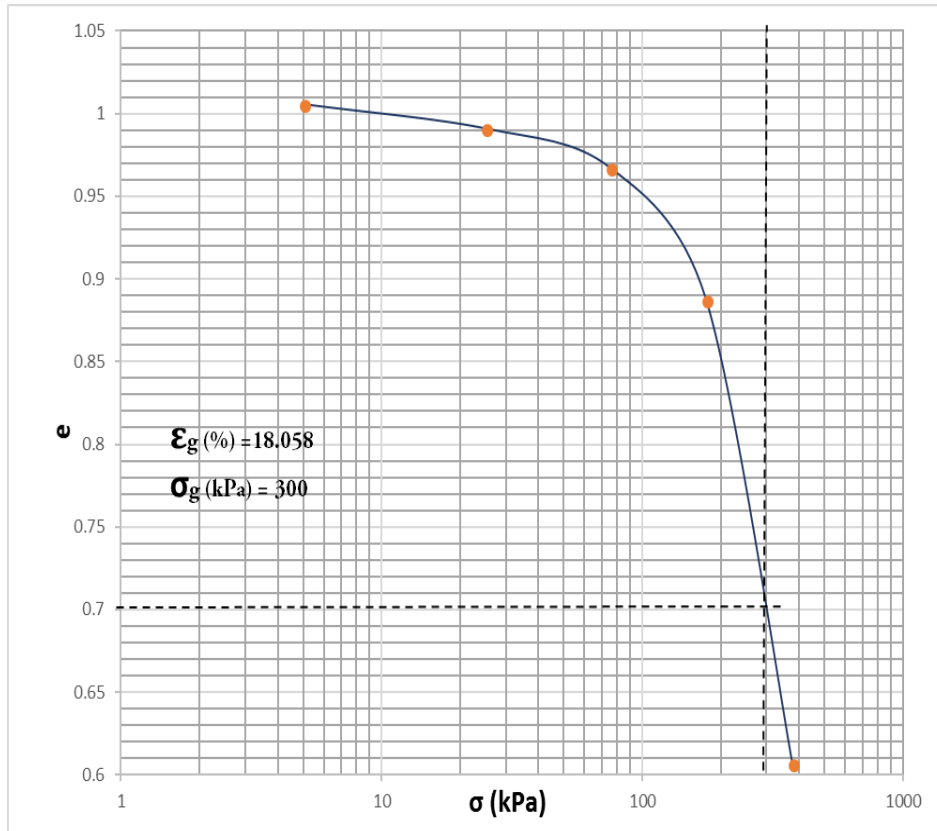


Figure III-15 Essai de gonflement n°1 (méthode du CEBTP).

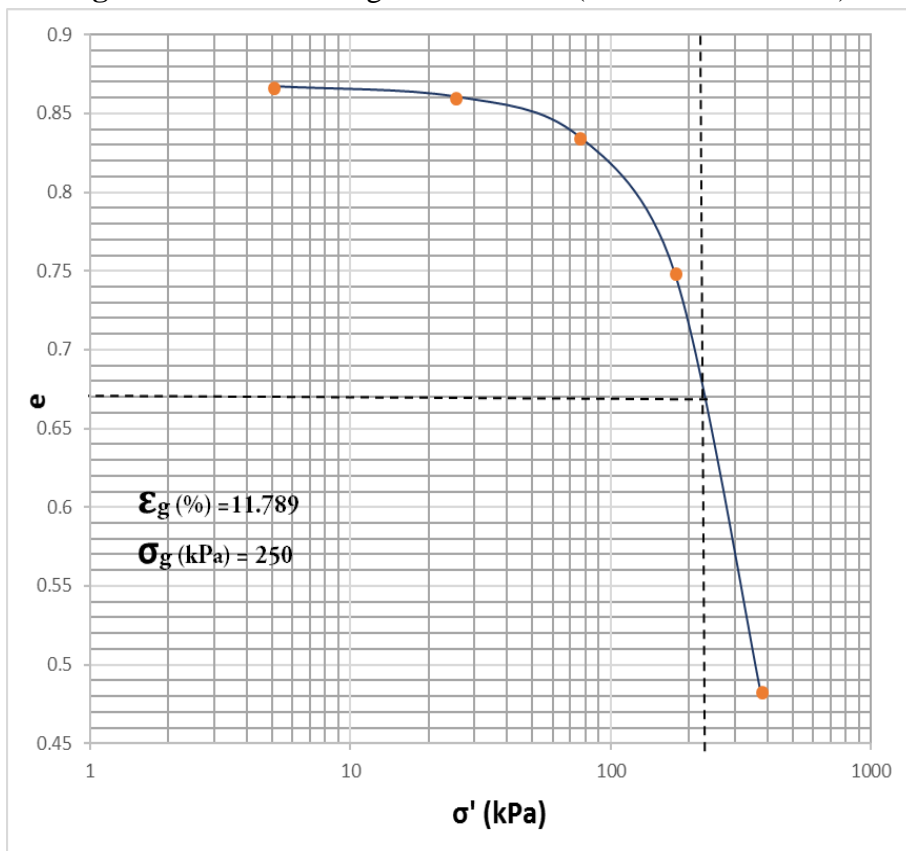


Figure III-16: Essai de gonflement n° 2 (méthode du CEBTP)

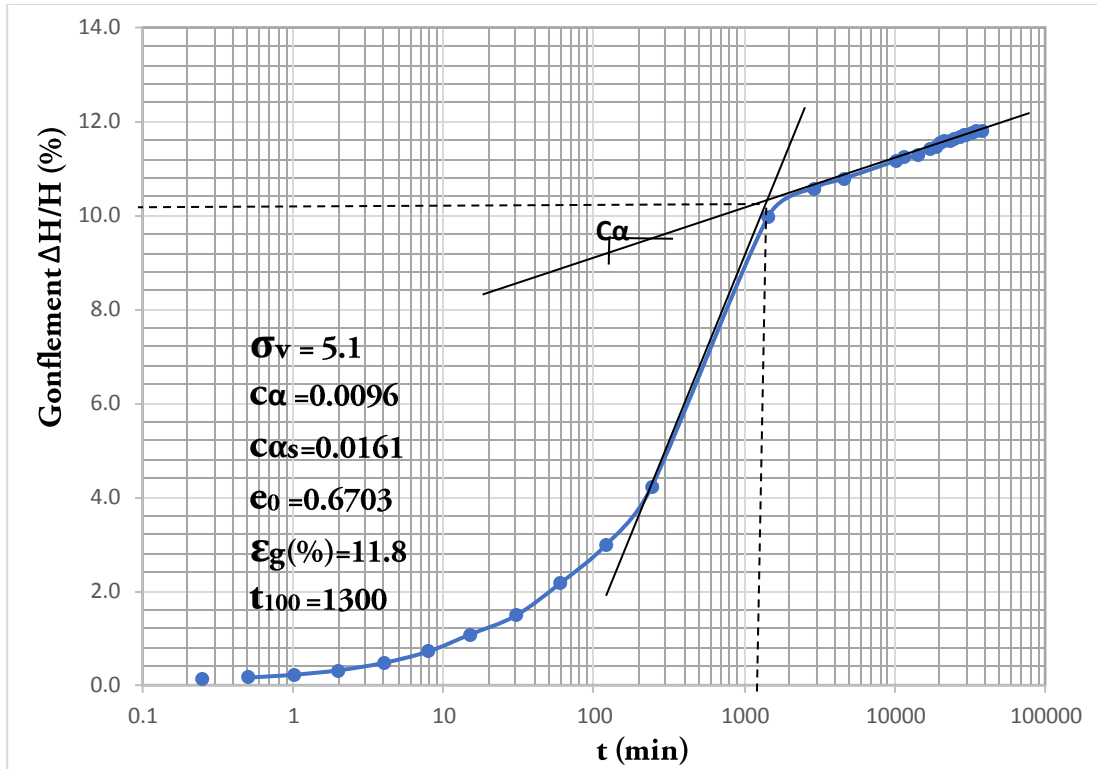


Figure III-17 Essai de gonflement n°1 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP)

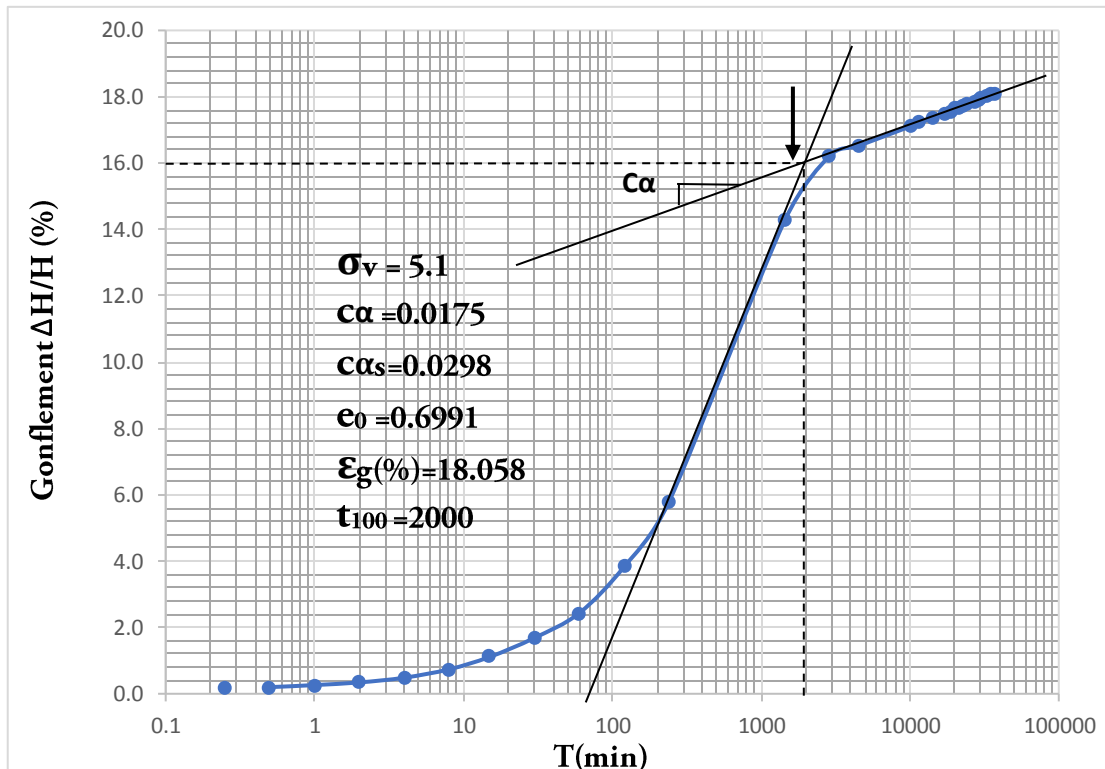


Figure III-18 : Essai de gonflement n° 2 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP).

Les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essai considérée. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre 300 et 250 kPa avec une valeur moyenne de 275 pour la méthode du CEBTP. L'amplitude de gonflement ε_g varie très largement d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre 11.789% et 18.058% avec une valeur moyenne de 14.178% pour la méthode du CEBTP.

III-2-4 Essais de compressibilité œdométriques :

Les courbes de compressibilité ($e, \lg \sigma'$), de perméabilité ($e, \lg kv$) et de consolidation ($\Delta h, t$) et ($\Delta h, \lg t$) sont présentées sur les figures III-18 à III-27. Le tableau III-23 présente les paramètres de compressibilité et de consolidation déterminés par la méthode d'essais LPC (Magnan et al., 1985) On notera que :

- les indices de gonflement CS et de compression CC et la pression de préconsolidation σ'_p ont été déterminés graphiquement conformément aux indications de méthodes d'interprétation considérées. L'indice des vides en place e_0 a été estimé sur les courbes de compressibilité pour une contrainte verticale égale à la pression effective des terres en place ;

- le module œdométrique $E_{oed} = \Delta\sigma' / (\Delta h_{100} / h_0)$, défini par le rapport de l'incrément de contrainte correspondant à un palier de chargement donné au tassement obtenu après achèvement de la consolidation primaire, c'est-à-dire pour $\Delta h_{100} = \Delta h(t = t_{100})$ où t_{100} représente le temps correspondant à 100 % de consolidation primaire et h_0 la hauteur initiale de l'éprouvette ;

- les coefficients de consolidation c_v ont été déterminés au moyen de la relation Taylor

$$c_v = \frac{0,848}{60 t_{90}}$$

Dans laquelle t_{90} désigne le temps, exprimé en minutes, correspondant à 90 % de consolidation primaire (la distance de drainage étant égale à 10 mm) ;

- le coefficient de perméabilité verticale est relié au module œdométrique E_{oed} et au coefficient de consolidation c_v par la relation suivante :

$$k_v = c_v \frac{\gamma_w}{E_{oed}}$$

Où $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ désigne le poids volumique de l'eau ;

• le taux de variation du coefficient de perméabilité $C_k = \Delta e / \Delta(\lg k_v)$ et l'indice des vides $e_k = e$ ($k_v = 1 \text{ m/s}$) ont été déterminés sur la droite moyenne $e - \lg k_v$; le coefficient de perméabilité initiale k_{V0} de l'argile en place est lu sur cette même courbe pour un indice des vides égal à l'indice des vides en place e_0 .

Tableau III-23 : Résultats des essais de compressibilité œdométriques.

		Essai N° 1	Essai N° 2	Moyenne
Caractéristiques initiales	γ (kN/m ³)	20,35	20,51	20.43
	γ_d (kN/m ³)	15.56	15.64	15.60
	w (%)	20,3	20,3	20.3
Méthode d'essais LPC	C_s	0.067	0.067	0.067
	C_c	0.372	0.432	0.402
	C_k	0.6502	0.676	1.3262
	e_k	0.0915	0.0443	0.1358
	e_0	0.868	0.793	0.8305
	σ'_p (kPa)	680	700	690
	k_{V0} (m/s)	6.50×10^{-12}	$2,79 \times 10^{-10}$	1.43×10^{-10}

La courbe représente la méthode de calcul t_{90} (min)

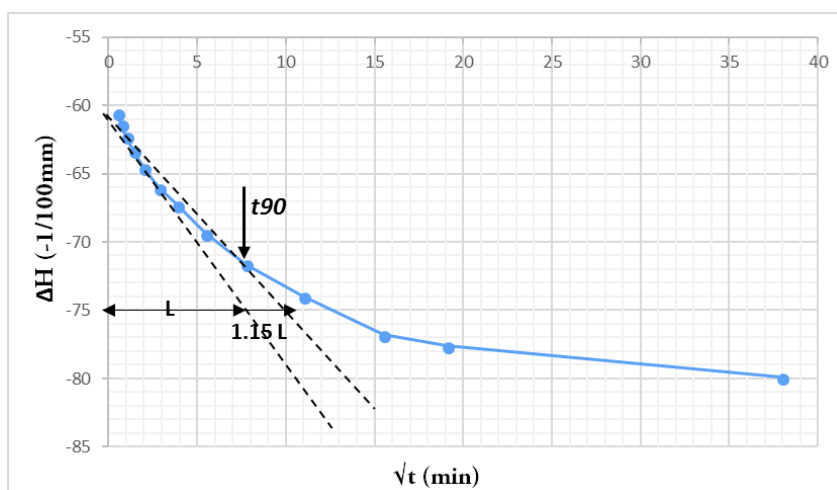


Figure III-20 Courbe de la méthode de calcul t_{90} (min).

les courbes de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction de logarithme de la contrainte appliquée.

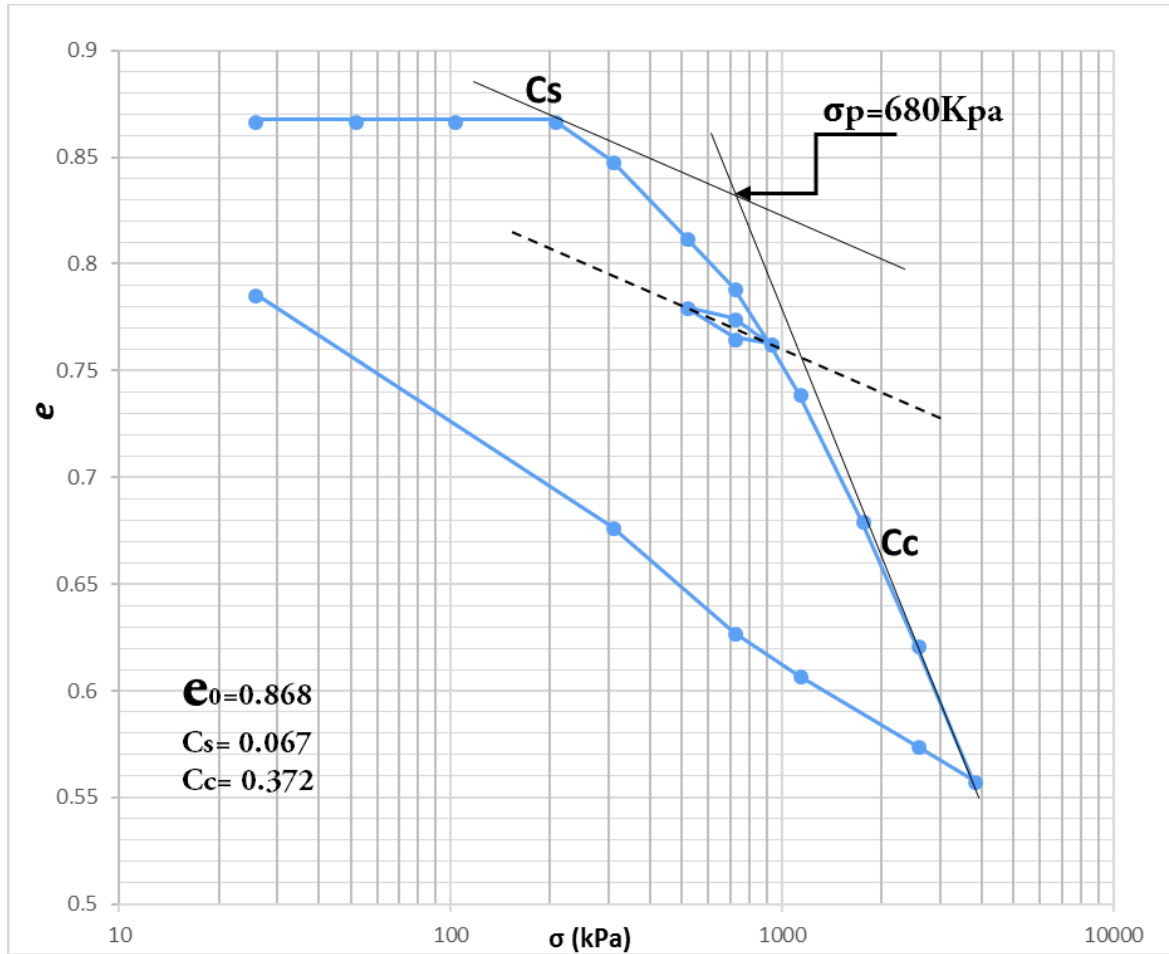


Figure III-21 Courbe de compressibilité (essai n° 1).

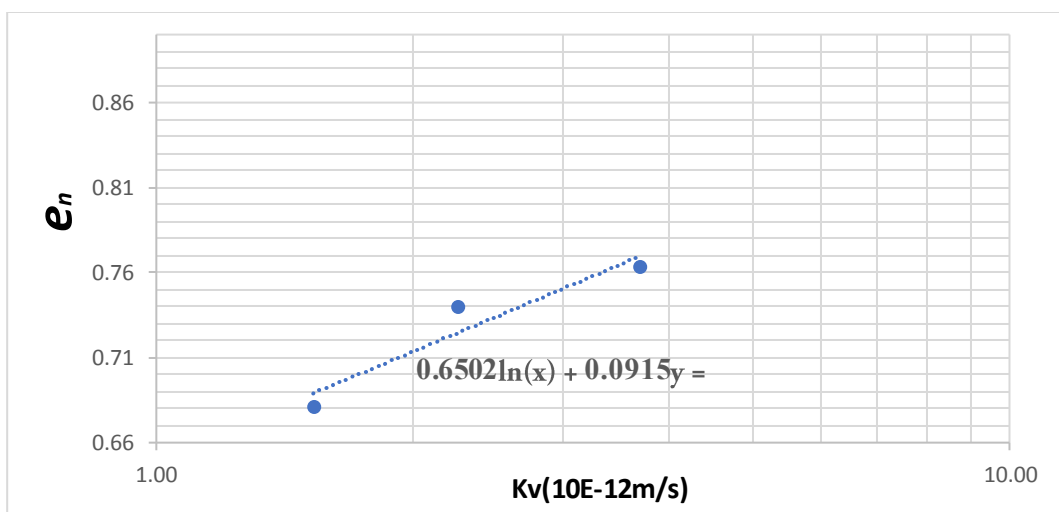


Figure III-22 Courbe de perméabilité (essai n° 1).

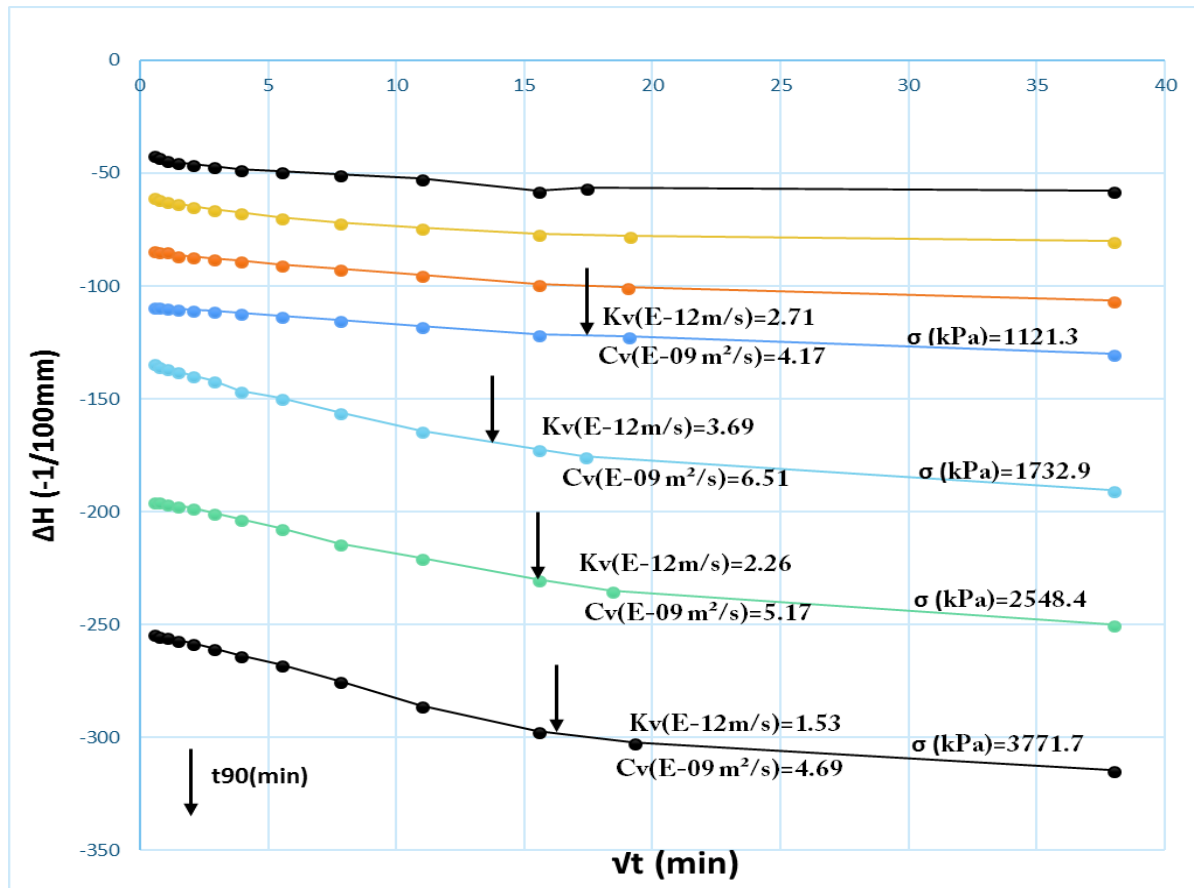


Figure III-21 Courbe de consolidation (essai n° 1).

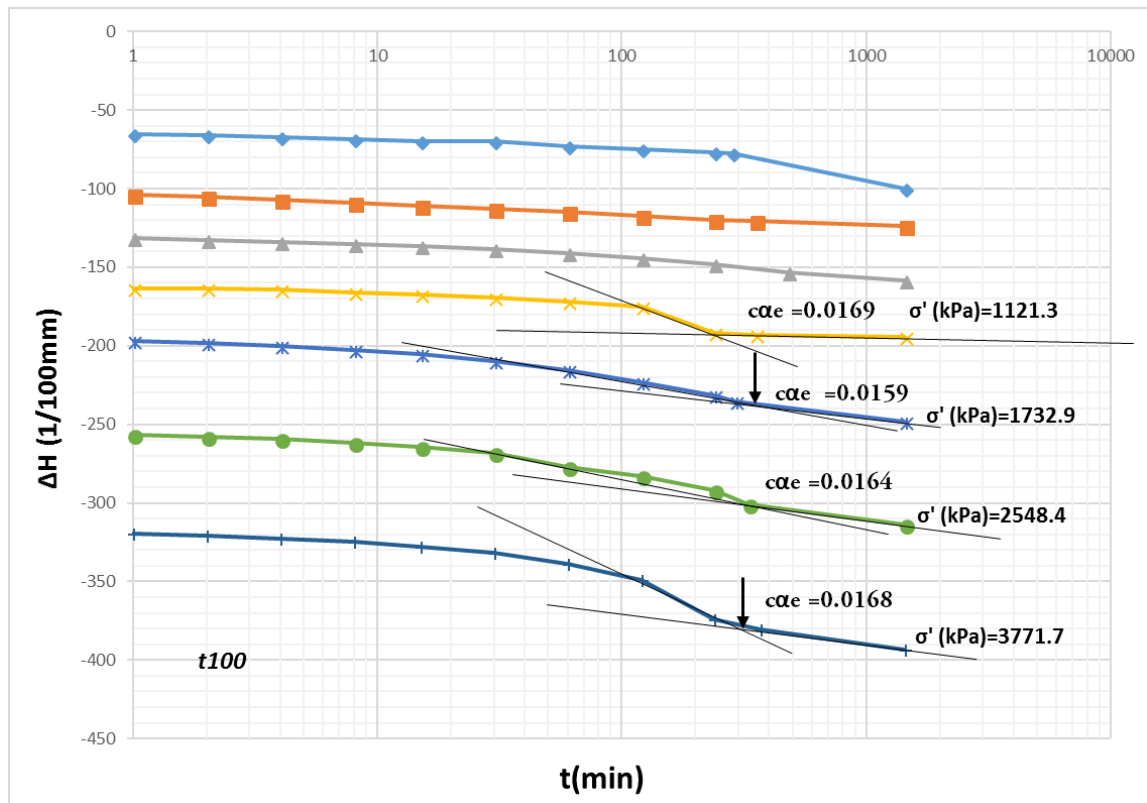


Figure III-23 Courbe de consolidation (essai n° 1).

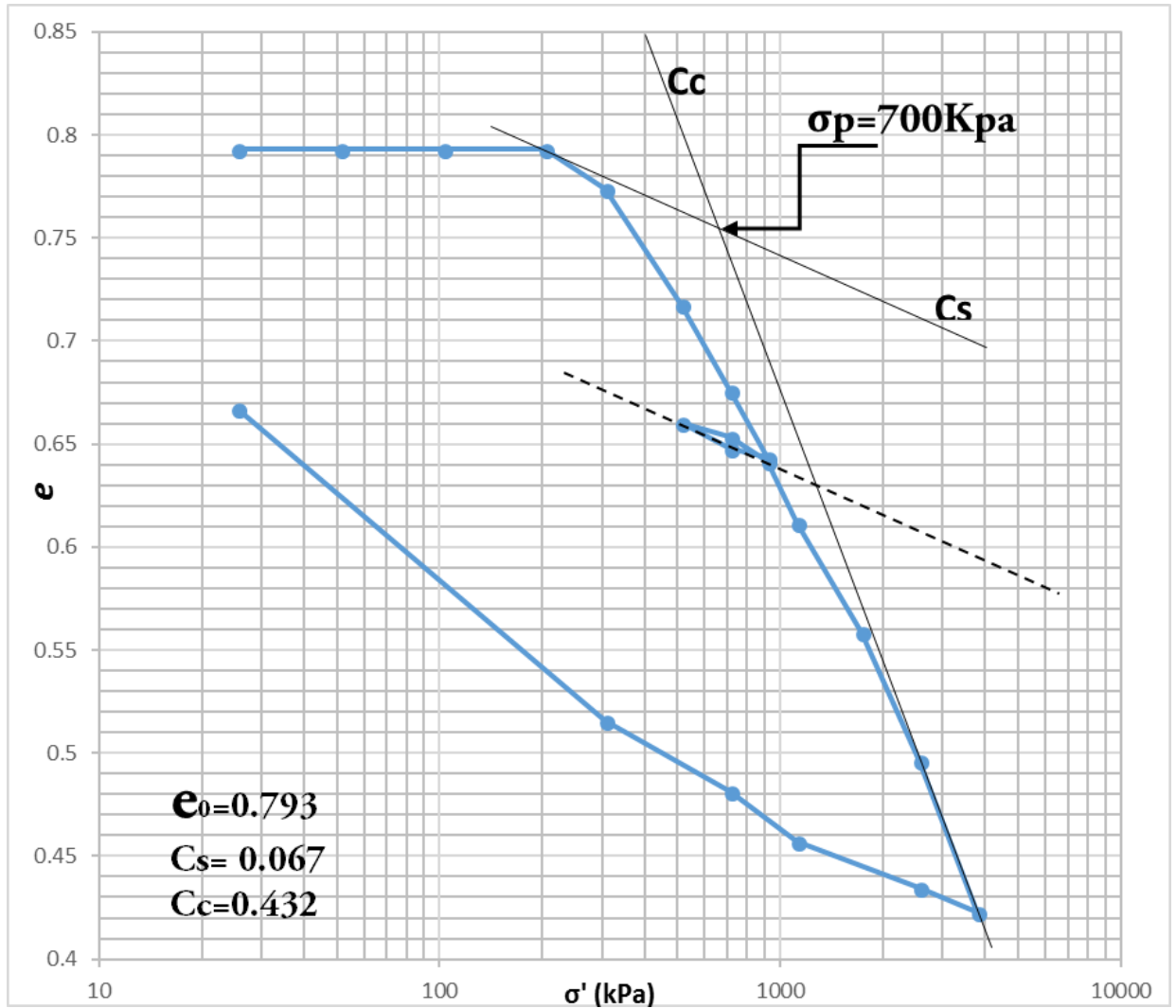


Figure III-24 Courbe de compressibilité (essai n° 2).

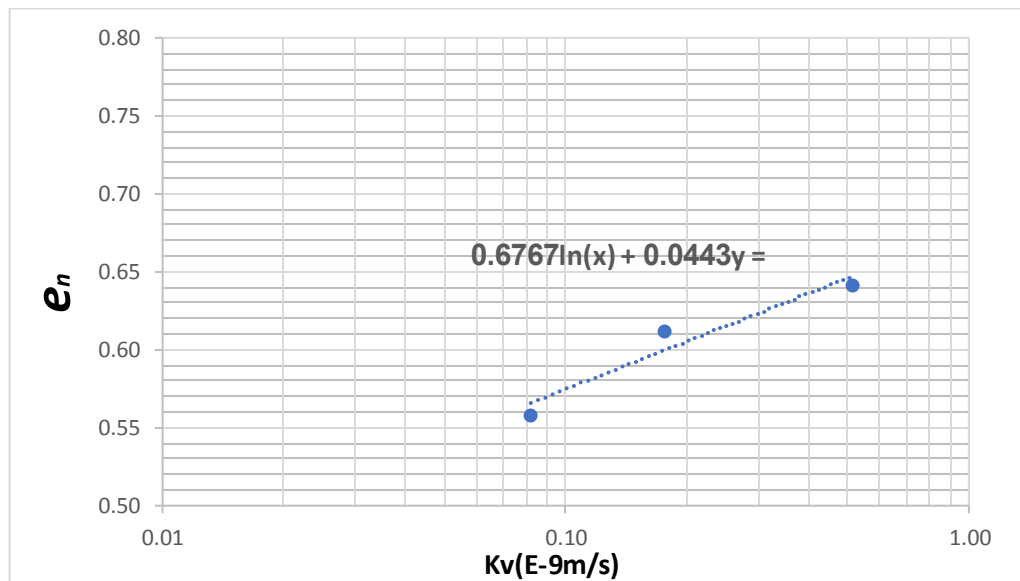


Figure III-25 Courbe de perméabilité (essai n° 2).

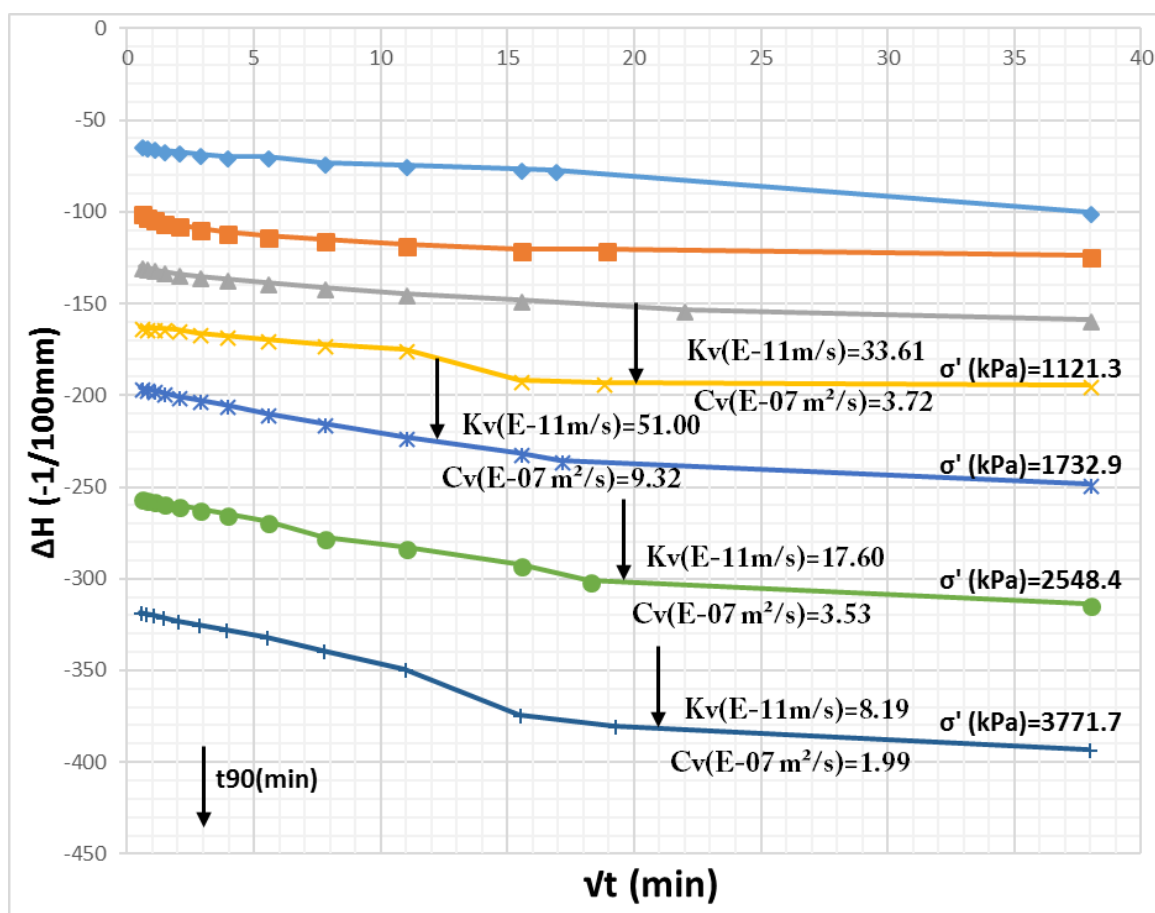


Figure III-26 Courbe de consolidation (essai n° 2).

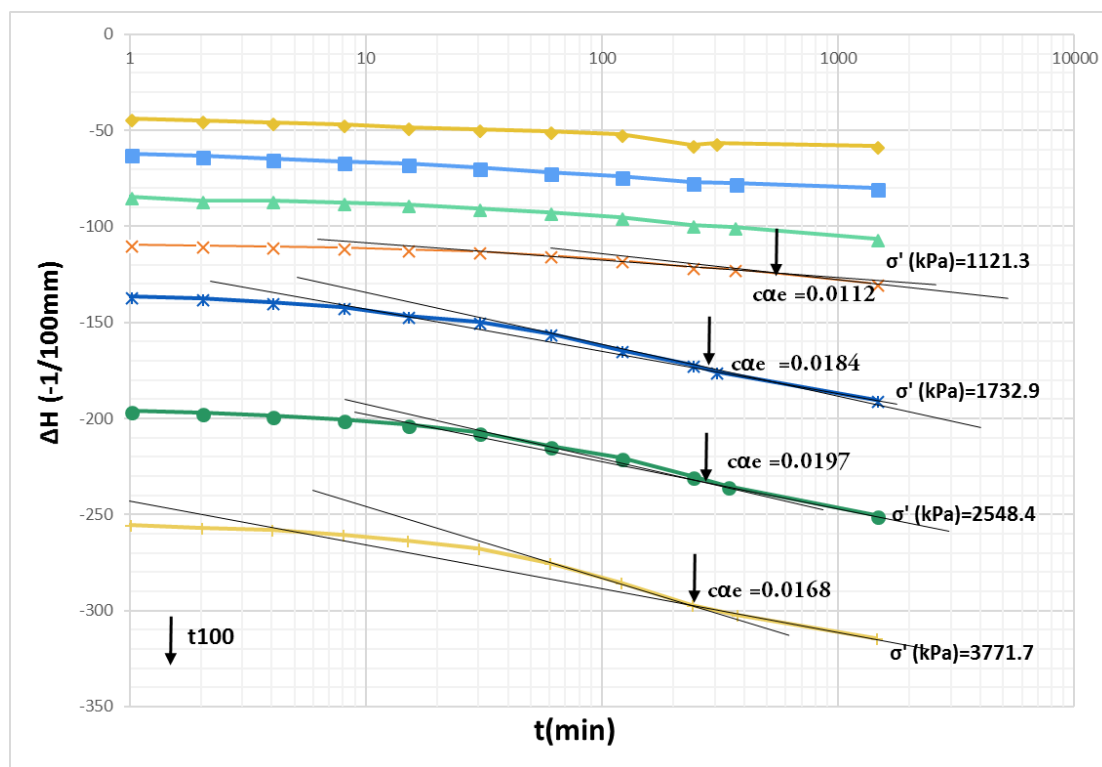


Figure III-27 Courbe de consolidation (essai n° 2).

II-2-5 Essai de cisaillement direct :

Le tableau (III-24) résume les résultats des essais cisaillement direct effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-24 : Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Sol témoin	C (Kpa)	Φ[°]	τ (Kpa)		
			σ1 =100 (Kpa)	σ2=200 (Kpa)	σ3=400 (Kpa)
Echantillon 1	132,22	25.04	166,94	192,78	262,22
Echantillon 2	167,22	21.90	179,17	233,06	256,94
Echantillon 3	241,81	28.31	259,72	315,28	351,11
Moyenne	180,42	25.08	201,94	247,04	290,09

Les courbes des essais cisaillement direct présentées sur les figures (III-28) sol témoin étudié.

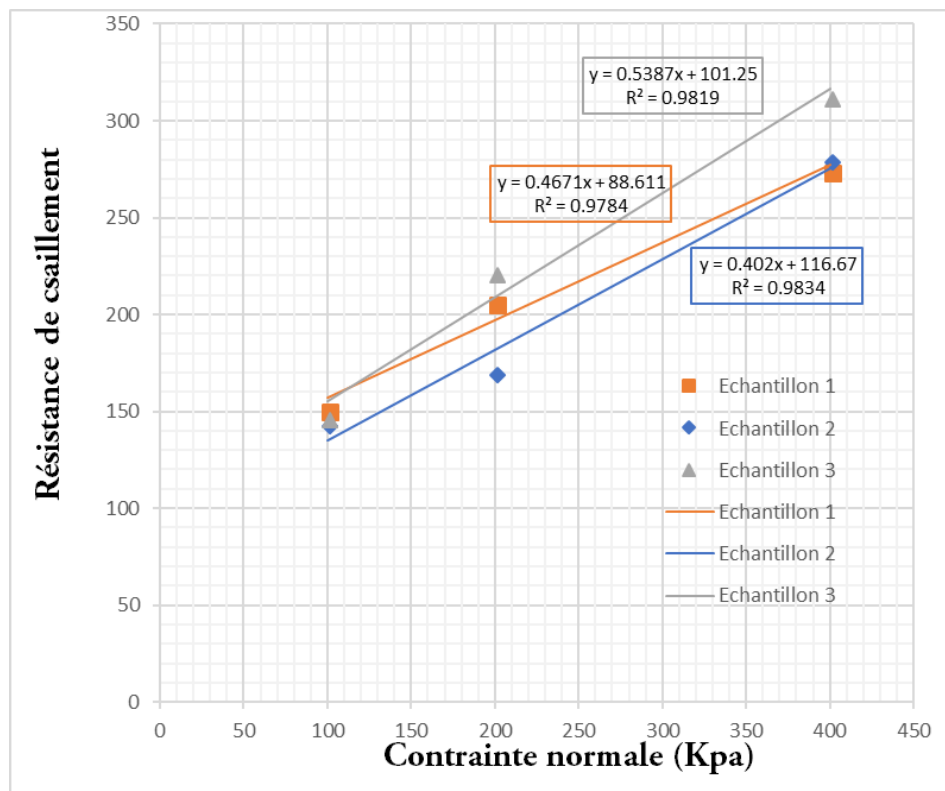


Figure III-28- Courbe des essais cisaillement direct.

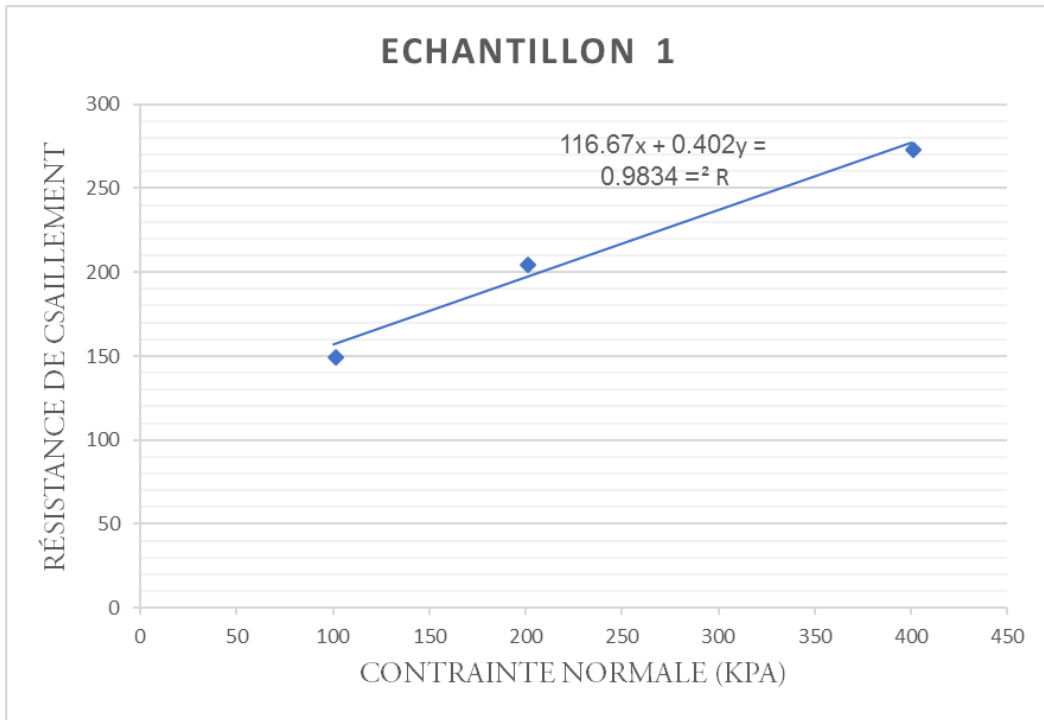


Figure III-29- Courbe d'essai N°1 cisaillement direct.

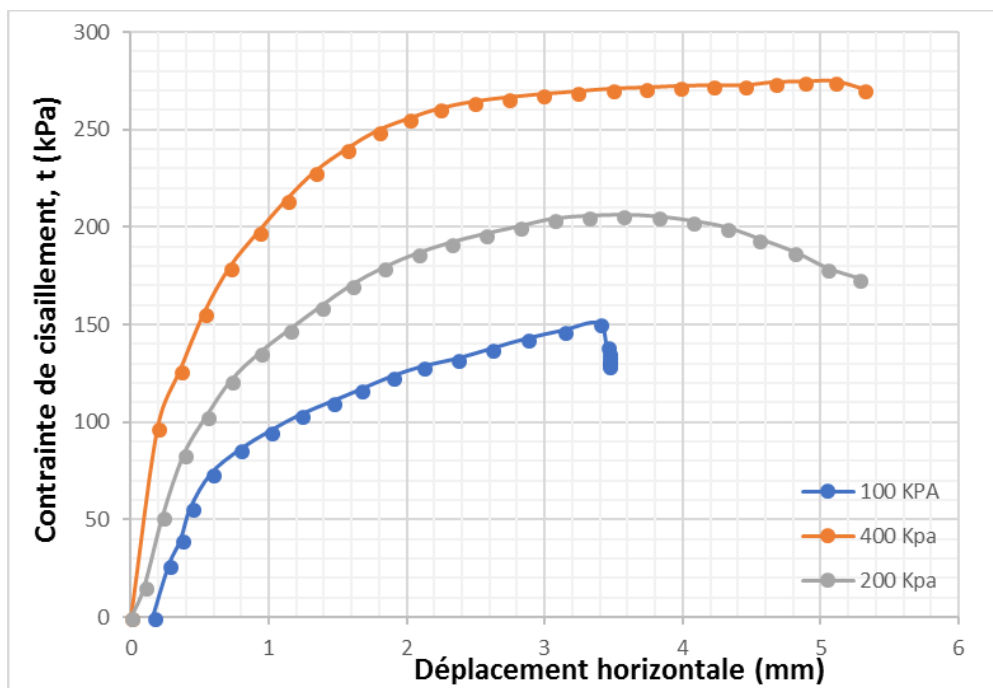


Figure III-30- courbe contrainte/déformation N°1.

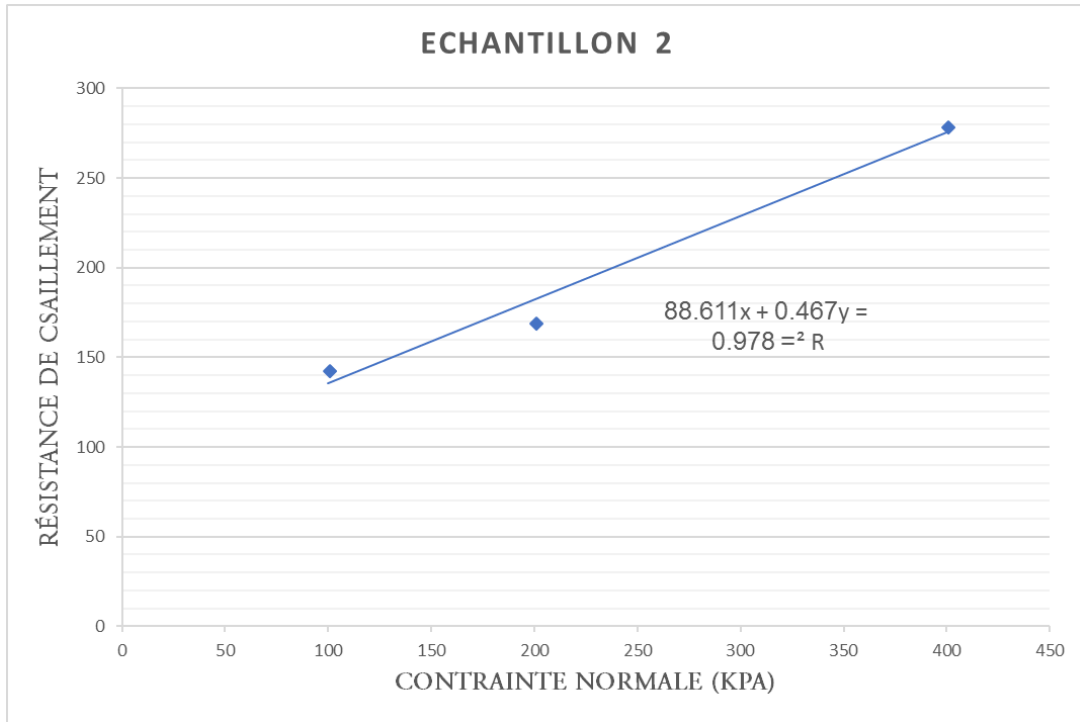


Figure III-31- Courbe d'essai N°2 cisaillement direct

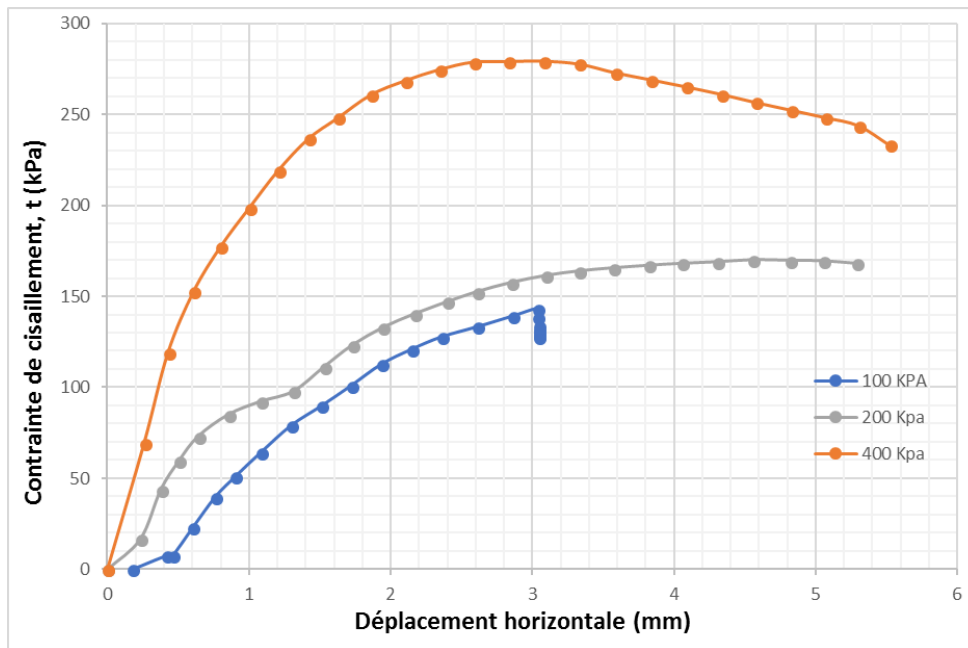


Figure III-32- courbe contrainte/déformation N°2.

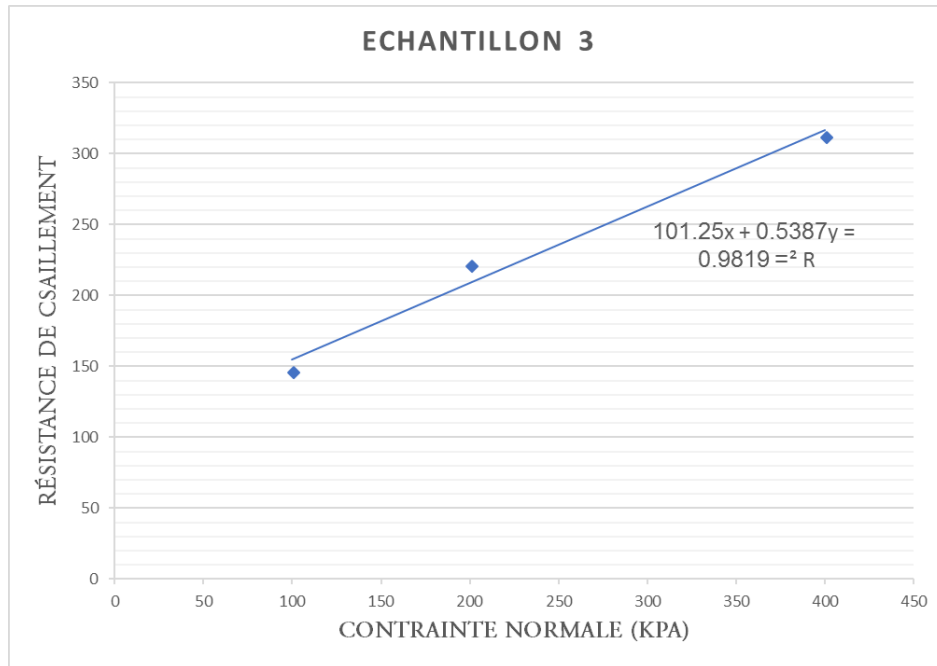


Figure III-33- Courbe d'essai N°3 cisaillement direct

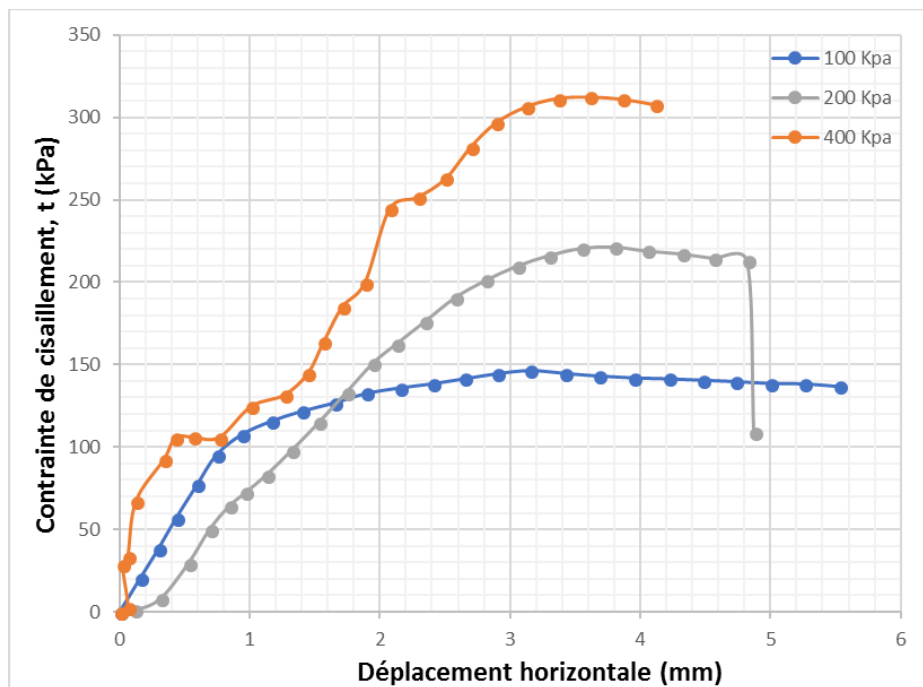


Figure III-34- courbe contrainte/déformation N°3.

II-2-6 Essai de compression :

Le temps de séchage est également un paramètre déterminant des caractéristiques de déformabilité et de résistance de l'argile compactée. (Figure III -33) montre l'histogramme de distribution de la résistance à la compression à divers temps de séchage (7, 14 et 28 jours) des échantillons d'argile compactés à la densité Proctor normale

Le tableau (III-25) résume les résultats des essais compression effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-25 : Récapitulatif des résultats des essais compression.

Temp	Contrainte appliqué			
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moy
7 jours	137.51	119.68	81.49	112.89
14 jours	231.73	227.91	208.81	222.82
28 jours	422.72	395.98	383.25	400.65

Les courbes des essais compression présentées sur les figures (III-32) et le moyenne présentées sur les figures (III-33)

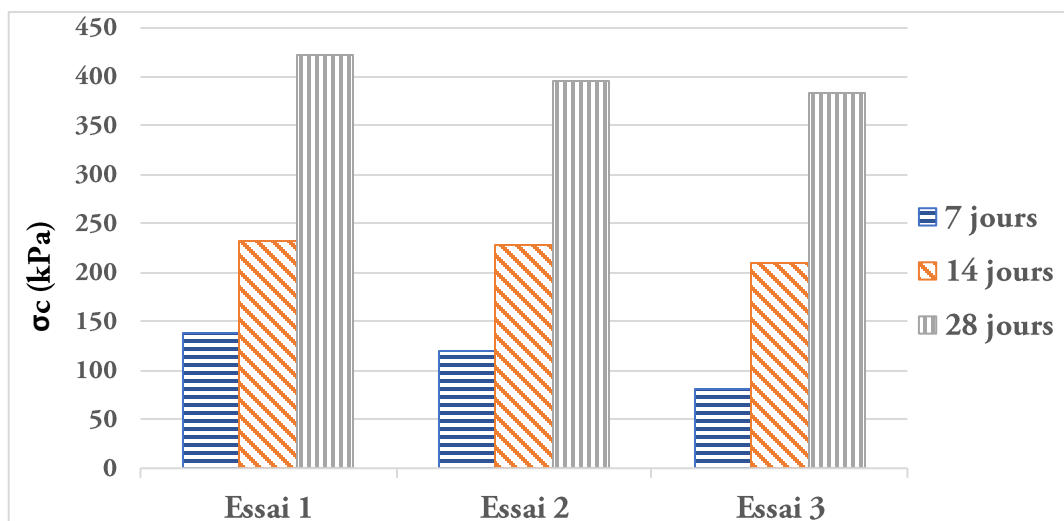


Figure III-35 Courbes des essais de compression.

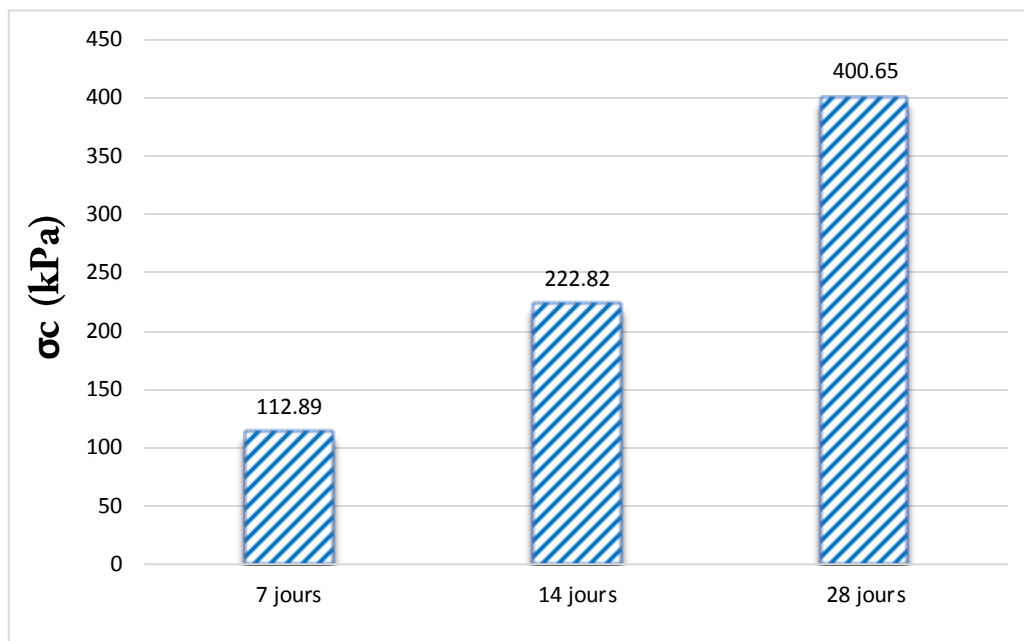


Figure III -36 Courbes moyenne des essais des compression.

La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de séchage. On peut supposer que le séchage des éprouvettes s'accompagne d'un rétrécissement du sol.

Ce rétrécissement entraîne un resserrement des grains du sol et, par conséquent, une réduction de son taux de vide, d'où l'augmentation de sa résistance à la compression non confinée.

Il convient de noter que les essais de compression non confinés effectués sur des échantillons de sol le même jour de leur reconstitution ne donnent aucun résultat.

En conséquence, seuls les résultats des tests correspondant à des échantillons de sol du même âge après un délai de séchage donné peuvent être comparés.

DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS :

III-3-1 Caractéristiques d'identification :

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage de passants à 80 µm compris entre 96.64% et 97.10 % et 96.50 % avec une moyenne de 96.75%. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 µm est en moyenne égal à 62 %. La limite de liquidité varie entre 110,102.88 et 107.89 avec une moyenne de 106.92 et l'indice de plasticité I_p varie entre 64.07, 59.36 et 60.51 avec une moyenne de 61.31.

Ces valeurs sont très peu dispersées sur la profondeur explorée. Ils semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée. Selon la classification LPC en vigueur (Magnan., 1980), il s'agit d'une argile marneuse très plastique (At) avec une activité normale de sa fraction argileuse. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées d'importants retraites ou gonflements.

La valeur de bleu VBS est égale à 11.94. D'après la norme française NFP 11-300, il s'agit d'un sol très argileux. La valeur de la surface spécifique totale correspondante est égale à SST = 250.83 m²/g. Cette valeur indique la présence de montmorillonite.

On constate un bon accord entre ces classifications. Notons qu'il s'agit, dans le cas de la méthode du B.R.E d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement. Le caractère expansif de sol examiné apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications adaptées. Elles concluent que l'argile de Sidi Hadjres est caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.

Les courbes des limites d'Atterberg sont présentées la série d'essai N°(1+2+3)

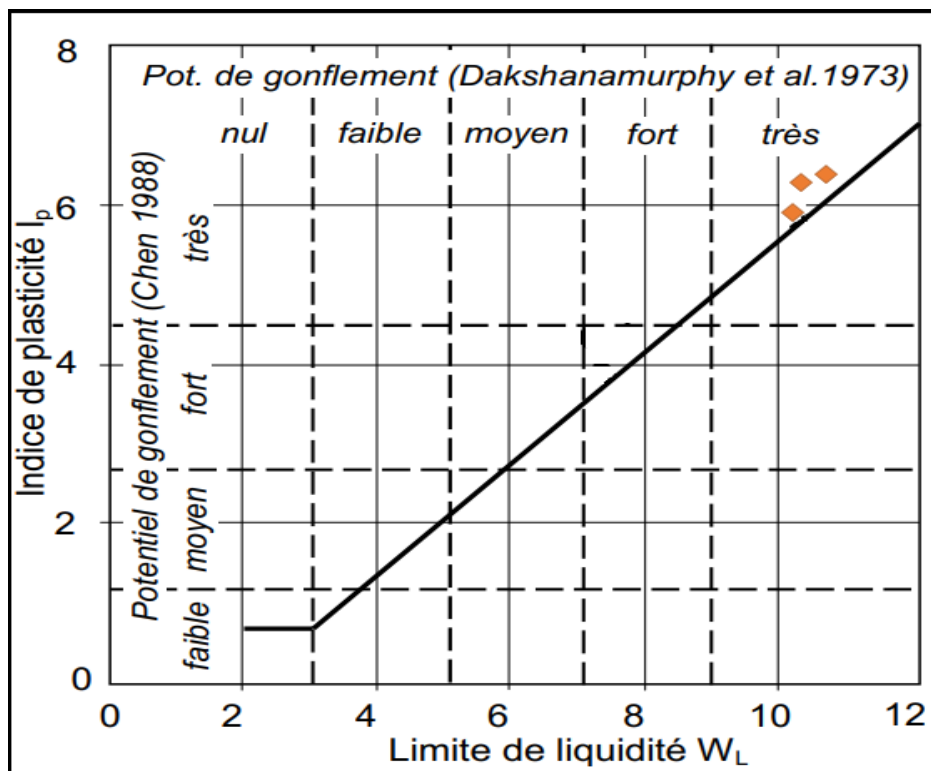


Figure III-36: Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988)

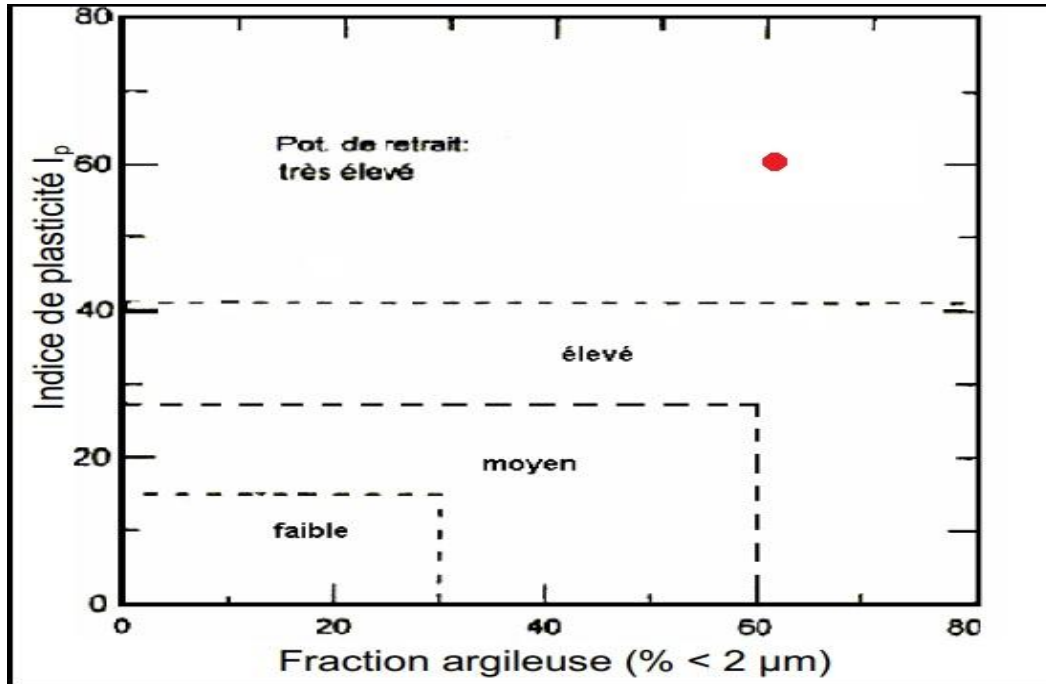


Figure III-37: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).

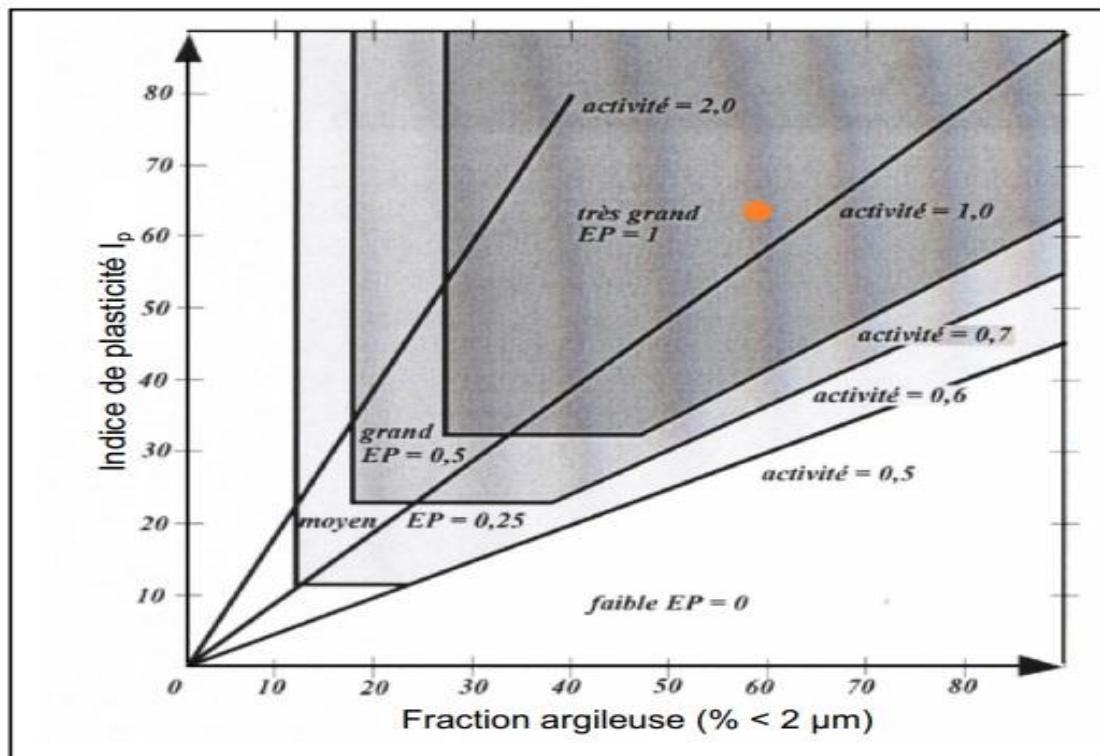


Figure III-39: Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).

III.3.2 Caractéristiques mécaniques :

► La tenue en eau optimal pour l'essai Proctor normal est $W_{opt}=21.1\%$ et la masse volumique sec $\gamma_d=1.55 \text{ g/cm}^3$, et un degré de saturation $S_r=75\%$

► Dans l'essai C.B.R immédiat le maximum recherché qui correspond à l'indice de 5 mm défoncement est égale à 18.49 % et l'indice imbibition maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm défoncement est égal à 1.33 %, et un taux de gonflement linéaire égal à 9.13 %.

► Les cohésions de cisaillement dans les sols est $C = 180.42 \text{ Kpa}$ et longueur de frottement $\phi=25.08^\circ$.

► Caractéristiques de compressibilité et de consolidation :

Le dépouillement des résultats d'essais a été effectué selon les méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985).

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

- les tassements ne commencent à apparaître qu'à partir d'un certain nombre de paliers de chargement dépassant le poids des terres au cours desquels le sol continue de gonfler ;
- les courbes de déchargement-rechargement sont caractérisées par des pentes très accentuées auxquelles correspondent des valeurs élevées de l'indice de gonflement ($CS \geq 0,04$). Les courbes de déchargement final recourent les courbes de chargement initial mettant ainsi en évidence le caractère expansif du sol ;
- les courbes de consolidation correspondant aux faibles paliers de chargement inférieurs à la pression de pré consolidation du sol ne permettent pas de distinguer les phases de consolidation primaire et secondaire. Elles présentent toutefois une forme accusant un léger gonflement du sol et permettent de repérer la pression qu'il faut appliquer au sol pour l'empêcher de gonfler ;
- les courbes de consolidation correspondant aux forts paliers de chargement supérieurs à la pression de pré consolidation du sol font apparaître clairement les deux phases de consolidation primaire et secondaire. Les branches linéaires sables des courbes correspondant à la phase de consolidation secondaire sont toutefois caractérisées par des pentes raides et, par conséquent, des valeurs du taux de compression secondaire (ou taux de fluage) assez faibles. Les résultats d'essais peuvent être résumés comme suit :
- la pression de pré consolidation σ'_p est comprise entre 680 et 700 kPa. Confirmant ainsi le caractère très surconsolidé de l'argile.

L'indice de compression C_c varie entre 0,372 et 0,432 et l'indice de gonflement C_s a des valeurs comprises entre 0,0671 et 0,0674, confirmant que cette argile est raide et gonflante. Le rapport de compression $C_c/(1+e_0)$ varie entre 0.199 et 0.241, confirmant le caractère peu compressible du sol ;

● Les coefficients de consolidation c_v correspondant aux paliers de chargement situés dans le Domaine normalement consolidé sont compris entre $1.002 \cdot 10^{-4}$ et $7,07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$.

Les coefficients de perméabilité k_v correspondants sont compris entre 6.50×10^{-12} et $2,79 \times 10^{-10}$ m/s.

Quant au temps t_{100} nécessaire à l'achèvement de la consolidation primaire, celui-ci est compris entre 200 et 500 min selon l'incrément de charges considéré ;

- Les valeurs de l'indice de consolidation c_{ae} sont comprises entre 0,0112 et 0,0197 avec une moyenne de 0,0155. Ces valeurs très faibles ne mettent pas en évidence l'influence du temps sur le comportement du sol.

Cette argile marneuse très plastique est donc très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage.

► Caractéristiques de gonflement : Ces résultats appellent les remarques suivantes :

- Les courbes de gonflement, représentant l'évolution du gonflement libre en fonction du temps, ont des allures semblables quel que soit le type d'essai considéré. Elles manifestent deux phases de gonflement successives : une phase de gonflement primaire caractérisée par une vitesse de déformation croissante et une phase de gonflement secondaire de vitesse sensiblement constante. Cette dernière phase définit le taux de gonflement secondaire c_{as} . La déformation maximale obtenue au cours du gonflement libre définit l'amplitude de gonflement libre ϵ_g .

- Les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essai considérée. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre 300 et 250 kPa avec une valeur moyenne de 275 kPa pour la méthode du CEBTP. L'amplitude de gonflement ϵ_g varie très largement d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre 18.06 et 11.79 % avec une valeur moyenne de 14.18 % pour la méthode du CEBTP

- Les valeurs moyennes de la pression de gonflement supérieures à 100 kPa et celles de l'amplitude de gonflement libre $5 < G < 25\%$ correspondent selon Komornik et David (1969) et Seed et al. (1962) à un potentiel de gonflement élevé pour cette argile marneuse.

- Les valeurs du coefficient de gonflement secondaire C_{as} sont comprises entre 0.0161 et 0.0298 selon le chargement appliqué sur l'éprouvette, avec une valeur moyenne de 0.035 correspondant à une teneur en eau moyenne de 21.01 %.

III-4 CONCLUSIONS :

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 très élevé, le gonflement étant pour partie dû à la structure minéralogique du sol (teneur élevée en montmorillonite)
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation ont montré que cette argile marneuse est très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage ; sa sur consolidation étant due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée.
- les caractéristiques de gonflement montrent que cette argile marneuse est caractérisée par des valeurs de pression et d'amplitude de gonflement très élevées, ainsi que par des valeurs de limites de retrait conventionnelle et effective très élevées. Ces valeurs confirment les différentes classifications basées sur les paramètres physiques, mais dépendent fortement de la méthode d'essai considérée.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité de faire un état des connaissances sur les phénomènes de gonflement des sols argileux, 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.

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène retrait-gonflement au niveau microscopique et a permis d'identifier plusieurs origines possibles de ce phénomène (osmotique, déchargement mécanique, succion) intervenant séparément ou simultanément. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduisent à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent occasionner des dommages dans les constructions. Comprendre ce phénomène est important, obtenir les outils expérimentaux qui permettent de le soupçonner, de l'identifier et de le quantifier serait encore plus important. Les méthodes d'identification directes et indirectes permettent de caractériser les sols susceptibles de gonfler afin de prévenir, ou du moins réduire, le risque d'apparition des désordres.

L'étude expérimentale effectuée sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) à permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes en profondeur et indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort ;
- Les caractéristiques de compressibilité et de consolidation sont globalement très peu dispersées. Elles indiquent que cette argile marneuse est très sûr consolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage ;

Références bibliographiques

- [1] **Lakhdar MEKKI (2006)** méthodologie d'études et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de m'sila). Mémoire de magister, Université de m'sila.
- [2] **GRUNBERGER D., (1995)**, étude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction, thèse université de Montpellier ii, sciences et techniques du Languedoc, 20 décembre 1995.
- [3] **MARTIN R.T. (1960)** - "a review of adsorbed water on clay". Proceeding of the 9th national Conference on clay and clay minerals, pergamon, New York, pp. 28-70.
- [4] **RICHARD L.A. (1931)** "capillary conduction of liquids through porous medium". physics 1, pp.169-173.
- [5] **YONG R.N. & WARKENTIN B.P. (1966)** "interaction to soil behavior". Macmillan, new york.
- [6] **Didier G. (1972)** Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites: Prévision. Thèse de docteur ingénieur. Université C. Bernard Lyon.
- [7] **Le Roux A. (1972)** Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°61, pp. 155-176.
- [8] **Bigot G, Zerhouni M.I. (2000)** Retrait, gonflement et tassement des sols fins. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°229, 105-114.
- [9] **Holtz R.D, Covacs W.D. (1991)** Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montreal , 808 pages.
- [10] **Williams A.B, Donaldson G.W. (1980)** Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Denver, vol. 2, 834-844.
- [11] **Collins K, McGown A. (1974)** The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique, Vol. XXIV, n° 2, pp 223-254.
- [12] **Bultel F. (2001)** Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse docteur ENPC, 298 pages.
- [13] **Mitchell J.K. (1976)** Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering. John Wiley & sons Inc, 422 pages.
- [14] **Mohamed Khemissa et al. (2018)** Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states, Article, Université de m'sila

-AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-056 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage après lavage.

-AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de sédimentométrie après lavage.

-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.

-AFNOR (1999) Norme Française : NF P 94-093 Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié.

-AFNOR (1992) Norme Française : NF P 11-300 Sols : Détermination de la surface spécifique

-AFNOR (1997) Norme Française : NF P 94-078 Sols : Indice CBR immédiat— Indice CBR après immersion — Indice Portant Immédiat

-AFNOR (1944) Norme Française : NF P 94-071-1 Sols : Reconnaissance et Essais –de cisaillement direct.

-AFNOR (1995) Norme XP P 94-091 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'œdomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.