



**Ministère de L'enseignement Supérieure
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**Etude des caractéristiques élastiques
d'une argile expansive stabilisée à
forte teneur de mélange
ciment-chaux**

Dirigé par :

Présenté par :

M^r. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

HEMOUMA Djamel eddine

M^r. MAHAMEDI Abdelkrim, M.C.B, Co-Encadreur

Promotion : 2015/2016.



**Ministère de L'enseignement Supérieure
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**Etude des caractéristiques élastiques
d'une argile expansive stabilisée à
forte teneur de mélange
ciment-chaux**

Dirigé par :

Présenté par :

M^r. KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

HEMOUMA Djamel eddine

M^r. MAHAMED Abdelkrim, M.C.B, Co-Encadreur

Promotion : 2015/2016.

AVANT PROPOS

Ce mémoire est le fruit d'un travail effectué conjointement, tant au niveau de la synthèse bibliographique qu'à celui de l'étude expérimentale, par :

- HAMOUMA Djamel Eddine pour le traitement du sol à forte teneur en ciment/chaux,
- BAKHTI Aissa pour le traitement du sol à faible teneur en ciment/chaux;

La soutenance étant présentée par chacun d'eux séparément.

Les Encadreurs :

- M^r. KHEMISSA Mohamed (professeur)
- M^r. MAHAMEDI Abdelkarim (M.C.B)

Remerciements

Je tiens d'abord à exprimer toute mon remerciements et gratitude à Dieu Le Tout puissant qui grâce à son aide je terminé ce modeste travail.

*Je tiens aussi à remercier chaleureusement mes promoteurs **M' KHEMISSA Mohamed et M' MAHAMED I Abdelkarim** pour son aide et son encadrement, ses encouragements et ses orientations continuelors de ce travail.*

*Je remercie **Mr. Titoum Messaoud et Rahmouni zine al abidin** pour son compréhension et précieux conseils durant toute la période de préparation de ce mémoire.*

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Je voudrais également adresser mes sincères remerciements à mes professeurs qui m'a enrichi de connaissances et tout le département de génie civil.

Enfin, je tiens à remercier ma mère, mon père et toute ma famille pour leur soutien constant.

Dédicaces

Je dédie ce projet de fin d'étude en premier lieu à mes
parents qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces
longues années d'étude.

A mes frères (Rabeh, Abd al aziz, Ahmed, Tahar et abd al
wahab,) et mes sœurs (Djawhara, ibtessam et oula) et tous
mes amis surtout Hafida cherchari et Ibrahim salamani.

Et à tous ceux qui l'ont connu au cours de mon carrière
scolaire.



SOMMAIRE

Avant propos	
Remerciements	
Dédicaces	
Liste des principales notations utilisées	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
ملخص	
Résumé	
Abstract	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Recherche bibliographique

Introduction.....	6
I-1 Les Argiles.....	6
I-2 Principaux groupes de minéraux argileux.....	7
I-3 Détermination de la surface spécifique d'une argile.....	9
I-4 Structure des sols argileux et liaisons structurelles.....	11
I-5 Texture des argiles.....	12
I-6 Gonflement des argiles	14
I-7 Stabilisation des sols argileux.....	22
I-8 Les ciments.....	28
I-9 La chaux.....	34

Chapitre II : Programme expérimental et procédures d'essais

Introduction.....	41
II-1 Sol non traité.....	42
II-2 Sol traité.....	61

Chapitre III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Introduction.....	63
III-1 Sol non traité.....	63
III-2 Sol traité.....	81

SOMMAIRE

Chapitre IV : Conclusion et recommandations

IV-1 Conclusion générale.....	105
IV-2 Recommandation et perspectives.....	106

Références bibliographiques

Annexes

Liste des notations utilisées

A_c : Activité de la fraction argileuse

I_c : Indice de consistance

ΔH : Gonflement total

H : Hauteur

I_p : Indice de plasticité.

M : Masse

S.S.T : Surface spécifique.

VBS : Valeur du bleu

W_0 : Teneur en eau initiale

W_{nat} : Teneur en eau naturelle

W_L : Limite de liquidité

W_P : Limite de plasticité

σ_g : La pression de gonflement

$\gamma_d (d)$: Densité sèche

γ_h : Densité humide

$\gamma_{d_{opt}}$: Densité sèche optimum

S_r : degré de saturation

T : Temps

V : Vitesse de propagation

W_R : Limite de retrait.

I_R : Indice de retrait.

A_c : Activité de la fraction argileuse.

Atp : Argiles très plastiques.

VBS : Valeur de bleu.

V_{cc} : volume de la solution utilisée

SST : Surface spécifique totale.

CEC : la capacité d'échange cationique

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

C_2 : Pourcentage des éléments inférieurs à 2 μ

M.E.B : Microscope Electronique à Balayage

γ_{dopn} : La masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal.

C.B.R : Californian Bearing Ratio

ϵ_g : Le potentiel de gonflement

P_g : pression de gonflement

ρ_d : La masse volumique sèche

ρ_h : La masse volumique humide

I_c : indice de consistance

E : Module d'élasticité

σ : La contrainte

L : la longueur de l'éprouvette

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Charge des minéraux argileux (Yong et Warkentin, 1975).

Tableau I.2 : Comparaison de la surface spécifique des smectites par rapport à celles d'autres familles argileuses

Tableau I.3 : Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al, 1962).

Tableau I.4 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

Tableau I.5 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

Tableau I.6 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

Tableau I.7 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Tableau I.8 : Les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation.

Tableau I.9 : Pourcentage des éléments chimiques du ciment.

Tableau I.10 : Paramètres chimiques de la chaux de Saida.

Tableau I.11 : Paramètres mécaniques de la chaux de Saida.

Tableau II.1 : Valeur de vitesses ultrasoniques moyennes arrondies.

Tableau III.1 : Détermination de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide de l'argile étudiée.

Tableau III.2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

Tableau III.3 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique.

Tableau III.4 : Récapitulation des trois essais de sédimentométrie.

Tableau III.5 : Résultats de l'analyse granulométrique.

Tableau III.6 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

Tableau III.7 : Valeurs au bleu de méthylène par l'essai à la tâche.

Tableau III.8 : Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.

Tableau III.9 : Récapitulation de l'essai Proctor normal.

Tableau III.10 : Résumé des résultats des essais Proctor normal.

Tableau III.11 : Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin.

Tableau III.12 : Récapitulation de l'essai Proctor modifié.

Tableau III.13 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. immédiat de l'éprouvette 01.

Tableau III.14 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. immédiat de l'éprouvette 02.

Tableau III.15 : Contrainte moyenne du sol témoin.

Tableau III.16 : Forces poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice CBR après imbibition de l'éprouvette.

Tableau III.17 : Teneur en eau après imbibition et la valeur du gonflement linéaire g (%) de l'échantillon témoin.

Tableau III.18 : Les moyennes de l'indice C.B.R. immédiat, imbibé et gonflement linéaire de l'éprouvettes témoin étudiée.

Tableau III.19 : Comparaison de gonflement déterminés par différentes méthodes.

Tableau III.20 : Résultats du temps, de la vitesse de propagation et du module d'élasticités de l'échantillon témoin.

Tableau III.21 : Résultats du temps, de la vitesse de propagation et du module d'élasticités de l'échantillon témoin.

Tableau III.22 : Les analyses chimiques pour différents teneurs en ciment/chaux.

Tableau III.23 : Les Résultats des essais de compactage effectués à l'optimum proctor normal sur l'argile traitée.

Tableau III.24 : Résultats des forces pénétration en fonction de enfoncements pour différents dosage ciment/chaux.

Tableau III.25 : Résultats des indices C.B.R immédiats pour différents dosage ciment/chaux.

Tableau III.26 : Contraintes en fonction des dosages ciment/chaux.

Tableau III.27 : Résultats des efforts de poinçonnement en fonction des enfoncements pour différents dosage ciment/chaux.

Tableau III.28 : Résultats des indices C.B.R imbibés pour différentes teneurs ciment/chaux.

Tableau III.29 : Résultats des teneurs en eau après imbibition et les gonflements linéaires pour différents teneurs en ciment/chaux.

Tableau III.30 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasoniques.

Tableau III.31 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasoniques.

Tableau III.32 : Valeurs du module d'élasticité pour différents dosages en ciment/chaux (proctor normal).

Tableau III.33 : Valeurs du module d'élasticité pour différents dosages en ciment/chaux (proctor modifié).

Liste des figures :

Figure 1 : Quelques exemples de désordres causés par le gonflement.

Figure 2 : Localisation du site de prélèvement (source Google).

Figure 3: L'image satellite montre le site de prélèvement et le triangle formé par les villes M'sila, Boussaâda-Sidi-Aissa.

Figure 4 : Le site urbain de sidi-Hadjrés (Wilaya de M'sila, Algérie).

Figure I.1 : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

Figure I.2 : Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

Figure I.3 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite.

Figure I.4 : Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite.

Figure I.5 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite.

Figure I.6 : Variation du rapport surface/volume en fonction du diamètre des particules.

Figure I.7 : Surface des particules argileuses (smectite), interne et externe.

Figure I.8 : Différentes structures d'argiles, d'après Terzaghi (1951).

Figure I.9 : Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005).

Figure I.10: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1986).

Figure I.11 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

Figure I.12: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Figure I.13: Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

Figure I.14: Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

Figure I.15: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al, 1962).

Figure I.16: Essais de gonflement libre.

Figure I.17: Essais de gonflement en parallèle.

Figure I.18: Essai de gonflement à volume constant.

Figure I.19: Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

Figure I.20 : Procédé de traitement des sols.

Figure I.21 : La composition du ciment.

Figure I.22 : Les étapes de la fabrication du ciment.

Figure I.23 : Ciment utilisé pour ce traitement.

Figure I.24 : Schéma du principe de la fabrication de la chaux.

Figure I.23 : Chaux utilisé pour ce traitement.

Figure II.1: Détermination du poids volumique humide.

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

Figure II.3 :Appareillage d'analyse granulométrique par sédimentométrie.

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

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

Figure II.6 : appareillage de l'essai au bleu de méthylène.

Figure II.7: Valeurs de bleu de quelques sols.

Figure II.8 : Appareil essai proctor (compacteur automatique et les échantillons).

Figure II.9 : Appareil de poinçonnement (essai CBR).

Figure II.10 : Imbibition des échantillons (essai CBR).

Figure II.11 : Corps soumis à une traction : a) traction simple : b) forces s'exerçant sur la surface S coupée selon le plan m qui est perpendiculaire à la ligne d'action de la force F .

Figure II.12 : a) Élément uvw : l'axe oz est parallèle à l'axe de traction : b) quand le corps est en traction simple , l'élément uvw est soumis à une contrainte qui s'exerce sur le plan xoy , et il en résulte des changements des longueurs du dv et dw selon les axes ox , oy et oz .

Figure II.13 : mesure par ultrasons.

Figure II.14 : Mesures en transparence directe.

Figure II.15 : Mesure en surface.

Figure II.16 : Mesure en transparence par rayonnement.

Figure II.17 : L'appareil de l'ultrason.

Figure II.18 : Mesures en transparence direct.

Figure III.1 : Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.

Figure III.2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

Figure III.3 : Courbe de l'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie.

Figure III.4 : Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).

Figure III.5 : Résultats des essais proctor normal.

Figure III.6 : Résultats des essais proctor modifié.

Figure III.7 : Classification de Williams et Donaldson (1980).

Figure III.8 : Classification du Building Research Establishment (1980).

Figure III.9 : Classification de seed et al (1962).

Figure III.10 : Classification de Dakshanamurphy et al (1973) et Chen (1988).

Figure III.11 : Histogramme des analyses chimiques à différents teneurs en ciment/chaux.

Figure III.12 : Histogramme de DRX de l'argile traitée au ciment.

Figure III.13 : Histogramme de DRX de l'argile traitée au chaux.

Figure III.14 : Classification du sol traité à différents dosages ciment/chaux (Dakshanamurthy et Raman. (1973) et Chen (1988)).

Figure III.15 : Effet du traitement mixte sur les paramètres de compactage de l'argile.

Figure III.16 : Courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différents dosage en ciment/chaux (C.B.R immédiat).

Figure III.17 : Courbes des forces en fonction de différents dosage en ciment/chaux (C.B.R immédiat).

Figure III.18 : Indices C.B.R immédiat en fonction des dosages en ciment/chaux.

Figure III.19 : Courbes des forces en fonction de enfoncements pour différentes teneurs en ciment/chaux (après imbibition).

Figure III.20 : Courbes des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement.

Figure III.21 : Courbe des indices C.B.R après imbibition en fonction des teneurs ciment/chaux.

Figure III.22 : Histogramme des gonflements linéaires en fonction des teneurs en ciment/chaux.

Figure III.23 : Vitesse de propagations en fonction des différentes dosages en ciment/chaux (proctor normal).

Figure III.24 : Vitesse de propagations en fonction des différentes dosages en ciment/chaux (proctor modifié).

Figure III.25 : Module d'élasticité en fonction des différentes dosages en ciment/chaux (proctor normal).

Figure III.2: Module d'élasticité en fonction des différents dosages en ciment/chaux (proctor modifié).

Figure III.27 : Module d'élasticité de l'échantillon confectionnées aux caractéristique optimales de l'essai proctor normal et proctor modifié.

ملخص

قد سبب وجود التربة الإنتفاخية في مناطق كثيرة من الجزائر الكثير من الأضرار والتي اعتبرت مكلفة للغاية في كثير من الأحيان وقد اقترحت العديد من الحلول والعلاجات، من بينها: الاستقرار الكيميائي والميكانيكي أو الفيزيائي. استقرار التربة الإنتفاخية هو فرع من البحوث التي لقيت الاهتمام أكثر وأكثر، لذلك هنالك حاجة لتحديد وسيلة لتحقيق الاستقرار على نحو فعال واقتصادي.

ويستند العمل المقدم في هذه الأطروحة إلى دراسة عملية في المخابر على تطوير التربة الإنتفاخية في منطقة سيدي هجرس ولاية مسيلة والعمل على استقرارها ودراسة تغيراتها بإضافة الكلس و الاسمنت معا بنسب مختلفة ، لهذا، تم تحديد الاختبارات والفحوص الميكانيكية التي تجرى على هذا النوع من التربة وأظهرت النتائج تحسن واضح في خصائص التربة بعد المعالجة مثل الخصائص التعريفية الجيوتقنية وزيادة في قوة التحمل، التشكل، التحلل، التفكك ، والزيادة في سرعة الموجات فوق الصوتية التي تؤدي إلى الزيادة في المرونة و المقاومة.

كلمات مفتاحية: توسعية الطين، الاستقرار، الكلس، الاسمنت، التحمل، سرعة الموجات، المقاومة، المرونة.

Résumé

La présence des sols gonflants dans plusieurs régions d'Algérie a causée des endommagements aux superstructures souvent assez coûteuses. Plusieurs solutions sont proposées comme remèdes, parmi elles : la stabilisation chimique, mécanique ou physique.

La stabilisation des argiles expansives est une branche de recherche qui suscite de plus en plus d'intérêt, donc il y a nécessité de définir un procédé de stabilisation efficace et économique.

Le travail présenté dans ce mémoire est basé sur une étude de laboratoire sur les caractéristiques élastiques d'une argile expansive de la région de Sidi Hadjeres de la wilaya de M'sila stabilisée par l'incorporation de différents teneurs mixtes en chaux vive et ciment portland. Pour cela, des essais d'identification et des essais mécaniques ont été effectués sur cette argile et les résultats obtenus mettent en évidence une amélioration certaine et nettement meilleure des caractéristiques géotechniques telles que les paramètres de consistance, la portance la résistance et l'augmentation de la vitesse des ondes ultrasoniques qui conduisent à une amélioration de ses caractéristiques élastiques.

Mots clés : argile expansive, stabilisation, ciment, chaux, mixte, portance, vitesse des ondes ultrasoniques, caractéristique élastique.

Résumé

Abstract

The presence of expansive soils in several regions of Algeria has caused damages to the superstructures often quite costly. Several solutions are offered as remedies, among them: the stabilization chemical, mechanical or physical.

The stabilization of expansive clays is a research branch that is attracting more and more interest, so there needs to define an efficient and economic stabilization process.

The work presented in this memoir is based on an experimental study of an expansive clay from the Sidi Hadjres region of the Wilaya of M'Sila stabilized by incorporating different concentrations mixed lime and portland cement. For this, identification tests, mechanical tests and ultrasonic tests were carried out on the clay and the results highlight some much better and improved geotechnical characteristics such as texture parameters, the lift and the increasing the velocity of propagation of the ultrasonic waves which result in an improvement of its elasticity characteristics.

Key words: expansive clay, stabilization, cement, lime, lift, cement, mixed, the bearing capacity, velocity of ultrasonic, elasticity.

Introduction générale

Les désordres touchant les structures et attribués aux mouvements des sols gonflants sont moins spectaculaires, ne mettent que très rarement en danger les vies humaines mais ne représentent pas moins l'un des plus coûteux sinistres que connaissent de nombreux pays. Aux états unis d'Amérique, les dégâts ont été estimés pour l'année 1976 à 2,25 Milliards de dollars (Verdel, 1993). En France, les indemnisations cumulées dans le cadre des catastrophes naturelles entre 1989 et 2003 ont représenté plus de trois Milliards d'Euros (Vincent, 2003).

En Algérie, les estimations ne sont pas disponibles mais la littérature scientifique cite de nombreux cas pathologiques de structures où la nature gonflante du sol est la principale cause des dégradations constatées (Hachichi et al, 2002, Lamara et al, 2002). Cette amenée à devenir un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs de la mécanique des sols et fondations [2].

Les sols gonflants sont des sols très fins dont les éléments sont formés de feuillets. En période de sécheresse, ils perdent leur saturation, lorsqu'ils sont de nouveau hydratés, l'eau pénètre dans les fissures et tend vers son volume initial. C'est le phénomène de gonflement [3].

La présence de sols gonflants pose d'énormes problèmes aux concepteurs de projets. Des techniques particulières sont nécessaires pour construire sur ce type de sols. On citera deux cas pathologiques l'un à l'Est et l'autre au sud de l'Algérie :

- L'hôpital de Sidi-Aissa dans la wilaya de M'sila
- La raffinerie de pétrole d'Ain-Amenas

La propriété de gonflement de ces sols conduit à :

- Des fissures dans les fondations des bâtiments.
- Glissement de la construction.
- Dommages aux routes comme le gonflement dans la chaussée.

Ce dommage peut être faible ou moyen ou grand selon le pourcentage de gonflement.

Dans le domaine du Génie Civil, ce phénomène de gonflement est à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures construites en surface (routes, bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais, ...) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes, ...).

En Algérie, les estimations ne sont pas disponibles mais plusieurs cas de désordres très préjudiciables, liés au gonflement, ont été signalés dans plusieurs régions : la raffinerie de In Azenas, l'hôpital de N'Gaous (Batna), la ligne de chemin de fer Ramdane Djamel (Jijel), l'hôpital de sidi Chahmi et la briqueterie de Mers El Kébir (Oran) HACHICHI et Foureau. Groupement de Tlemcen-Mansourah-Chetouane (Bekkouche et al.2001) [1].

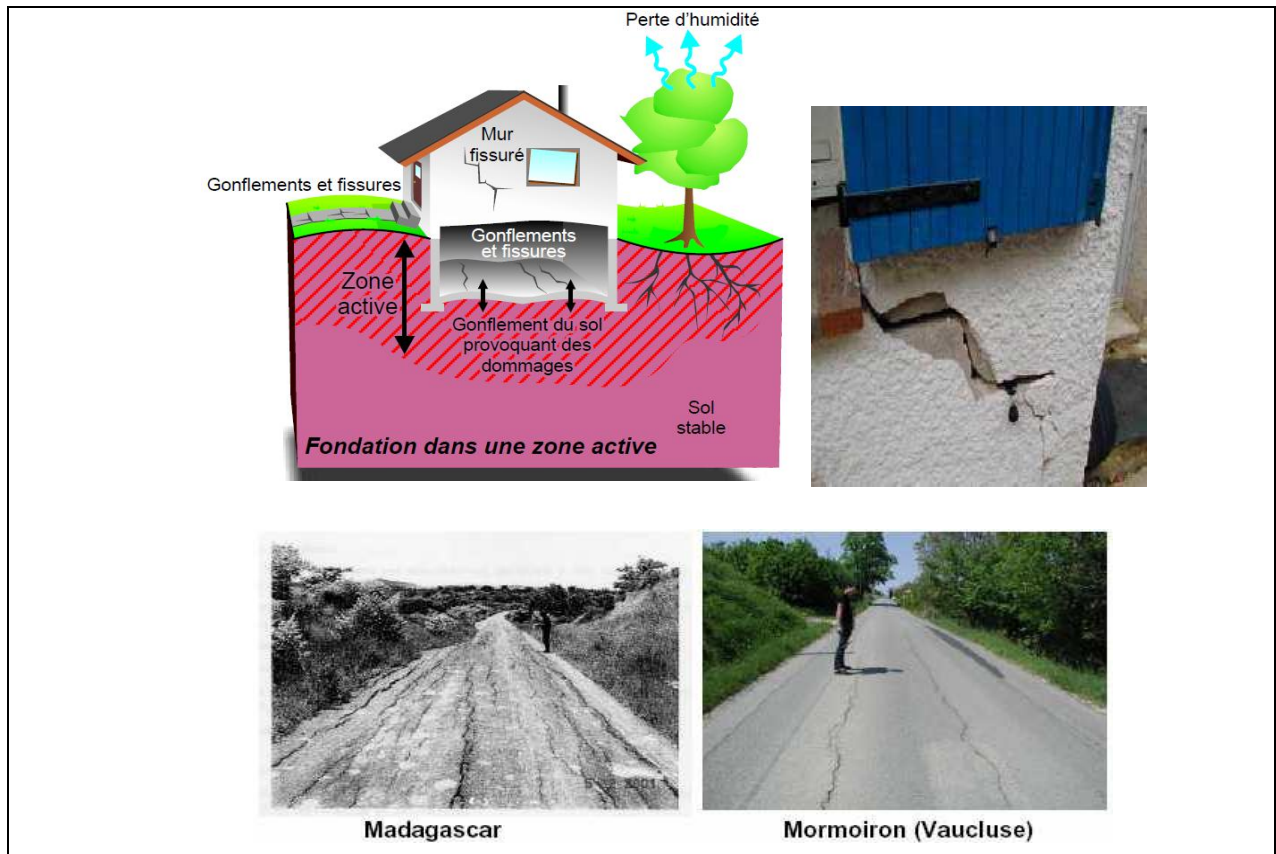


Figure 1 : Quelques exemples de désordres causés par le gonflement.

Localisation du site de prélèvement :

Le terrain se situe au centre-ville de Sidi Hadjrès, sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 2), exactement dans les bords du nouveau siège de Commune. Il est ensuite délimité par (figure 3 et 4) :

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

Topographie :

Le projet est situé sur un terrain légèrement en pente régulière.

Climatologie :

Le climat de sidi-Hadjrès est semi-aride caractérisé par de faibles précipitations (300 mm en moyenne par an), et des écarts de température importants entre l'hiver et l'été (la température moyenne du mois le plus chaud est 32° et la température moyenne du mois le plus froid est 10°). Avec ces températures contractées des régions semi-arides, les hivers sont froids et humides et les étés chauds et secs [1].



Figure 2 : Localisation du site de prélèvement (Source Google).



Figure 3 : L'image satellite montre le site de prélèvement et le triangle formé par les villes M'sila, Boussaâda et Sidi Aïssa.



Figure 4 : Le site urbain de Sidi-Hadjres (wilaya de M'sila, Algérie).

Objectifs du mémoire :

C'est un travail qui s'inscrit dans le cadre général d'un programme de recherches expérimentales sur le comportement des sols potentiellement gonflants. Ce travail a pour objet de déterminer d'une part les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de volume avant et après stabilisation par l'incorporation de différents dosages en ciment et chaux d'autres parts déterminent les caractéristiques élastiques et les paramètres de résistance.

Organisation du mémoire :

Ce mémoire se compose de quatre parties :

Une première partie a été consacrée à l'étude bibliographique présentant l'état d'avancement de la recherche dans le domaine de la caractérisation des sols gonflants ainsi que les différents types de traitements notamment le traitement mixte (ciment-chaux).

La deuxième partie regroupe l'ensemble des essais expérimentaux effectués sur un échantillon témoin puis sur un ensemble des échantillons traités par le mélange chaux-ciment, à différents dosages.

La troisième partie présente l'ensemble des résultats et leur interprétation.

La dernière partie sur une conclusion générale.

NOTA BENE :

Ce travail porte sur l'étude des caractéristiques élastiques d'une argile expansive stabilisée à faible teneur en chaux-ciment. Pour des raisons pratiques dans le but d'avoir une plage de résultats plus représentative et plus significative dans l'ensemble des essais qui ont été effectués, les résultats correspondants aux teneurs en ciment-chaux : 0/0 2/10, 4/8, 6/6, 0/12, 2/2, 4/4 sont issus des essais réalisés conjointement avec Mr : Bakhti Aïssa.

Chapitre I

Recherche bibliographique

Chapitre I : Recherche bibliographique

Introduction :

Les argiles constituent la partie altérée des roches qui affleurent à la surface de l'écorce terrestre. Elles se forment le plus souvent par l'altération des minéraux de roches sous l'action des eaux, soit de surface, soit hydrothermales. Dans les deux cas, il y a un lien étroit entre la présence de l'argile et de l'eau. Les modes de formation des argiles sont souvent complexes et perturbés dans les phénomènes géologiques naturels ; elles sont en conséquence toujours accompagnées d'impuretés [4].

Beaucoup d'ouvrages sont érigés sur des dépôts d'argile, dont le comportement est considérablement influencé par les propriétés physico-chimiques des minéraux argileux.

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

I. Les argiles :

I.1. Définition :

Le terme argile est assez imprécis et il en existe plusieurs définitions. Celle que nous retiendrons par la suite est celle des minéralogistes qui définissent les argiles comme des minéraux phylliteux ou fibreux dont la taille n'excède pas quelques μm . parmi toutes les familles d'argiles existantes, celle des argiles gonflantes présente un grand intérêt en raison notamment de son utilisation en géotechnique de l'environnement. Ces argiles subissent des variations de volume lors de la modification de leur teneur en eau, i.e. de leur succion, et il est important, compte tenu des applications sensibles auxquelles elles sont destinées, de caractériser l'influence de ces variations de volume sur leur comportement hydromécanique [5].

L'argile, en tant que roche, est constituée par des substances diverses sous formes de particules de très petite taille telles que : les carbonates, la silice, l'alumine, les sulfures, l'oxyde et l'hydroxyde de fer, l'oxyde de manganèse, la matière organique, En procédant à la séparation par lévigation des constituants des argiles en fonction de leurs tailles, on s'est rendu compte que leurs propriétés de plasticité et d'adsorption sont imputables à la présence de particules fines de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$. Ainsi, on a défini la fraction argileuse fine comme étant la fraction formée de minéraux argileux de différentes natures et dont la taille des particules est inférieure à $2 \mu\text{m}$ [4].

Les argiles sont des phyllosilicates hydratés formées par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (Push *et al*, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier & Grimaldi, 1993).

L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites caliques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification [5].

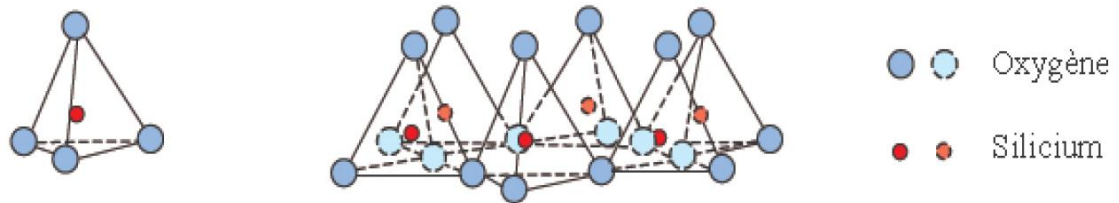


Figure I.1 : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique [5].

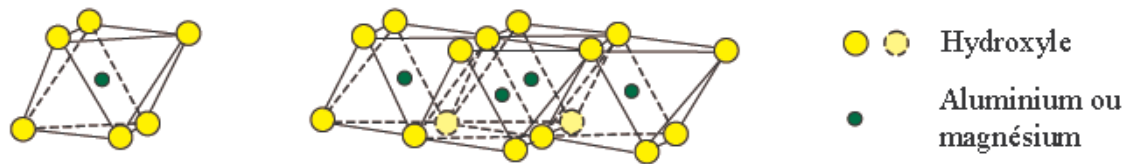


Figure I.2 : Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique [5].

I.2. Principaux groupes de minéraux argileux :

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés :

1. La Kaolinite ;
2. L'Illite ;
3. La Montmorillonite.

I.2.1. La Kaolinite :

Il y a tout d'abord le groupe de la **kaolinite** dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O.

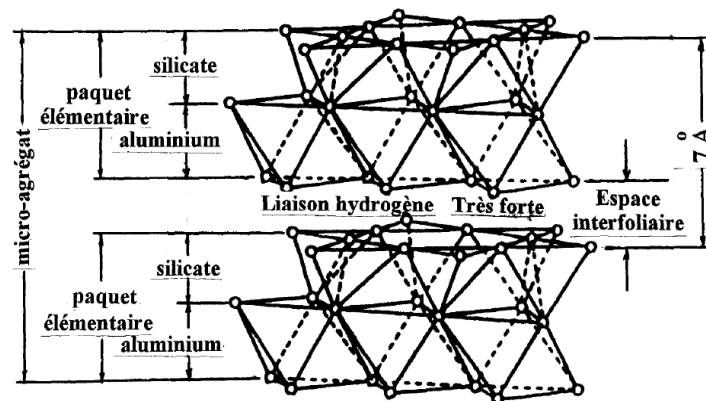


Figure I.3 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite [6].

I.2.2. Les illites :

Le deuxième grand groupe d'argile est celui des **illites** pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelés argiles T-O-T.

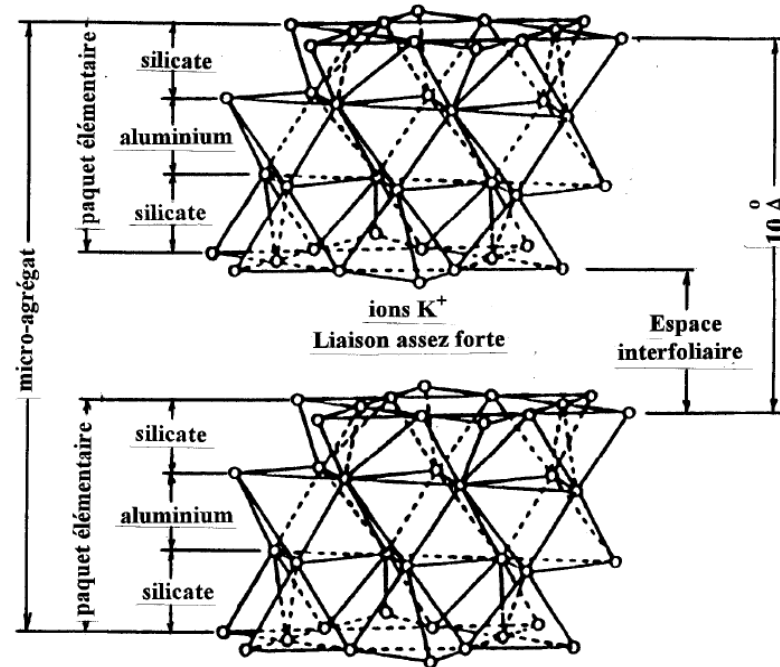


Figure I.4 : Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite [6].

I.2.3. La Montmorillonite (smectites) :

Le troisième groupe est celui des **smectites** sont également formes de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T (fig. I.5). Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux de plus les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite est une argile de famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Foucault & Raoult, 1995) [5].

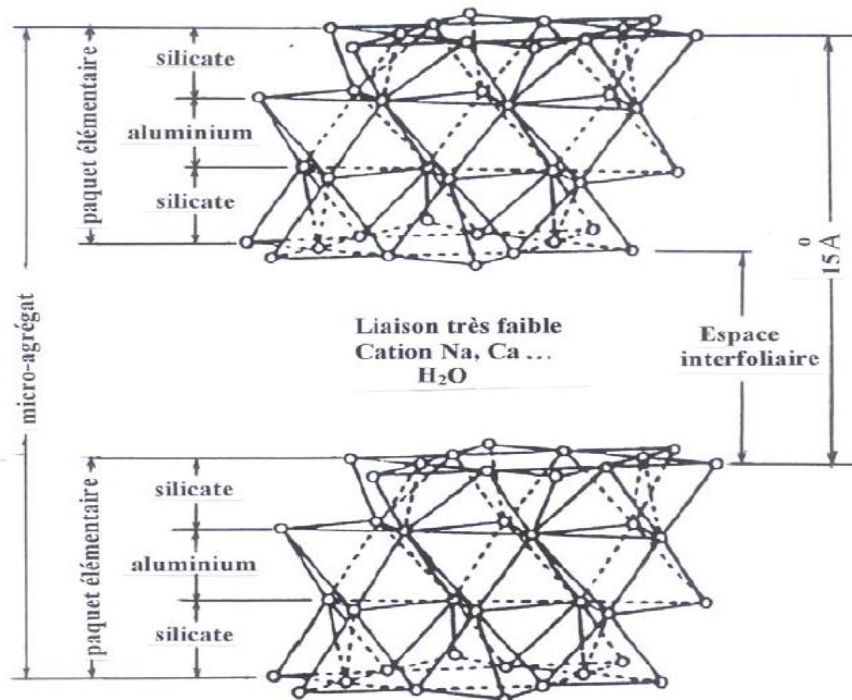


Figure I.5 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite [6].

Le tableau I.1 donne une idée de la charge électrique des principaux types d'argile. Ces charges ont plusieurs origines. Il est d'abord possible d'avoir des substitutions isomorphes d'un cation d'une valence élevée par un cation de valence moins élevée au sein des tétraèdres et octaèdres. Le feuillet initialement neutre se retrouve alors globalement chargé négativement. Les substitutions sont peu fréquentes dans les argiles type kaolinite, mais très répandues dans les argiles type smectite, ce qui permet d'expliquer en grande partie les différences observées dans le tableau I.1. Il existe aussi des charges au niveau des particules argileuses, dues à la neutralisation incomplète de charges aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt, les valences situées dans le plan de rupture n'étant alors plus saturées (Hillel, 1988) [5].

Famille d'argile	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Charge (meq/100 g)	5-15	20-40	80-100

Tableau I.1 : Charge des minéraux argileux (Yong et Warkentin, 1975) [5].

I.3. Détermination de la surface spécifique d'une argile :

La fine taille des minéraux argileux leur confère une surface importante par rapport au volume des particules (Figure I.6). La surface relative augmente avec la diminution du diamètre. La surface des minéraux argileux est supérieure à celles de minéraux de même taille mais de forme différente. Les propriétés des argiles sont principalement contrôlées par leur surface interne et externe. La surface totale comprend la surface externe, comprise entre les particules argileuses, et la surface interne, correspondant à l'espace interfoliaire (Figure I.7) [4].

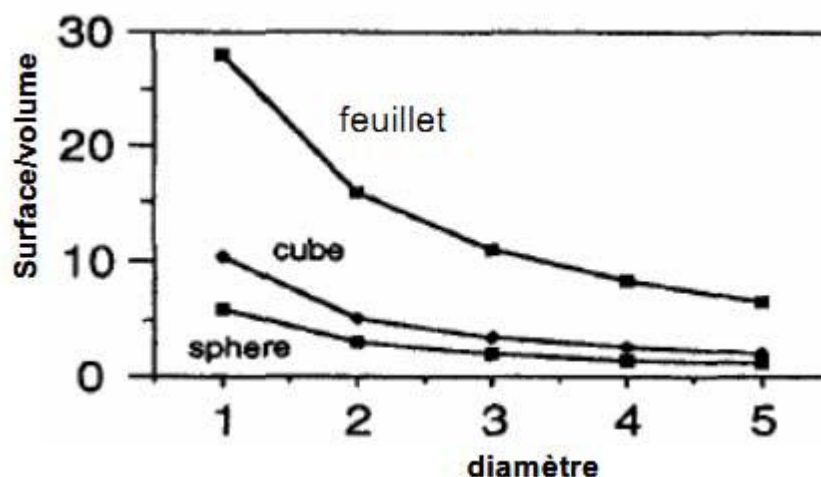


Figure I.6 : Variation du rapport surface/volume en fonction du diamètre des particules [4].

Les méthodes les plus couramment utilisées, pour la détermination de la surface spécifique d'une argile, reposent sur l'introduction progressive d'un réactif dans une suspension aqueuse d'argile jusqu'à saturation. La surface spécifique d'un phyllosilicate peut alors être déterminée via la détermination de la quantité de réactif introduit. Néanmoins, la détermination de la surface spécifique réclame l'utilisation d'un réactif capable de développer des interactions spécifiques avec la surface du minéral étudié afin de recouvrir [4].

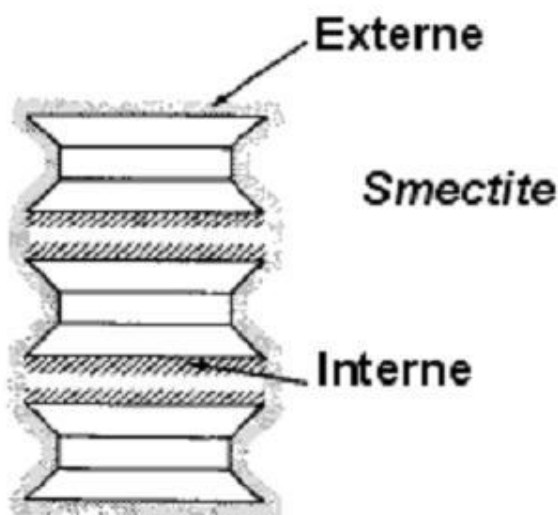


Figure I.7 : Surface des particules argileuses (smectite), interne et externe [4].

Toute sa surface et en particulier, ses surfaces internes. Le bleu de méthylène, dont la formule chimique est donnée ci-dessous, est un colorant organique cationique fréquemment utilisé pour la détermination de la surface spécifique des argiles. Les interactions électrostatiques entre les électrons π des cycles aromatiques et le feuillet du minéral argileux chargé négativement lui permettent de recouvrir parfaitement la surface [4].

La surface spécifique est donnée par le point où toutes les molécules du bleu de méthylène sont adsorbées et forment une couche monomoléculaire à la surface des feuillets [4].

Argile	Surface spécifique (m ² /g)		
	Interne	Externe	Totale
Smectite	750	50	800
Vermiculite	750	< 1	750
Chlorite	0	15	15
Kaolinite	0	15	15
Illite	5	25	30

Tableau I.2 : Comparaison de la surface spécifique des smectites par rapport à celles d'autres familles argileuses [4].

I.4. Structure des sols argileux et liaisons structurales :

La structure initiale des sols argileux se forme, en règle générale, lors de la sédimentation en milieu aqueux des produits de l'altération des massifs rocheux contenant des quantités importantes de petites particules de minéraux secondaires [6].

Par la suite, des processus lents et variés de diagenèse peuvent modifier sensiblement la structure initiale de ces argiles. La combinaison de particules isolées et d'agrégats conduit à la formation d'un système structurel, c'est-à-dire une disposition ordonnée des particules et agrégats dans le sol indépendant de l'influence des parties gazeuses ou liquides du sol, qui se forme dans les processus de sédimentation, de diagenèse et de post-genèse [6].

Les argiles monominérales (montmorillonite, illite, kaolinite, etc.) se présentent sous forme de structures élémentaires composées de feuillets élémentaires empilés les uns sur les autres, et souvent appelés « paquets ». Sous l'influence de l'altération chimique et d'autres phénomènes, ces paquets isolés peuvent se rassembler pour former des structures élémentaires appelées micro-agrégats (Filliat et al., 1981) [6].

Sous l'effet de processus variés de diagenèse, la structure initiale des micro-agrégats peut subir des modifications importantes. Lorsque la sédimentation des particules argileuses se produit sans coagulation, c'est à dire sans assemblage préalable des particules en micro-agrégats sous l'effet de forces électromoléculaires, il se forme une structure d'argile en nid d'abeille (Figure I.8.a) [6].

La coagulation préalable des particules argileuses lors de la sédimentation produit une structure floconnée (Figure I.8.b) (Berezantsev et al., 1961 ; Filliat et al., 1981) [6].

Dans ces deux types de structure, la disposition des particules d'argile est désordonnée (chaotique), ce qui s'explique par le fait que l'énergie potentielle de surface (et par conséquent aussi les forces d'attraction mutuelle des particules) est maximale dans les angles et sur les arêtes des particules minérales (Katti, 1988) [6].

Sous l'influence d'une charge de compression (par exemple sous le poids des couches de sol sus-jacentes), cette disposition chaotique peut se transformer en une structure plus organisée, dans laquelle la plupart des particules sont en position horizontale et la porosité est sensiblement plus faible (Figure I.8.c) (Filliat et al., 1981) [6].

Plus les dépôts argileux sont récents, plus leur structure est voisine des formes en nid d'abeille ou en flocons et plus leur porosité est grande, pouvant atteindre 80% et plus, et leur résistance est faible [6].

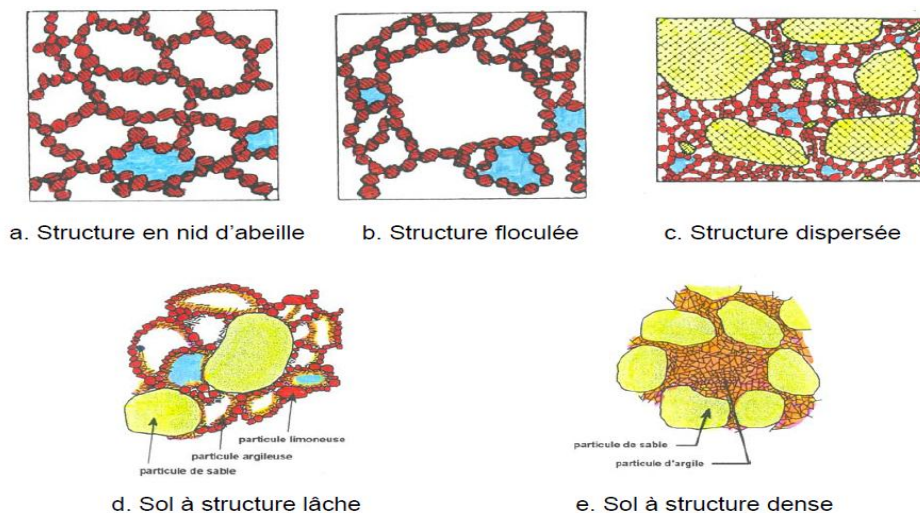


Figure I.8 : Différentes structures d'argiles, d'après Terzaghi (1951) [6].

I.5. Texture des argiles :

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope (wakim j, 2005). Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par (wakim j, 2005) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (Figure I.9).



Figure I.9 : Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides

Montes et al, (wakim j, 2005).

L'évolution de la micro texture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X (M. Gasc-Barbier, H. Freissmuth et X. Daupley) cité Par (wakim j, 2005). La figure I.10 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage, les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement. Montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets (Bultel Frédéric, 2001).

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés (Wakim J, 2005). Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. [7]

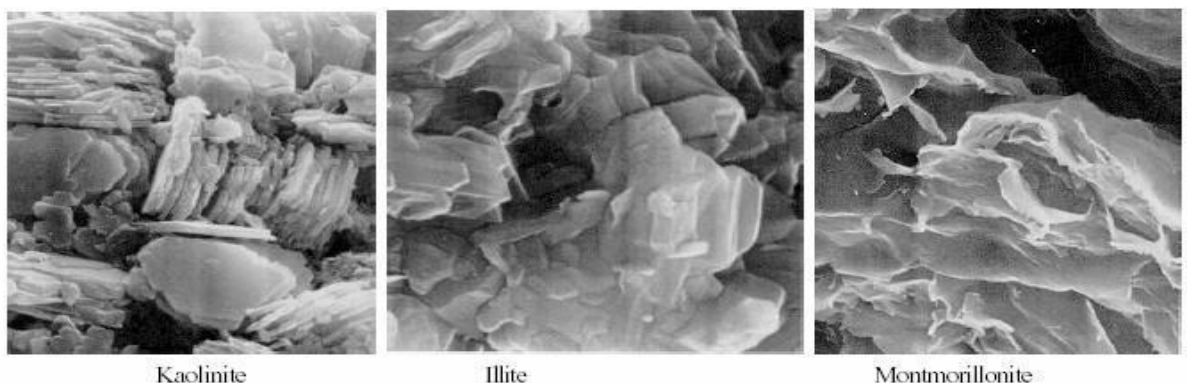


Figure I.10 : Photographies au Microscope Electronique à

Balayage des argiles (Mitchell, 1986).

I.6. Gonflement des argiles :

Parmi toutes les familles d'argiles existantes, celle des argiles gonflantes présente un grand intérêt en raison de son utilisation dans de nombreux contextes en génie civil, en géotechnique et en géotechnique de l'Environnement. Il est donc important d'appréhender le comportement hydromécanique de ces matériaux afin de mieux maîtriser leur utilisation.

L'objectif de cette patri : comprendre, caractériser et identifier le phénomène de gonflement

I.6.1. Définition :

Les sols gonflants, qui peuvent augmenter de volume lors de leur humidification et diminuer de volume lorsqu'on les assèche, sont à l'origine de problèmes qui sont parmi les plus complexes de la mécanique des sols [6].

I.6.2. Mécanismes de gonflement des argiles :

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Gens et Alonso (1992), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (figure I.11) :

- L'hydratation des espaces inter foliaire entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité inter foliaire) : gonflement cristallin ;
- La répulsion entre les particules (augmentation de la porosité inter foliaire et inter particulaire) : gonflement osmotique [10].

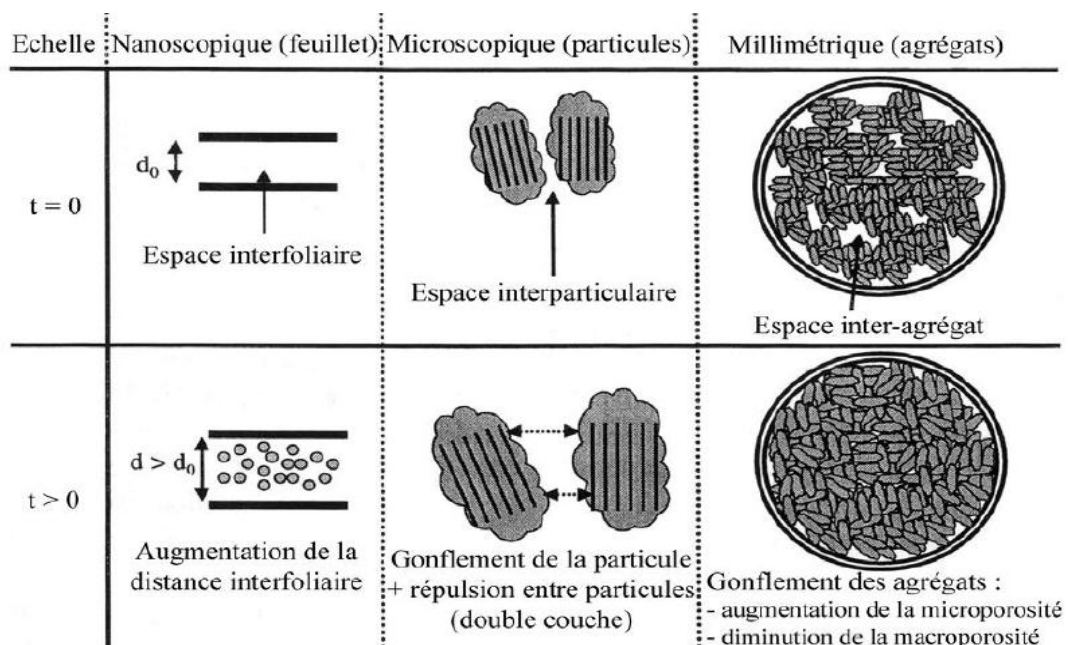


Figure I.11 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

I.6.3. Evolution de la texture au cours du gonflement :

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

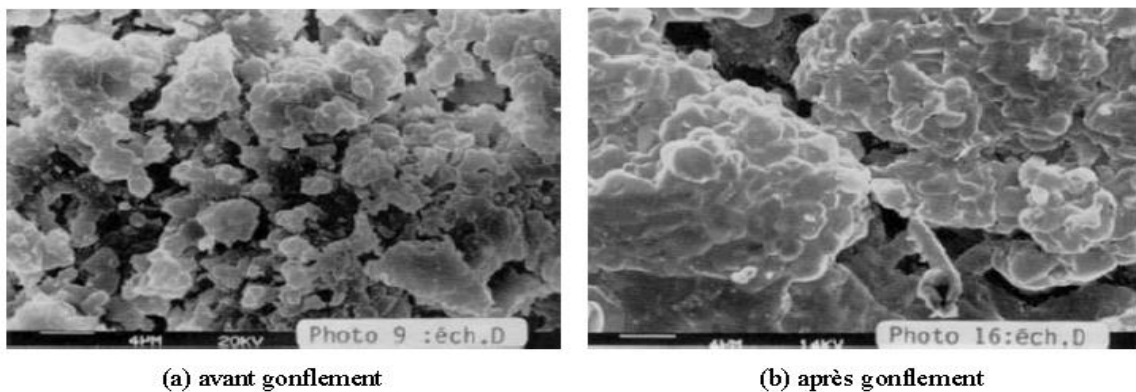


Figure I.12 : Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Les observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure I.13 illustre cette évolution.

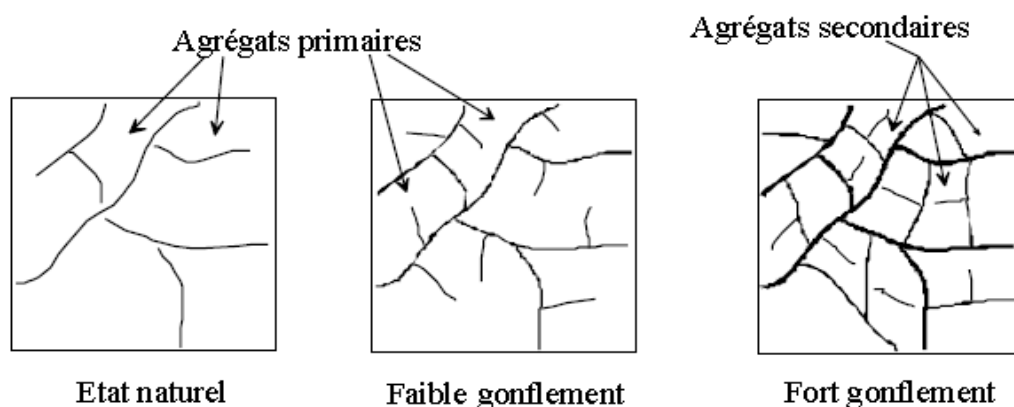


Figure I.13 : Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

I.6.4. Identification des sols gonflants :

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires.

Or, cette identification indirecte se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres, ni sur le même nombre. Mais, l'utilisation de ces identifications indirectes conduit à soupçonner le caractère expansif d'un sol. Par contre, les paramètres d'identification directs obtenus lors des essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant du sol.

I.6.5. Définition des paramètres de gonflement :

L'approche macroscopique du gonflement est la plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais au laboratoire. On les définit comme suit [8].

a- La pression de gonflement (σ_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus citée mais elle n'est pas la seule.

b- Le potentiel de gonflement (ε_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

c- L'indice de gonflement (C_g) :

Traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

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

I.6.7. Méthodes d'identification :

a- Méthodes indirectes d'identification :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait w_s

pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu\text{m}$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles[9].

Les tableaux I.3 à I.6 sont proposés par plusieurs auteurs pour estimer le potentiel de gonflement.

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

IP (%)	%< $2\mu\text{m}$	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très élevé
22- 35	60- 95	Elevé
18- 22	30- 60	Moyen
<18	<30	Faible

Tableau I.4 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

% < $74\mu\text{m}$	W_L (%)	Pression de gonflement (6 ans) MPa	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

Tableau I.5 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

IP (%)	% < $80\mu\text{m}$	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

Tableau I.6 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

Certains auteurs ont proposé l'estimation du potentiel de gonflement sous forme d'abaque : Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent (figure I.14) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

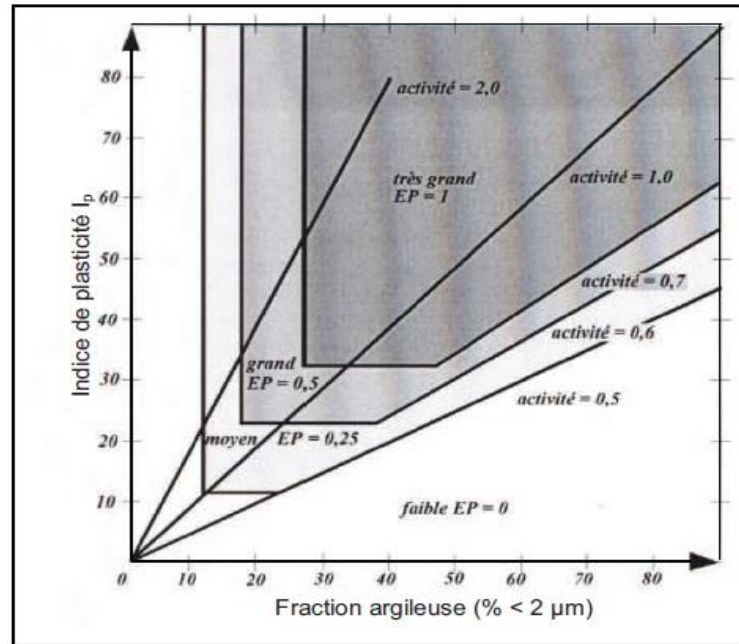


Figure I.14 : Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

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

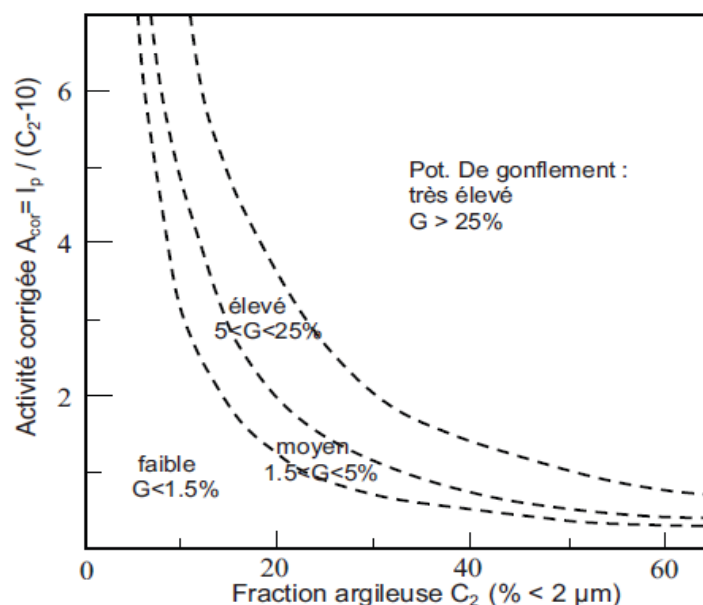


Figure I.15 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I.7 (Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (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)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow \text{marnes}$ $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow \text{argiles}$ $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	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 <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = u w_L + v \gamma_{d0} - t w + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	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 <i>et al.</i> (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_i}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_i : 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 (%)

Tableau I.7 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

b- Méthodes directes d'identification :

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976; Ofer et Blight, 1985; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela qu'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide d'appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement au laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al., 1987) :

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

Ces essais peuvent être 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

*** Méthode de gonflement libre :**

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale (figure I.16).

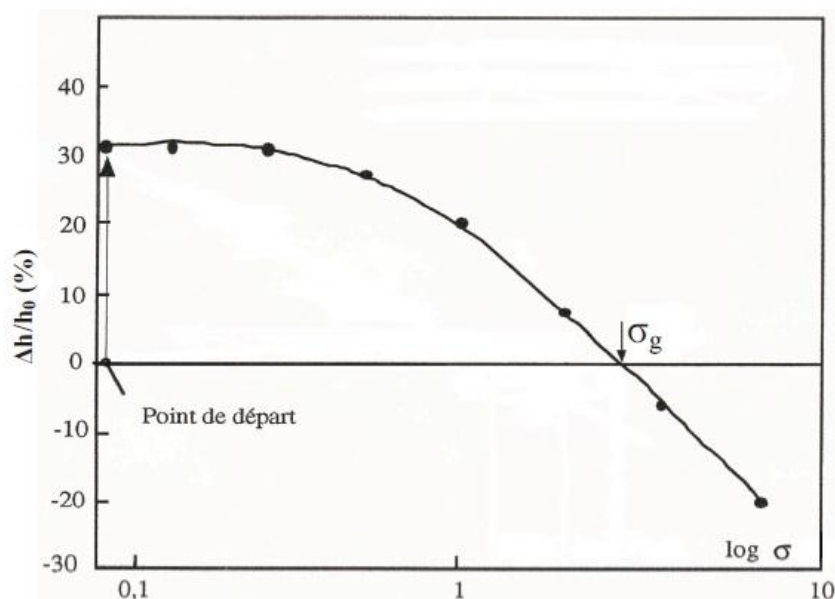


Figure I.16 : Essais de gonflement libre.

*** 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'œdomètre 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.17).

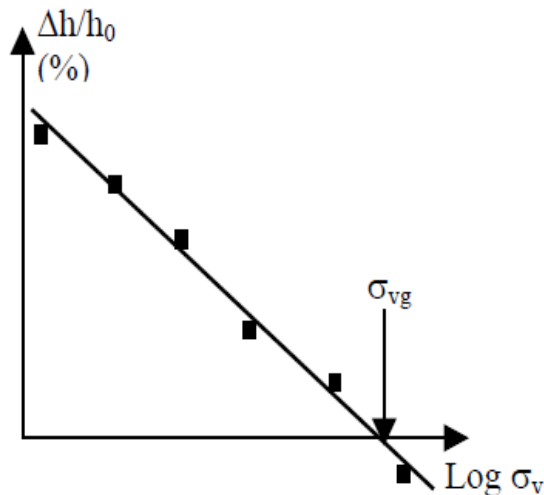


Figure I.17 : Essais de gonflement en parallèle.

*** 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. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (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.18).

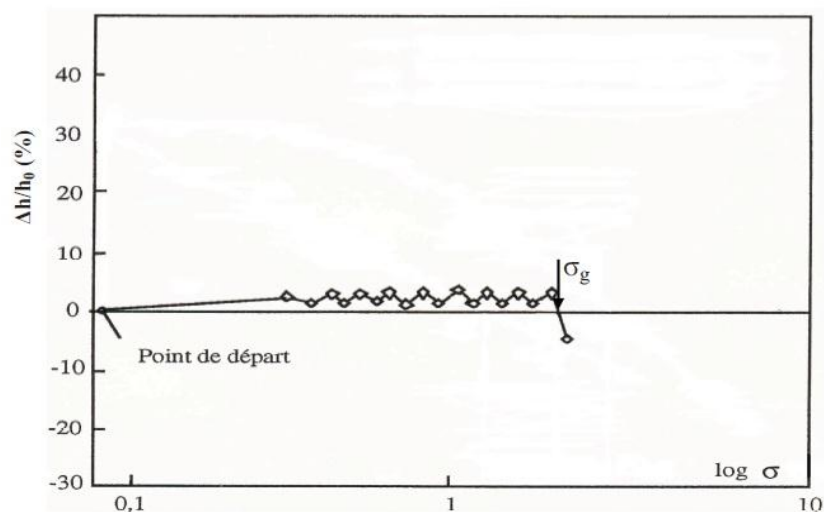


Figure I.18 : Essai de gonflement à volume constant.

c- 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. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode de gonflement empêché donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux.

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

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement obtenues par la méthode 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 œdomètres lors d'essais à gonflement libre.

I.7. Stabilisation des sols argileux :**I.7.1. Introduction :**

Le choix des matériaux est avant tout basé sur un compromis technico-économique qui inclut notamment des critères de disponibilité, de coûts de traitement et de transport des matériaux. Dans ce contexte, très fréquemment, il convient d'envisager une stabilisation pour ces matériaux, notamment pour les sols fins.

Malgré leurs propriétés de résistance, les sols argileux naturels, lorsqu'ils sont simplement compactés, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures, sont très sensibles aux variations de température et d'hygrométrie.

La stabilisation des sols argileux a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité. D'après les conséquences des sols expansifs, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs.

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants.

Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites).

I.7.2. But de la stabilisation :

La stabilisation des sols argileux vise à satisfaire les points énumérés ci-après :

- Rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir.
- Éviter le décapage et le remplissage par des matériaux d'apport.
- L'assèchement des sols permettent de les rendre praticables aux engins de chantiers.
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.
- Limiter la sensibilité des argiles à l'eau.
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).
- Chez les sols argileux une réduction instantanée de l'angulosité avec la floculation.
- Diminuer les variations de volume dans le cas des sols gonflants.

I.7.3. Techniques de stabilisations utilisées :

La stabilisation des sols expansifs est souvent opérée pour augmenter leur résistance, ainsi que pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau.

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- ✓ La stabilisation mécanique,
- ✓ La stabilisation thermique,
- ✓ La stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ;

- Les considérations économiques,
- La nature du sol à traiter,
- La durée de l'opération,
- La disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

I.7.4. Stabilisation mécanique :

a) Drainage :

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

b) Substitution :

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

c) Compactage :

Dawson recommande de compacter les argiles à des densités minimales et Seed (1961) note que les argiles compactées de la côte sèche de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées de la côte humide. Malheureusement, de la côte humide, Les argiles sont moins résistantes. Il faudrait donc retrouver un compromis. [7].

d) Prehumidification :

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

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

I.7.5. Traitement thermique :

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile. En réduisant la répulsion électrique entre les particules sous l'effet de la chaleur, on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué [7].

I.7.6. Stabilisation chimique (par additifs) :

Deux techniques de stabilisation chimique peuvent être effectuées :

a- Stabilisations chimiques par ajouts des matériaux inertes :

Par exemple les sables, les graviers, utilisés en mélange avec les argiles gonflantes. Ces matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et réduisent l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.

b- Stabilisation chimique par additifs :

Elle est employée surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées, on distingue :

- Stabilisation par ajout de chaux.

- Stabilisation par ajout de ciment.
- Stabilisation mixte (chaux-ciment).

L'organigramme donné par la (figure I.19), aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet :

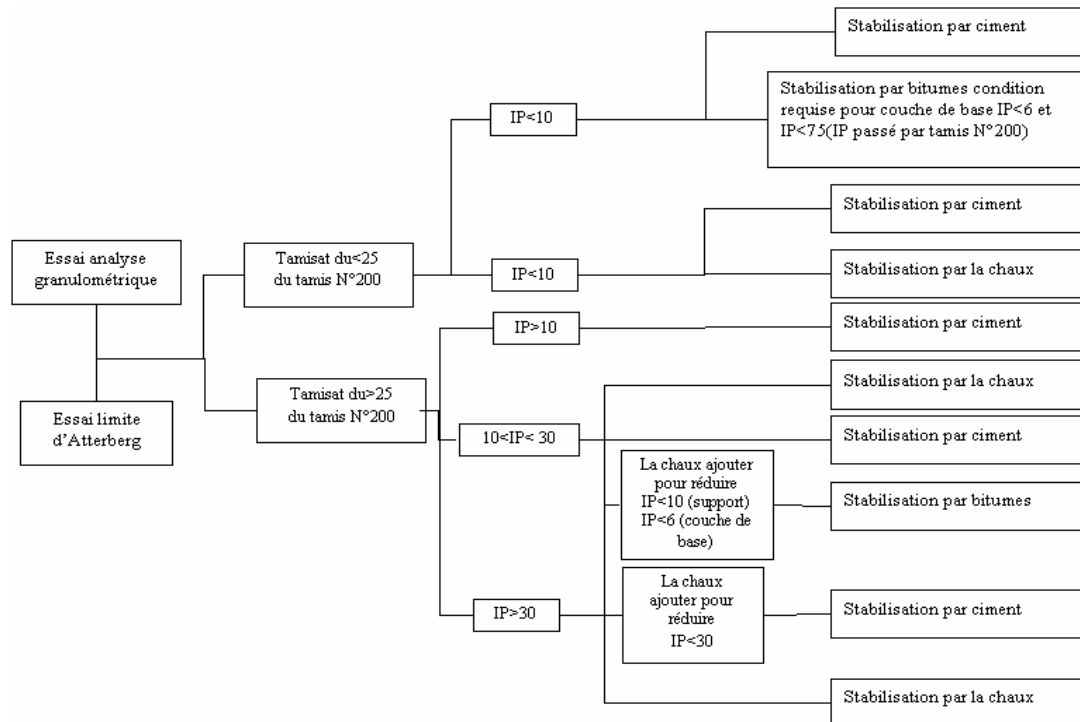


Figure I.19 : Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique

(Dept. of the Army, 1983).

I.7.7. Stabilisation par ajout de chaux :

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente (Biczysko, 1996; Greaves, 1996; Kelley, 1988). Little (1995), rapporte qu'en général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé.

Plusieurs réactions sont initiées lors de l'ajout de la chaux à un sol à granulométrie fine : l'échange cationique et la floculation modifient presque instantanément la plasticité, la maniabilité, la résistance et les propriétés de déformation sous charge d'un sol (Moore, 1987).

I.7.8. Stabilisation par ajout du ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont apriori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle à la chaux (qui évolue encore au bout d'un an) mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel.

On utilise des ciments de classe 45 ; Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. La réussite des opérations suivantes exige un mélange de sol et d'eau idéal pour la bonne prise du ciment [11].

I.7.9. Stabilisation mixte chaux-ciment : (objectif de la présente étude)

L'ajout du ciment Portland conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux et en préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolaniques (stabilisation) sont désirées.

Prusinski et al. (1999) rapportent également que, contrairement à la croyance populaire, le ciment Portland peut stabiliser efficacement des sols ayant un I_p pouvant atteindre 50.

Enfin. Chaddock (1996) rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

Il existe d'autres techniques de stabilisation tel que :

- Stabilisations par solutions salines
- Stabilisation par ajout des cendres volantes
- Drainage
- Applications à forts pressions

Le tableau I.8 présente les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation.

Technique	Procédés	Avantages	Inconvénient
Stabilisation mécanique	compactage	-Le compactage est le plus économique. -Réduire le potentiel expansif.	-Il faut une grande quantité d'eau.(compacter au-dessus de l'optimum avec une W_n élevée).
	Substitution	-	-L'épaisseur de la couche -La disponibilité du matériau.
	Préhumidification	-	-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de W_n
	Méthode de contrôle	-Minimiser l'humidification ou dessèchement.	-La sensibilité a la variation de la teneur en eau.
Stabilisation thermique	Augmenter la température	-Réduire la répulsion électrique entre les particules.	-Très coûteuse.
Stabilisation chimique (par ajout de matériaux)	Les sels	-Augmenter la concentration ionique de l'eau libre. -Réduire le phénomène d'échange.	-Le choix de type de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation)
	Le ciment	-augmenter la résistance. -diminuer la plasticité -réduire le potentiel de variation de volume. -Augmenter la limite de retrait.	-utilisation d'un dosage important.
	La chaux	-diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement. -Augmenter la résistance et W_{opt} . -utilisation d'un faible dosage.	-Carbonation de la chaux.

Tableau I.8 : Les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation, [12].

I.7.10. Techniques de réalisation des travaux de traitement :

La réalisation des travaux de traitement des sols fait appel suivant les cas de chantier à un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant un ordonnancement précis, un savoir-faire et des matériels spécifiques.

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en général les opérations élémentaires suivantes :

- La préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocaillieux, homogénéisation humidification éventuelle)
- L'épandage du liant de traitement
- Le malaxage du liant avec le sol
- L'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération)
- Le réglage du mélange
- Le compactage

L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

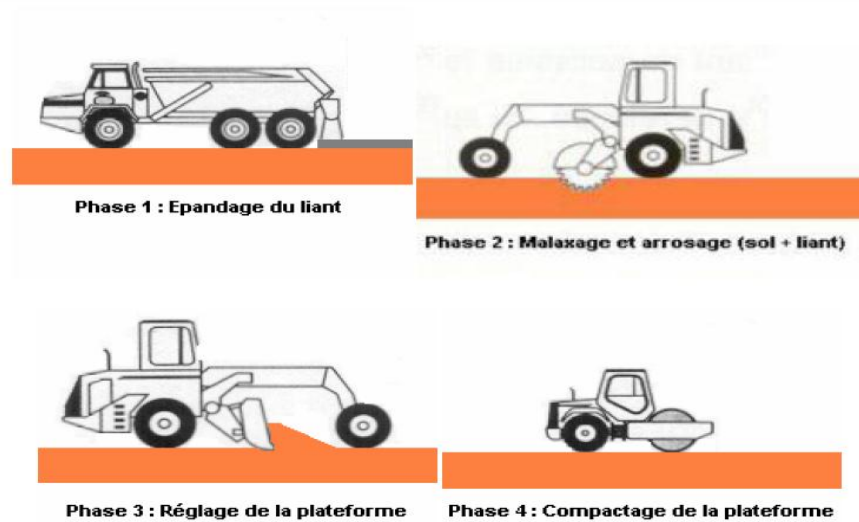


Figure I.20 : Procédé de traitement des sols.

I.8. Les ciments :

I.8.1. Définition :

Le ciment est généralement fabriqué en cuisant vers 1450 C^0 des mélanges de calcaire et d'argile. On obtient alors des nodules durs, appelés clinkers ; c'est en broyant très finement ceux-ci, additionnés d'un peu de gypse, qu'on produit le ciment Portland. D'autres types peuvent être obtenus en mélangeant ce clinker broyé avec des constituants, broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques : ce sont soit des laitiers de hauts fourneaux granulés, soit des cendres volantes ou encore des pouzzolanes, naturelles ou artificielles.

Il existe, en outre, des ciments spéciaux, tels les alumineux ou les sur sulfatés. La principale utilisation du ciment est le béton, dont il est le composant actif, mais il entre aussi dans la composition des mortiers pour maçonneries ou pour enduits. [13].

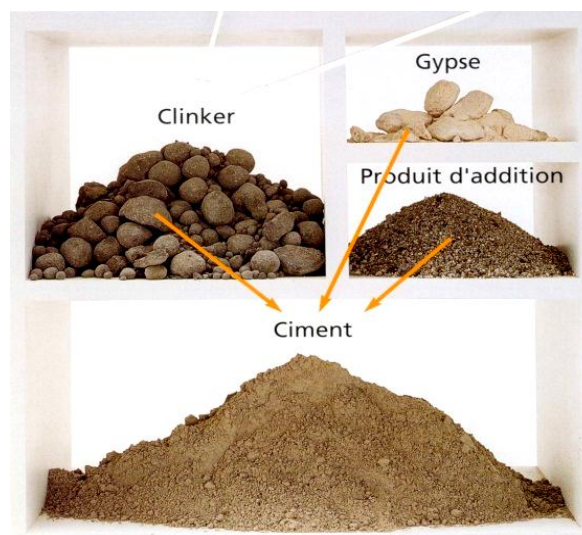


Figure I.21 : La composition du ciment.

Le ciment c'est le matériau du 20^e siècle, il n'a guère plus d'une centaine d'années. L'écossais Aspdin prit un brevet d'invention en 1824, sur la fabrication d'un liant à partir d'un mélange de chaux et d'argile qu'il appela "ciment Portland" à cause de l'aspect présenter par ce liant durci qui rappelait celui de la pierre calcaire de la Presqu'île de Portland. C'est le premier ciment, père d'une longue lignée.

Ainsi, le XX^e siècle a ouvert la voie aux ciments artificiels qui prendront progressivement le pas sur les chaux.

L'accélération sera plus manifeste à l'issue de la deuxième guerre mondiale lorsque le secteur du bâtiment produit essentiellement des logements neufs bâtis à partir d'éléments préfabriqués et, n'utilisant plus les chaux. C'est l'époque charnière où la chaux est en passe d'abandon, où son ancienneté est une marque d'archaïsme alors que les ciments améliorent les performances des liants.

Le développement n'a pu s'effectuer que grâce à l'apparition de matériels nouveaux : fours rotatifs et broyeurs à boulets en particulier. Les procédés de fabrication n'ont pas cessé de se perfectionner. Pour produire une tonne de clinker, constituant de base du ciment, il fallait en 1870 : 40 heures, actuellement, il faut environ 3 minutes. La production en Algérie s'accroît comme le montre les statistiques suivantes (source : Secrétariat d'état au plan Algérien) :

1977 : 2,2 millions de tonnes,
1979 : 4,5 millions de tonnes,
1982 : 8,0 millions de tonnes,
1985 : 10,5 millions de tonnes.

I.8.2. Les étapes de la fabrication du ciment :

Les étapes de fabrication de ciment passe par série d'étapes sont repartie comme suit :

- La carrière
- Le concassage
- Le broyage et le séchage
- Le préchauffage et la cuisson
- Le stockage du clinker, le broyage du ciment
- Le stockage et les expéditions
- La salle de contrôle et le contrôle qualité

La figure I-22 présente les différentes étapes de fabrication de ciment

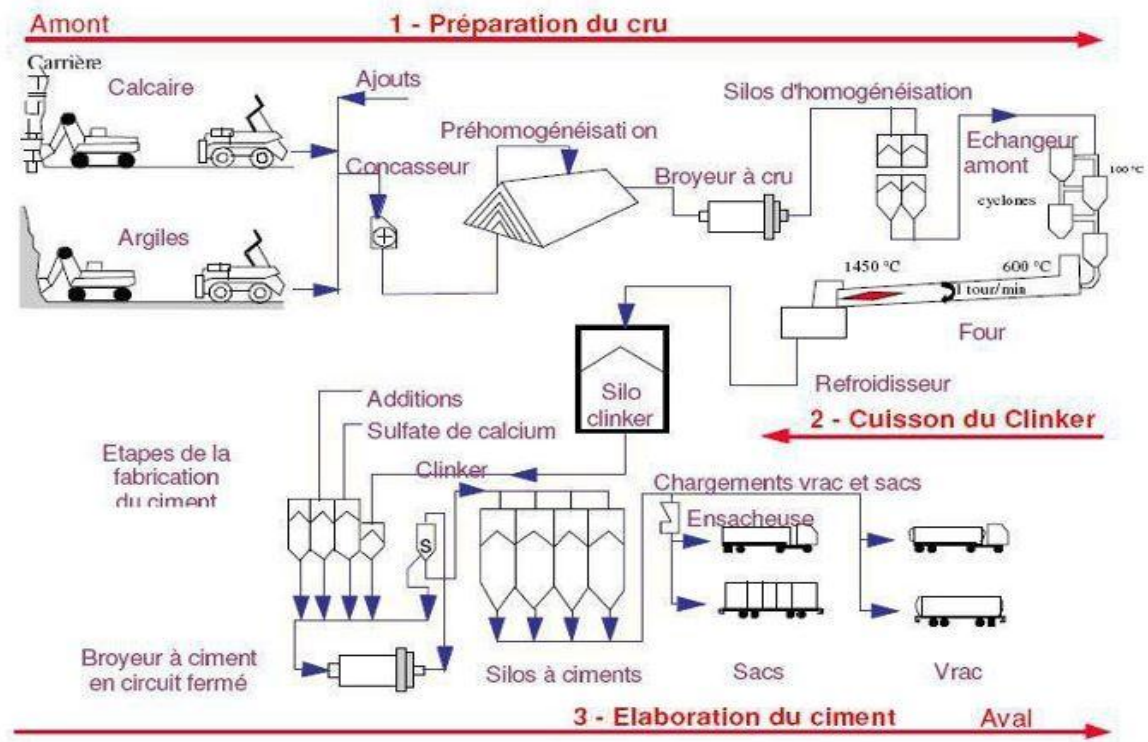


Figure I.22 : Les étapes de fabrication du ciment.

I.8.3. Types de ciment :

Les principaux ciments selon la classification NA largement inspirée d'AFNOR, en fonction de leur composition et de leur résistance, sont :

- ✓ Les ciments CPA, ciments Portland purs (composé du seul clinker) ;
- ✓ Les ciments CPJ, ciments Portland composés, qui contiennent au moins 65% de clinker. Ce sont les plus utilisés en l'Algérie,
- ✓ Les ciments CHF, ciments de hauts-fourneaux, qui contiennent entre 60 et 75% de laitier de hauts-fourneaux.
- ✓ Les ciments CLK, ciment de laitier de clinker, qui contiennent 80% de laitier de hauts fourneaux,
- ✓ Les ciments CLX, ciment de laitier à la chaux,
- ✓ Les ciments prompts.

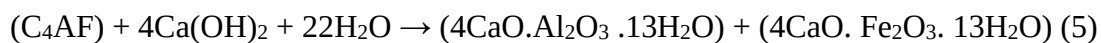
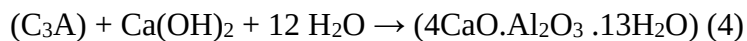
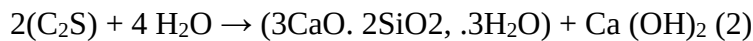
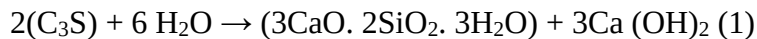
Les ciments sont également classés en fonction de leur résistance à la compression. Les ciments produits et commercialisés en Algérie, sont essentiellement constitués de CPJ 32.5 et 42.5, types les plus demandés et CRS (Ciment résistant aux sulfates) largement utilisé dans les régions du sud. Le ciment fabriqué localement est livré en vrac, soit en sac double ou triple plis de 50Kg.

I.8.4. Réactions physico-chimiques du ciment :

Le ciment est un liant hydraulique c'est-à-dire un matériau qui, finement moulu et gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réaction et de processus d'hydratation et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau. Le ciment Portland est une des nombreuses variétés de ciment. La composition typique de son clinker est : 67% de CaO, 22% de SiO₂, 5% de Al₂O₃, 3% de Fe₂O₃ et 3% d'autres composés et il contient 4 phases majoritaires qui sont l'alite (3CaO. SiO₂ ou C₃S), la bélite (2CaO.SiO₂ ou C₂S), la célite qui est le mélange de l'aluminate de calcium (3CaO. Al₂O₃ ou C₃A) et du ferroaluminate de calcium (4CaO. Al₂O₃.Fe₂O₃ ou C₄AF). Plusieurs autres phases, comme les sulfates d'alcalins ou l'oxyde de calcium s'y retrouvent en très faibles quantités [14].

a- Réactions chimiques :

Le ciment en présence d'eau se solidifie. Les principales réactions chimiques responsables de ce phénomène sont les suivantes :



La réaction (1) est rapide ; elle est à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme. Le produit (3 CaO. 2SiO₂. 3 H₂O) est un silicate de calcium hydraté : c'est une tobermorite. La réaction (2), quant à elle est lente et est responsable de l'amélioration des propriétés mécaniques à long terme.

L'aluminate tricalcique s'hydrate très vite et nécessite l'addition d'un régulateur de prise de masse, le gypse (CaSO₄ .2 H₂O) qui permet la formation de fins cristaux d'étrangéité (3CaO. Al₂O₃ .3 CaSO₄ .32H₂O) retardant la prise en masse du ciment.

L'équation chimique de formation de l'étrangéité est la suivante :



Lorsque l'on mélange une argile ou une latérite à du ciment en présence d'eau, on assiste aux mêmes réactions chimiques comme pour les mélanges argile chaux. La portlandite produit lors de l'hydratation du ciment réagit avec le dioxyde de carbone de l'air et les minéraux argileux pour donner respectivement de la calcite et du silicate de calcium ou aluminate de calcium hydratés. L'échange cationique et la floculation- agglomération s'observent aussi dans les mélanges argile ciment. La réaction pouzzolanique impliquant les minéraux argileux n'est pas prépondérante compte tenu de la disponibilité de la portlandite.

b- Réactions physiques :

Différentes réactions physiques se produisent pendant la prise du ciment. Il y a d'abord la formation d'une pâte de particules solides. A cet effet, les espaces inter particule sont interconnectés et remplis d'eau dite eau « capillaire ». Se développe ensuite à la surface des grains de ciment, un revêtement d'étrangéité empêchant la prise éclair. La réaction d'hydratation du ciment continue et après deux heures, il y a formation des cristaux fibreux qui sont des silicates de calcium hydratés (CSH). Ces composés connus sous le label de tobermorite lient les composantes du mélange argile (ou latérite)-ciment. Ces cristaux se développent et contribuent de façon notoire à l'amélioration des propriétés mécaniques de ces mélanges.

I.8.5. Ciment utilisé pour ce traitement (NA 442, EN 197-1, NF P 1-301 /94) :

Matine est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, résultat de la mouture du clinker obtenu par cuisson jusqu'à la fusion partielle (clinkerrisation) d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile.

Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (CaO) à fonction basique et la silice (SiO_2) à caractère acide.

On trouve également l'alumine (Al_2O_3) ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500 $^{\circ}\text{C}$.

En présence d'eau à lieu la réaction d'hydratation consistant en la formation d'un réseau cristaux de silicates de calcium hydrates.

Matine présente des performances mécaniques et des caractéristiques physico-chimiques conformes à la norme algérienne.



Figure I.23 : Ciment utilisé pour ce traitement.

I.8.6. Domaine d'utilisation :

Matine est utilisé pour tous les projets de construction qui nécessitent de hautes résistances mécaniques mais qui ne présentent pas un besoin spécifique en bétons exposés à des conditions sévères comme l'attaque des lesquels le béton n'est pas affecté par le taux de chaleur d'hydratation du ciment.

I.8.7. Les principales applications de ce ciment sont :

- Secteur habitat (logements et d'autres constructions civiles) :
- Secteur travaux publics (tunnels, pont, port, aéroport...etc.) :
- Secteur hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, stations de dessalement, etc.) :
- Secteur industriel.

I.8.8. Analyse chimique :

Le tableau I.9. présente les éléments chimiques et leur pourcentage.

L'analyse chimique	Pourcentage (%)
perte au feu, (NA 5042)	7,50 – 12,00
Résidus insolubles (NA 5042)	0,70– 2,00
Teneur en sulfates SO_3 (NA 5042)	2,00 – 2,70
Teneur en oxyde de magnésium MgO	1,00 -2,20
Teneur en chlorures (NA 5042)	0,01 – 0,05
Teneur équivalent en alcalis	0,3 – 0,75

Tableau I.9 : Pourcentage des éléments chimiques du ciment.

I.8.9. Composition hypothétique du clinker (bogue) :

- Silicates tricalciques C_3S (%) : 58 – 64
- Silicates bicalciques C_2S (%) : 12 – 18
- Aluminates tricalciques C_3Al (%) : 6,0 - 8,0
- Aluminoferrites tetracalciques C_4AF (%) : 10,0 – 12,0

I.8.10. Propriétés physiques :

- Consistance normale de la pate de ciment (%) : 25 – 28,50
- Finesse suivant la méthode de blaine (NA 231) : 4150 – 5250
- retrait a 28 jours en $\mu\text{m} / \text{m}$ < 1000
- Expansion en mm 0,3 – 2,5

I.8.11. Temps de prise à 20 0C (NA 230) :

- Début de prise (min) 140 – 195
- Fin de prise (min) 195 – 290

I.8.12. Résistance à la compression (NA 234) :

- 02 jours (MPa) $\geq 10,0$
- 28 jours (MPa) $\geq 42,5$

I.9. La chaux :**I.9.1. Définition :**

La chaux est une matière généralement poudreuse et de couleur blanche, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Elle est utilisée depuis des siècles. Il existe plusieurs types de chaux utilisée dans des différents domaines notamment dans les traitements de sols argileux.

Chimiquement, c'est un oxyde de calcium avec plus ou moins d'oxyde de magnésium mais la désignation usuelle de chaux peut englober différents états chimiques de ce produit [15].

I.9.2. Historique :

La chaux existe depuis plusieurs milliers d'années. Nos ancêtres s'en servaient pour bâtir et monter des murs, enduire et peindre.

Des Égyptiens la mirent en œuvre, alliée ou non au plâtre, pour monter les pyramides. Les civilisations mésopotamiennes, phéniciennes, les Incas ou les Mayas eurent également recours à la chaux pour bâtir. Dès les premiers siècles, la chaux fit l'objet de toutes les études et connut son heure de gloire dans le bâtiment.

Avec la découverte du ciment dans la 2ème moitié du XIXème siècle et sa production industrielle en début de XXème siècle, la chaux perdit de sa prédominance dans le bâtiment. Les fours à chaux très abondants s'éteignirent les uns après les autres. Heureusement, cette disparition ne fut pas complète, et on redécouvre aujourd'hui les vertus incomparables de ce produit.

I.9.3. La fabrication des chaux hydrauliques naturelles :**a- La matière première**

La roche calcaire est extraite de carrières à ciel ouvert ou souterraines. Après abattage, elle est concassée et criblée.

b- La cuisson

La cuisson s'effectue en général dans des fours verticaux à marche continue, dans lesquels sont introduits dans la partie supérieure, par couches successives, la pierre calcaire et le combustible.

La matière descend lentement, en traversant d'abord une zone de préchauffage, provoquant l'évaporation de l'eau libre et la déshydratation (vers 200°C).

Elle traverse ensuite une zone de calcination où elle est décarbonatée (à partir de 900 °C).

La zone de cuisson proprement dite, où se forment les silicates et aluminates de calcium, se situe à une température variant entre 1 000 °C et 1 200 °C selon la qualité de chaux recherchée.

c- L'extinction

La chaux recueillie à la sortie du four passe alors par une extinction contrôlée où, sous l'action de l'eau, la pierre se pulvérise et la chaux vive est éteinte complètement, tout en respectant les silicates et aluminates qui lui donnent naturellement son caractère hydraulique.

d- Le broyage

Le matériau obtenu est généralement broyé, avec ou sans addition d'autres constitués

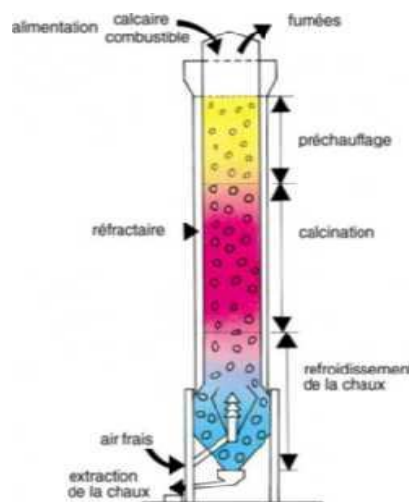


Figure 1.24 : Schéma du principe de la fabrication de la chaux.

I.9.4. Différents types de chaux :

La chaux est obtenue par calcination d'un calcaire (celui-ci représente 20% de la couche terrestre), selon la nature du calcaire utilisé, la cuisson permet la fabrication de plusieurs types de chaux :

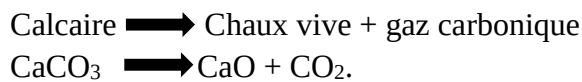
- Chaux aérienne provenant d'un calcaire pur.
- Chaux magnésienne provenant d'un mélange de calcaire et de carbonate de magnésium.
- Chaux hydraulique provenant d'un calcaire argileux.

Les chaux utilisées en technique routière sont essentiellement les chaux aériennes. Elles se présentent sous deux formes :

a- Chaux vive :

Constituée principalement d'oxyde de calcium CaO , généralement à plus de 90%.

La calcination du calcaire (carbonate de calcium) entraîne la formation de chaux vive (oxyde de calcium) et de gaz carbonique (dioxyde carbonique).

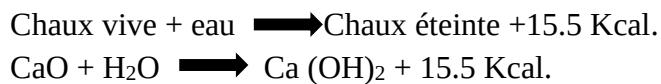


Réaction endothermique nécessitant 425 kilocalories par kilogramme de calcaire.

Cette réaction s'effectue à une température voisine de 900°C et s'accompagne d'une perte de poids d'environ 45% correspondant à la perte en gaz carbonique.

b- Chaux éteinte :

Contient essentiellement de l'hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Elle est obtenue par extinction de la chaux vive selon la réaction d'hydratation suivante :



I.9.5. Caractéristiques chimiques et physiques :

a- Caractéristiques chimiques :

* Teneur en CaO :

La teneur en CaO est évidemment la principale caractéristique d'une chaux mais ce CaO peut être libre, c'est-à-dire sous forme d'oxyde CaO ou d'hydroxyde $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ou combiné sous forme :

- De carbonate, soit parce que le calcaire d'origine n'a pas été complètement dissocié et qu'il reste des incuits ; soit parce qu'il y a eu récarbonations de la chaux au contact de l'air. Le CaO ainsi combiné peut-être considéré comme inerte pour la plupart des emplois routiers, on apprécie son importance grâce à la teneur en CO_2 de la chaux.
- De silicates et d'aluminates.
- Eventuellement, mais plus rarement, d'autres sels (Sulfates, Phosphates, par exemple).

*** Teneur en MgO :**

La teneur en MgO est également importante à connaître puisque la Magnésie a en général une action analogue à la chaux. Le MgO, comme le CaO, peut être libre ou combiné. Les principales indications données par l'analyse chimique d'une chaux seront donc les teneurs en :

- CaO total et CaO libre.
- MgO
- CO₂
- SiO₂, Al₂O₃ et FeO₃.

Il n'est pas nécessaire de connaître toutes ces valeurs, les teneurs en CaO et MgO sont souvent suffisantes.

*** Réactivité :**

Cette propriété est essentiellement prise en compte dans les applications où la chaux est utilisée pour flocculer les argiles ou coaguler les impuretés (phénomène de floculation). La réactivité définit la rapidité d'action d'une chaux, dans une réaction donnée, elle dépend essentiellement de :

- La porosité de la chaux (qui diminue lorsque la température de cuisson augmente) ;
- Sa finesse et du mode de cuisson.

Dans le cas de la chaux vive, la réactivité dépend de la température de calcination et de la composition du calcaire en cause. Pour la chaux éteinte, la réactivité est liée aux conditions d'extinction. Elle peut se déterminer directement en mesurant dans des conditions bien définies la vitesse de réaction d'un échantillon en présence d'eau (hydratation) ou d'un acide (neutralisation). La surface spécifique, et même la finesse de mouture, peuvent dans certains cas en donner une idée.

b- Caractéristiques physiques :*** Finesse :**

C'est une caractéristique importante dans la mesure où elle intervient sur les conditions de transport, de stockage ou de mélange. Elle peut également intervenir sur la vitesse de réaction de la chaux, mais il faut se rappeler, dans le cas de la chaux vive, que la présence d'eau peut modifier profondément la finesse initiale puisque l'extinction entraîne une pulvérisation très fine (à l'inverse du ciment qui se prend en grumeaux et perd de son efficacité s'il est humidifié prématurément),

*** Surface spécifique :**

La surface spécifique donne une indication sur l'importance des surfaces de contact entre la chaux et le produit avec lequel elle est mise en réaction par conséquent sur la vitesse avec laquelle elle agira. La connaissance de la finesse ou surface spécifique est un élément fondamental pour maîtriser la réactivité de la chaux, plus les grains sont fins, plus la surface de

contact est étendue et plus les réactions de floculation sont rapides.

*** Masse volumique et Densité :**

Ces deux notions aident à déterminer la masse de liant contenue dans un volume donné.

La masse volumique varie beaucoup suivant la nature de la chaux, sa granulométrie et son degré de saturation.

*** Solubilité :**

La solubilité de la chaux est très faible et diminue lorsque la température augmente.

Elle est de l'ordre de 1.2 g / L à 20 °C et de 0.67 g / L à 80 °C.

I.9.6. Caractérisation de la chaux utilisée pour le traitement :

La chaux utilisée pour ce traitement est la chaux broyée (vive) fabriquée localement par l'unité chaux de la briqueterie moderne de Saida (BMSD).

a- Caractéristiques chimiques :

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques chimiques de la chaux de Saida :

Paramètres	Valeurs (%)
Humidité	>5
CaO	>83.3
MgO	<0.5
FE ₂ O ₃	<2
AL ₂ O ₃	<1.5
SiO ₂	<2.5
SO ₃	<2.5
Na ₂ O+K ₂ O	<0.47 à 0.5
CO ₂	<5
CaCO ₃	<10
Rendement	>26
Insoluble dans HCL	<1

Tableau I.10 : Paramètres chimiques de la chaux de Saida.

b- Caractéristiques mécaniques :

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques mécaniques de la chaux de Saida :

Paramètres	Valeur spécifique
Densité	600 à 900 g/L
Coefficient d'absorption	<5
Sensibilité au gel	<30
Volume d'extinction	2.73 / cm ³
Poids spécifique	20 g/cm ³
Constance volumique	Bonne
Refus 630	0%
Refus 90	< 10.00%

Tableau I.11 : Paramètres mécaniques de la chaux de Saida.



Figure I.25 : La chaux utilisé pour ce traitement.

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essai

Chapitre II : Programme expérimental et procédures d'essais

Introduction :

Dans ce chapitre ; son exposé les méthodes et les techniques expérimentales utilisées sur un échantillon témoin (non traité) puis sur un ensemble d'échantillon traités.

La réalisation du programme : réalisé dans deux laboratoires différents et qui sont : le laboratoire de pédagogie du département de génie civil de la faculté de technologie et le laboratoire de recherche de GEO-MATERIAUX de l'université de M'sila.

Ce programme est réparti en deux parties :

II.1. Sol témoin (non traité) :

Essais d'identifications :

- Paramètres d'état :
 - La teneur en eau (NA 5209, NF P 94-050).
 - Le poids volumique sec et humide (NA5210, NF P 94-053).
- Analyse chimique.
- Analyse minéralogique.
- Analyse granulométrique.
 - par tamisage (NF P 94-056).
 - par sédimentométrie (NA5251, NF P 94-057).
- Limites d'Atterberg (NA1613, NF P 94-051).
- Essai au bleu de méthylène (NA1948, NF P 94-068).

Essais mécaniques :

- Proctor normal (NA 5262, NF P 94-093).
- Proctor modifié (NA 5262, NF P 94-093).
- Essai C.B.R. immédiat et après imbibition (NA 5252, NF P 94-078).

Mesures aux ultrasons.

II.2. Sol traité :

Essai d'identification

Essais mécaniques :

- Proctor normal.
- Proctor modifié.
- Essai C.B.R. immédiat et après imbibition.

Mesures aux ultrasons.

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.1. Sol non traité :

II.1.1. Essais d'identifications

Ils comportent les essais d'identification physique et minéralogique permettant de déterminer les paramètres décrits ci-après, avec entre parenthèses la norme française correspondante.

a- Paramètres d'état:

Ils comportent :

*** La teneur en eau (NA 5209, NF P 94-050) :**

C'est le rapport de la masse de l'eau contenue dans le sol après l'évaporation lors de l'étuvage (m_w) sur la masse des grains solides (m_d), exprimé en pourcentage :

$$W(\%) = \frac{m_w}{m_d} \times 100$$

L'essai est effectué sur échantillon intact ramené directement du site.

*** Les poids volumiques humide et sèche (NA5210, NF P 94-053) :**

La masse volumique humide (γ_h) : c'est le quotient (rapport) de la masse humide (m_h) du sol par le volume (V) qu'il occupe (y compris les fluides interstitiels : air + eau). Dans ce cas, l'utilisation d'un carottier a été préconisée, qui consistait au respect les étapes de la norme.

La masse volumique sèche d'un sol (γ_d) : c'est le quotient (rapport) de la masse des grains solides (m_s) du sol par le volume (v) qu'il occupe.

La masse volumique sèche peut être obtenue comme le rapport du poids volumique humide par l'unité plus la teneur en eau ($\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$).



Figure II.1 : Détermination du poids volumique humide.

b- Analyse chimiques :

Le but de cet essai est de :

- déterminer la nature chimique des échantillons choisis.
- déceler d'éventuels éléments chimiques qui sont les composants de l'argile.

Cette étape étant importante dans l'identification des matériaux locaux utilisés en construction.

c- Analyse minéralogique :

Il s'agit d'une analyse diffractométrique aux rayons X qui est utilisée dans le but de déterminer la proportion des différents minéraux présents dans une matrice d'argile. Elle consiste essentiellement en la comparaison des rapports des intensités des diffractions des différents minéraux sur celles d'une substance standard (d'étalonnage).

d- Analyse granulométrique :

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification et elle s'effectue en deux opérations successives et complémentaires:

*** Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) :**

Le tamisage sous l'eau (par voie humide) pour les particules de dimensions $\geq 80\mu\text{m}$ (0.08mm).

C'est l'ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon, en employant des tamis à maille carrée afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

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).

****Analyse granulométrique par sédimentométrie (NA5251, NF P 94-057) :***

Les particules inférieures à 80 microns 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 : Appareillage d'analyse granulométrique sédimentométrie.

e- Les limites d'Atterberg (NA1613 , NF P 94-051):

Les limites d'Atterberg sont des caractéristiques géotechniques conventionnelles d'un sol qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique : limite de liquidité (W_L),
- Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité (W_p).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considérée, 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 [13]. 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.

f- L'essai au bleu de méthylène (NA1948 , 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 au bleu de méthylène constitue un paramètre d'identification permettant de mesurer la surface spécifique des particules solides contenues dans les sols fins et de déterminer l'activité de leur fraction argileuse.

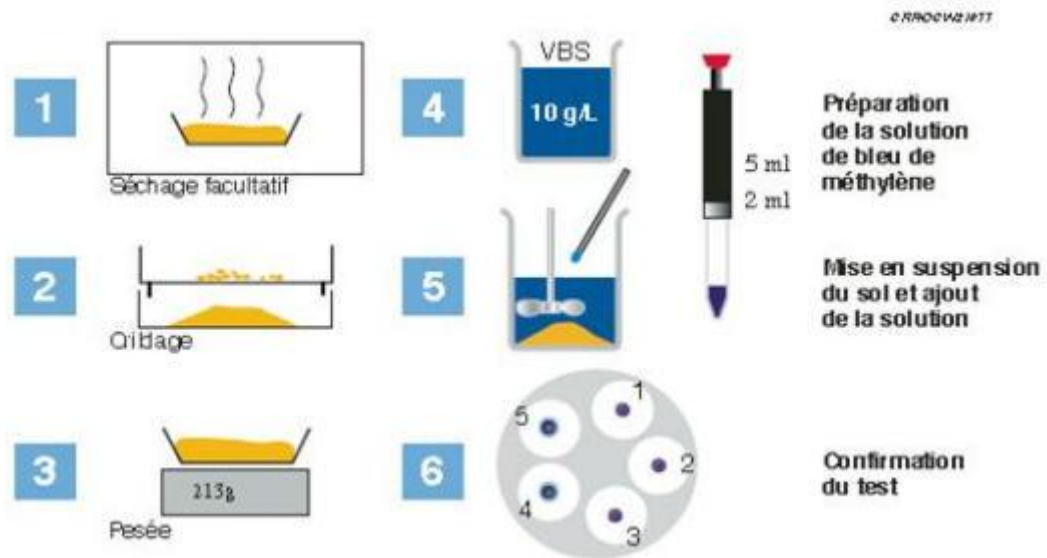


Figure II.5 : Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.

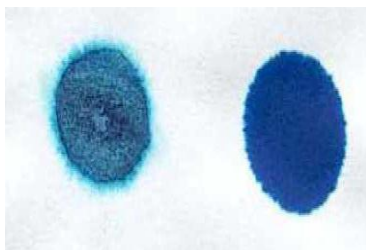


Figure II.6 : appareillage de l'essai au bleu de méthylène.

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

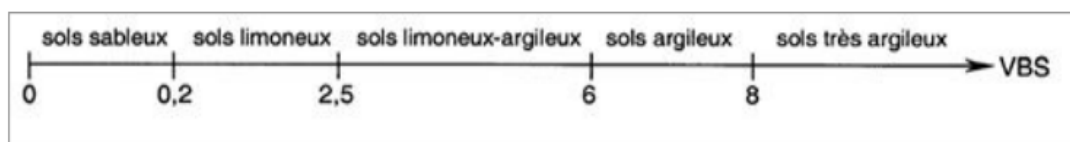


Figure II.7 : Valeurs de bleu de quelques sols.

La valeur de bleu VBs est la quantité de bleu méthylène absorbé.

II.1.2. Essais mécaniques :

a- Essai Proctor normal et modifié (NA 5262, NF P 94-093) :

L'essai Proctor est un essai de compactage exécuté en laboratoire qui a pour but de déterminer l'influence de la teneur en eau (w exprimée en %) d'un matériau sur sa compactibilité (exprimée par la masse volumique sèche γ_d en g/cm^3 ou en 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 compacteur automatique 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 [20].

* Résultats :

Les résultats sont traduits sous forme d'un graphique reprenant, en abscisse la teneur en eau au compactage et en ordonnée la masse volumique sèche [20].

- Énergie de compactage (Exprimée en kNm/m^3) =

$$\frac{\text{Hauteur de chute} \times \text{poids de la dame} \times \text{Nb de coups} \times \text{Nb de couches}}{\text{volume total du moule}}$$



Figure II.8 : Appareil essai Proctor (compacteur automatique et les échantillons).

b- Essai de portance C.B.R (NA 5252, 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 forces 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.

*** 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 la manière suivante :

Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers 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 correspondant aux enfoncements suivants : 0,625 ; 1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 et 10 mm.

*** Résultats :**

Les efforts correspondant à des enfoncements de 2.5 mm et de 5 mm sont rapportés aux valeurs de 13.35 et 19.93 KN, qui sont les valeurs des contraintes à ces mêmes enfoncements pour un matériau de référence. L'indice CBR (exprimé en %) est défini comme étant la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$= \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{13,35}$$

$$= \frac{\text{Effort de pénétration à 5.0 mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{19,93}$$



Figure II.9 : Appareil de poinçonnement (essai CBR).

*** 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 (figure II.10).

La valeur de déformation de l'éprouvette g , exprimé en pourcentage :

$$g(\%) = \left(\frac{\Delta h}{h} \right) \times 100$$

Δh Est le gonflement mesuré à la fin de la période d'immersion (exprimée en cm) ;

h Est la hauteur initiale de l'éprouvette avant mise en eau (exprimée en cm).

On suivra la même procédure que celle de la détermination de l'indice C.B.R immédiat.



Figure II.10 : Imbibition des échantillons (essai CBR).

c- Mesures aux ultrasons :

Introduction :

Pour être en mesure d'utiliser un matériau de façon rationnelle, Il faut connaître ses caractéristiques fonctionnelles et sa structure, ce qui permettra de comprendre, voire de prédire, son comportement en service. Afin de caractériser le comportement mécanique d'un matériau soumis à des forces extérieures qui engendrent des contraintes et des déformations, on recourt à un certain nombre d'essais normalisés, ces essais permettent de déterminer les propriétés élastiques des matériaux (le module d'Young, le module de cisaillement, le module de compressibilité et le coefficient de Poisson), tous les essais qui sont utilisés ont plusieurs inconvénients, le principal inconvénient c'est que pour la détermination de certain paramètre élastique d'une pièce de matériau, cela cause la destruction de la pièce, donc la pièce devient non utilisable sur le marché. Mais il existe une autre méthode non destructive qui permet de déterminer les paramètres élastiques des matériaux à partir des vitesses des ondes ultrasonores dans ces matériaux. Dans ce chapitre, nous donnerons quelques définitions sur les paramètres élastiques.

*** Notions générales sur les paramètres élastiques :**

Quand un corps est soumis à l'action des forces extérieures, des contraintes s'établissent, par réaction à l'intérieur de ce corps, Aux contraintes sont associées des déformations. Dans le domaine élastique, les déformations sont entièrement réversibles : quand les forces sont appliquées sur le corps, celui-ci change de forme, mais retrouve sa forme initiale quand les forces extérieures sont retirées, par contre dans le domaine plastique les déformations sont irréversibles. Les propriétés élastiques des matériaux sont caractérisées par les modules d'élasticité qui suivent :

- Le module d'Young et le coefficient de Poisson :

Un corps cylindrique soumis à deux forces F_1 et F_2 colinéaires, de valeur égale mais de signe contraire ($F = F_1 = F_2$) et dont la ligne d'action passe par l'axe du cylindre. Si ce corps est coupé par un plan m perpendiculaire à la ligne d'action des forces, il faut pour le maintenir en équilibre, exercer sur la surface de coupe S une série des forces dF dont la somme est égale à F (figure II.11). Dans ces conditions, la section S est délimitée par le plan m est soumise à une contrainte de tension σ définie par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{dF}{dS} \quad \text{d'où} \quad F = \int \sigma \, dF$$

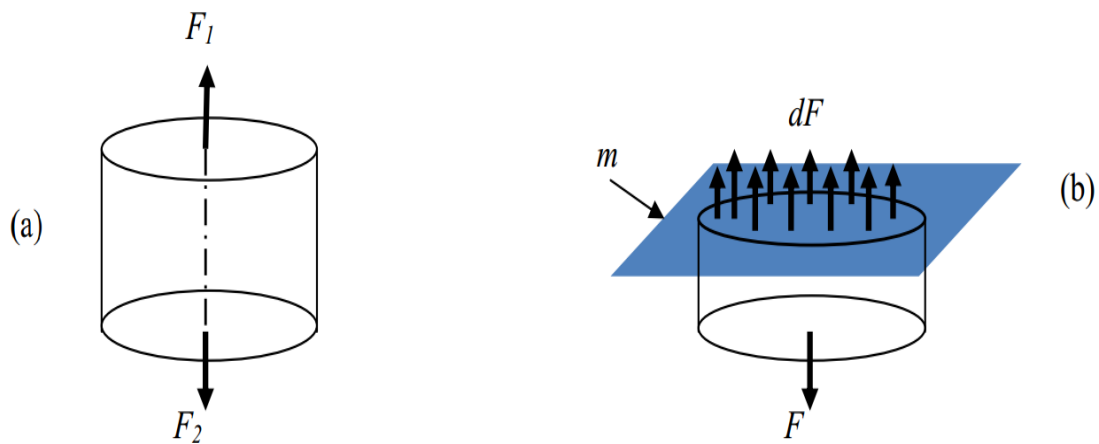


Figure II.11 : Corps soumis à une traction : a) traction simple ; b) forces s'exerçant sur la surface S coupée selon le plan m qui est perpendiculaire à la ligne d'action de la force F .

Les corps s'allongent dans le sens de la traction, considérons un élément de matière, soit un parallélépipède des cotés u , v et w , découpé dans le plan avec l'axe oz parallèle à l'axe de la traction. Après la mise en traction du corps, cet élément est déformé dans les trois directions : dans le sens de l'axe oz , il y'a un allongement et dans les directions ox et oy des accourcissements égaux du et dv (contractions latérales). On considère les accourcissements comme des allongements négatifs.

On appelle déformation le rapport des allongements à la longueur initiale. Ainsi :

$$\epsilon_x = \frac{du}{u} \quad \epsilon_y = \frac{dv}{v} \quad \epsilon_z = \frac{dw}{w}$$

Les trois déformations sont liées entre elles par le coefficient de Poisson, ν :

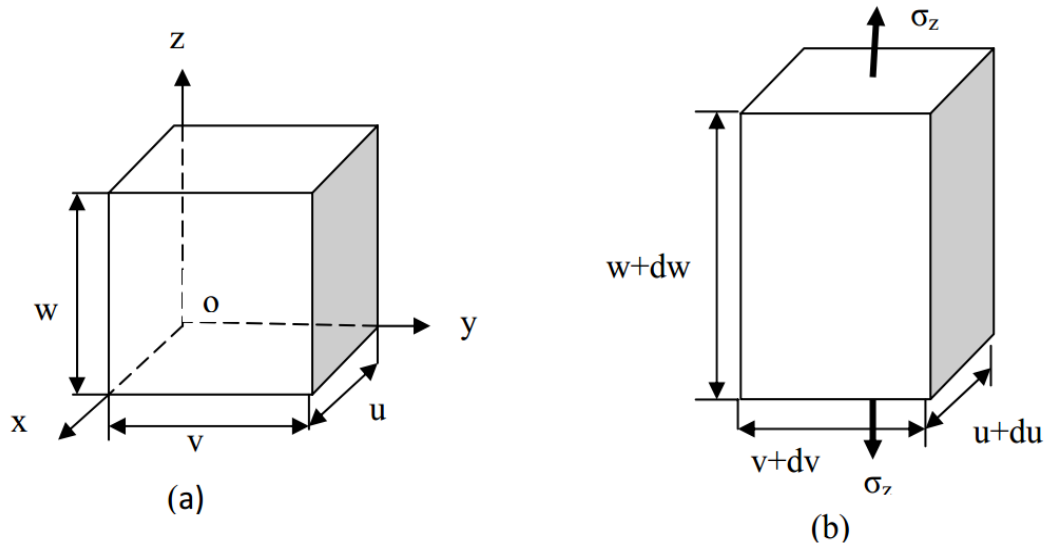
$$\epsilon_z = -\frac{\epsilon_x}{\nu} = -\frac{\epsilon_y}{\nu}$$

Si, sous l'effet de la contrainte, les déformations de l'élément n'entraînent pas de changement du volume, le coefficient de Poisson ν est égale à 0.5 : c'est le cas de certains polymères (élastomères). Par contre, pour les métaux, le coefficient ν est inférieur à cette valeur : il est voisin de 0.3, ce qui signifie qu'en traction, ces matériaux augmentent légèrement du volume.

La contrainte σ_z est proportionnelle à la déformation ε_z (loi de Hooke), et la constante de proportionnalité E est le module d'Young (appelé aussi le module d'élasticité en traction) :

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Le module d'Young est une propriété fondamentale des matériaux, sa grandeur dépend de l'intensité des liaisons atomiques.



* Définition des ultrasons :

On appelle ultrasons les ondes élastiques dont la fréquence est comprise entre 15 kHz et quelques centaines de mégahertz. Les ultrasons possèdent les propriétés générales des ondes élastiques [16].

L'une des toutes premières applications des ultrasons fut, en 1912, la détection des icebergs puis, lors de la première guerre mondiale, le développement rapide de la détection des sous-marins et du sondage maritime. Le chercheur russe Sokolov semble avoir été le premier à suggérer l'emploi des vibrations ultrasoniques pour la détection des défauts dans les matériaux.

De nombreux systèmes sont susceptibles de produire des ultrasons. Un appareil produisant des ultrasons s'appelle un transducteur ou convertisseur d'ultrasons. Ce dernier développe un déplacement maximal à certaines fréquences particulières qui dépendent de la géométrie du transducteur. On appelle ces fréquences les fréquences de résonance. L'utilisation de ces transducteurs est généralement limitée à des fréquences particulières.

*** Principe**

Le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde, d'où le nom de la méthode (essai de vitesse de propagation d'ondes sonores) à parcourir une distance connue. D'après LESLIE et CHEESMAN, l'état du béton totalement inconnu peut se déterminer approximativement selon la vitesse mesurée.

Les impulsions sont produites par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc des cristaux semblables sont utilisées dans le récepteur JONS.R ET FACAOARU (1969). La fréquence de générateur d'ondes est comprise entre 10 et 150 HZ, le temps de propagation des ondes dans le béton est mesuré par des circuits de mesure électroniques.

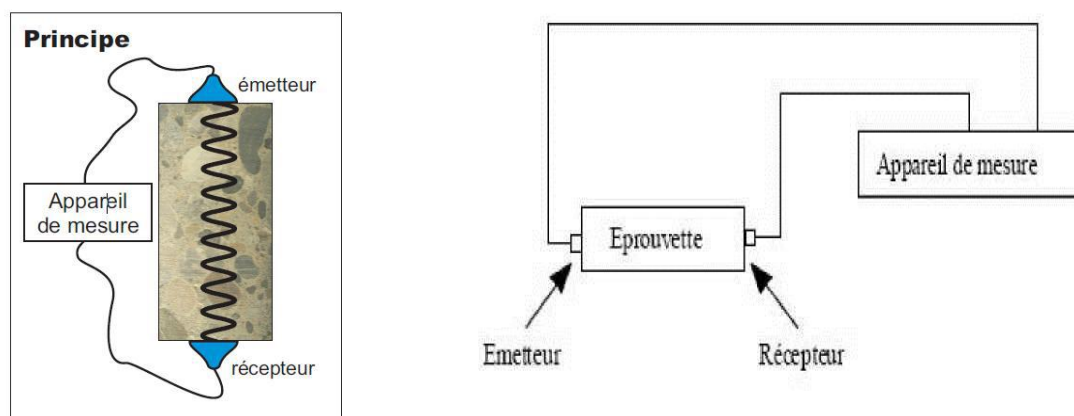


Figure II.13 : Mesure par ultrasons

La relation entre la vitesse de propagation des ondes ultrasonique et la résistance à la compression est affectée par un nombre de variable tel que l'âge du béton, les conditions d'humidité, le rapport entre les granulats et le ciment, le type des granulats et la localisation des aciers et les fissures. La technique ne peut pas être employée pour la détermination de la résistance de béton fabriqué par différents matériaux dont on ne connaît pas les proportions.

Ces facteurs représentent un inconvénient majeur des essais non destructifs dans lequel la propriété du béton que l'on mesure est affectée par divers facteurs dont l'influence est différente de ce qu'elle est dans la résistance du béton. Cette technique pour l'estimation de la résistance du béton in situ n'est pas encore considérée, dans la pratique, comme un outil de remplacement au cylindre standard et aux cubes, mais peut être utilisée comme une technique additionnelle, quand elle sera exécutée avec des essais de carottage.

A l'utilisation de la valeur de la vitesse de propagation d'une onde sonore pour déterminer la résistance du béton, il faut mentionner qu'il n'y a pas de relation physique entre les deux selon STURRUP, VECCHIO ET CARATIN (1984).

Les essais consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions peuvent être effectués sur des éprouvettes de laboratoire comme sur des ouvrages en béton terminés. Certains facteurs influent toutefois sur la prise de mesures :

- 1- Les ondes sonores se déplacent plus vite à travers un vide rempli d'eau qu'à travers un vide rempli d'air. Par conséquent les conditions d'humidité du béton influencent la vitesse des ondes sonores selon STURRUP, VECCHIO ET CARATIN (1984).
- 2- La surface sur laquelle l'essai est effectué doit épouser parfaitement la forme de l'appareil qui lui est appliqué, il est recommandé d'employer un matériau intermédiaire entre le béton et les transducteurs. Les matériaux d'interposition sont la vaseline de commerce, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de Glycérol. Lorsque la surface de béton est très rugueuse, il est nécessaire de poncer et d'égaler la partie de la surface où le transducteur sera fixé.
- 3- Une augmentation de la vitesse des impulsions se produit à des températures sous le point de congélation à cause du gel de l'eau ; entre 5 et 30°C, la vitesse des impulsions n'est pas subordonnée à la température. FELDMAN (1977).
- 4- La présence d'acier d'armature dans le béton en particulier l'armature qui suit le trajet de l'onde entraîne une augmentation de la vitesse BUNGEY (1989). Il est par conséquent souhaitable et souvent indispensable de choisir des parcours d'impulsions qui ne sont pas influencés par la présence d'acier d'armature ou d'effectuer des corrections si de l'acier se trouve sur le parcours de l'impulsion.

*** *Objet et champ d'application des ultrasons :***

Le domaine de l'auscultation ultrasonique constitue un secteur spécifique d'activité. Il renferme ses propres structures professionnelles qui regroupent : industriels, fabricants, distributeurs spécialisés, sociétés de services et organismes d'étude et de formation. Le champ d'application de cette technique ne cesse de s'étendre au-delà de son domaine d'emploi traditionnel. Actuellement cette technique est utilisée dans divers domaines tels que; le nucléaire, l'aéronautique, l'aviation, l'instrumentation industrielle, le contrôle de qualité, le forage, les mines, le génie côtier, et maritime, la mécanique des roches et des sols et même dans les domaines scientifique et médical.

Il ne suffit plus aujourd'hui de détecter un défaut, mais le caractériser et mettre en évidence des hétérogénéités ou des irrégularités de propriétés telles que, variation locale de propriété physique ou chimique, variations de microstructure, de texture ou de rugosité.

*** *Dispositif expérimental :***

L'auscultation ultrasonique permet de localiser le volume des vides, les pores, les fissures ou toutes autres malfaçons dans l'éprouvette de sol. Cette méthode est basée sur la très faible transmission de l'énergie des ultrasons au travers d'une lame d'air emprisonnée dans le matériau. Le test a pour but de mesurer le temps de propagation de la première impulsion d'un train d'onde deux points. L'onde est émise à partir d'un premier transducteur. Après une distance de parcours (L) et un temps de propagation (t) dans l'éprouvette de sol, l'onde atteint un second transducteur

électro-acoustique qui va convertir l'onde en un signal électrique.

La fréquence d'un son est le nombre de vibration effectué par seconde (1Hertz=1vibration par seconde) La norme EN12504- préconise d'utiliser une fréquence propre des transducteurs compris entre 20KHz et 150KHz.

La vitesse de propagation de l'onde sonore dans l'éprouvette du sol est : $v = L/t$. L'analyseur utilisé a une précision de l'ordre de la micro- seconde.

A titre de comparaison, le tableau : II-1 donne la vitesse phase de ces ondes dans quelques milieux

Matériau	Masse Volumique (g/cm ³)	Vitesse des Ondes Longitudinales (m/s)
Aciers	7,8	5900
Air (sec, 20°)	1,3.10 ⁻³	330
Aluminium	2,7	6300
Araldite	1,2	2500
Béton	2,5	4500
Béton bitumineux	2,3	1850
Cuivre	8,9	4700
Eau (20°)	1,0	1480
Eau (0°)	1,0	1430
Fonte	7,2	4600
Glycérine	1,3	1900
Huile	0,8	1500
Hydrogène (0°)	0,09.10 ⁻³	1300
Laiton	8,5	4500
Mercure	13,6	1450
Muscle	1,0	1600
Pétrole	0,8	1330
Plexiglas	1,2	2700
Quartz	2,7	5750
Titanate de Baryum	5,7	5400
Verre	2,5	5650
Zirconium	6,4	5650

Tableau II.1: Valeur de vitesses ultrasoniques moyennes arrondies

*** Les avantages principaux de mesure par ultrasons [17] :**

Les méthodes de contrôle non destructif sont nombreuses. Le contrôle par ultrasons est fréquemment utilisé car il présente de nombreux avantages :

- ✓ Facilité de mise en œuvre;

- ✓ Une mesure directe sans passer par des algorithmes de calcul;
- ✓ Une réponse rapide usuellement en fraction de seconde;
- ✓ Une très bonne résolution;
- ✓ Possibilité de travailler sur une seule face de la pièce à contrôler (pas besoin d'un accès à la deuxième face);
- ✓ Capacité à traverser d'importantes épaisseurs de matière en fonction de la fréquence de travail;
- ✓ L'existence de relations entre la propagation des ultrasons et les caractéristiques du matériau permet sa caractérisation
- ✓ L'utilisation des ultrasons offre donc la possibilité, sans aucune détérioration, d'une part de caractériser des matériaux afin d'en connaître les propriétés élastiques, et d'autre part de contrôler des pièces pour vérifier leur intégrité et repérer d'éventuels défauts d'élaboration (inclusions, soufflures, défauts de collage...) ou d'endommagement dû aux sollicitations (fissures...).

*** La manipulation de l'essai :**

- Cette série d'essais aux ultrasons, commence par l'étalonnage de l'analyseur, en mesurant la vitesse de propagation de l'onde à travers le barreau de calibrage. L'étalonnage de l'ensemble appareillage et palpeur ultrasonore présente une grande importance, dans la mesure où l'on cherche à fournir des résultats de contrôle pertinents.

- Mettre le couplant de la face pour éviter des pertes de sensibilité et des distorsions spectrales.

- Choix des faces à ausculter et mesure de la distance d'essai.
- Mettre l'émetteur et le récepteur de part et l'autre de l'éprouvette a ausculté.
- Sur l'écran de l'analyseur sont représentés le temps.
- Attendre quelque instant, puis noter le résultat de transmission de l'onde.

*** Estimation de l'incertitude des résultats :**

Les résultats des essais expérimentaux sont parfois chevauchés. Il est presque impossible. Et parmi les causes d'incertitude on note les points suivants :

- La précision de l'appareillage utilisé.
- Le défaut de manipulation.
- L'hétérogénéité du sol.

Afin que la comparaison des mesures relevées soit significative, on doit tenir compte des considérations expérimentales suivantes :

- La pression exercée par l'opérateur sur les transmetteurs influe la vitesse de propagation de l'onde, lest donc recommandé qu'un même opérateur réalise l'ensemble des mesures.
- Afin de minimiser l'incertitude sur la mesures elles -même, il faut que toutes les mesures soient effectuées dans les mêmes conditions : même appareil, même opérateur.
- Le bruit environnant (machine, marteau piqueur, etc....) rend la mesure délicate voire impossible, de micro fissures qui modifiant tant le trajet de l'onde.

*** Vitesse de propagation des ultrasons :**

On produit un train d'impulsion de vibration au moyen d'un émetteur appliqué sur l'une des faces de l'élément à contrôler.

Après avoir franchi une longueur de parcours (L) dans le béton, l'impulsion de vibration est convertie en un signal électrique à l'aide d'un récepteur et la base de temps électronique permet de mesurer le temps de propagation des ondes ultrasonores (δt).

La vitesse de propagation des ultrasons est donnée par la formule : $v = l / \delta t$

Avec : l = longueur de parcours

δt = le temps de propagation des ondes ultrasonores.

*** Les Méthodes de mesure de la vitesse de propagation des ultrasons :**

- Mesures en transparence directe :

Utilisées dans le cas des éprouvettes ou de poteaux ou dans certaines poutres, les transducteurs (émetteur et récepteur) sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester.

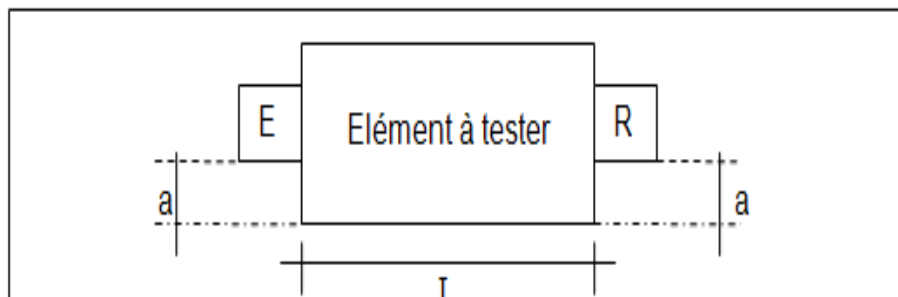
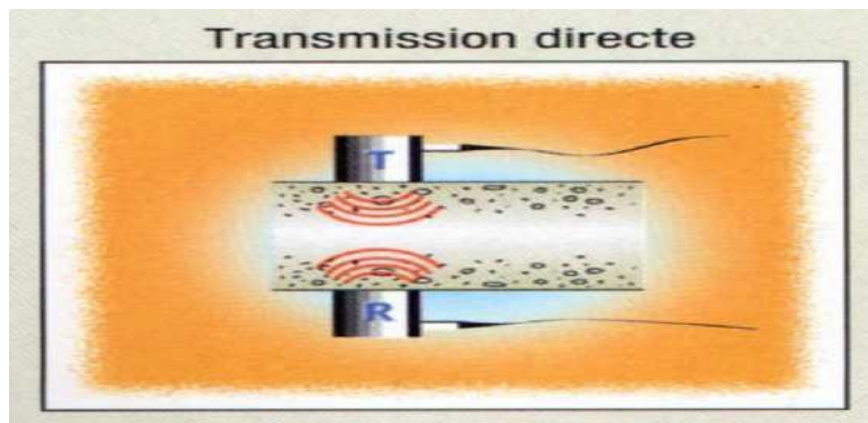


Figure II.14 : Mesures en transparence directe

- Mesure en surface :

Utilisées sur tous les éléments de structure et sur éprouvettes, plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur. L'émetteur est maintenu en un point fixe ; le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance.

Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant.

Après avoir porté graphiquement les temps et les distances, on trace la droite moyenne de ces différents points dont la pente correspond à la valeur de la vitesse du son dans le milieu considéré.

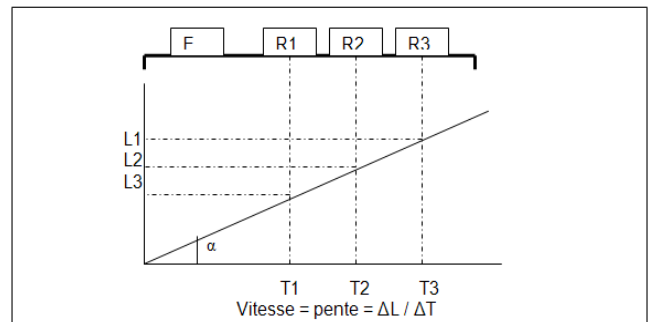
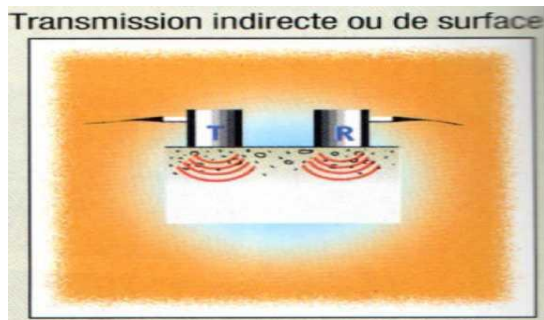


Figure II.15 : Mesure en surface.

- Mesures en transparence par Rayonnement :

Cette méthode consiste à placer l'émetteur en un point fixe, et sur la face opposée ou perpendiculaire, on déplace à intervalle constant le récepteur sur une ligne.

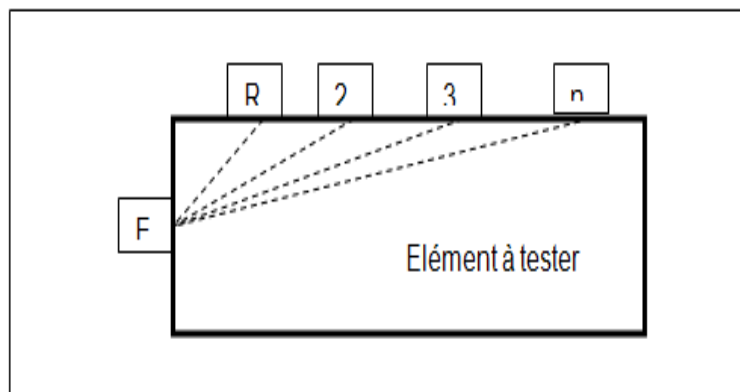


Figure II.16 : Mesure en transparence par rayonnement

*** Protocole expérimentale :**

Les méthodes ultrasonores consistent, en général, en la mesure du temps de vol d'une impulsion se propageant sur une distance connue dans un milieu donné. Si le milieu support de la propagation est non dispersif, ce temps est relié simplement et directement à la vitesse de phase. Mais dès que l'on considère un milieu dispersif, le sens physique de la vitesse mesurée devient incertain. L'objet de cette étude est d'essayer de mesurer le temps de propagation [18].

- Mesure du temps de propagation par ultrason :

Figure II.17 : L'appareil de l'ultrason utilisé

• Spécifications [19]:

L'appareil d'auscultation sonore 58-E4900 comporte un boîtier robuste, un écran tactile rétro éclairé 5.7 rendant aisée l'utilisation de l'appareil.

Ses caractéristiques :

- Ecran tactile multifonction 5.7"
- Echantillonnage 2MHz, résolution 12bit
- 7 amplifications de gain
- 8 filtres low-pass de fréquence
- Traitement évolué du signal (temps de propagation, forme d'onde, FFT, SonReb)
- Taux d'impulsion au choix 1, 2, 5, 10 par seconde
- Puissance d'émission 2500V
- Temps de propagation jusqu'à 16ms, résolution 0.1µs
- Mémoire carte
- Sortie RS232 et USB pour connexion PC et impression ultérieure
- Fonctionnement sur batteries internes rechargeables (7.2 Ah) autonomie jusqu'à 9 heures.

• Présentation

L'appareil est livré avec transducteur 55 kHz d'émission et de réception (l'une des sondes comporte un bouton d'échantillonnage), câbles de 3m, barreau de calibrage, produit couplant et boîtier de transport.

- Applications :

- Mesure de la vitesse du son des matériaux de construction tel que béton, maçonnerie, pierre, bois...
- Détermination de la qualité des matériaux avec recherche d'hétérogénéité, de vides, de fissures.
- Localisation de zones ayant subi des agressions externes : gel de béton, béton incendié.

- Principe de mesure :

Le principe utilisé est celui de la mesure du temps de propagation t des ondes longitudinales dans le béton.

Les deux sondes sont appliquées l'une en face de l'autre contre la surface du béton, et le temps de propagation est lu sur l'affichage digital en microsecondes.

Connaissant la distance (L) parcourue par les ondes, on en déduit une vitesse v :

$$V=L/t$$

V : exprimée le plus souvent en mètres par seconde (m/s)

- Contrôles du calibrage :

L'appareil utilisé est le modèle numérique.

Avant chaque emploi, il est recommandé de contrôler la calibration.

Le temps de passage des ultrasons à travers l'éprouvettes étalon (éprouvette de calibration) est de $56.3\mu s$.

- Type de mesure (mesure en transparence direct) :

Utilisée dans le cas des éprouvettes, des poteaux ou de certaines poutres.

Le capteur est placé face à l'émetteur, ce que fait que la distance entre les centres des sondes (ou bien la distance parcourue par les sondes) est égale à l'épaisseur de l'élément ausculté (figure II.16).

C'est le type de mesure le plus utilisé et qui fournit plus de précision du temps de propagation des ondes.

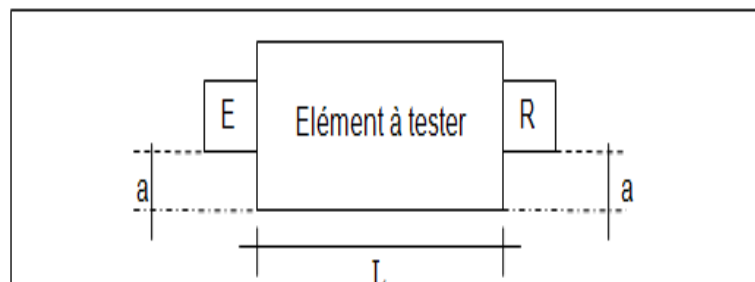


Figure II.18 : Mesures en transparence direct.

- Réparations de la surface des points d'essai :

Avant de faire l'essai de n'importe quel point, on doit :

- Marquer les points de mesure sur la surface de l'élément (particulièrement si on emploie la mesure par transparence pour avoir les deux sondes sur le même axe).
- Enduire la surface de l'élément avec de la vaseline (ou une autre matière qui donne un bon couplage acoustique) sur les points de mesure.

- Mesures des temps de propagation d'ondes longitudinales :

- Appliquez une couche épaisse de gel de branchement pour ultrasons sur les faces frontales des sondes à ultrasons, puis appuyez fermement les sondes sur la partie frontale de l'éprouvette.
- Mesurez le temps de propagation (t) du début de l'impulsion d'émission au début de l'impulsion de réception et consignez les résultats dans un tableau.

II.2. Sol traité :

Le même processus que les essais précédente (sans traitement), mais cette fois-ci en ajoutant des teneurs en (ciment-chaux) : 2/2% ; 4/4% ; 6/6% ; 8/4% ; 8/8% ; 10/2% et 12/0%
Pour les essais suivants :

Essai d'identification.**Essai mécaniques :**

- Proctor normal.
- Proctor modifié.
- Essai C.B.R. immédiat et après imbibition.

Mesures aux ultrasons.

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

Chapitre III : Présentation et analyse des résultats d'essais

Introduction :

Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats des essais réalisés sur le sol étudié et leur interprétation, il est organisé sous forme de deux parties :

Une première partie concernant le sol non traité, qui comporte les essais d'identification (analyse minéralogique, analyses chimiques, paramètres d'état, granularité, limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène), les essais mécaniques (Proctor normal et modifié, la portance avant et après imbibition enfin les mesures ultrasoniques).

Une deuxième partie portant sur le sol traité à différentes teneurs en chaux-ciment, qui regroupe des essais physiques (bleu de méthylène, limites d'Atterberg) et des essais mécaniques (Proctor normal et modifié, essai de CBR immédiat et après imbibition et enfin les mesures ultrasoniques).

Les interprétations des résultats seront décrites à la fin de chaque partie du sol traité avant et après imbibition.

Rappel :

Ce travail porte sur l'étude de caractéristique élastique d'une argile expansive stabilisée à forte teneur en ciment-chaux. Pour des raisons pratiques dans le but d'avoir une plage de résultats plus représentative et plus significative dans l'ensemble des essais qui ont été effectués, les résultats correspondants aux teneurs en ciment-chaux : 0/0, 0/12, 2/2, 2/10, 4/4, 4/8, sont issus des essais réalisés conjointement avec Mr : Aissa Bakhti.

III.1. Sol non traité :

Cette partie présente en premier lieu les résultats des essais d'identification (analyse minéralogiques, analyses chimiques, paramètres d'état, granularité, limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène), la classification du sol étudié selon la classification LPC (Magnan, 1980), la norme française NF P11-300 et guide de travaux routier (GTR), ensuite les résultats des essais mécaniques (Proctor normal et modifié, la portance immédiate avant et après imbibition et enfin les mesures ultrasoniques).

III.1.1. Les essais d'identification :

Les tableaux III-1 à III-9 présentent les résultats des essais d'identification (paramètres d'état, analyse chimique, limite d'Atterberg et le bleu de méthylène) obtenus à partir d'un prélèvement effectué à une profondeur comprise entre 1,40 à 1,60 mètres.

a) Paramètres d'état :

Le tableau III-1 présente les résultats des essais obtenus à partir d'un prélèvement effectué à une profondeur comprise entre 1,40 à 1,60 pour une moyenne de 1,50 m.

	Moule 1	Moule 2
Masse du moule (g)	265,66	661,64
Masse humide totale (g)	469,46	1 145,61
Masse sèche totale (g)	445,28	1 089,14
Volume du moule (cm ³)	100,00	200,00
Masse de l'eau (g)	24,18	56,47
Masse du sol humide (g)	203,80	483,97
Masse du sol sec (g)	179,62	427,50
Teneur en eau W_n (%)	13,46	13,21
La moyenne W_{nat} (%)	13,34	
Masse volumique humide γ_h (g/cm ³)	2,04	2,42
La moyenne : γ_h (g/cm ³)	2,23	
Masse volumique sèche γ_d (g/cm ³)	1,80	2,14
La moyenne : γ_d (g/cm ³)	1,97	

Tableau III.1 : Détermination de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide de l'argile étudiée.

b) Analyse minéralogique :

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

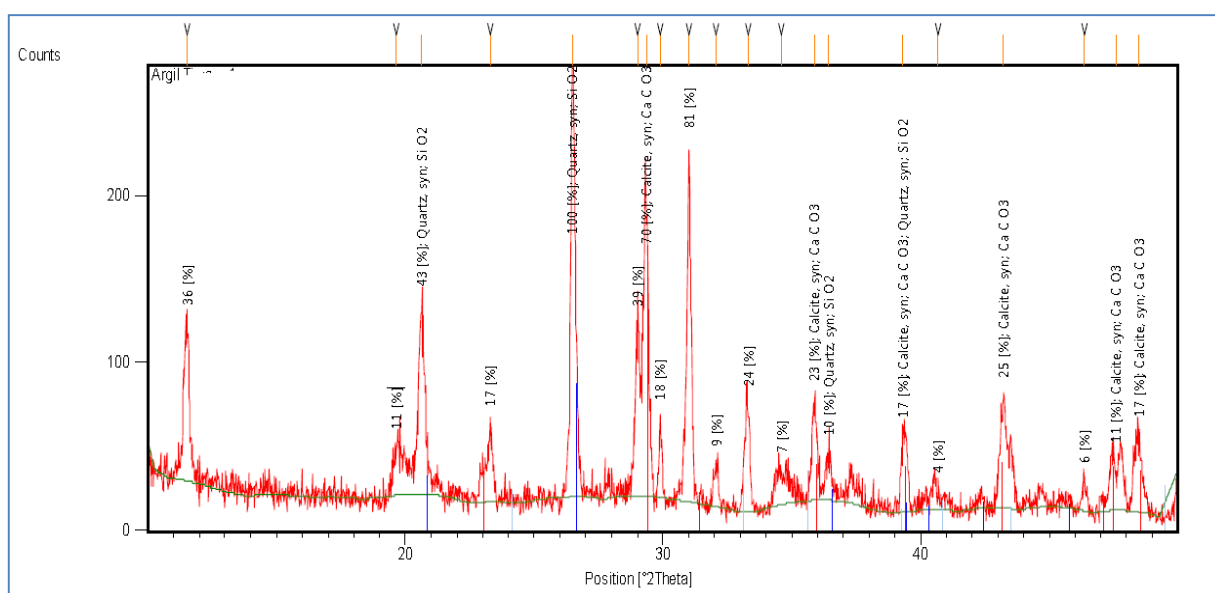


Figure III.1 : Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.

c) Analyse chimique :

Les résultats de l'analyse chimique sont résumés dans le tableau III-2 et représentés sur la figure III.2.

Caractéristiques	Symboles	Unités	Valeurs
La Silice	SiO ₂	%	43,38
La Chaux	CaO	%	14,66
La Magnésie	MgO	%	2,55
L'Oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	%	4,02
L'Alumine	Al ₂ O ₃	%	11,36
Les Sulfates	SO ₃	%	11,55
La perte au feu ¹	P.F	%	10,03
L'oxyde de potassium	K ₂ O	%	1,51
L'oxyde de sodium	Na ₂ O	%	1,12
Humidité		%	8,1

Tableau III.2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

La perte au feu = CO₂ + H₂O + MO

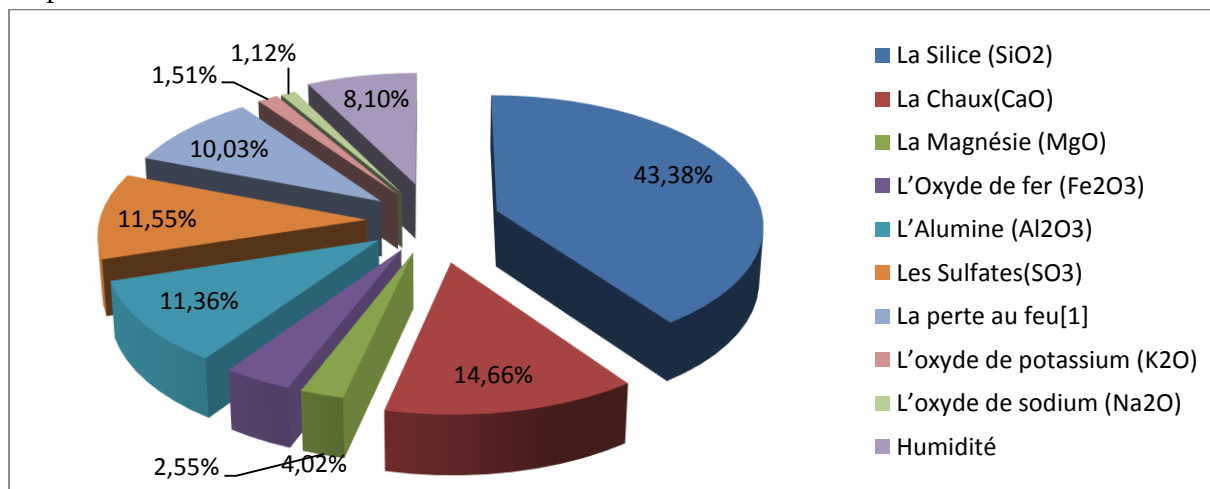


Figure III.2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

d) Analyse granulométrique :***Analyse granulométrique par tamisage :**

Les tableaux III.3 résume récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique.

	Tamisâts (%)			
Tamis (mm)	Essai 1	Essai 2	Essai 3	moyenne
5	97,81	97,74	99,06	98,20
2	95,59	95,01	95,98	95,53
1	92,98	92,45	94,54	93,32
0,4	87,59	87,44	90,21	88,41
0,1	81,70	80,99	87,14	83,28
0,08	80,35	80,39	81,85	80,86

Tableau III.3 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique.

*** Analyse granulométrique par sédimentométrie :**

Les tableaux III.4 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par sédimentométrie.

Tamis	Tamisas (%)			
mm	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Moy
0,068	79,12	78,20	74,75	77,36
0,048	78,16	76,61	73,12	75,96
0,034	76,57	73,41	71,50	73,83
0,020	74,97	66,71	70,20	70,63
0,014	71,78	62,56	68,90	67,75
0,010	66,68	54,90	66,62	62,73
0,007	60,62	40,86	65,00	55,49
0,005	52,00	35,11	61,75	49,62
0,003	28,71	28,73	39,00	32,15
0,001	22,33	22,34	22,75	22,47
Tamisât à 2 μ m	25,52	25,54	30,88	27,31

Tableau III.4 : Récapitulation des trois essais de sédimentométrie.

Les courbes de l'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie sont présentées sur les figures jointes en annexe (A-1 à A-3).

Les tableaux III.5 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie.

Tamis (mm)	Tamisas (%)			
	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Moy
5	97,81	97,74	99,06	98,20
2	95,59	95,01	95,98	95,53
1	92,98	92,45	94,54	93,32
0,4	87,59	87,44	90,21	88,41
0,1	81,70	80,99	87,14	83,28
0,08	80,35	80,39	81,85	80,86
0,068	79,12	78,20	74,75	77,36
0,048	78,16	76,61	73,12	75,96
0,034	76,57	73,41	71,50	73,83
0,020	74,97	66,71	70,20	70,63
0,014	71,78	62,56	68,90	67,75
0,010	66,68	54,90	66,62	62,73
0,007	60,62	40,86	65,00	55,49
0,005	52,00	35,11	61,75	49,62
0,003	28,71	28,73	39,00	32,15
0,001	22,33	22,34	22,75	22,47

Tableau III.5 : Résultats des essais de l'analyse granulométrique.

La figure III.3 présente les courbes de trois essais d'analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie.

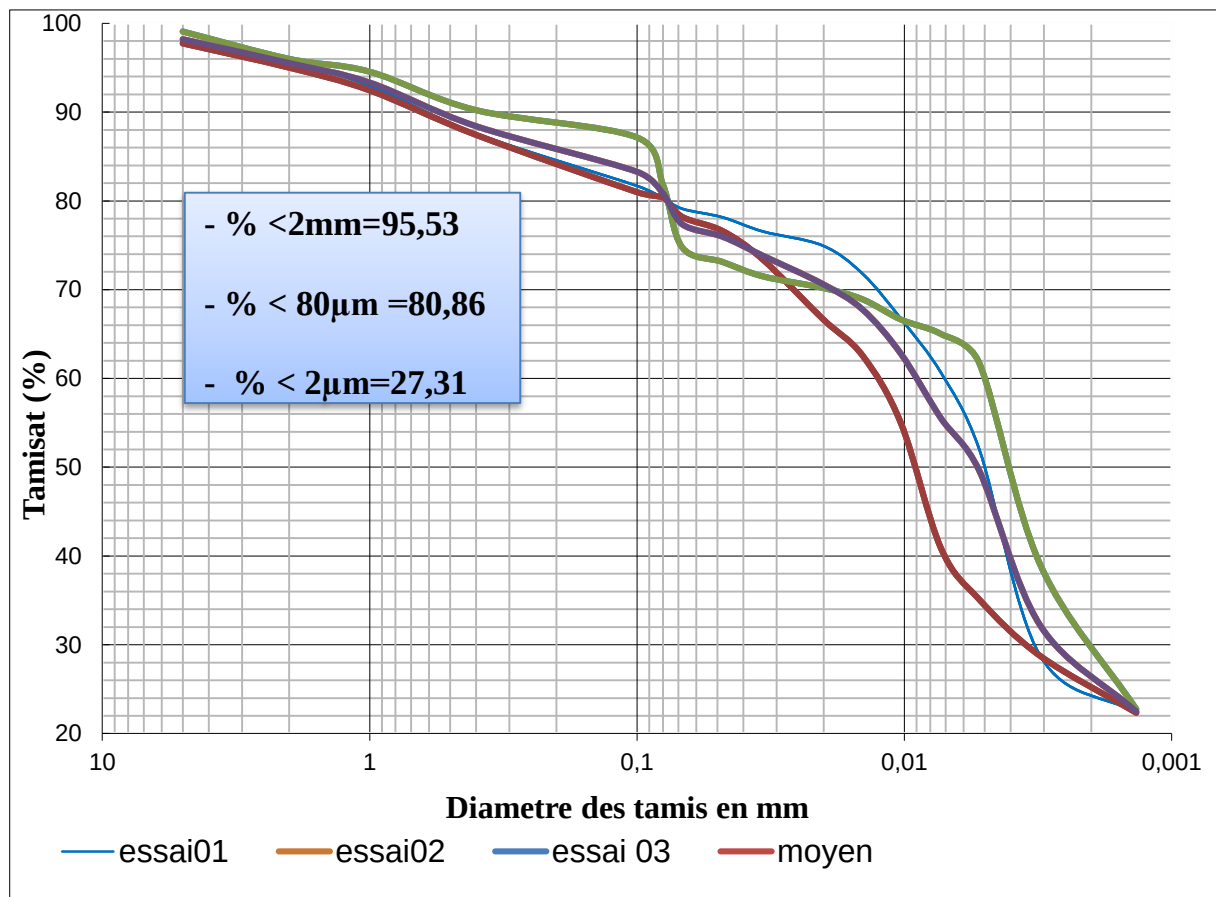


Figure III.3 : Courbe de l'Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie.

e) Limites d'Atterberg :

Trois essais ont été réalisés pour la détermination des limites d'Atterberg.

Le tableau ci-dessous représente la récapitulation des résultats de ces essais, et les courbes des limites d'Atterberg et les abaques de Casagrande propre à chaque essai sont successivement présentées sur les figures jointes en annexe (A-4 à A9)

Essai N°	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	$I_c = (W_L - W_{nat}) / I_p$	$A_c = I_p / C_2$	$A_{cor} = I_p / (C_2 - 10)$
1	81,46	30,61	50,85	1,34	1,86	2,94
2	83,07	31,19	51,88	1,34	1,90	3,00
3	86,68	36,57	50,11	1,46	1,83	2,89
La Moyenne	83,74	32,79	50,95	1,38	1,87	2,94

Tableau III.6 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

La figure III.4 présente la classe du sol étudié selon l'abaque de Casagrande.

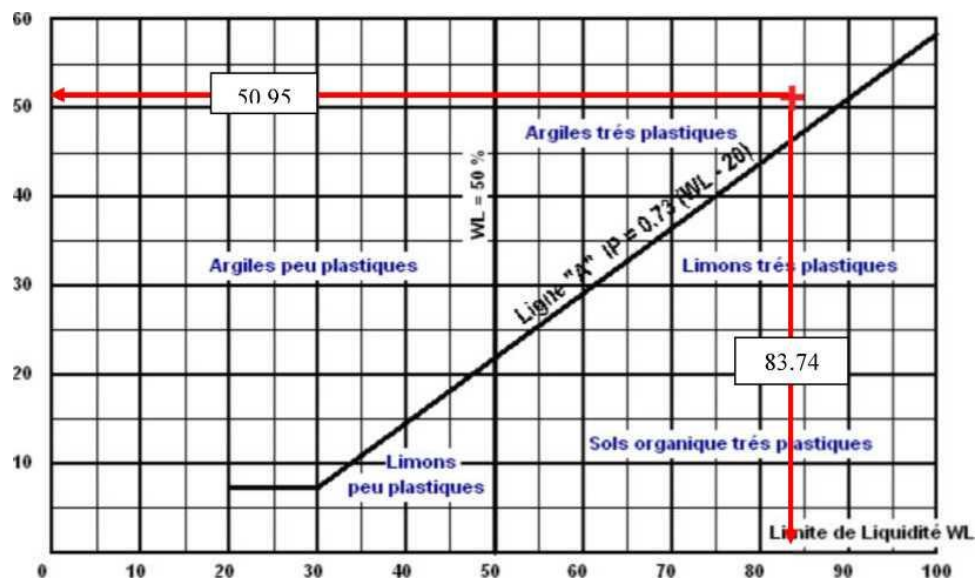


Figure III.4 : Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert, 1997).

f) Essai au bleu de méthylène

Six essais réalisés dont le résumé est indiqué au tableau ci-dessous.

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	SST (m ² /g)
Essai 1	30	230	7,67	160,46
Essai 2	30	225	7,50	156,98
Essai 3	30	222	7,40	154,88
Essai 4	30	280	9,33	195,35
Essai 5	30	293	9,77	204,42
Essai 6	30	245	8,17	170,93
La moyenne	30	249,17	8,31	173,84

Tableau III.7 : Valeurs au bleu de méthylène par l'essai à la tâche.

Le tableau III.8 résume les caractéristiques d'identification des essais effectués sur le sol témoin étudié.

Profondeur Z (m)	1,4-1,60	1,5
Paramètres	Plages de variation	Moyenne
Teneur en eau naturel W_{nat} (%)	13,21 – 13,46	13,34
Poids volumique humide γ_h (KN/m ³)	20,4 – 24,20	22,3
Poids volumique sec γ_d (KN/m ³)	18,0 – 21,4	19,7
Limite de liquidité W_L	81,5 – 86,7	83,7
Limite de plasticité W_P	30,6 – 36,6	32,8
Indice de plasticité I_p	50,1 – 51,9	51,0
Valeur de bleu de méthylène VBS	7,40 – 9,77	8,31
Surface spécifique totale (m ² /g)	154,88 – 204,42	173,84
Passants à 2 mm (%)	95,0 – 96,0	95,5
Passants à 80 μm (%)	80,35 – 81,85	80,86
Passants à 2 μm (%)	25,52 – 30,87	27,31
Indice de consistance I_c	1,33 – 1,47	1,38
Activité de la fraction argileuse (A_c)	1,83 – 1,90	1,87

Tableau III.8 : Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.

-Interprétation des résultats des essais d'identification

L'analyse minéralogique aux rayons X montre que la silice est cristallisée sous forme de quartz et les carbonates sont sous forme de calcites CaCO_3 (carbonate de calcium).

D'après les résultats de l'analyse chimique, nous remarquons que les éléments prépondérants sont la silice et l'alumine, et ces deux éléments constituent la structure des argiles, donc il s'agit d'argiles avec la présence d'impuretés comme l'oxyde de fer, les Sulfates et la chaux.

La teneur en Silice (<50 %), reflète la faible présence du sable dans cette argile. Cela a un rapport avec l'analyse granulométrique qui sera traitée par la suite. Cette teneur en Silice reste inférieure à 80 %, qui est la frontière entre les sols gonflants et non gonflants.

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage des passants à 80 μm compris entre 80,35 % et 81,85 % avec une moyenne de 80,86 %. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 μm varie entre 25.52 % et 30.87 % avec une moyenne de 27.31 %. La limite de liquidité varie entre 81,5 % et 86,7 avec une moyenne de 83,7 % et l'indice de plasticité I_p varie entre 50,1 % et 51,9 % avec une moyenne de 51,0 %.

Ces valeurs sont très peu dispersées pour le prélèvement exploré. Elles 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 très plastique (Atp) très consistante avec une activité importante de sa fraction argileuse qui indique la présence de montmorillonite calcique. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées de retrait ou gonflement considérable.

La valeur de bleu VBS est égale à 8,30. D'après la norme française NF P 11-300, il s'agit d'un sol très argileux et la valeur de la surface spécifique totale (SST) correspondante est égale à 173,84 m²/g. Cette valeur dépasse largement 100 m²/g, ce qui implique que notre argile est constituée essentiellement de minéraux de type vermiculite, qui sont des argiles gonflantes.

III.1.2. Les essais mécaniques :

a) Essais Proctor normal :

Les tableaux III.9 présente une récapitulation des trois essais de Proctor normal.

	Essai 1				
Masse volumique sèche ρ_d	1.56	1.60	1.61	1.59	1.53
Teneur en eau w (%)	15.48	17.50	19.55	21.42	23.90
	Essai 2				
Masse volumique sèche ρ_d	1.49	1.54	1.60	1.57	1.55
Teneur en eau w (%)	14.32	16.33	18.12	20.15	22.98
	Essai 3				
Masse volumique sèche ρ_d	1.45	1.57	1.60	1.59	1.56
Teneur en eau w (%)	13.91	16.11	17.94	20.76	22.97

Tableau III.9 : Récapitulation de l'essai Proctor normal.

La figure III.5 présente les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau.

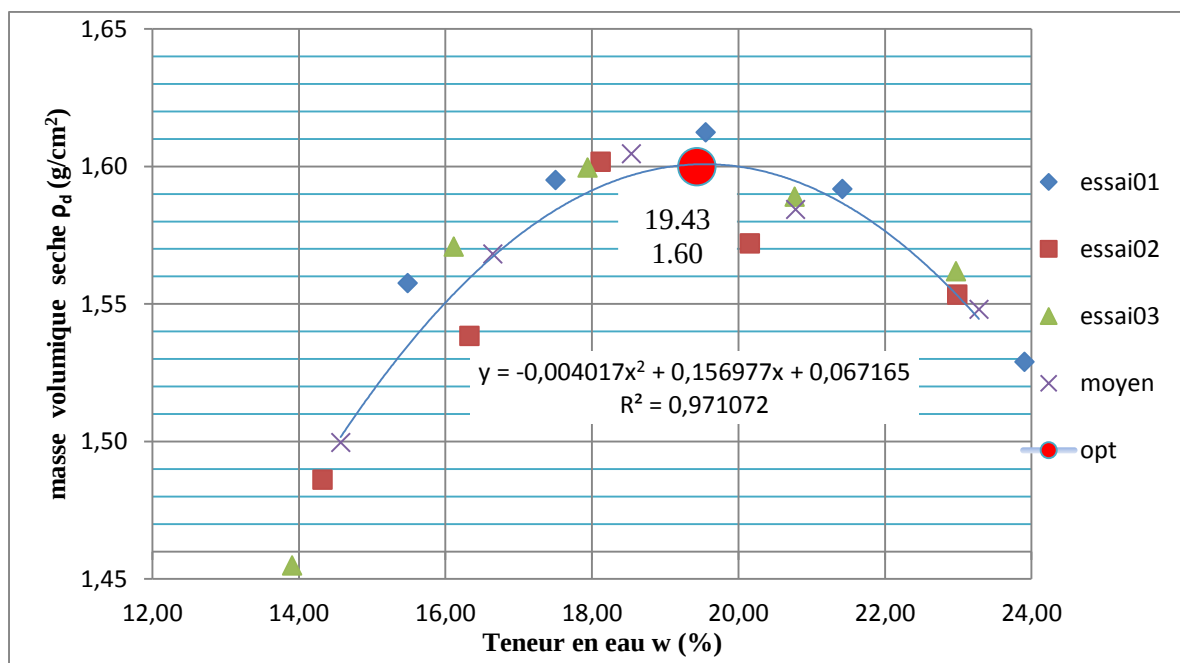


Figure III.5 : Résultats des essais proctor normal.

Le tableau III.10 résume les caractéristiques des essais de Proctor normal effectués sur le sol témoin étudié.

	W_{opt} (%)	$\rho_d \text{ max}$ (g/cm^3)	S_r (%)
Essai 01	19,2	1,61	78.63
Essai 02	19,5	1,61	80.32
Essai 03	19,6	1,59	77.39
Moyenne	19,43	1,60	78.78

Tableau III.10 : Résumé des résultats des essais Proctor normal.

La teneur en eau à l'optimum Proctor normal $W_{\text{opt}} = 19.43\%$ et le masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal $\rho_{\text{dopt}} = 1,60 \text{ g/cm}^3$ et le degré de saturation $S_r = 78.78\%$.

Les tableaux des résultats des essais Proctor normal jointes en annexe A-10, A-11 et A-12 présentent les caractéristiques optimums.

Les courbes jointes en annexe A-13, A-14 et A-15 présentent les caractéristiques optimums.

b) Essais Proctor modifié :

Le tableau III.11 présente les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau à différentes teneurs en eau.

Les tableaux A-16, A-17, et A-18, qui sont joint en annexe présentent les détails des résultats obtenus.

	Essai 1				
Masse volumique sèche ρ_d	1.73	1.75	1.79	1.78	1.77
Teneur en eau w (%)	7.97	10.67	13.19	16.45	19.30
	Essai 2				
Masse volumique sèche ρ_d	1.75	1.78	1.79	1.79	1.77
Teneur en eau w (%)	6.35	9.12	12.07	16.05	19.20
	Essai 3				
Masse volumique sèche ρ_d	1.72	1.75	1.79	1.78	1.77
Teneur en eau w (%)	6.60	9.48	13.34	16.08	18.08

Tableau III.11 : Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin.

La figure III.6 présente les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau.

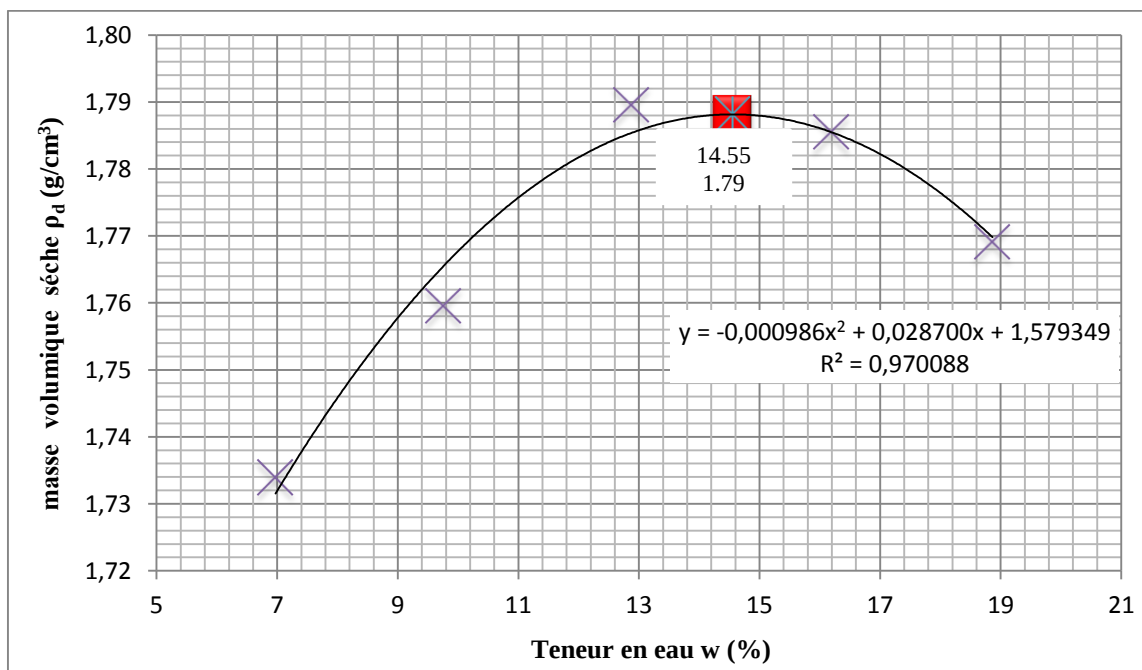


Figure III.6 : Résultats des essais Proctor modifié.

Le tableau III.12 présente une récapitulation aux trois essais de Proctor modifié.

	W_{opt} (%)	$\rho_d \max$ (g/cm ³)	S_r (%)
Essai 01	15,15	1,78	79,79
Essai 02	13,15	1,81	73,87
Essai 03	14,76	1,79	77,89
Moyenne	14,55	1,79	77,18

Tableau III.12 : Récapitulation de l'essai Proctor modifié.

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

III.1.3. Essai C.B.R. immédiat et imbibé

a) C.B.R. immédiat :

Les tableaux III-13 et III-14 présentent respectivement les valeurs des efforts de pénétration en fonction des enfoncements et le calcul de l'indice C.B.R. immédiat de deux éprouvettes témoins confectionnées aux caractéristiques de l'optimum Proctor modifié. Les courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements des deux éprouvettes témoins sont jointes en annexe (A-19 et A-20).

Eprouvette 01 :

Enfoncements (mm)	Lecture	Force de poinçonnement (KN)	Indice C.B.R immédiat à 2,5 mm	Indice C.B.R immédiat à 5 mm	Indice C.B.R max
0,625	0,27	5,81	78.91	66.88	78.91
1,25	0,38	8,17			
2,00	0,45	9,68			
2,50	0,49	10,54			
5,00	0,62	13,33			
7,50	0,69	14,84			
10,00	0,75	16,13			

Tableau III.13 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. immédiat de l'éprouvette 01.

Eprouvette 02 :

Enfoncements (mm)	Lecture	Force de poinçonnement (KN)	Indice C.B.R immédiat à 2,5 mm	Indice C.B.R immédiat à 5 mm	Indice C.B.R max
0,625	0,19	4,09	64.42	55.02	64.42
1,25	0,28	6,02			
2,00	0,36	7,74			
2,50	0,40	8,60			
5,00	0,51	10,97			
7,50	0,57	12,26			
10,00	0,63	13,55			

Tableau III.14 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R immédiat de l'éprouvette 02.

Le tableau III.15 présente les résultats de deux essais qui ont été réalisés pour la détermination des contraintes moyennes.

Force de poinçonnement (KN)	Contrainte σ_{moy} (MPa)
4,95	16,58
7,10	23,79
8,21	27,50
9,57	32,06
12,15	40,70
13,55	45,39
14,84	49,72

Tableau III.15 : Contrainte moyenne du sol témoin.

b) C.B.R. imbibé :

Les tableaux III.16 et III.18 présentent les valeurs des forces de pénétration en fonction des enfoncements et de l'indice C.B.R. après imbibition (04 jours) d'éprouvette témoin confectionnée aux caractéristiques optimum Proctor modifié. Les tableaux III-26 et III-28 présentent la teneur en eau après imbibition et la valeur du gonflement linéaire g (%) d'échantillon témoin. La courbe de la force de poinçonnement en fonction des enfoncements d'éprouvette témoin sont jointes en annexe A-21.

		Essai 1			
<i>Enfoncements (mm)</i>	<i>Lecture</i>	<i>Force de poinçonnement (KN)</i>	<i>Indice C.B.R imbibé à 2,5 mm</i>	<i>Indice C.B.R imbibé à 5 mm</i>	<i>Indice C.B.R max</i>
0,625	0,0075	0,16	2,34	2,54	2,54
1,25	0,0107	0,23			
2,00	0,0126	0,27			
2,50	0,0145	0,31			
5,00	0,0235	0,51			
7,50	0,0363	0,78			
10,00	0,0433	0,93			

Tableau III.16 : Forces poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice CBR après imbibition de l'éprouvette.

Teneur en eau après imbibition		gonflement linéaire g(%)
Masse de la tare (g)	56,127	14.99
Masse totale humide (g)	120,18	
Masse totale sèche (g)	104,02	
Masse de l'eau (g)	16,16	
Masse du sol sec (g)	47,893	
Teneur en eau w (%)	33,74	

Tableau III.17 : Teneur en eau après imbibition et la valeur du gonflement linéaire g (%) de l'échantillon témoin.

Le tableau III.18 résume les caractéristiques moyennes des essais CBR immédiat et après imbibition effectués sur l'éprouvette témoin étudiée.

	<i>Indice C.B.R immédiat</i>	<i>Indice C.B.R imbibé</i>	<i>Gonflement g (%)</i>
Max	71,69	2,54	14.99

Tableau III.18 : Les moyennes de l'indice C.B.R. immédiat, imbibé et gonflement linéaire de l'éprouvettes témoin étudiée.

Classification selon le potentiel de gonflement :

On peut classer aussi l'argile étudiée selon le potentiel de gonflement en se basant sur les résultats trouvés par BOUBAYA et al. (2012), on a adopté pour cela :

- La classification seed et al, 1962
- La classification de Williams et Donaldson, 1980.
- Dakshanamuthy et raman. (1973) et chen (1988).
- La classification de building Research Establishment BRE (1890).
- La classification de Bigot et Zerhouni, 2000

Evaluation du potentiel de gonflement :

Les méthodes indirectes d'identification du potentiel de gonflement proposent relier la pression de gonflement σ_g ou le taux de gonflement ε_g aux paramètres d'identification comme la teneur en eau naturelle W_{net} , le poids volumique sec γ_d , la limite de liquidité W_L , la limite de retrait W_R , l'indice de retrait I_s , l'indice de plasticité I_p , la teneur en fines argileuses % C_{2um} , la valeur de bleu du sol VBS ou l'activité de l'argile A_c sous diverses des formes qualitatives (tableau III.19) ou abaques (figure III.7 à III.10).

La fiabilité des méthodes présentées ci-dessus dépend beaucoup des paramètres qu'elles utilisent, une comparaison de certaines d'entre-elles montrent que :

- L'indice de plasticité I_p et le paramètre le plus important dans les propriétés de retentions d'eau du sol et donc du gonflement ;
- Les limites de liquidité W_L et de plasticité W_p peuvent être sous-estimées ou surestimées suivant l'opérateur.

Le tableau III.19 expose la comparaison des résultats d'estimation de potentiel de gonflement du sol de Sidi-Hadjres obtenus par différentes méthodes connues dans la littérature scientifique.

Classification	Potentiel de gonflement	Potentiel de retrait
Seed et al (1962)	Elevé à très élevé	
Prian et al. (2000)	Très élevé	
BRE (1980)		Très élevé
Chen(1988)	Elevé à très élevé	
Holtz et al (1956)		
Bigot et Zerhouni (2000)	Fort	
Williams et Donaldson (1980)	Fort	
Dakshanamurphy et al (1973)	Fort	

Tableau III.19 : Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes.

On constate un bon accord entre ces classifications. Le caractère expansif du 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 d'élévé à très élevé. Notons que dans le cas de la méthode de B.R.E, il s'agit d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement.

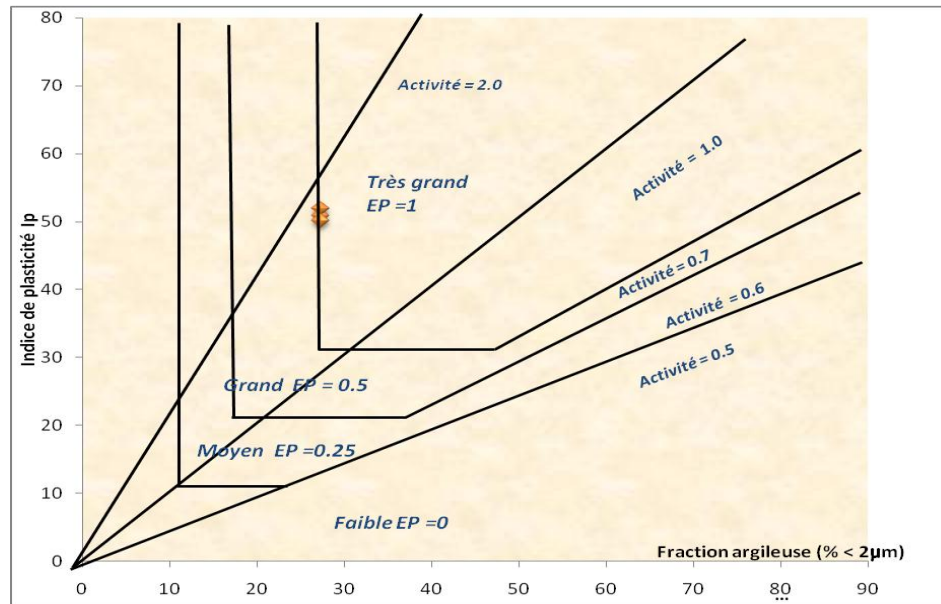


Figure III.7 : Classification de Williams et Donaldson (1980).

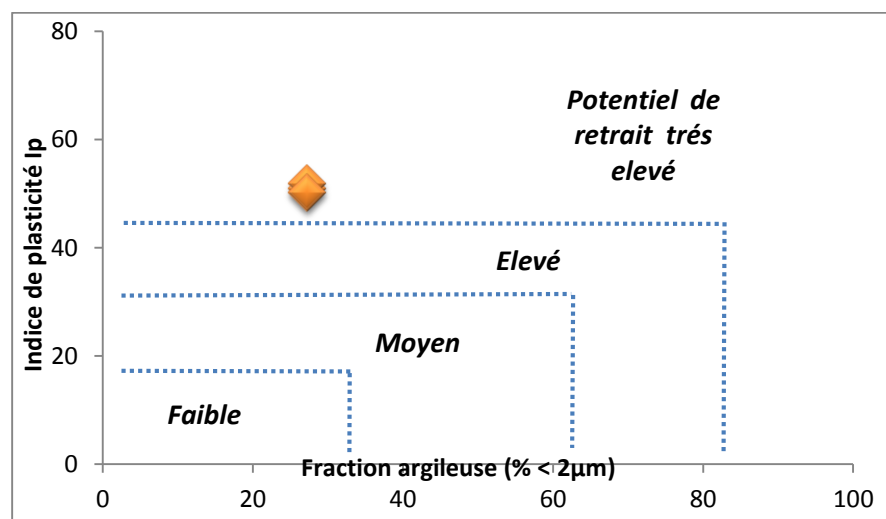


Figure III.8 : Classification du Building Research Establishment (1980).

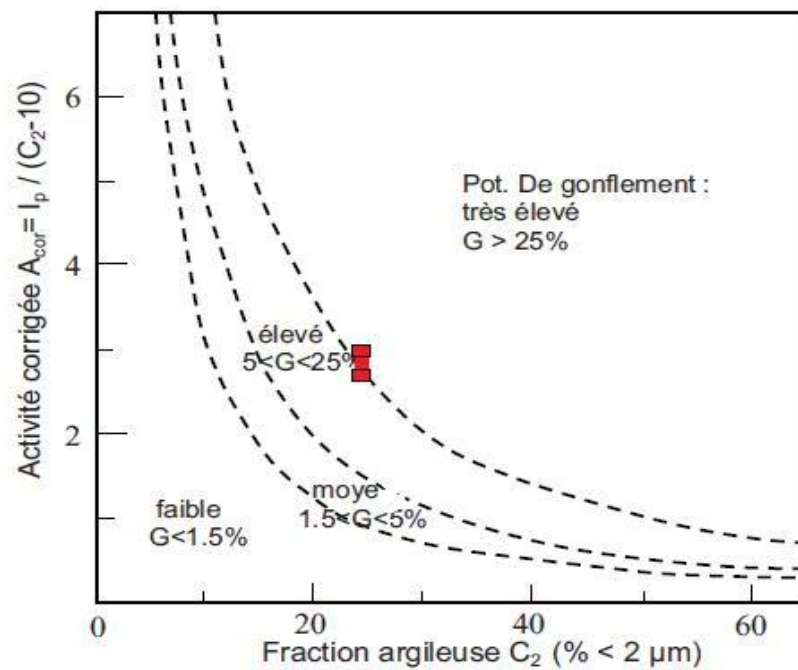


Figure III.9 : Classification de Seed et al. (1962).

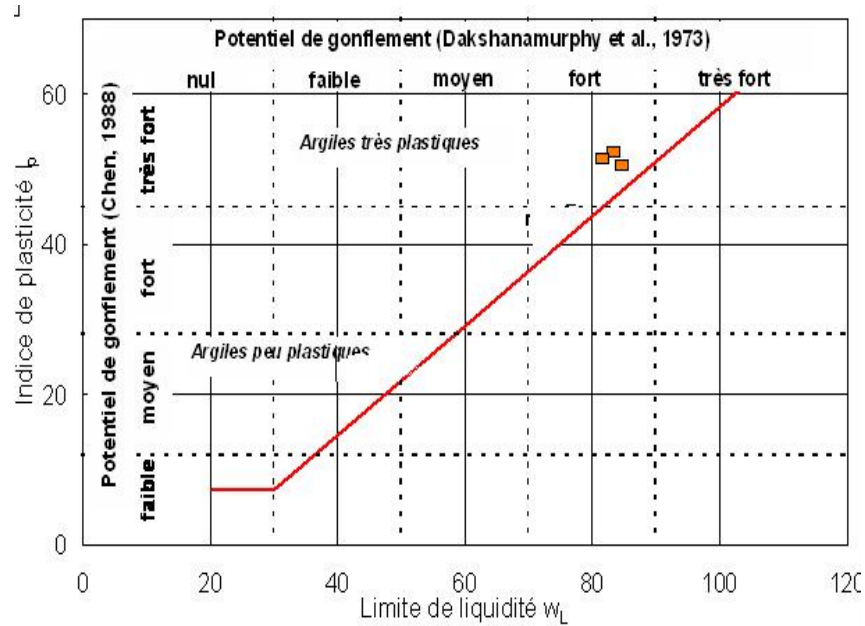


Figure III.10 : Classification de Dakshanamurthy et al. (1973) et Chen (1988).

III.1.4. Mesures aux ultrasons :**a) Eprouvette confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor normal :**

Le tableau III.20 présente les résultats de deux essais qui ont été réalisés pour la détermination du temps et de la vitesse de propagation et aussi le module d'élasticité.

	eprouvette1	eprouvette2	Moyenne
Temps (T) : (μs)	212.10	211.90	206.81
Longueur (L) : cm	12.00		
Vitesse (V) =L/T (m/s)	566.04	566.04	566.04
La densité sèche (d)	1.58		
Module d'élasticités $E = V^2 * d$ (MPa)	506.04	506.04	506.04

Tableau III.20 : Résultats du temps, de la vitesse de propagation et du module d'élasticité de l'échantillon témoin.

b) Eprouvette confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor modifié :

Le tableau III.21 présente les résultats de deux essais qui ont été réalisés pour la détermination du temps et de la vitesse de propagation et aussi le module d'élasticité.

	eprouvette1	eprouvette2	Moyenne
Temps (T) : (μs)	127.40	127.40	127.40
Longueur (L): cm	11.59		
Vitesse (V) =L/T (m/s)	909.73	909.73	909.73
La densité (d)	1.79		
Module d'élasticités $E = V^2 * d$ (MPa)	1481.41	1481.41	1481.41

Tableau III.21 : Résultats du temps et de la vitesse de propagation et du module d'élasticité de l'échantillon témoin.

III.2. Sol traité :

Dans cette partie on a regroupé l'ensemble des résultats qui concernent les essais d'identifications, CBR immédiat et après imbibition et les essais ultrasoniques des échantillons obtenus à partir des éprouvettes traitées à différentes teneurs en ciment/chaux confectionnées à la teneur en eaux conditions de l'optimum du Proctor normal ($W_{opt} = 20\%$) et ceux du Proctor modifié ($W_{opt} = 15\%$).

III.2.1. Essais d'identification :**a) Analyses chimiques du sol traité :**

Le tableau III.22 résume les résultats de l'analyses chimiques de l'argile pour les différents dosages mixtes en ciment/chaux, ainsi que l'évolution des principaux minéraux constitutifs.

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
0/0	43,38	11,36	4,02	14,66	2,55	11,55	1,51	1,12
0/12	36,65	10,69	5,36	19,69	1,78	1,54	1,47	0,73
2/10	38,16	11,27	5,7	18,57	1,87	1,71	1,5	0,78
4/8	38,72	11,42	5,53	18,48	1,93	1,71	1,51	0,76
6/6	40,51	12,35	4,41	17,75	2,02	0,77	1,56	0,81
8/4	41,05	12,54	4,44	17,03	2,07	0,87	1,56	0,8
8/8	38,68	11,42	5,51	19,29	1,94	1,89	1,51	0,77
10/2	41,54	12,71	4,53	17,02	2,08	0,9	1,58	0,83
12/0	39,06	11,42	5,81	16,59	1,92	1,89	1,52	0,72

Tableau III.22 : Les analyses chimiques pour différentes teneurs en ciment/chaux.

La figure III.11 présente les analyses chimiques de l'argile pour les différentes teneurs ciment/chaux, ainsi que l'évolution des principaux minéraux constitutifs.

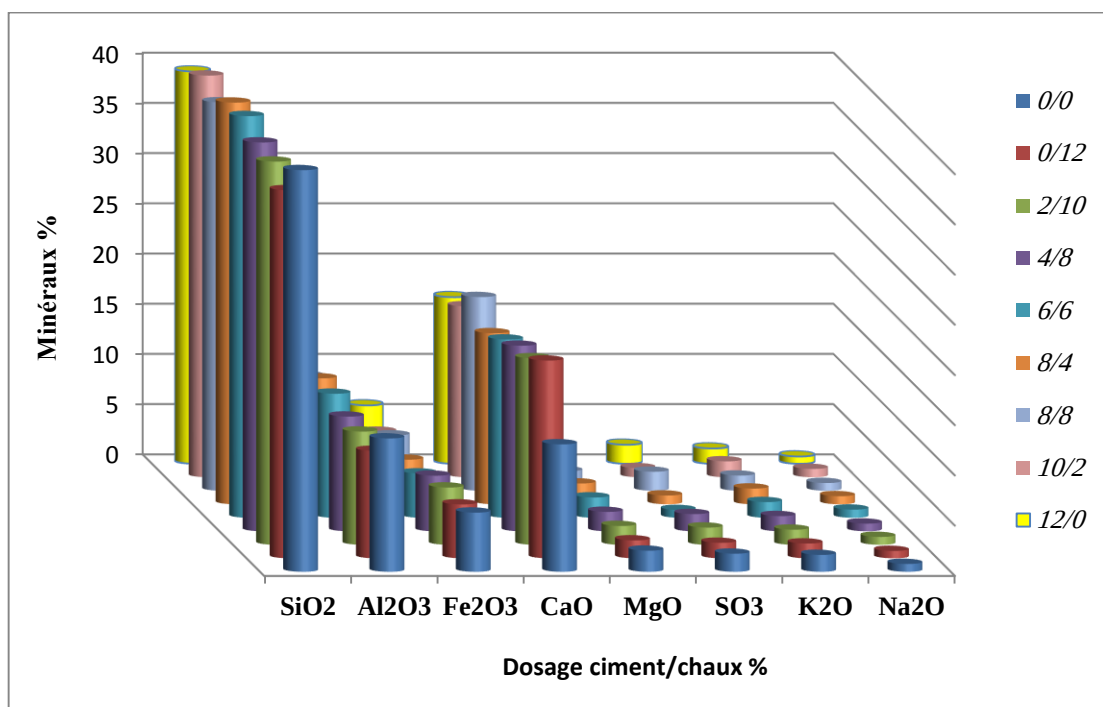


Figure III.11 : Histogramme des analyses chimiques à différentes teneurs en ciment/chaux.

b) Analyse minéralogique du sol traité :

La détermination de la composition minéralogique par diffraction des rayons-X est représentée par la figure III.12 pour le sol traité au ciment et la figure III.13 pour le sol traité à la chaux. Les courbes sont jointes sont en annexe (A-31 et A-32).

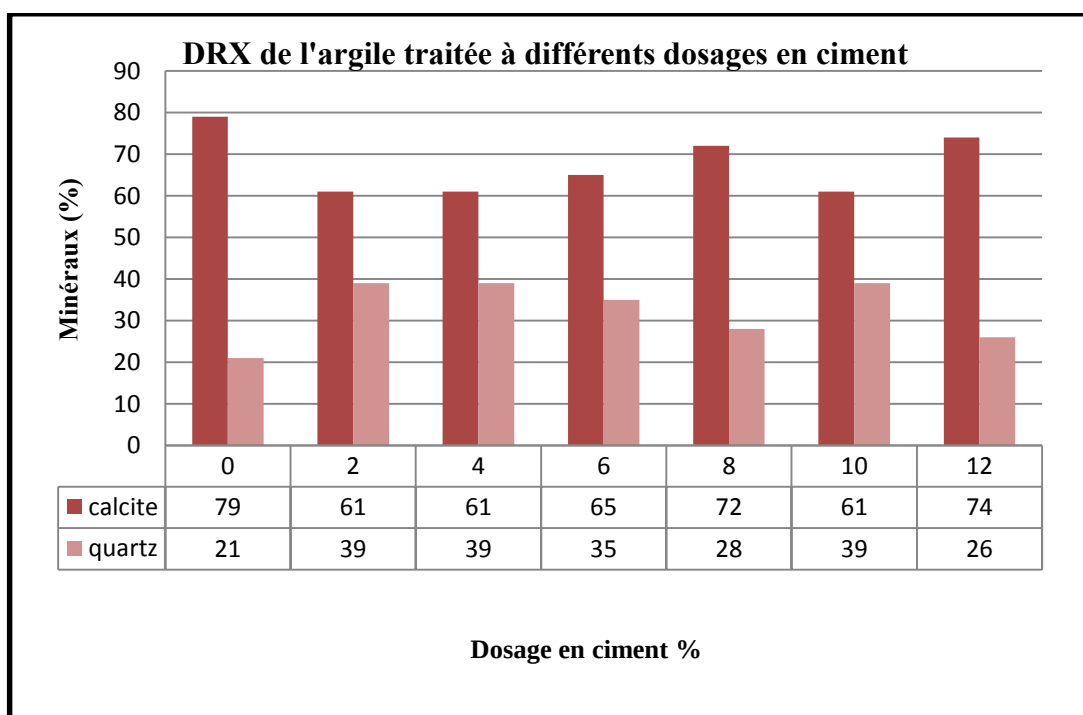


Figure III.12 : Histogramme de DRX de l'argile traitée au ciment.

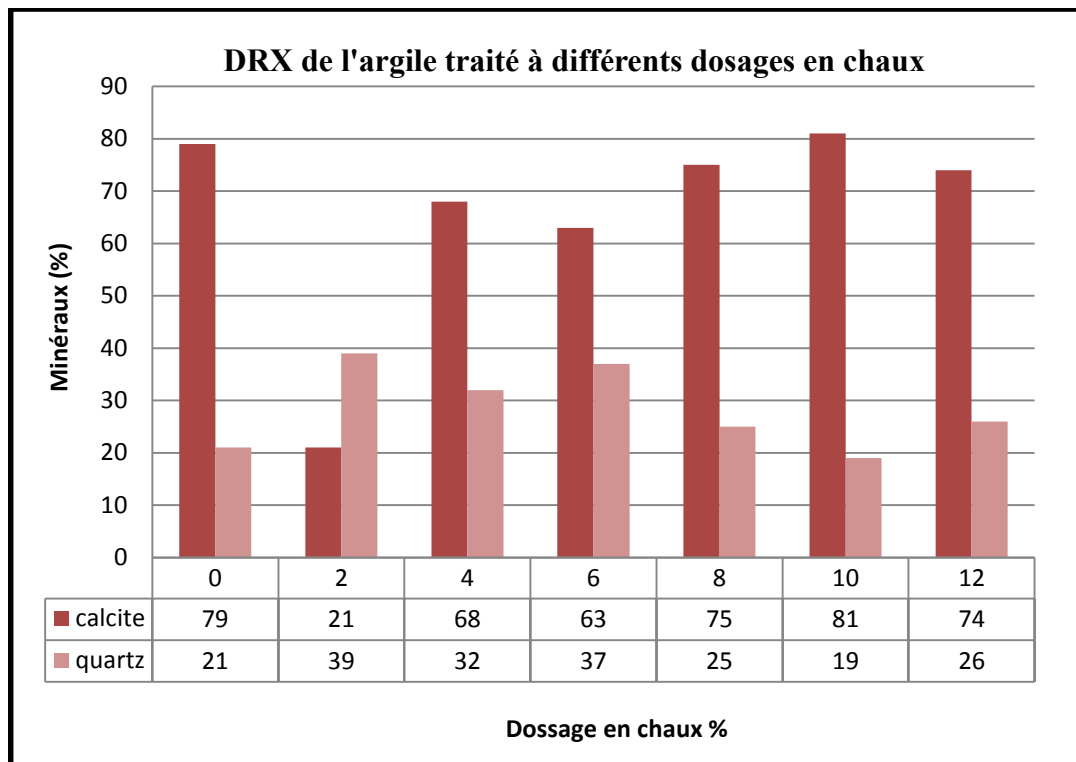


Figure.13 : Histogramme de DRX de l'argile traitée à la chaux.

c) Limite d'Atterberg :

La figure suivante présente la classification de sol traité pour différent teneur ciment/chaux.

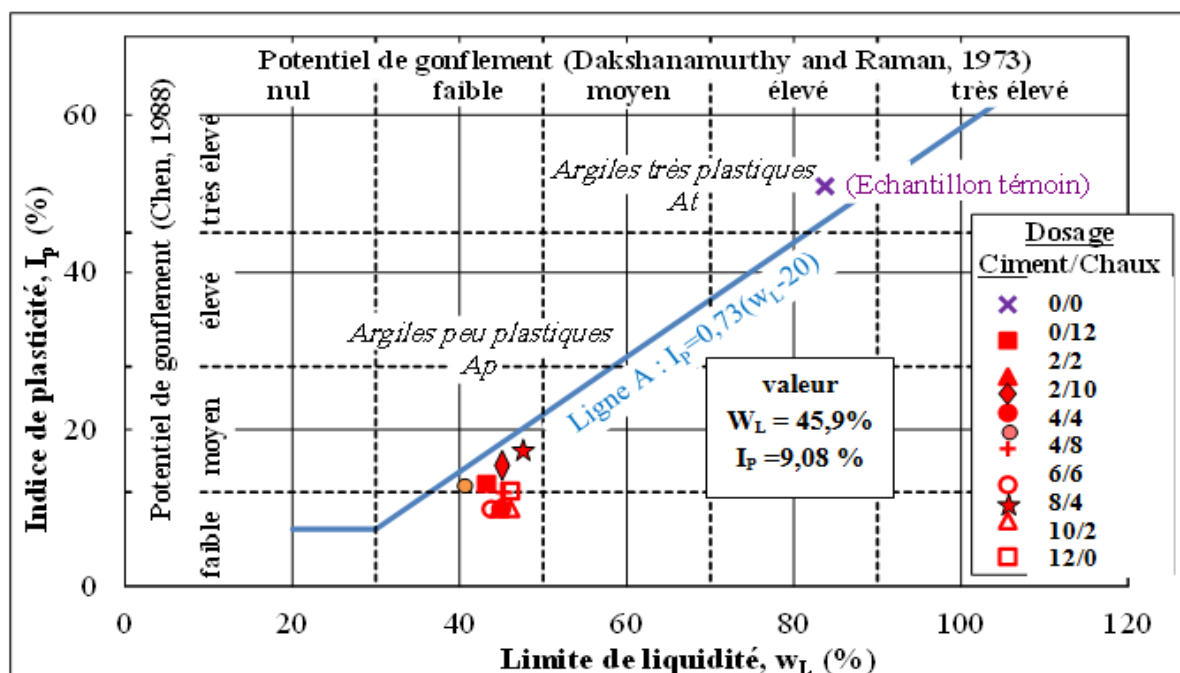


Figure III.14 : Classifications du sol traité à différent dosages en ciment/chaux (Dakshanamurthy et Raman. (1973) et Chen (1988)).

III.2.2. Essais mécaniques :

a) Caractéristiques de compactage :

Le tableau III.23 présente les résultats des essais de compactage effectués à l'optimum Proctor normal sur l'argile traitée aux différents dosages en ciment/chaux considéré pour le traitement mixte effectué.

Teneur en ciment/chaux	0/0	0/12	2/2	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	8/8	10/2	12/0
Densité	1,60	1,51	1,60	1,59	1,60	1,59	1,60	1,60	1,60	1,58	1,55
Rapport	0,08	0,075	0,08	0,079	0,08	0,079	0,08	0,08	0,08	0,08	0,077

Tableau III.23 : Résultats des essais de compactage effectués à l'optimum Proctor normal sur l'argile traitée.

La figure III.15 présentent effet du traitement mixte sur les paramètres de compactage de l'argile.

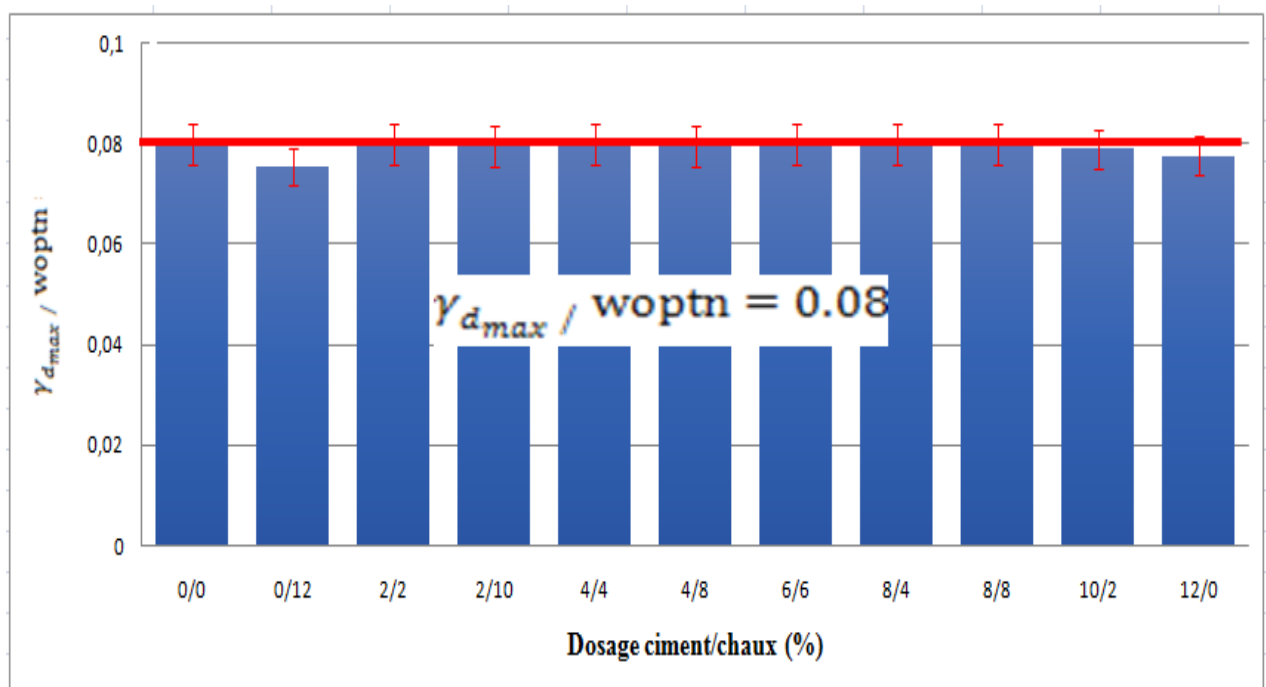


Figure III.15 : Effet du traitement mixte sur les paramètres de compactage de l'argile.

Interprétation des résultats des essais d'identification :

Les figures III.7 à III.10 présentent les classifications de Ranganatam et Santyanarayana (1965), de Seed et al. (1962) et de Williams et Donaldson (1980) indiquent, elles aussi, un potentiel de gonflement élevé à très élevé. La classification britannique (BRE-UK, 1980) conduit, par ailleurs, à un potentiel de retrait très élevé.

L'emploi en remblai ou en couche de forme en l'état naturel de cette argile n'est normalement pas envisagé. A sec, elle est très difficile à compacter puisque sa consistance varie de dure à très dure et, humide, elle est très collante. Cependant, son emploi peut éventuellement être décidé sur la base d'un traitement spécifique aux liants hydrauliques (combinaison de ciment et de chaux).

La figure III.15 présentent les résultats des essais de compactage effectués à l'optimum Proctor normal sur l'argile traitée aux différents dosages en ciment/chaux considéré pour le traitement mixte effectué.

On peut noter que les différents dosages n'entraînent pas de différences significatives sur les paramètres de compactage, de sorte que leur rapport demeure constant et, à fortiori égal à $\gamma_{d-max}/W_{opt} = 0,08$. Ces résultats constituent, par ailleurs, un gage de bonne répétabilité de l'essai de compactage sur l'argile traitée et indiquent une bonne reconstitution du sol dans les conditions qui lui sont requises in-situ comme en laboratoire sous l'action des charges réelles auxquelles il peut être soumis.

b) Essais C.B.R immédiat :

Le tableau III.24 présente l'ensemble des résultats des forces de pénétration en fonction des enfoncements, et le tableau III.25 présente les indices C.B.R immédiats des éprouvettes traitées à différents teneur ciment/chaux.

Teneur en ciment/chaux		0/0	0/12	2/2	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	8/8	10/2	12/0
Temps	Enfoncements (mm)	Forces de pénétration										
30"	0,625	4,95	8,08	5,16	7,56	5,08	6,86	7,31	9,48	9,03	7,10	7,74
1'	1,25	7,10	10,28	7,96	10,17	9,18	9,37	9,46	11,18	10,97	9,25	9,89
1'40"	2	8,21	12,06	9,89	12,3	11,83	11,63	11,4	12,94	12,69	10,97	11,61
2'	2,5	9,57	13,01	10,75	13,20	12,90	12,60	12,26	13,57	13,33	11,83	12,47
4'	5	12,15	16,9	14,62	16,69	16,77	16,90	15,48	17,46	17,20	15,27	15,70
6'	7,5	13,55	20,27	16,99	20,50	19,14	20,38	17,85	21,07	20,21	17,63	17,85
8'	10	14,84	23,22	19,14	23,20	21,29	23,03	20,43	23,44	22,58	19,78	19,78

Tableau III.24 : Résultats des forces pénétration en fonction des enfoncements pour différents dosage ciment/chaux.

Teneur en ciment/chaux	0/0	0/12	2/2	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	8/8	10/2	12/0
Indice C.B.R immédiat à 2,5mm	71,69	97,45	80,52	98,88	96,63	94,37	91,80	101,62	96,79	88,58	93,41
Indice C.B.R immédiat à 5mm	60,96	84,80	73,36	83,74	84,14	84,79	77,67	87,60	86,30	76,59	78,78
Indice C.B.R max	71,69	97,45	80,52	98,88	96,63	94,37	91,80	101,62	96,79	88,58	93,41

Tableau III.25 : Résultats des indices C.B.R immédiats pour différents dosages en ciment/chaux.

Les figures III.16 illustre les forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différents teneurs en ciment/chaux.

La figure III.17 présente les courbes de variation des forces de pénétration en fonction du teneur en ciment/chaux correspondant à chaque enfoncements.

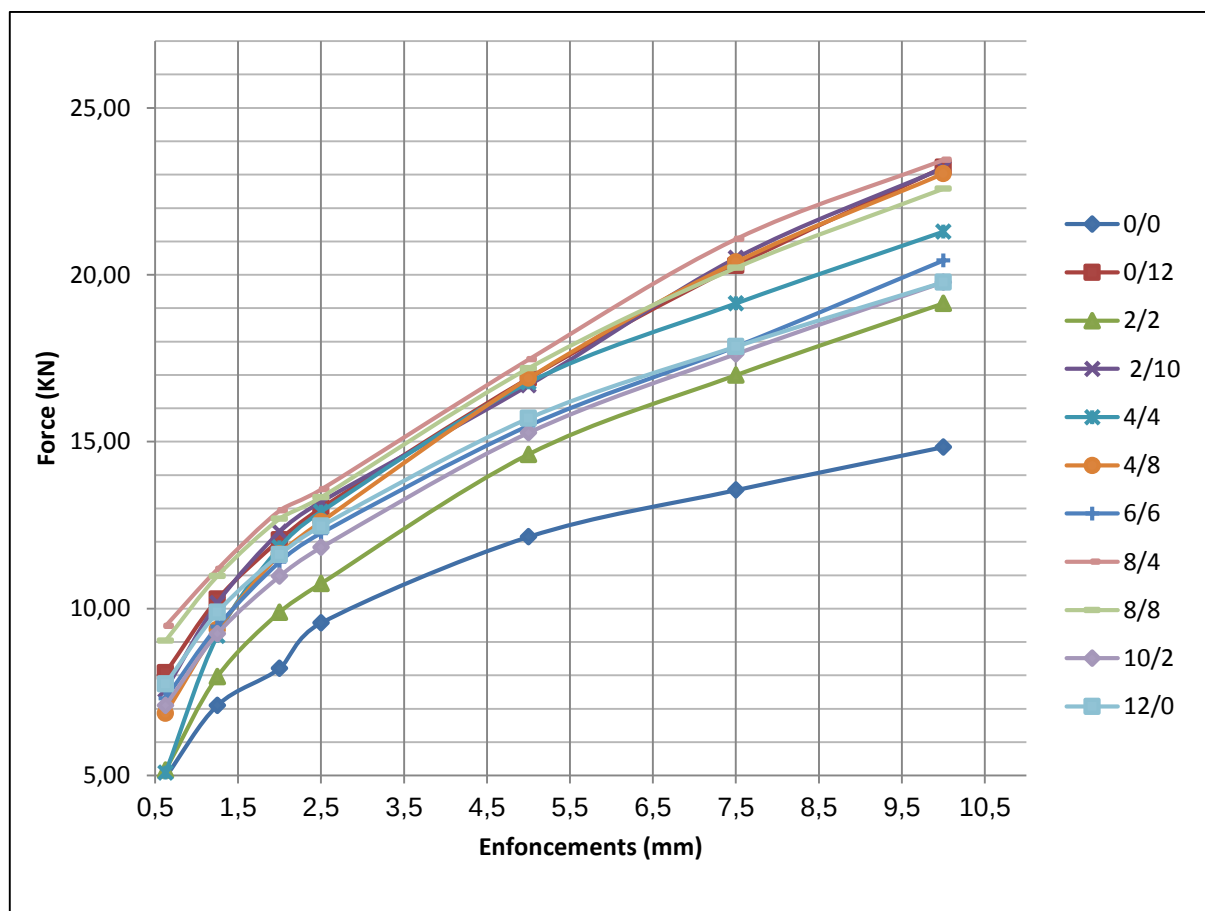


Figure III.16 : Courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différents dosages en ciment/chaux (C.B.R immédiat).

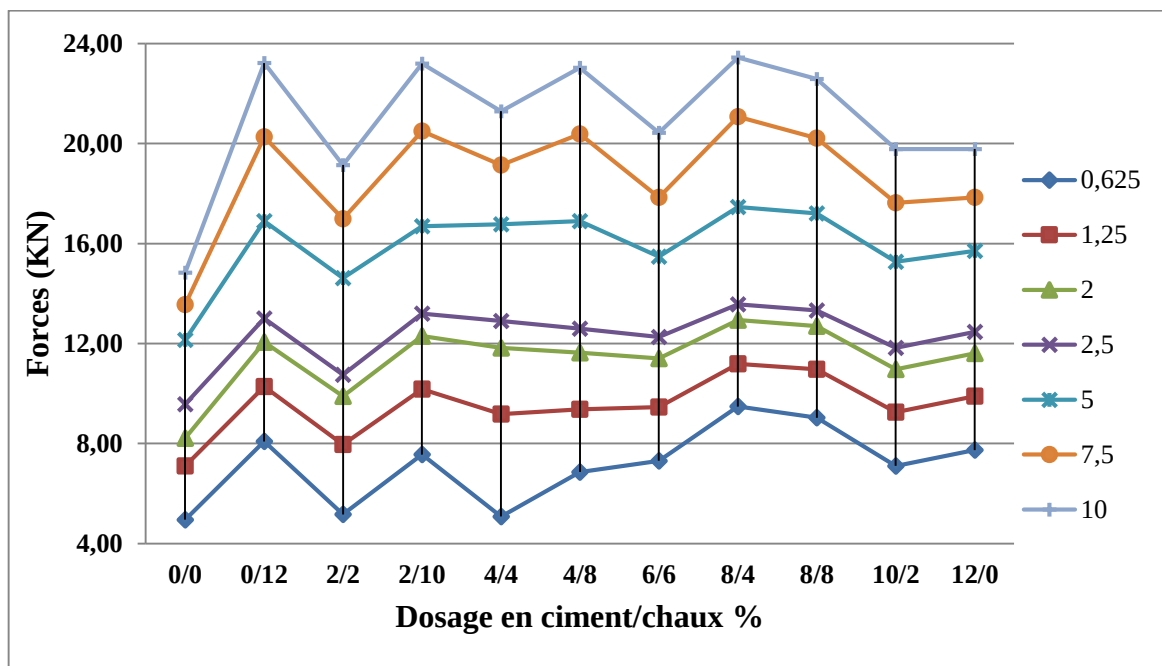


Figure III.17 : Courbes des forces en fonction des différents dosages en ciment/chaux (C.B.R immédiat).

La figure III.18 présente les indices C.B.R immédiat en fonction des teneurs en ciment/chaux correspondant aux résultats présentés dans le tableau III-25.

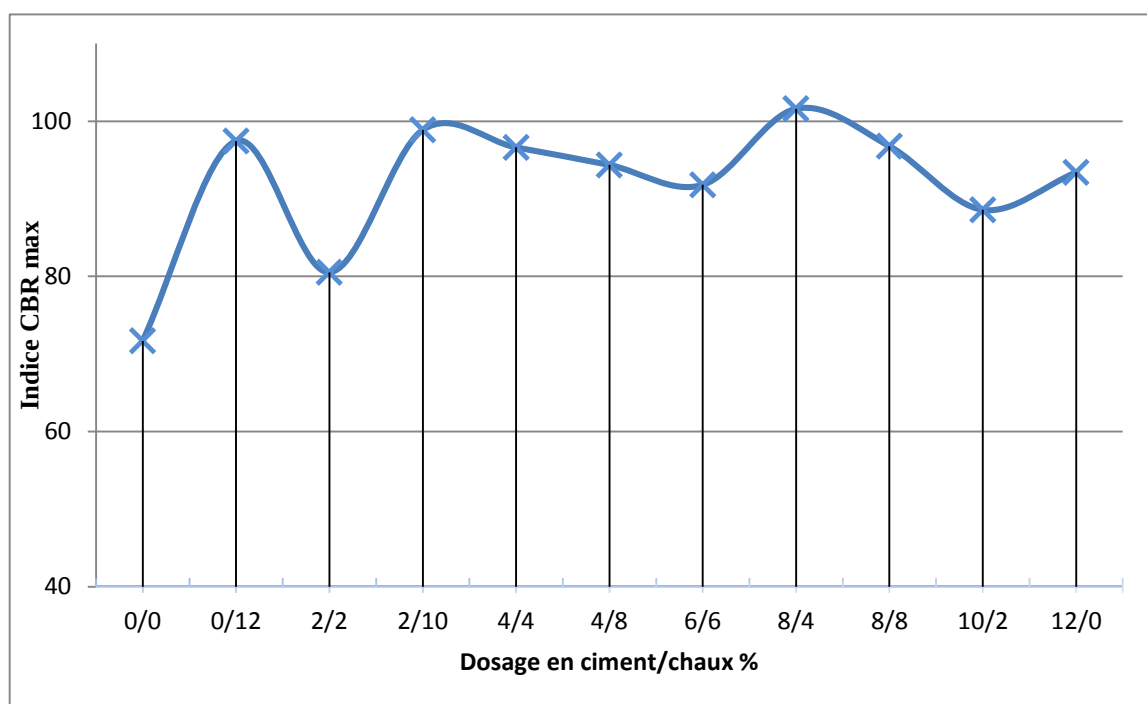


Figure III.18 : Indices C.B.R immédiat en fonction des dosages en ciment/chaux.

Le tableau III.26 présente l'ensemble des résultats des contraintes en fonction des enfoncements des éprouvettes traitées à différents teneur ciment/chaux.

Dosage en ciment/chaux (%)	0/0	0/12	2/2	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	8/8	10/2	12/0
Enfoncements (mm)	Contraintes (MPa)										
0,625	16,58	27,08	17,29	25,33	17,01	22,98	24,49	31,76	30,25	23,77	25,93
1,25	23,79	34,43	26,67	34,07	30,25	31,40	31,69	37,45	36,73	30,97	33,13
2	27,50	40,40	33,13	41,21	39,61	38,97	38,17	43,35	42,49	36,73	38,89
2,5	32,06	43,58	36,01	44,22	43,21	42,21	41,05	45,46	44,66	39,61	41,78
5	40,70	56,61	48,98	55,91	56,18	56,61	51,86	58,49	57,62	51,13	52,58
7,5	45,39	67,92	56,92	68,68	64,10	68,20	59,78	70,59	67,70	59,06	59,78
10	49,72	77,79	64,12	77,72	71,30	77,14	68,42	78,53	75,63	66,26	66,26

Tableau III.26 : Contraintes en fonction des dosages ciment/chaux.

Interprétation des résultats

La figure III.16 présente les courbes des forces de poinçonnement en fonction des enfoncements pour différents dosages en ciment-chaux. Ces courbes regroupées ont pour but de visualiser l'évolution de ces forces de pénétrations en fonction des enfoncements du sol traité à différentes teneurs en ciment-chaux par rapport au sol non traité. Elles montrent une nette amélioration de la portance du sol avec toutes les combinaisons ciment-chaux notamment les combinaisons 8/4 et 2/10 qui marquent le traitement le plus efficace contrairement à la combinaison 2/2 qui est la moins efficace de toutes les autres.

La figure III.17 présente l'ensemble des courbes de forces d'enfoncements en fonction des teneurs en chaux-ciment de chaque enfoncement. Il est remarquable que le traitement n'a pas d'effet notable sur les valeurs de forces d'enfoncements au-delà de l'enfoncement de 7,5 mm pratiquement pour toutes les combinaisons ciment-chaux. Les plus grandes améliorations des forces de poinçonnement sont assurées successivement par les deux combinaisons 8/4 et 2/10.

Les figure III.18 présentent les indices C.B.R. immédiats en fonction des teneurs en ciment-chaux. L'efficacité du traitement est bien visible car, en partant d'un indice de portance immédiat de 71,69 du sol non traité, on arrive à un indice de portance immédiat de 101,62 pour une teneur de 8% ciment et 4% chaux. On remarque également que les deux combinaisons respectivement 8-4 et 2-10 jouent un rôle prépondérant parmi toutes les autres combinaisons par rapport à l'augmentation de l'indice CBR immédiat. Le traitement le moins efficace est due à la combinaison 2-2.

On observe que la contrainte varie en fonction de la variation de la force de poinçonnement.

La contrainte augmente régulièrement avec l'augmentation de la force donc, il y a une corrélation directe entre eux.

c) Essai C.B.R. après imbibition

Les tableaux III.27, III.28 et III.29 présentent l'ensemble des résultats des efforts en fonction des enfoncements, les indices C.B.R, les teneurs en eau et les gonflements linéaires des éprouvettes traitées à différentes teneurs en ciment/chaux après leur imbibition.

Temps	Enfoncements (mm)	Forces de poinçonnement (KN)								
Teneur en ciment/chaux		0/0	0/12	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	10/2	12/0
30"	0,625	0,16	1,23	1,998	1,11	1,82	1,776	2,886	1,554	5,56
1'	1,25	0,23	2,8	4,884	2,664	4,44	4,218	3,774	3,996	7,78
1'40"	2,0	0,27	4,9	7,77	5,106	7,992	7,77	9,99	8,214	8,44
2'	2,5	0,31	5,27	8,88	5,994	8,88	8,88	11,1	9,324	8,22
4'	5,0	0,51	5,358	8,658	4,551	6,438	6,66	8,88	7,104	7,67
6'	7,5	0,78	5,738	8,392	4,218	6,438	6,882	7,659	7,104	8,44
8'	10,0	0,93	6,447	9,213	4,884	7,77	7,77	8,658	8,658	9,44

Tableau III.27 : Résultats des efforts de poinçonnement en fonction des enfoncements pour différentes dosage en ciment/chaux.

Teneur en ciment/chaux	0/0	0/12	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	10/2	12/0
Indice C.B.R à 2,5 mm	2,34	39,48	66,52	44,90	66,52	66,52	83,15	69,84	61,57
Indice C.B.R à 5 mm	2,54	26,86	43,40	22,81	32,27	33,38	44,51	35,61	38,45
Indice C.B.R max imbibition	2,54	39,48	66,52	44,90	66,52	66,52	83,15	69,84	61,57

Tableau III.28 : Résultats des indices C.B.R. imbibés pour différentes dosage en ciment/chaux.

Indice C.B.R à 2,5 mm	2,34	39,48	66,52	44,90	66,52	66,52	83,15	69,84	61,57
Indice C.B.R à 5 mm	2,54	26,86	43,40	22,81	32,27	33,38	44,51	35,61	38,45
Indic C.B.R après imbibition	2,54	39,48	66,52	44,90	66,52	66,52	83,15	69,84	61,57
Gonflement G(%)	14,99	1,56	0,91	1,59	1,04	1,08	0,58	0,55	0,66

Tableau III.29 : Résultats des teneurs en eau après imbibition et les gonflements linéaires pour différents dosages en ciment/chaux.

Les figures III.19, III.20 et III.21 présentent respectivement les courbes des forces de poinçonnement en fonction des enfoncements pour différents teneurs en ciment/chaux, des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement et des indices C.B.R. après imbibition en fonction des teneurs en ciment/chaux correspondant aux tableaux III.27, III.28 et III.29.

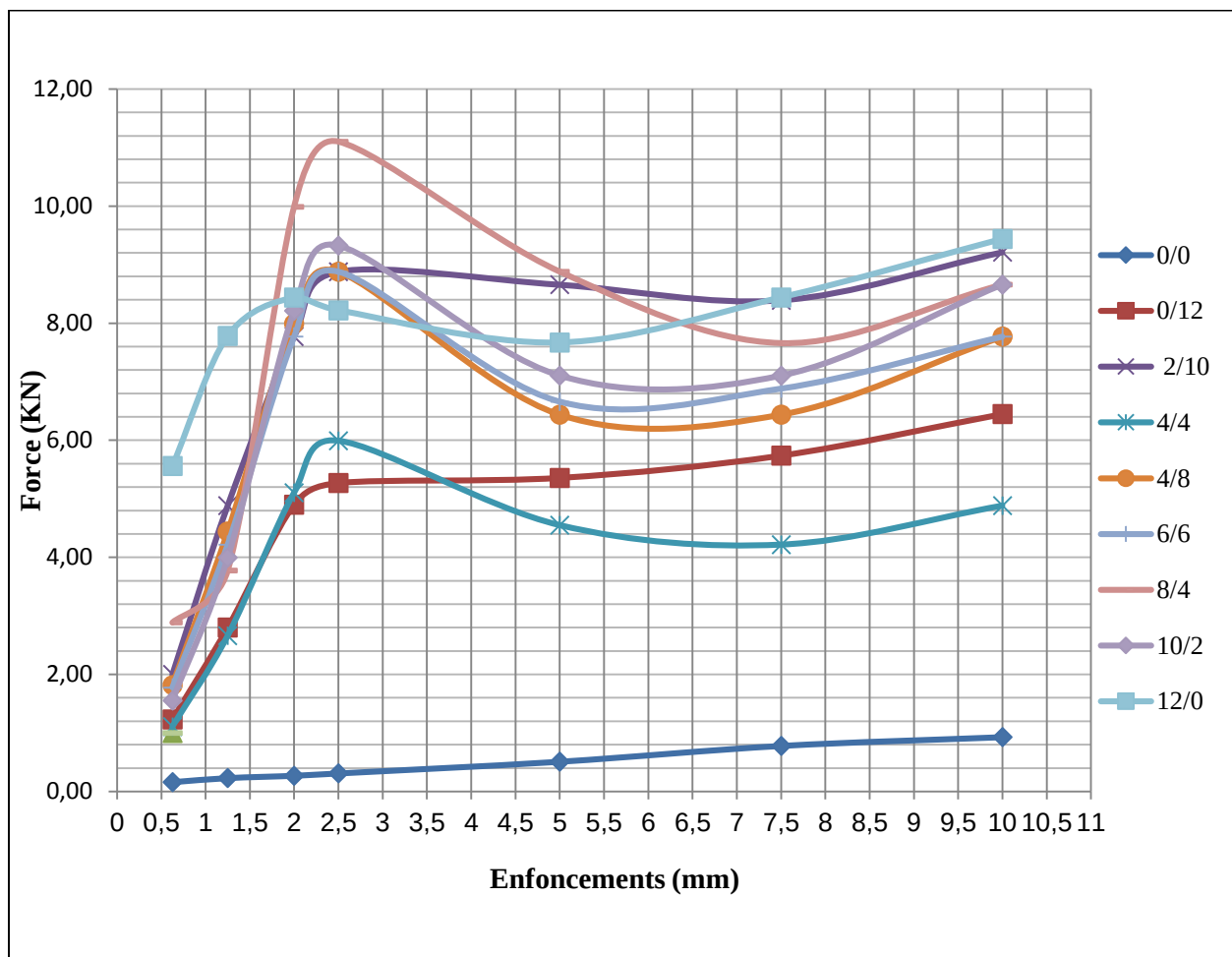


Figure III.19 : Courbes des forces en fonction des enfoncements pour différents teneurs en ciment/chaux (après imbibition).

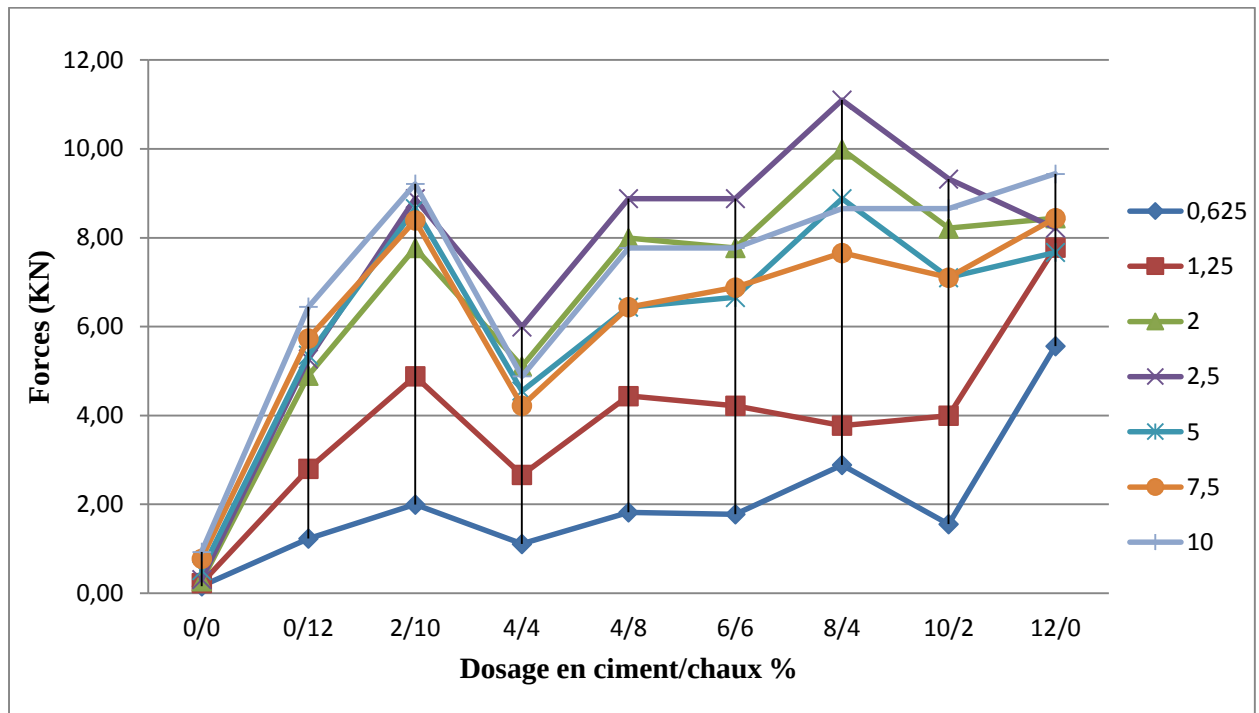


Figure III.20 : Courbes des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement.

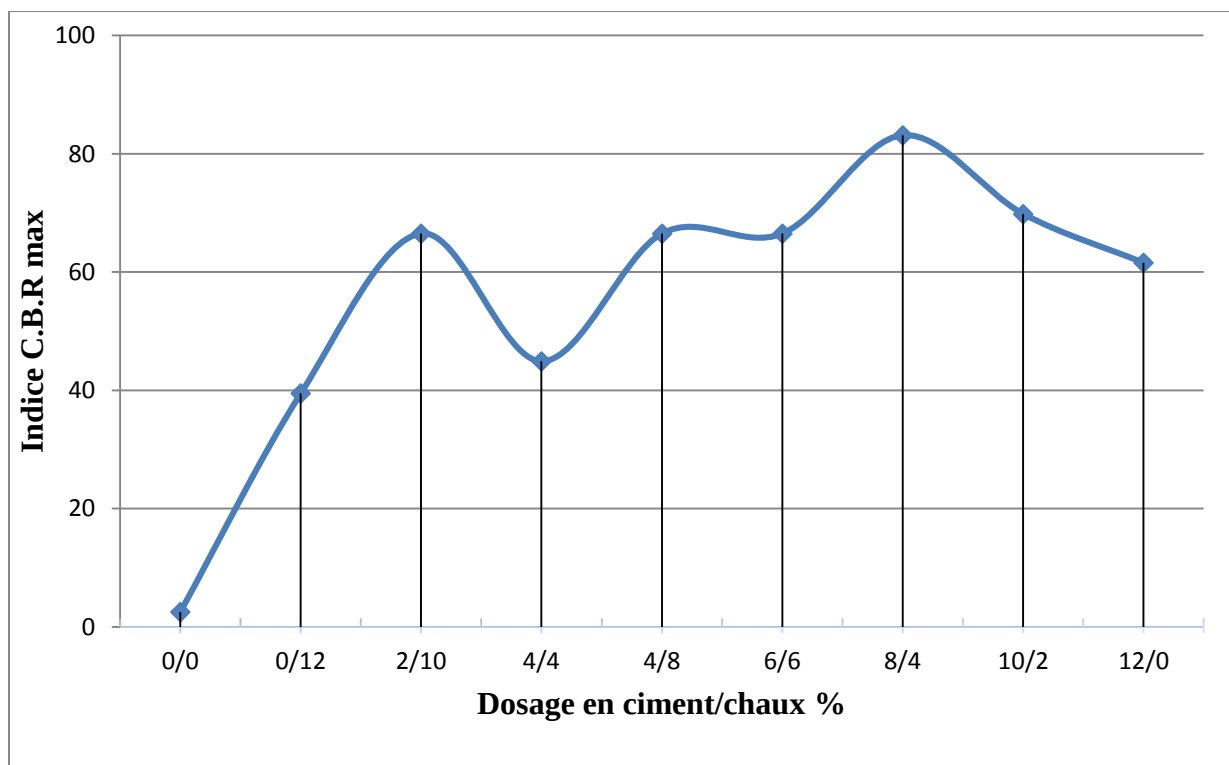


Figure III.21 : Courbe des Indices C.B.R. après imbibition en fonction des teneurs en ciment/chaux.

La figure III.22 présente les gonflements linéaires en fonction des teneurs en ciment/chaux

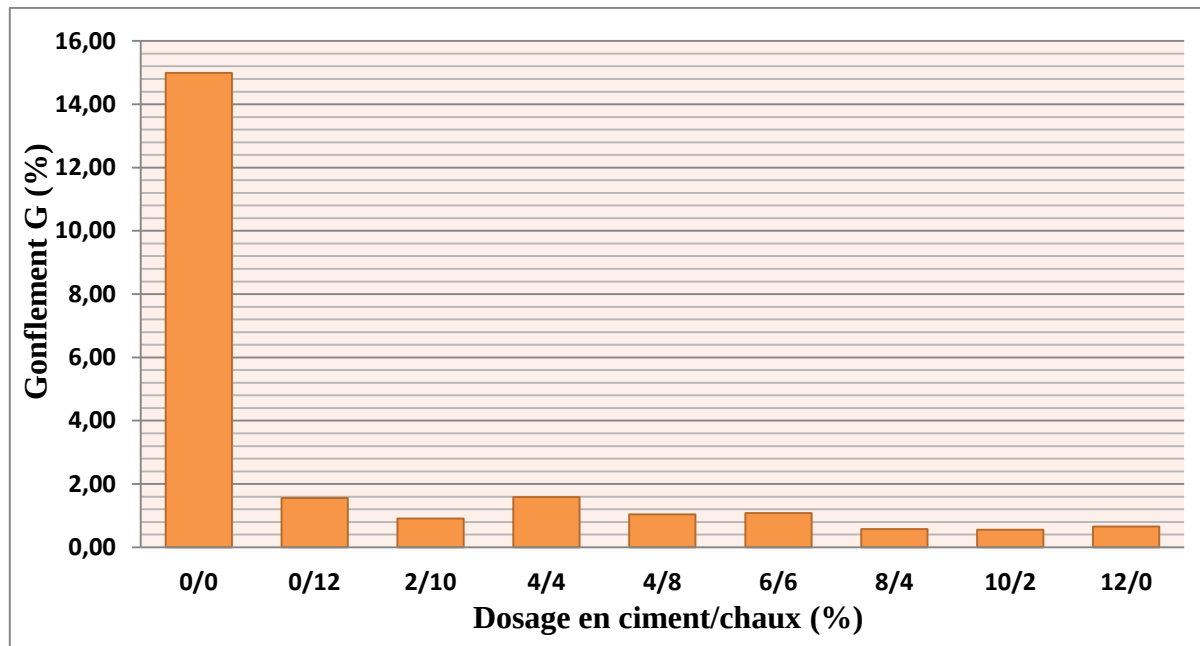


Figure III.22 : Histogramme des gonflements linéaires en fonction des teneurs en ciment/chaux.

Interprétation des résultats :

La figure III.19 présente les courbes des forces de poinçonnement en fonction des enfoncements à différentes teneurs en ciment/chaux après imbibition. Ces courbes regroupées visualisent l'évolution des forces en fonction des enfoncements à différentes teneurs en ciment/chaux des éprouvettes mises à imbibition pendant 04 jours par rapport à une éprouvette témoin (sans traitement).

L'imbibition a pour effet de voir l'influence de la présence d'eau sur la portance du sol avant et après traitement. On remarque que dans notre cas l'augmentation des forces de poinçonnement en fonction des enfoncements est notable.

La figure III.20 visualise les courbes des forces d'enfoncement en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement dans le sol avant et après traitement.

On observe que la force d'enfoncement augmente avec l'augmentation de l'enfoncement et ceci est valable pour toutes les combinaisons ciment-chaux, ce qui confirme l'efficacité du traitement. Pour tout enfoncement qui ne varie pas, on remarque que les trois combinaisons 12/0 et 8/4 et 2/10 sont les plus efficaces.

La figure III.21 montre l'évolution des indices de portance après imbibition en fonction des teneurs en ciment/chaux avant et après traitement.

On observe une augmentation notable de l'indice de portance après imbibition due au traitement du sol qui varie de 2,54 pour le sol non traité à 69,04 pour le sol traité à 12/0, cette augmentation peut être affectée à l'interaction eau-ciment sur le sol étudié.

La figure III.22 présente les gonflements linéaires en fonction des teneurs en chaux-ciment. Le gonflement linéaire est obtenu à partir d'une éprouvette compactée, mise à l'imbibition pendant 04 jours.

On remarque que le gonflement diminue sensiblement avec les combinaisons 10/2 et 8/4 commence de 14,99% pour le sol non traité et arrive à 0,55% pour une teneur en ciment/chaux 10/2, ce qui justifie l'efficacité du traitement.

III.2.3. Mesures aux ultrasons :

Introduction :

Divers domaines de génie civil utilisent les essais ultrasoniques surtout dans les bétons et en mécanique des roches (étude de la formation des roches sédimentaires). Cependant, l'utilisation de ce procédé pour déterminer les vitesses d'impulsions des sols et dans la géotechnique est moins habituelle. La cause est que le signal transmis à travers le sol est faible et fortement affecté par le bruit. Dans l'objectif de déterminer les caractéristiques ultrasoniques des sols gonflants, nous adoptons dans le présent travail un système d'essai ultrasonique comprenant des capteurs d'ondes (émetteur et récepteur), un système d'acquisition de données, du couplant et des instruments de calibrage. La méthode consiste en la mesure de la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans l'éprouvette de sol, on mesure le temps de propagation (t) entre émetteur et récepteur séparés par une distance (L) connue ($L = v.t$). Concernant les matériaux homogènes, on note l'existence de vitesses de propagation des ondes longitudinales (de compression) et transversales (de cisaillement). Le sol en question est loin d'être un matériau homogène linéaire ; c'est un matériau macroporeux, micro fissuré qui contient de l'eau, et dont les caractéristiques mécaniques sont orientées en fonction du sens de coulage.

La détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques dans l'éprouvette a été effectuée sur des éprouvettes confectionnées à l'optimum Proctor normal et l'optimum Proctor modifié, traitées à différentes teneurs en ciment/chaux.

a-1. Eprouvettes confectionnées aux caractéristiques optimales (Proctor normal) :

Le tableau de III.30 présente l'ensemble des résultats du temps et de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques obtenus des éprouvettes traitées à différents dosages en ciment/chaux et confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal.

éprouvettes confectionnées à l'optimum Proctor normal					
Dosage Ciment/Chaux	Eprouvettes	temps Ti (μs)	Tmoy (μs)	L (cm)	V (m/s)
0/0	1	212,10	212,00	12	566,04
	2	211,90			
0/12	1	176,40	176,50		679,89
	2	176,60			
2/2	1	189,70	189,50		633,25
	2	189,30			
2/10	1	168,50	168,50		712,17
	2	168,50			
4/4	1	181,90	182,35		658,08
	2	182,80			
4/8	1	178,90	178,85		670,95
	2	178,80			
6/6	1	181,00	181,30		661,89
	2	181,60			
8/4	1	177,50	176,25		680,85
	2	175,00			
8/8	1	177,10	177,45		676,25
	2	177,80			
10/2	1	175,50	174,90		686,11
	2	174,30			
12/0	1	174,60	174,95		685,91
	2	175,30			

Tableau III.30 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasoniques.

La figure III.23 présente la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques en fonction des différents dosages en ciment/chaux à l'optimum Proctor normal.

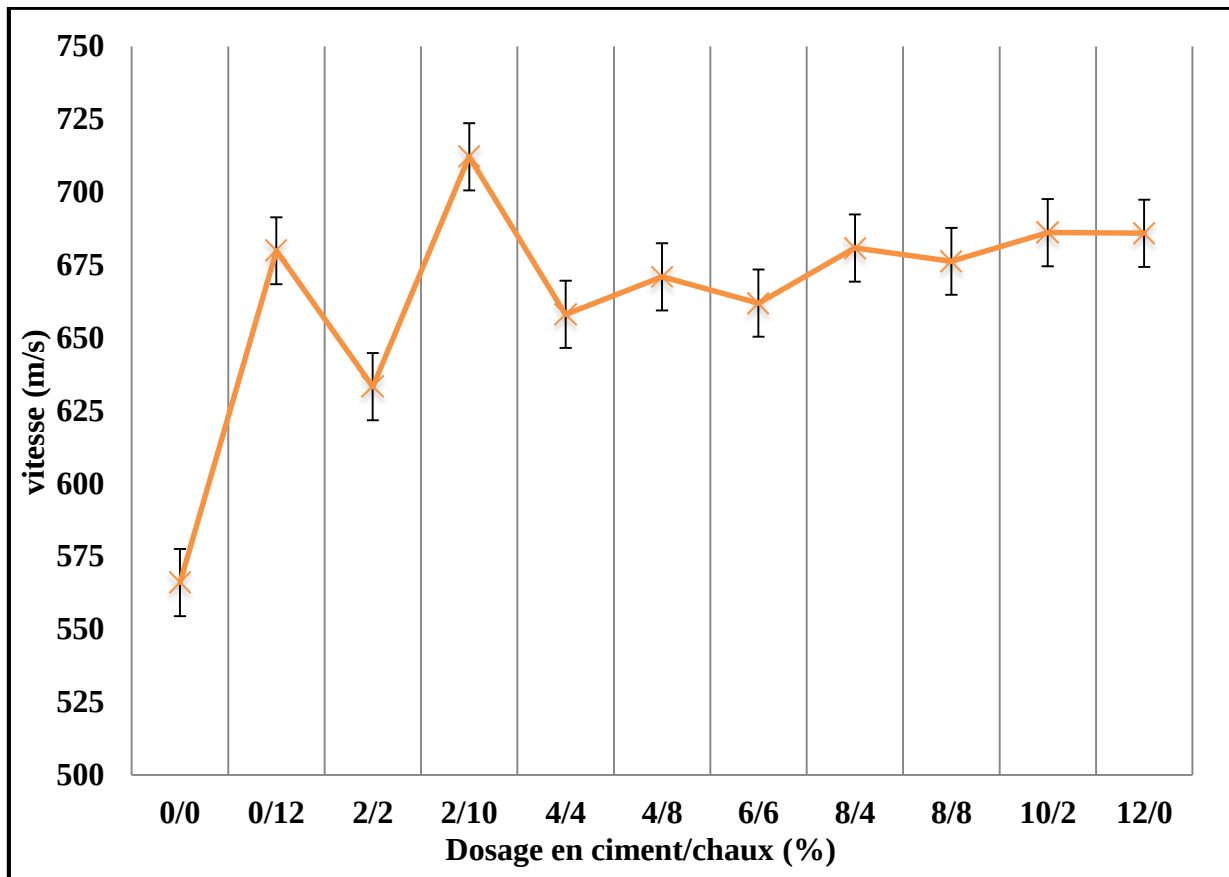


Figure III.23 : Vitesse de propagations en fonction des différents dosages ciment/chaux (Proctor normal).

a-2. Eprouvettes confectionnées aux caractéristiques optimales (Proctor modifié) :

Le tableau III.31 présente l'ensemble des résultats du temps et de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques obtenus des éprouvettes traitées à différents dosages en ciment/chaux et confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor modifié.

éprouvettes confectionnées à l'optimum Proctor modifié					
Dosage ciment/chaux	Eprouvettes	temps Ti (μs)	Tmoy (μs)	L (cm)	V (m/s)
0/0	1	127,40	127,40	11,59	909,73
	2	127,40			
0/12	1	126,80	126,80		914,04
	2	126,80			
2/2	1	112,22	112,22		1032,79
	2	112,22			
2/10	1	119,00	119,20		972,32
	2	119,40			
4/4	1	111,33	111,33		1041,05
	2	111,33			
4/8	1	124,30	124,45		931,30
	2	124,60			
6/6	1	113,70	113,65		1019,80
	2	113,60			
8/4	1	112,50	112,55		1029,76
	2	112,60			
8/8	1	119,68	119,68		968,42
	2	119,68			
10/2	1	109,50	109,50		1058,45
	2	109,50			
12/0	1	113,60	113,70		1019,35
	2	113,80			

Tableau III.31 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasoniques.

La figure III.24 présente la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques en fonction des différents dosages en ciment/chaux à l'optimum Proctor modifié.

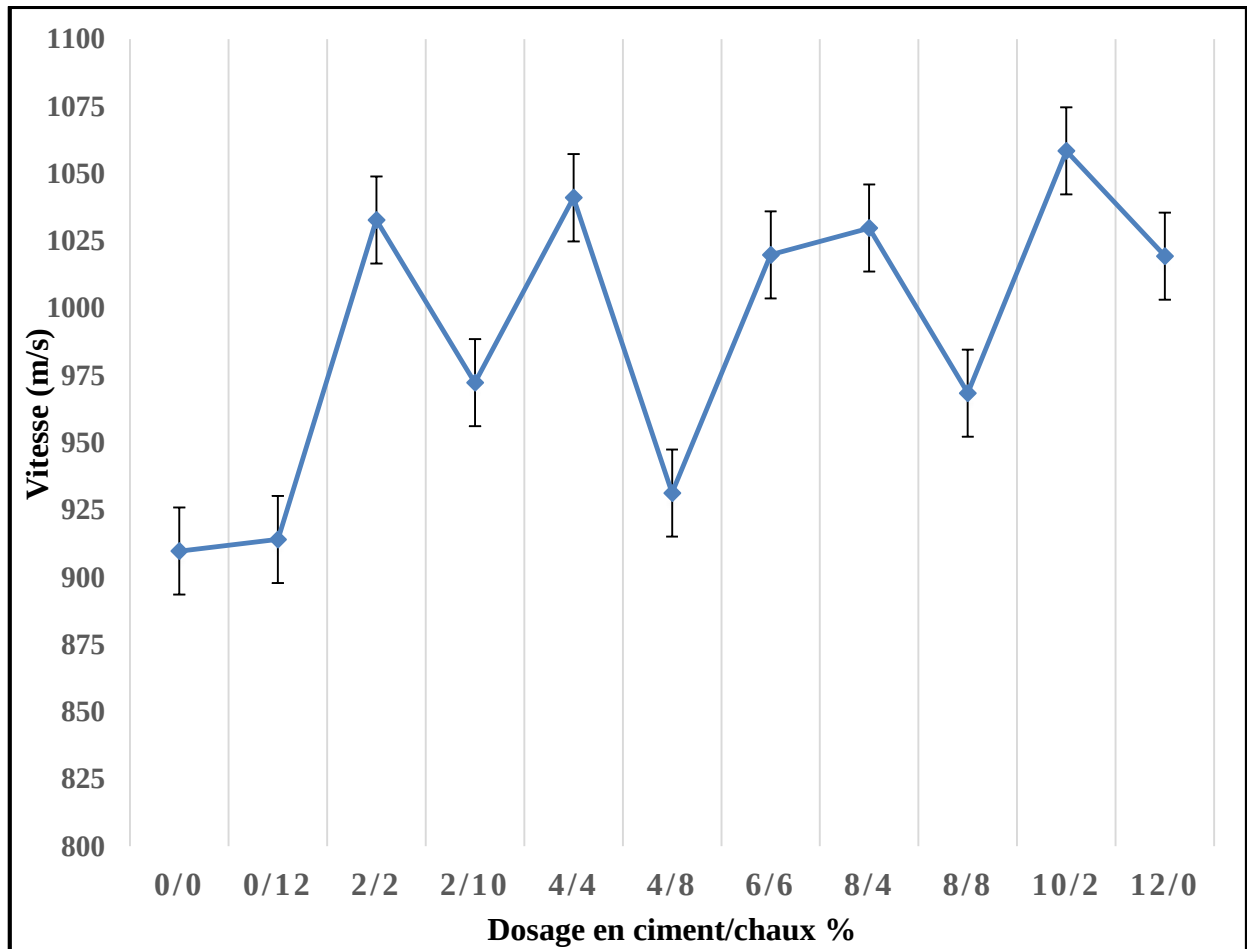


Figure III.24 : Vitesse de propagations en fonction des différents dosages en ciment/chaux (Proctor modifié).

b. Calcul du module d'élasticité :**b-1. Eprouvettes confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal :**

Le tableau III.32 présente l'ensemble des résultats de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques dans les éprouvettes confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal et traitées à différents dosages en ciment/chaux ainsi que le module d'élasticité.

Dosage en ciment/chaux	V _{moy} (m/s)	Densité (d)	Module d'élasticité (MPa)
0/0	566,04	1,58	506,23
0/12	679,89		730,36
2/2	633,25		633,59
2/10	712,17		801,35
4/4	658,08		684,25
4/8	670,95		711,27
6/6	661,89		692,20
8/4	680,85		732,42
8/8	676,25		722,56
10/2	686,11		743,78
12/0	685,91		743,35

Tableau III.32 : Valeurs du module d'élasticité pour différents dosages en ciment/chaux (Proctor normal).

La figure III.25 présente le module d'élasticité en fonction des différents dosages en ciment/chaux à l'optimum Proctor normal.

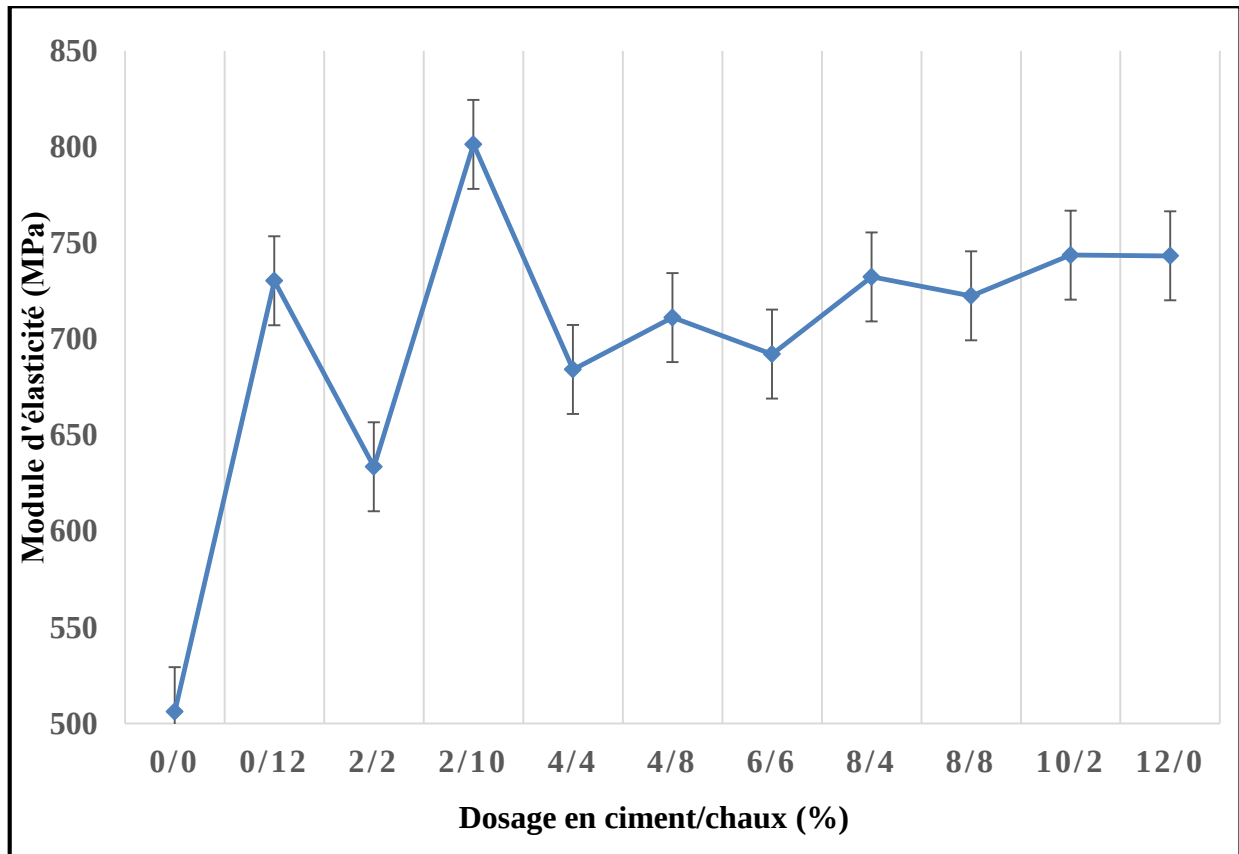


Figure III.25 : Module d'élasticité en fonction des différents dosages en ciment/chaux (Proctor normal).

b-2. Epreuve confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor modifié :

Le tableau III.33 présente l'ensemble des résultats de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques ainsi que le module d'élasticité obtenus des éprouvettes traitées à différents dosages en ciment/chaux et confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor modifié.

Dosage en ciment/chaux	V _{moy} (m/s)	Densité (d)	Module d'élasticité (MPa)
0/0	909,73	1,79	1481,42
0/12	914,04		1495,49
2/2	1032,79		1909,31
2/10	972,32		1692,28
4/4	1041,05		1939,98
4/8	931,3		1552,50
6/6	1019,8		1861,59
8/4	1029,76		1898,13
8/8	968,42		1678,73
10/2	1058,45		2005,37
12/0	1019,35		1859,94

Tableau III.33 : Valeurs du module d'élasticité pour différents dosages en ciment/chaux (Proctor modifié).

La figure III.26 présente le module d'élasticité en fonction des différents dosages en ciment/chaux à l'optimum Proctor modifié.

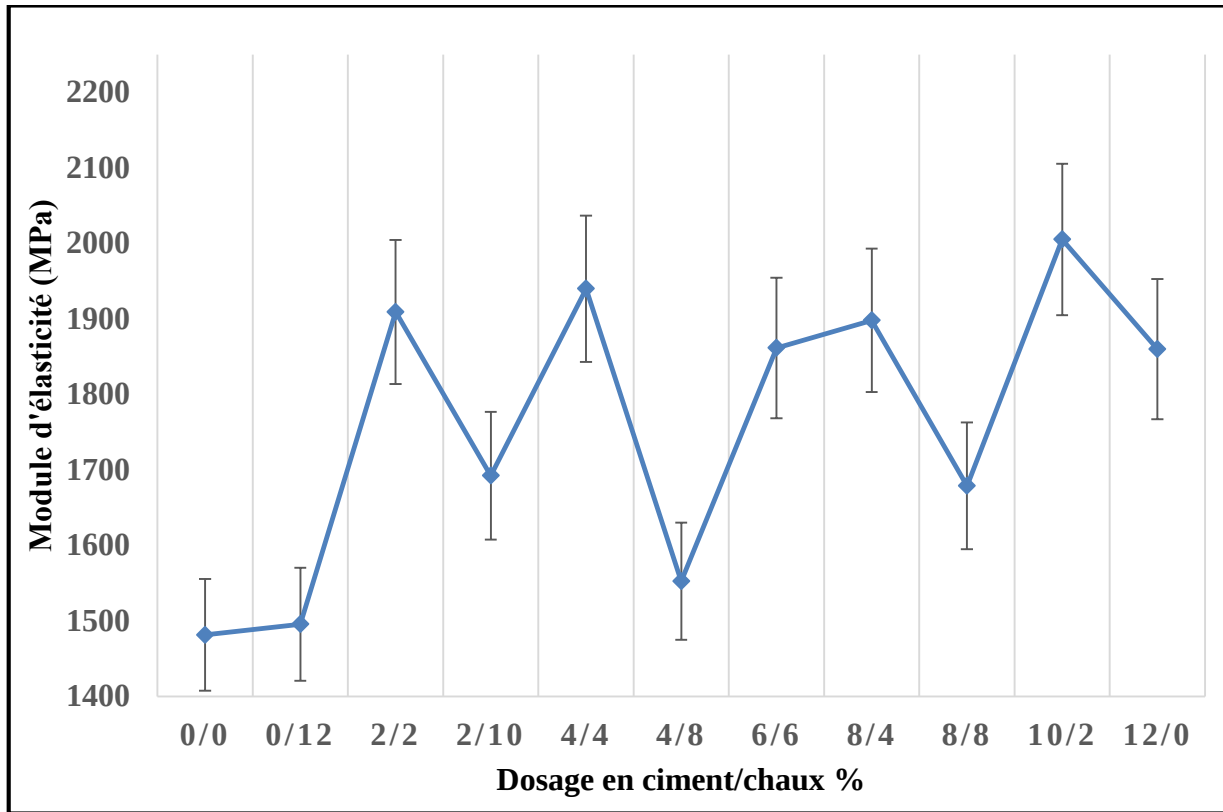


Figure III.26 : Module d'élasticité en fonction des différents dosages ciment/chaux (Proctor modifié).

La figure III.27 présente l'ensemble des résultats du module d'élasticité en fonction des dosages ciment/chaux obtenus de la série d'essais effectués des échantillons confectionnés à l'optimum Proctor normal et Proctor modifié.

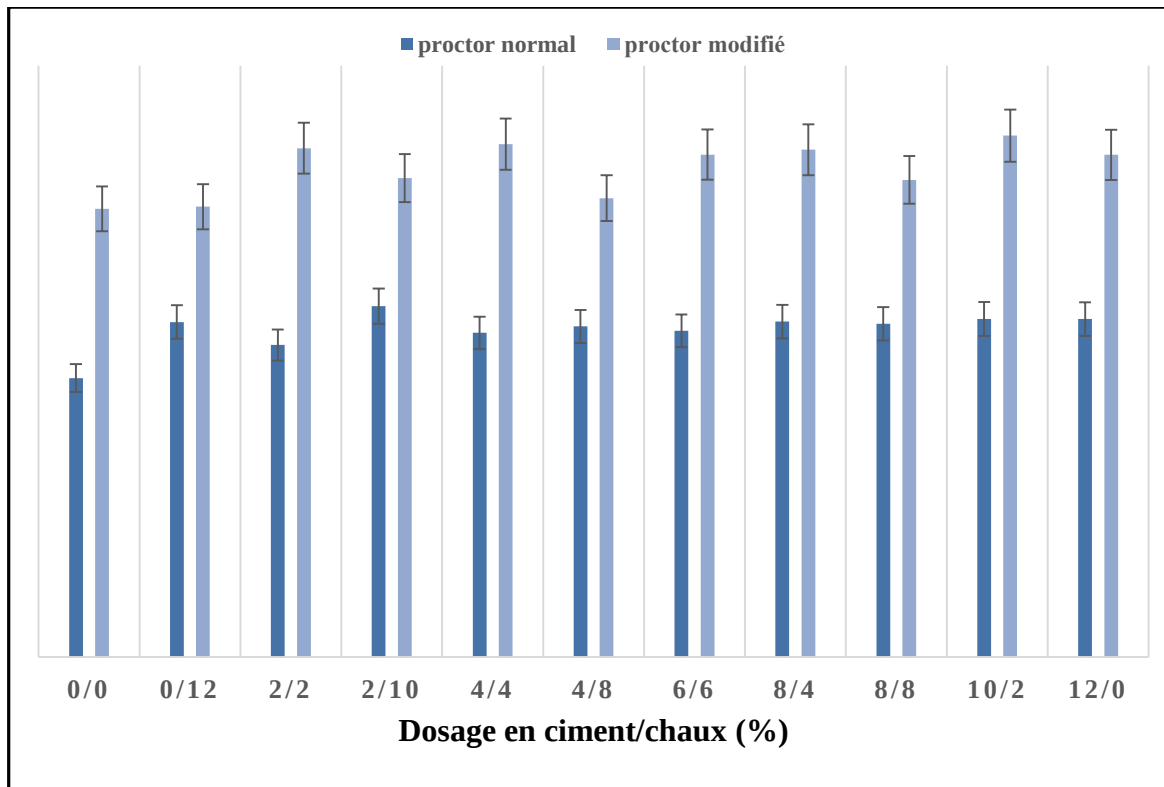


Figure III.27 : Modules d'élasticité des échantillons de sols confectionnés aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal et Proctor modifié.

Interprétation des résultats :

Des figures III.23 et III.24 on constate que les temps de transmissions des ondes ultrasonique ainsi que leurs vitesses correspondantes varient selon la variation de l'énergie de compactage. Ceci est vérifié par le résultats obtenus de la vitesse de propagation de l'onde ultrasonique qui est de 566,04 m/s dans le cas de l'échantillons témoin (non traité).

Confectionné à l'optimum Proctor normal, cette valeur est faible devant celle obtenue de l'échantillon témoin confectionné à l'optimum Proctor modifié qui est de 909,73 m/s.

Cependant, le traitement le plus efficace est obtenu du dosage de 2% de ciment et de 10% de chaux (2/10) correspondant à une vitesse de 712,17 m/s contrairement à la combinaison 2% ciment et 2% de chaux (2/2) qui correspondant à une vitesse de 633.25 m/s mais efficace par rapport à tous les autres dosages mais néanmoins reste supérieure à celle de l'échantillon témoin.

Des figure III.25 et III.26 qui présentent les courbes des module d'élasticité en fonction des dosages un ciment/chaux, on constate que le module d'élasticité croît avec l'accroissement de la vitesse de propagation des ondes ultrasonique à l'intérieur de l'échantillons traité, cette accroissement est dû au dosage en ciment/chaux pour toutes les combinaisons utilisées et particulièrement pour le dosages 2% de ciment et 10% de chaux (2/10) correspondant à un

module d'élasticité d'une valeur de 801,35 MPa pour le cas de l'essai Proctor normale et un dosage de 10% de ciment et de 2% de chaux correspondant à un module d'élasticité d'une valeur de 2005,37 MPa dans le cas de l'essai Proctor modifié. On remarque une nette amélioration du module d'élasticité de l'échantillon traité par rapport à l'échantillons témoin d'avantage dans le cas de l'essai Proctor modifié que l'essai Proctor normale ceci est dû à l'occupation des espaces entre les particule d'argile par le mélange ciment/chaux.

De la figure III.27 on constate que les éprouvettes confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal présentent des valeurs du module d'élasticité faibles par rapport à celles obtenus des éprouvettes confectionnées aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor modifié mais dans tous les cas l'effet du traitement mixte ciment/chaux améliore les caractéristiques élastiques (dans notre cas le module d'élasticité) de l'argile traitée à différents dosages de ciment/chaux. Pour une même énergie de compactage la vitesse ultrasonique et le module d'élasticité croient avec l'accroissement du dosage en ciment.

Chapitre IV

Conclusion et recommandation

Chapitre IV : Conclusion et recommandations

IV.1. Conclusion générale :

Au terme de ce mémoire, il serait bien évidemment illusoire de prétendre avoir traité de manière exhaustive tous les aspects du comportement des sols argileux expansifs.

La synthèse bibliographique effectuée à partir de nombreuses références nationales et internationales a permis de souligner quelques affirmations concluantes dont le plus important sont les suivantes :

- ✓ Les sols argileux contenant une plus au moins forte proportion de montmorillonite peuvent être considérés comme expansifs susceptibles de gonfler lors de cycles d'humidification et de rétrécir lors des cycles de séchage. L'identification de ce type de sols en terme de potentiel de gonflement ou de retrait peut être faite de manière indirecte ou de manière directe. On peut simplement montrer que, contrairement aux méthodes d'identification indirectes basées sur des procédures d'essais normalisés, les méthodes de caractérisation directe font appel à des procédures d'essais normalisés et non normalisés.
- ✓ L'emploi des sols expansifs dans leurs états naturels comme matériaux de remblais au de couches de forme routières ou comme support de fondation des ouvrages géotechniques, est normalement déconseillé. Il devient possible après traitement spécifique au ciment et à la chaux.

L'étude expérimentale avait pour finalité de vérifier les aspects physico-mécaniques évoqués ci-dessus et de caractériser le comportement d'une argile naturelle prélevée sur le site urbain de Sidi-Hadjrès dans la wilaya de M'sila en vue de son utilisation en construction routière. Le choix de ce site a été motivé en raison de son extension vers des zones à risque, où des désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voiries et réseaux divers et même dans les constructions civiles et industrielles de faible hauteur.

Les résultats obtenus ont permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les échantillons prélevés sur le site de Sidi-Hadjrès ont été identifiés comme une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications basées sur les caractéristiques géotechniques montrent que cette argile naturelle est caractérisée par des potentiels de gonflement très élevés.
- Le traitement de cette argile a été effectué en utilisant un ciment Portland composé de type MATINE (CPJ-CEMII/B 42,5-NA 442) et une chaux éteinte de type CHL. Les résultats d'essais obtenus permettent de conclure que le traitement mixte au ciment et à la chaux conduit à une amélioration sensible des propriétés mécaniques de l'argile expansive compactée aux conditions de l'optimum Proctor normal et Proctor modifié. On peut d'ailleurs noter que le traitement mixte permet :

- De diminuer l'indice de plasticité, la valeur de bleu du sol, la pression de gonflement et le gonflement libre correspondant : l'argile devient non expansive et mieux compactable ;
- D'accroître les indices de portance (indices CBR immédiat et imbibé), permettant d'accroître la portance de l'argile en place comme en laboratoire et de réduire de ce fait son expansibilité ;
- D'augmenter la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques et de ce fait accroître le module d'élasticité ;
- Les performances acquises par cette argile expansive traitée au ciment et la chaux lui procurent stabilité, durabilité, meilleure résistance et surtout amélioration sensible de ces caractéristiques élastiques (ici le module d'élasticité E). Cependant, les meilleures performances sont obtenues pour un dosage de 2% de ciment et 10% de chaux correspondant à un module d'élasticité d'une valeur de 801,35 MPa pour le cas de l'essai Proctor normale, et un dosage de 10% de ciment et de 2% de chaux correspondant à un module d'élasticité d'une valeur de 2005,37 MPa dans le cas de l'essai Proctor modifié.

IV.2. Recommandations et perspectives :

Ce travail de stabilisation au ciment/chaux d'une argile expansive, réalisé dans le cadre de ce mémoire n'est pas une fin en soi mais nous recommandons fortement pour la poursuite de cette étude de se pencher sur les points suivants :

- Elargir les plages de variation de traitement ciment-chaux.
- Prévoir une période suffisante de maturation du sol traité avant l'exécution de l'essai de portance immédiat
- Le même travail peut être fait en utilisant d'autres types de ciments et de chaux.

Références bibliographiques

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

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

AFNOR (1991) Norme Française : **NF P 94-050** : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.

AFNOR (1991) Norme Française : **NF P 94-053** : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthode du moule.

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 tâche.

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

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

AFNOR (1989) Norme Française : **NF P 18-418** béton : auscultation sonique— mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton.

[1] : **MAHAMED A., KHEMISSA M.** Etude de la portance d'une argile expansive stabilisée à la chaux chaux et ou ciment, Workshop caractérisation et Modélisation des Géomatériaux, université de Biskra, 10-11 mars 2013.

[2] : **Abdelkader DJEDID**, l'identification des sols gonflants pour une démarche unifiée, article

[3] : **Sidi Mohamed AISSA MAMOUNE & Abdelmalek BEKKOUCHE**, Stabilisation d'un sol gonflant par l'ajout de lait de chaux. Zineb BELABBACI, article .

[4] : **Lahcen BOUNA** Fonctionnalisation des minéraux argileux d'origine marocaine par TiO₂ en vue de l'élimination par photocatalyse de micropolluants organiques des milieux aqueux, le 2 novembre 2012.

[5] : **Olivier cuisinier** comportement hydromécanique des sols gonflants compactés, thèse de doctorat, octobre 2002.

[6] : **Houssine EJJAAOUANI**, INTERACTIONS DES FONDATIONS ET DES SOLS GONFLANTS : PATHOLOGIE, CALCULS ET ÉTUDES EXPÉRIMENTALES, thèse de doctorat, juillet 2008.

[7] : **BULTEL. F(2001)** :Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels.Présentée docteur de l'école nationale des ponts et chaussées.

[8] : **Mekki L**, (2004) : Méthodologie d'étude 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). Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf de M'sila, pages 97.

[9] : **Azzouz.Z (2006)** : Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen». Thèse de magister Université de Tlemcen

[10] : **SALAS J.A.J., SERRATOSA J.M. (1957)**. foundations on swelling clays. proceedings, 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London, vol. 1, pp. 424-428.

[11] : **Laakel.A(2008)** : Stabilisation physico chimique des sols sahariens aux lignosulfonates». Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie civil.

[12] : **Redha.B**, (2008); «Stabilisation des sols argileux par la chaux(cas du Kaolin du gisement de Djebel DEBAGH-GUELMA) ». Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf M'sila

[13] : **TOUMIAT .S (2011)** : Etude de la portance d'une argile expansive stabilisée à forte teneur en ciment.

[14] : **MILLOGO,Y(2008)** : Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuses et latéritiques du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques : application au génie civil (bâtiment et route).Présentée pour obtenir le grade de docteur de l'université d'Ouagadougou.

[15] : **Réunion d'ingénieur** , matériaux de construction , Edition Eyrolles 1979.

[16] : « ultrasons de haute intensité », applications industrielles, éd dunod, paris 1971.

[17] : **MARIE-AUDE PLOIX**: (étude de l'atténuation des ondes ultrasonores application au CND des soudures en acier inoxydable austénitique) THESE DE DOCTORAT.

[18] : A. MOUCHTACHI, R. EL GUERJOUA, J.C. BABOUX ET Y. JAYET (Modélisation de la propagation ultrasonore en milieu dispersif ; mesure de vitesse et application à la caractérisation des graphites).

[19] : Fiche technique de l'ultrason (appareil d'auscultation sonore (PULSONIC 58-E4900)).

[20]: Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques, (R74/04), centre de recherches routières CRR, 2004.

Annexes

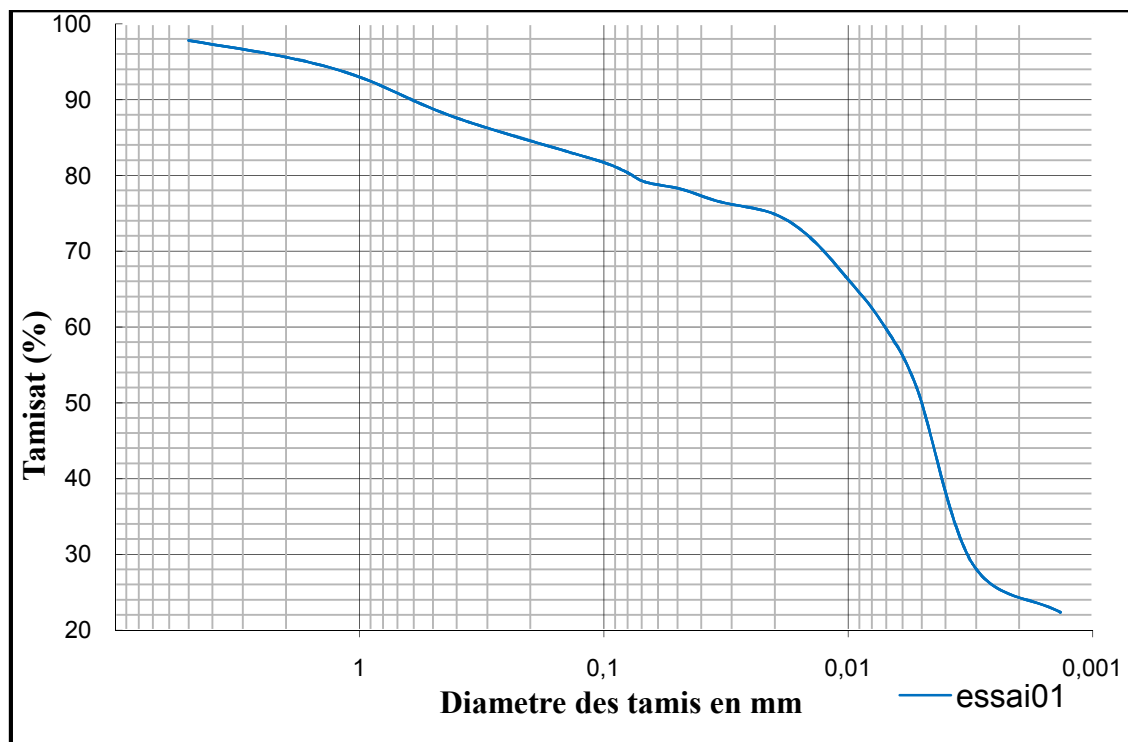


Figure A-1 : courbe d'analyse granulométrique et sédimentométrique de l'essai 01.

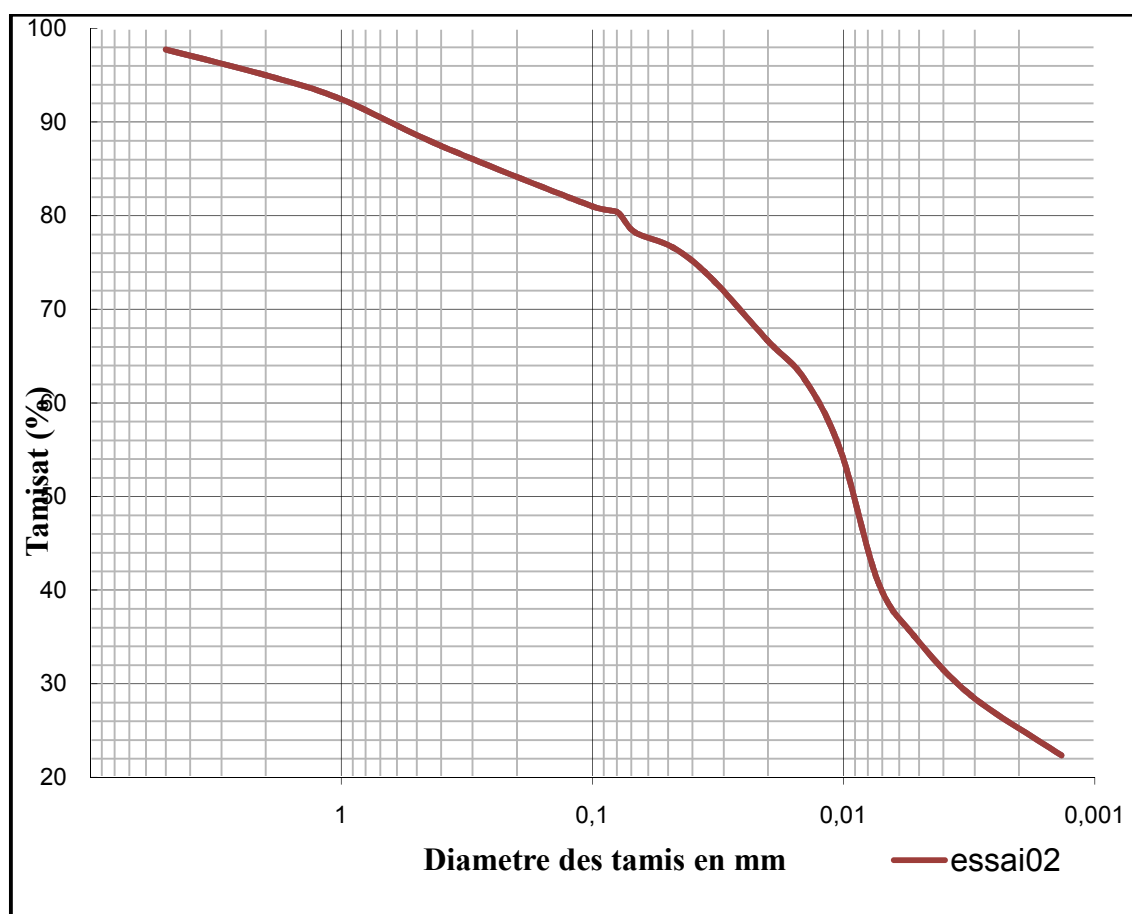


Figure A-2 : courbe d'analyse granulométrique et sédimentométrique de l'essai 02.

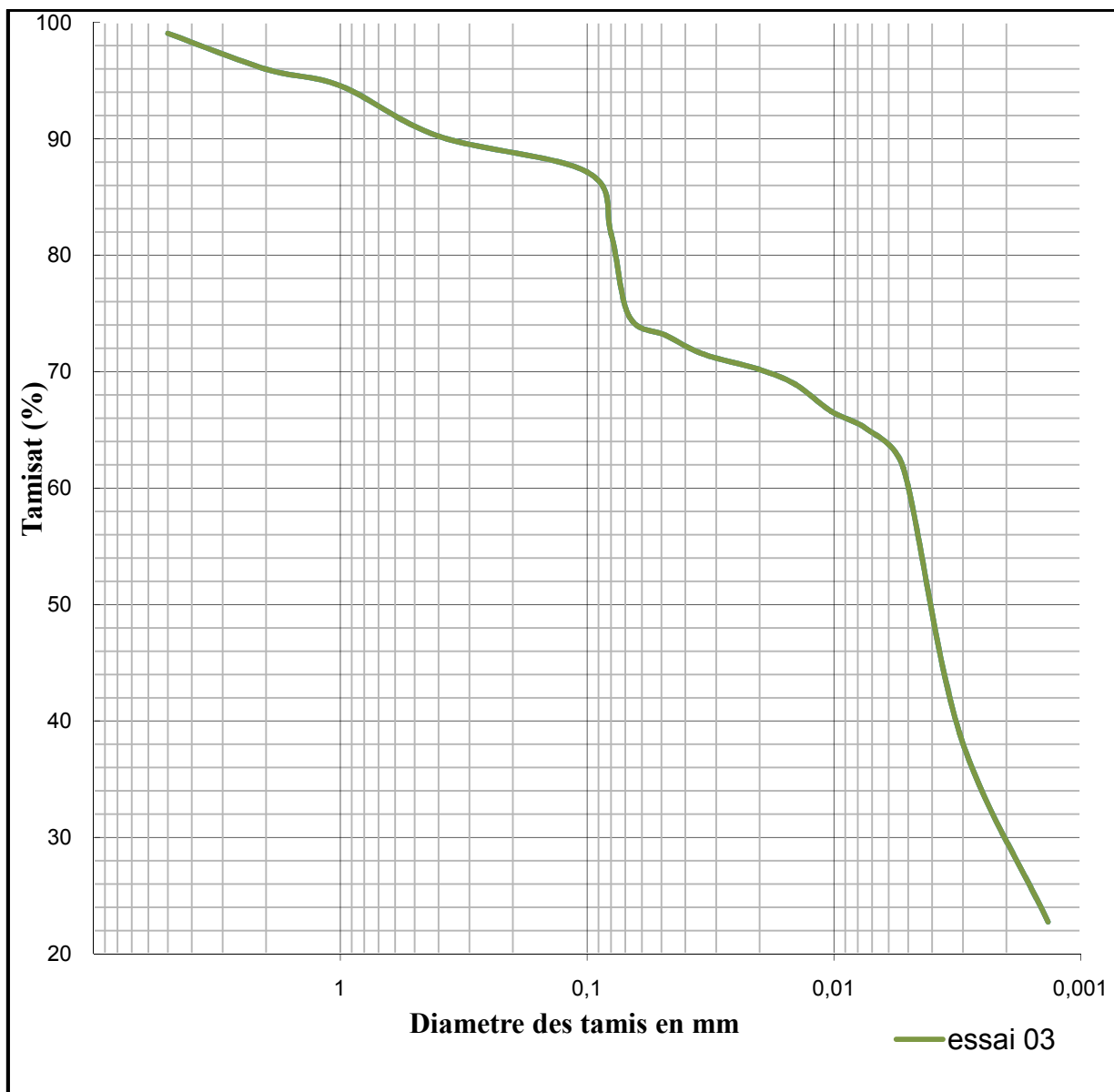
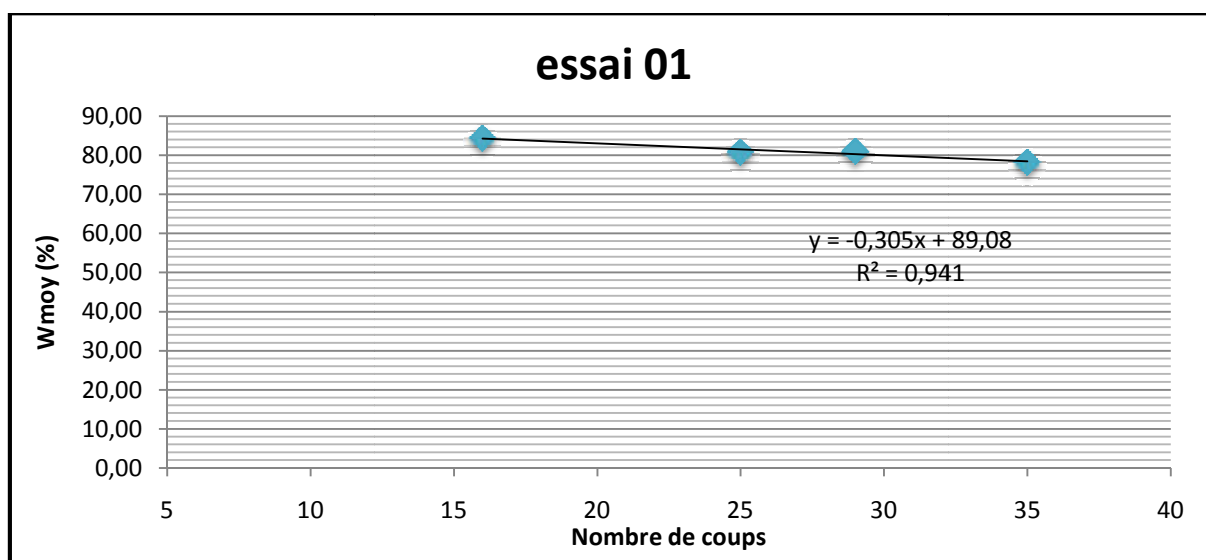


Figure A-3 : courbe d'analyse granulométrique et sédimentométrique de l'essai 03.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	17		21		27		34	
Numéro de la tare	4	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare m _t (g)	46,26	50,32	50,61	48	52,39	51,83	50,09	49,66
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t)(g)	54	57,23	58,59	54,93	60,04	61,66	56,89	56,61
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	50,46	54,07	54,94	51,78	56,64	57,16	53,81	53,49
Masse d'eau m _w (g) =(m _h +m _t) -(m _d +m _t)	3,54	3,16	3,65	3,15	3,40	4,50	3,08	3,12
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	4,2	3,75	4,33	3,78	4,25	5,33	3,72	3,83
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	84,29	84,27	84,30	83,33	80,00	84,43	82,80	81,46
W _{moy} (%)	84,28		83,81		82,21		82,13	
W _L (%)	83,07							
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare m _t (g)	8,76	8,57	8,49	8,52	9	8,7	8,57	8,93
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t)(g)	9,32	9,93	9,75	9,55	9,84	9,52	9,56	9,83
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	9,16	9,67	9,46	9,30	9,65	9,32	9,32	9,62
Masse d'eau m _w (g) =(m _h +m _t) -(m _d +m _t)	0,16	0,26	0,29	0,25	0,19	0,20	0,24	0,21
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	0,4	1,10	0,97	0,78	0,65	0,62	0,75	0,69
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	40,00	23,64	29,90	32,05	29,23	32,26	32,00	30,43
W _{moy} (%)	31,82		30,97		30,74		31,22	
W _p (%)	31,19							
I _p (%)= W _L - W _p	51,88							

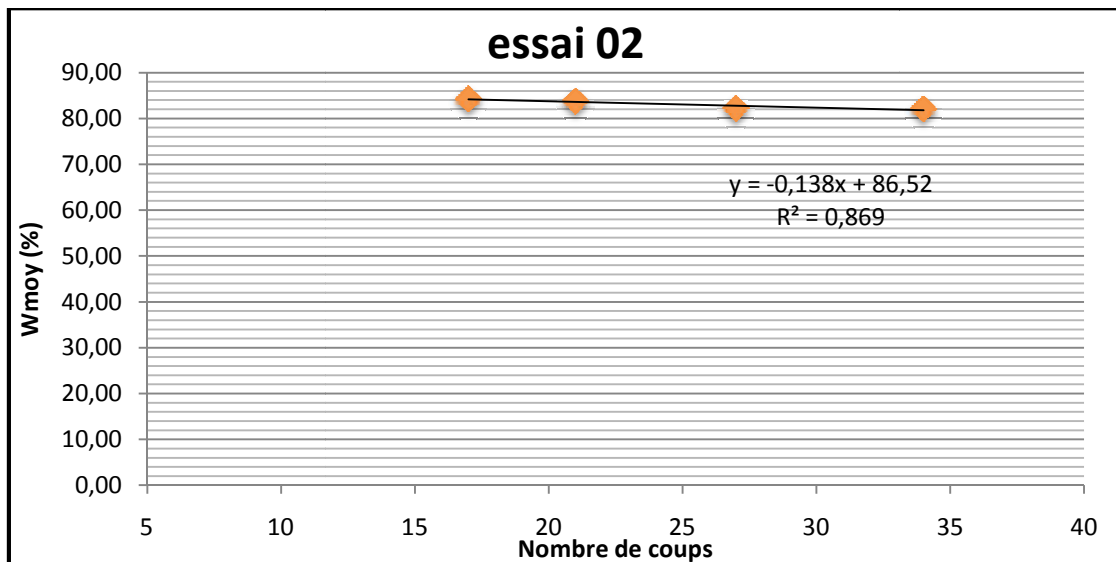
Annexe A-4 :Détermination de la limite de liquidité W_L et limite et plasticité W_p essai 01.



Annexe A-5: Courbe de limite de liquidité W_L en fonction de nombre de coups essai 01.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	16		25		29		35	
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare m _t (g)	8,76	8,55	8,68	8,99	8,57	8,93	17,39	20,42
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t)(g)	15,41	15,41	15,48	16	17,15	14,54	24,08	26,26
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	12,36	12,28	12,44	12,87	13,31	12,03	21,13	23,71
Masse d'eau m _w (g) =(m _h +m _t) -(m _d +m _t)	3,05	3,13	3,04	3,13	3,84	2,51	2,95	2,55
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	3,6	3,73	3,76	3,88	4,74	3,1	3,74	3,29
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	84,72	83,91	80,85	80,67	81,01	80,97	78,88	77,51
W _{moy} (%)	84,32		80,76		80,99		78,19	
W _L (%)	81,455							
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare m _t (g)	3,74	23,11	3,75	3,82	3,88	3,44	3,69	29,88
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t)(g)	4,9	25,01	5,69	5,36	4,53	4,18	4,29	31,71
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	4,62	24,54	5,22	4,99	4,39	4,01	4,16	31,27
Masse d'eau m _w (g) =(m _h +m _t) -(m _d +m _t)	0,28	0,47	0,47	0,37	0,14	0,17	0,13	0,44
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	0,88	1,43	1,47	1,17	0,51	0,57	0,47	1,39
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	31,82	32,87	31,97	31,62	27,45	29,82	27,66	31,65
W _{moy} (%)	32,34		31,80		28,64		29,66	
W _p (%)	30,61							
I _p (%)= W _L - W _p	50,85							

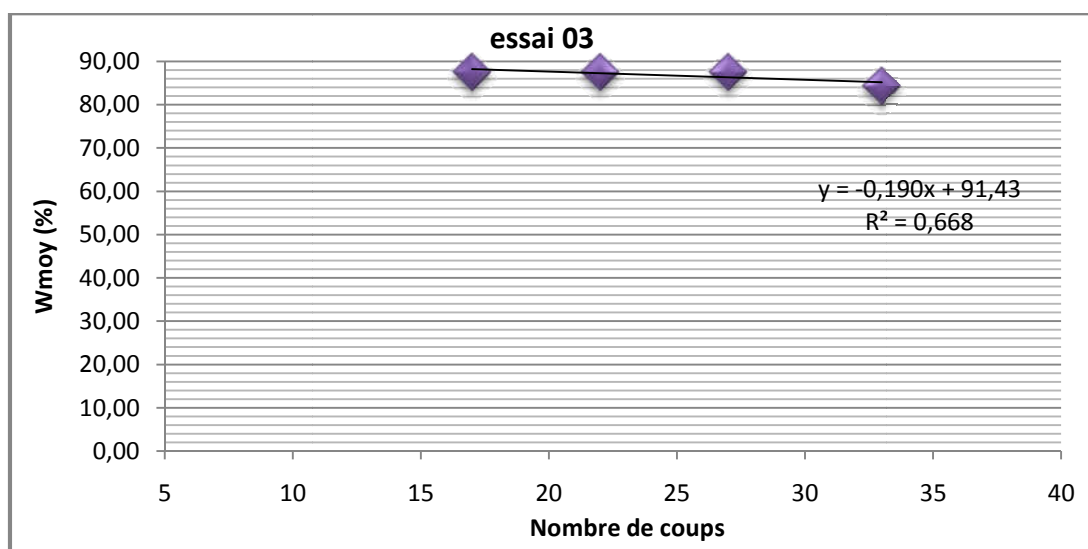
Annexe A-6 : Détermination de la limite de liquidité W_L et limite de plasticité W_p essai 02.



Annexe A-7: Courbe de limite de liquidité W_L en fonction de nombre de coups essai 02.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	17		22		27		33	
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare m _t (g)	52,39	51,83	50,61	48	46,26	50,32	50,09	49,66
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t)(g)	57,72	59,31	56,55	54,98	56,32	56,68	54,49	56,47
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	55,23	55,82	53,78	51,72	51,63	53,71	52,48	53,35
Masse d'eau m _w (g) =(m _h +m _t) -(m _d +m _t)	2,49	3,49	2,77	3,26	4,69	2,97	2,01	3,12
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	2,84	3,99	3,17	3,72	5,37	3,39	2,39	3,69
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	87,68	87,47	87,38	87,63	87,34	87,61	84,10	84,55
W _{moy} (%)	87,57		87,51		87,47		84,33	
W _L (%)	86,68							
Numéro de la tare	1	2	3	4	5	6	7	8
Masse de la tare m _t (g)	8,55	8,69	8,93	8,57	8,78	8,51	8,99	8,48
Masse (du sol humide+tare)(m _h +m _t)(g)	9,39	9,52	9,96	9,34	9,79	9,3	10,13	9,28
Masse (du sol sec+tare) (m _d +m _t) (g)	9,16	9,3	9,67	9,15	9,51	9,08	9,86	9,05
Masse d'eau m _w (g) =(m _h +m _t) -(m _d +m _t)	0,23	0,22	0,29	0,19	0,28	0,22	0,27	0,23
Masse du sol sec m _d (g) = (m _d +m _t) - m _t	0,61	0,61	0,74	0,58	0,76	0,57	0,87	0,57
Teneur en eau w(%) m _w /m _d	37,70	36,07	39,19	32,76	36,84	38,60	31,03	40,35
W _{moy} (%)	36,89		35,97		37,72		35,69	
W _p (%)	36,							
I _p (%)= W _L - W _p	50,11							

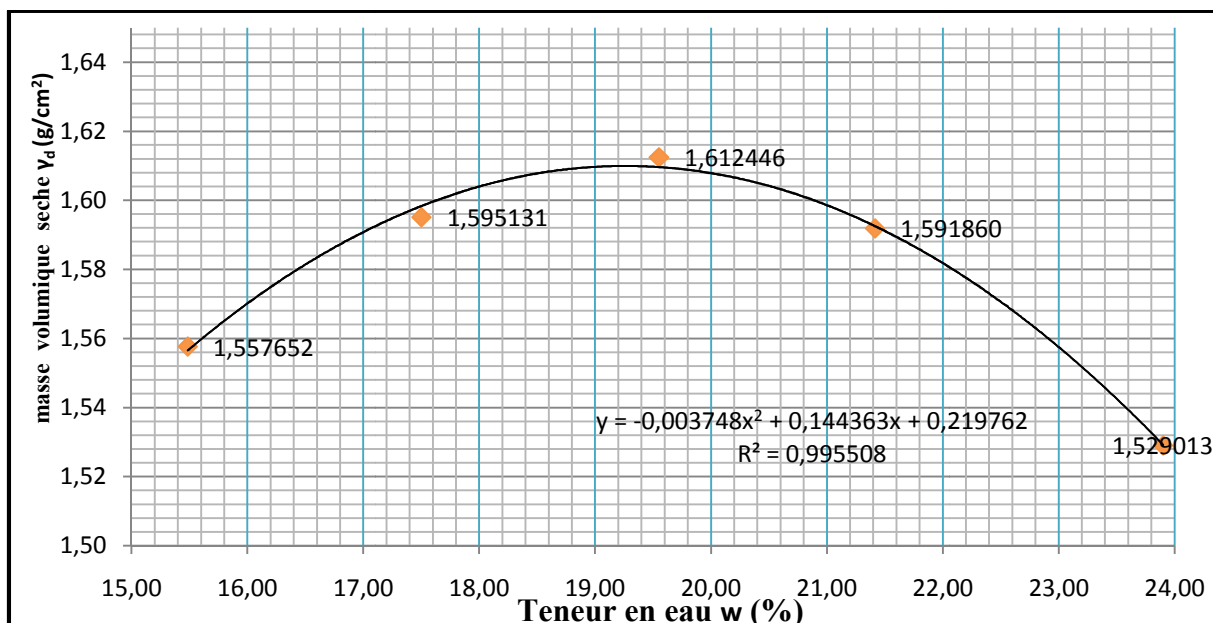
Annexe A-8 : Détermination de la limite de liquidité W_L et limite et plasticité W_p essai 03.



Annexe A-9: Courbe de limite de liquidité W_L en fonction de nombre de coups essai 03.

masse d'eau ajoutée à chaque compact	14	16	18	20	22
masse total humide	5096,63	5167,72	5218,04	5222,80	5186,70
masse du moule	3401,94	3401,94	3401,94	3401,94	3401,94
masse du sol humide	1694,69	1765,78	1816,10	1820,86	1784,76
volume moule	942,10	942,10	942,10	942,10	942,10
masse volumique humide	1,80	1,87	1,93	1,93	1,89
masse volumique sèche	1,56	1,60	1,61	1,59	1,53
masse de la tare N° 1	47,14	31,30	19,97	27,67	24,56
masse (sol humide+tare)	97,30	83,39	72,74	120,28	84,32
masse (sol sec+tare)	90,48	75,80	63,96	103,83	72,89
masse d'eau	6,82	7,59	8,78	16,45	11,43
masse du sol sec	43,34	44,50	43,99	76,16	48,33
teneur en eau W1	15,74	17,06	19,96	21,60	23,65
masse de la tare N° 2	29,17	30,57	20,60	28,85	34,27
masse (sol humide+tare)	68,81	75,26	76,36	115,24	96,73
masse (sol sec+tare)	63,57	68,46	67,40	100,11	84,58
masse d'eau	5,24	6,80	8,96	15,13	12,15
masse du sol sec	34,40	37,89	46,80	71,26	50,31
teneur en eau W2	15,23	17,95	19,15	21,23	24,15
teneur en eau W (%) =(W1+W2)/2	15,48	17,50	19,55	21,42	23,90

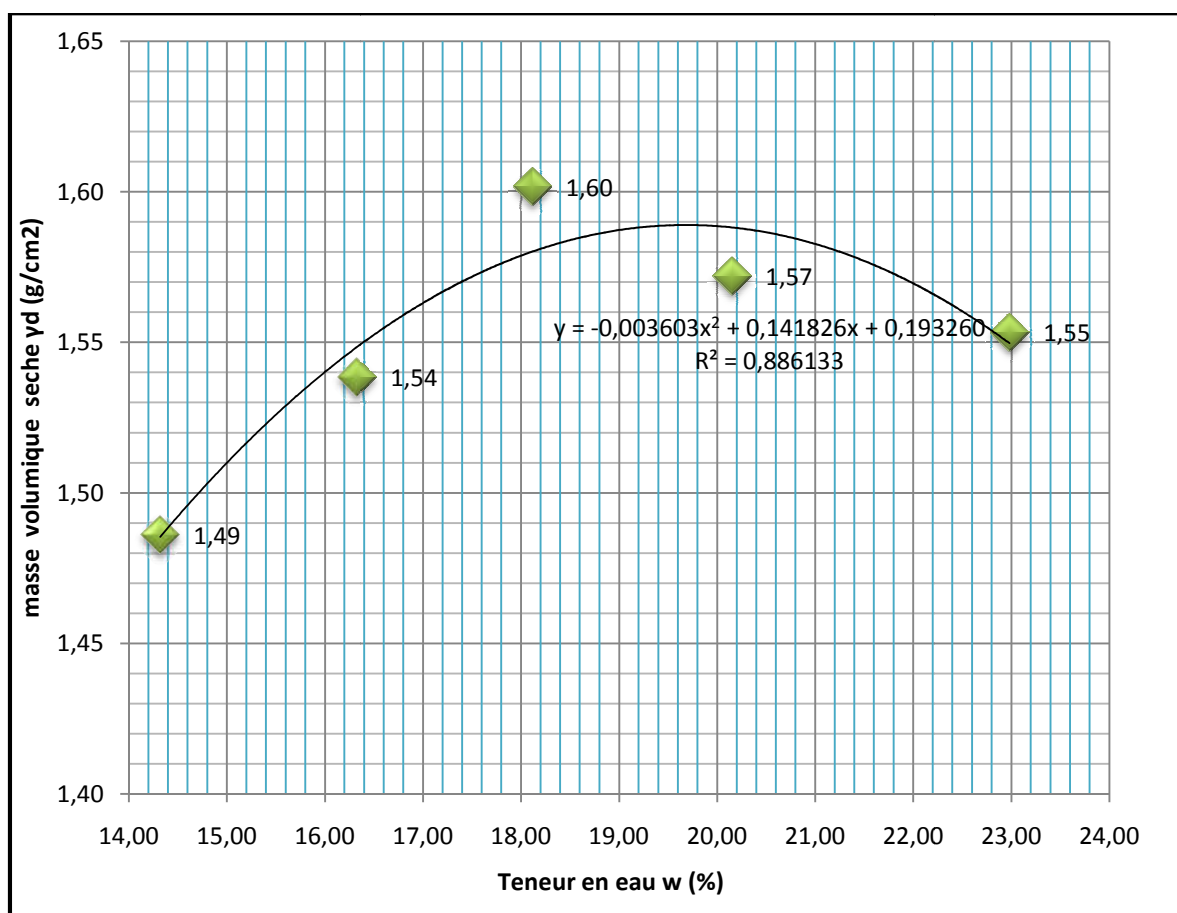
Annexe A-10: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 01 proctor normal.



Annexe A-11: Essai proctor normal (essai 01).

masse d'eau ajoutée a chaque compact	14	16	18	20	22
masse total humide	5000,80	5086,20	5182,60	5179,70	5200,00
masse du moule	3400,20	3400,20	3400,20	3400,20	3400,20
masse du sol humide	1600,60	1686,00	1782,40	1779,50	1799,80
volume moule	942,10	942,10	942,10	942,10	942,10
masse volumique humide	1,70	1,79	1,89	1,89	1,91
masse volumique sèche	1,49	1,54	1,60	1,57	1,55
masse de la tare N° 1	49,90	52,30	50,90	51,90	50,20
masse (sol humide+tare)	115,00	115,70	107,00	116,70	120,60
masse (sol sec+tare)	106,80	106,80	98,40	105,90	107,50
masse d'eau	8,20	8,90	8,60	10,80	13,10
masse du sol sec	56,90	54,50	47,50	54,00	57,30
teneur en eau W1(%)	14,41	16,33	18,11	20,00	22,86
masse de la tare N° 2	50,30	50,70	50,40	50,50	50,10
masse (sol humide+tare)	107,30	112,70	111,00	112,70	115,10
masse (sol sec+tare)	100,20	104,00	101,70	102,20	102,90
masse d'eau	7,10	8,70	9,30	10,50	12,20
masse du sol sec	49,90	53,30	51,30	51,70	52,80
teneur en eau W2 (%)	14,23	16,32	18,13	20,31	23,11
teneur en eau W (%) =(W1+W2)/2	14,32	16,33	18,12	20,15	22,98

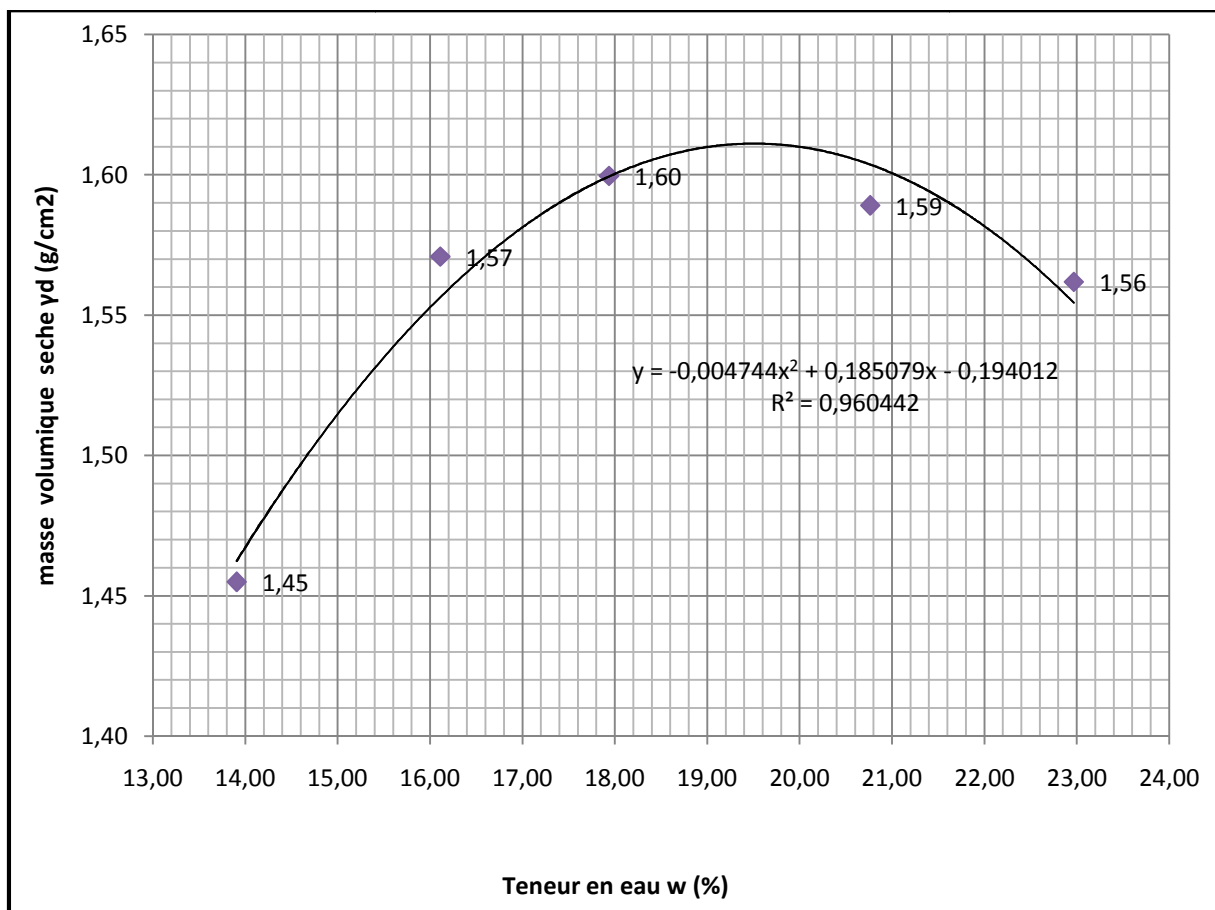
Annexe A-12: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 02 proctor normal.



Annexe A-13: Essai proctor normal (essai 02).

masse d'eau ajoutée a chaque compact	14	16	18	20	22
masse total humide	4962,10	5119,20	5178,10	5208,70	5210,20
masse du moule	3400,80	3400,80	3400,80	3400,80	3400,80
masse du sol humide	1561,30	1718,40	1777,30	1807,90	1809,40
volume moule	942,10	942,10	942,10	942,10	942,10
masse volumique humide	1,66	1,82	1,89	1,92	1,92
masse volumique seche	1,45	1,57	1,60	1,59	1,56
masse de la tare N°1	53,00	50,60	51,70	50,20	52,40
masse (sol humide+tare)	120,30	113,60	125,60	129,70	112,30
masse (sol sec+tare)	112,20	104,90	114,40	115,70	101,20
masse d'eau	8,10	8,70	11,20	14,00	11,10
masse du sol sec	59,20	54,30	62,70	65,50	48,80
teneur en eau W1	13,68	16,02	17,86	21,37	22,75
masse de la tare N°2	50,60	44,70	49,90	50,30	48,00
masse (sol humide+tare)	113,60	111,40	125,90	129,00	109,10
masse (sol sec+tare)	105,80	102,10	114,30	115,80	97,60
masse d'eau	7,80	9,30	11,60	13,20	11,50
masse du sol sec	55,20	57,40	64,40	65,50	49,60
teneur en eau W2	14,13	16,20	18,01	20,15	23,19
teneur en eau W (%) = (W1 + W2) / 2	13,91	16,11	17,94	20,76	22,97

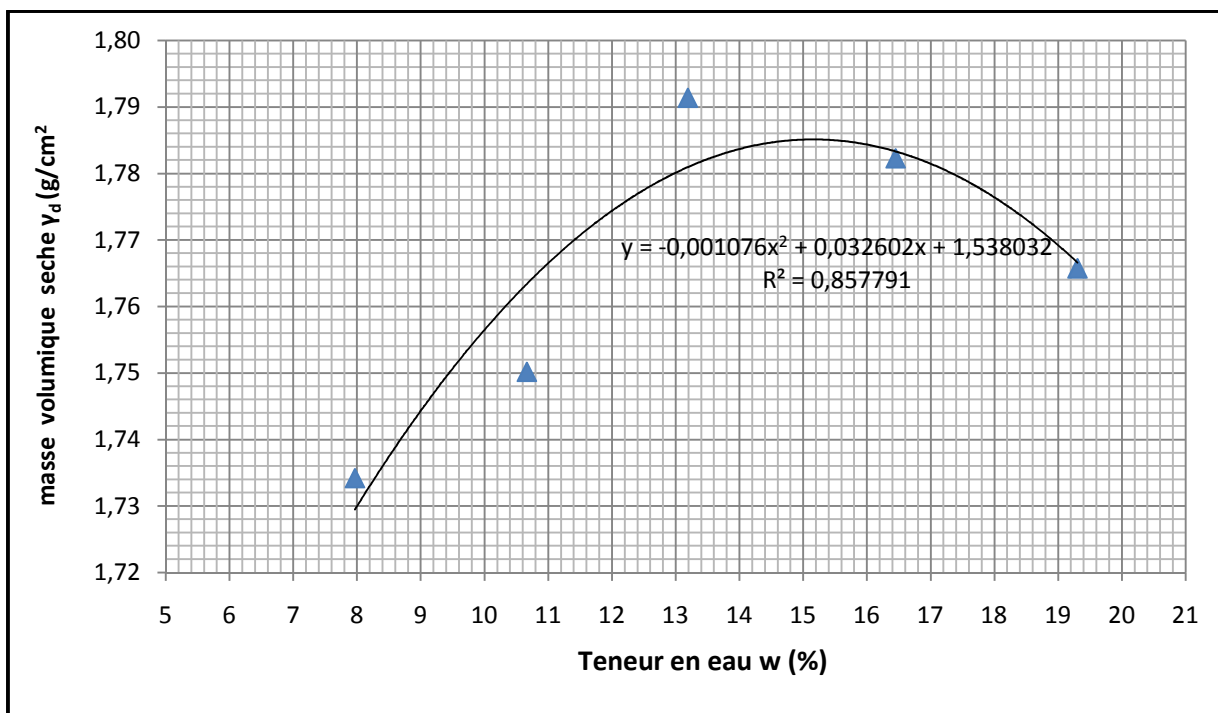
Annexe A-14 : Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 03 proctor normal.



Annexe A-15 Essai 03 proctor normal (essai 03).

masse d'eau ajoutée à chaque compact	6	9	12	15	18
masse total humide	15117,00	15238,00	15442,00	15528,00	15607,00
masse du moule	11200,00	11186,00	11200,00	11186,00	11200,00
masse du sol humide	3917,00	4052,00	4242,00	4342,00	4407,00
volume moule	2092,05	2092,05	2092,05	2092,05	2092,05
masse volumique humide	1,87	1,94	2,03	2,08	2,11
masse volumique sèche	1,73	1,75	1,79	1,78	1,77
masse de la tare	50,19	51,85	50,32	23,90	24,04
masse (sol humide+tare)	124,38	139,37	149,51	111,86	115,93
masse (sol sec+tare)	118,94	130,91	137,98	99,44	101,09
masse d'eau	5,44	8,46	11,53	12,42	14,84
masse du sol sec	68,75	79,06	87,66	75,54	77,05
teneur en eau W	7,91	10,70	13,15	16,44	19,26
masse de la tare	50,61	50,38	53,02	23,78	23,84
masse (sol humide+tare)	154,75	150,49	158,12	106,64	112,85
masse (sol sec+tare)	147,02	140,87	145,84	94,93	98,42
masse d'eau	7,73	9,62	12,28	11,71	14,43
masse du sol sec	96,41	90,49	92,82	71,15	74,58
teneur en eau W	8,02	10,63	13,23	16,46	19,35
teneur en eau W (%)	7,97	10,67	13,19	16,45	19,30

Annexe A-16 : Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 01 proctor modifié.



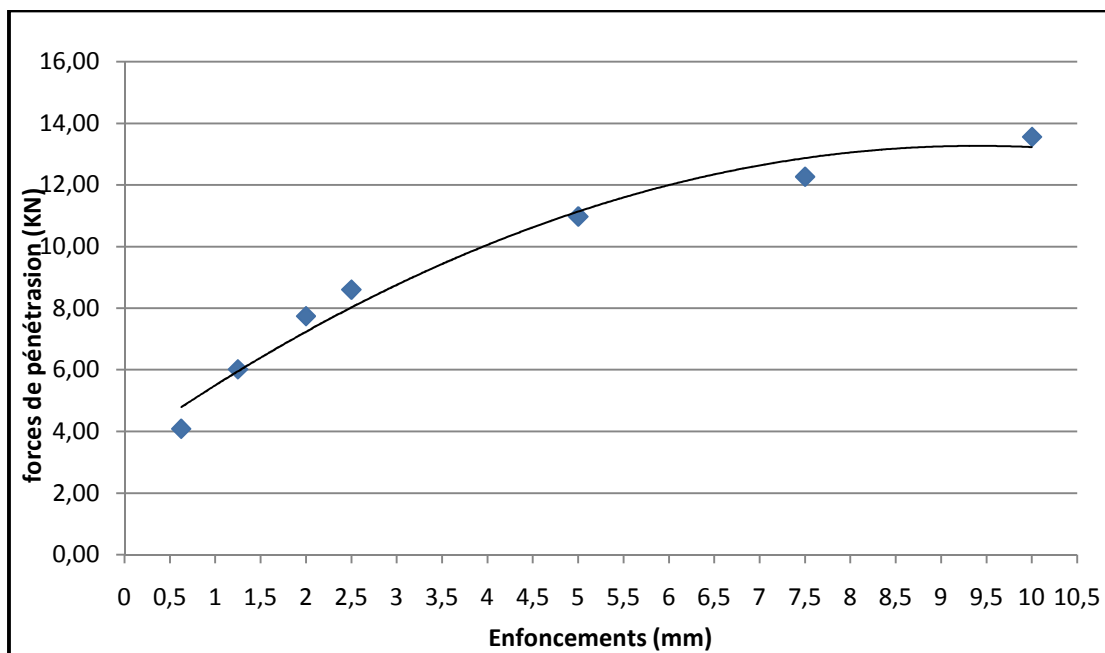
Annexe A-17 : Essai proctor modifié (essai 01).

masse d'eau ajoutée a chaque compact	6	9	12	15	18
masse total humide	15098,10	15240,15	15400,30	15530,35	15610,10
masse du moule	11200,00	11186,00	11200,00	11186,00	11200,00
masse du sol humide	3898,10	4054,15	4200,30	4344,35	4410,10
volume moule	2092,05	2092,05	2092,05	2092,05	2092,05
masse volumique humide	1,86	1,94	2,01	2,08	2,11
masse volumique sèche	1,75	1,78	1,79	1,79	1,77
masse de la tare	20,50	51,50	51,80	20,53	19,30
masse (sol humide+tare)	29,09	57,89	61,21	31,65	33,45
masse (sol sec+tare)	28,55	57,36	60,20	30,14	31,22
masse d'eau	0,54	0,53	1,01	1,51	2,23
masse du sol sec	8,05	5,86	8,40	9,61	11,92
teneur en eau W	6,71	9,04	12,02	15,71	18,71
masse de la tare	19,79	52,25	49,74	19,74	50,12
masse (sol humide +tare)	28,63	58,42	57,97	30,04	68,05
masse (sol sec+tare)	28,13	57,90	57,08	28,59	65,10
masse d'eau	0,50	0,52	0,89	1,45	2,95
masse du sol sec	8,34	5,65	7,34	8,85	14,98
teneur en eau W	6,00	9,20	12,13	16,38	19,69
teneur en eau W (%)	6,35	9,12	12,07	16,05	19,20

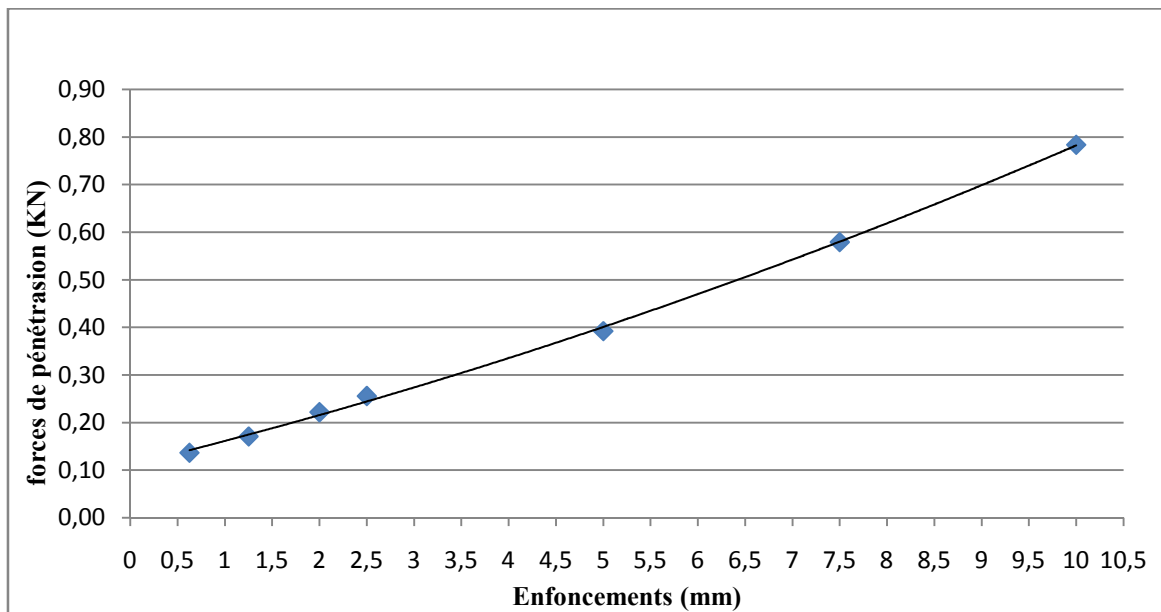
Annexe A-18 : Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 02 proctor modifié.

masse d'eau ajoutée a chaque compact	6	9	12	15	18
masse total humide	15026,15	15200,00	15435,20	15520,20	15580,15
masse du moule	11200,00	11186,00	11200,00	11186,00	11200,00
masse du sol humide	3826,15	4014,00	4235,20	4334,20	4380,15
volume moule	2092,05	2092,05	2092,05	2092,05	2092,05
masse volumique humide	1,83	1,92	2,02	2,07	2,09
masse volumique sèche	1,72	1,75	1,79	1,78	1,77
masse de la tare	50,19	51,85	50,32	23,90	24,04
masse (sol humide+tare)	123,22	140,11	150,22	112,45	114,75
masse (sol sec+tare)	118,94	132,55	138,50	100,56	100,88
masse d'eau	4,28	7,56	11,72	11,89	13,87
masse du sol sec	68,75	80,70	88,18	76,66	76,84
teneur en eau W	6,23	9,37	13,29	15,51	18,05
masse de la tare	50,61	50,38	53,02	23,78	23,84
masse (sol humide+tare)	153,75	149,55	158,06	106,77	111,93
masse (sol sec+tare)	147,02	140,87	145,65	94,93	98,42
masse d'eau	6,73	8,68	12,41	11,84	13,51
masse du sol sec	96,41	90,49	92,63	71,15	74,58
teneur en eau W	6,98	9,59	13,40	16,64	18,11
teneur en eau W (%)	6,60	9,48	13,34	16,08	18,08

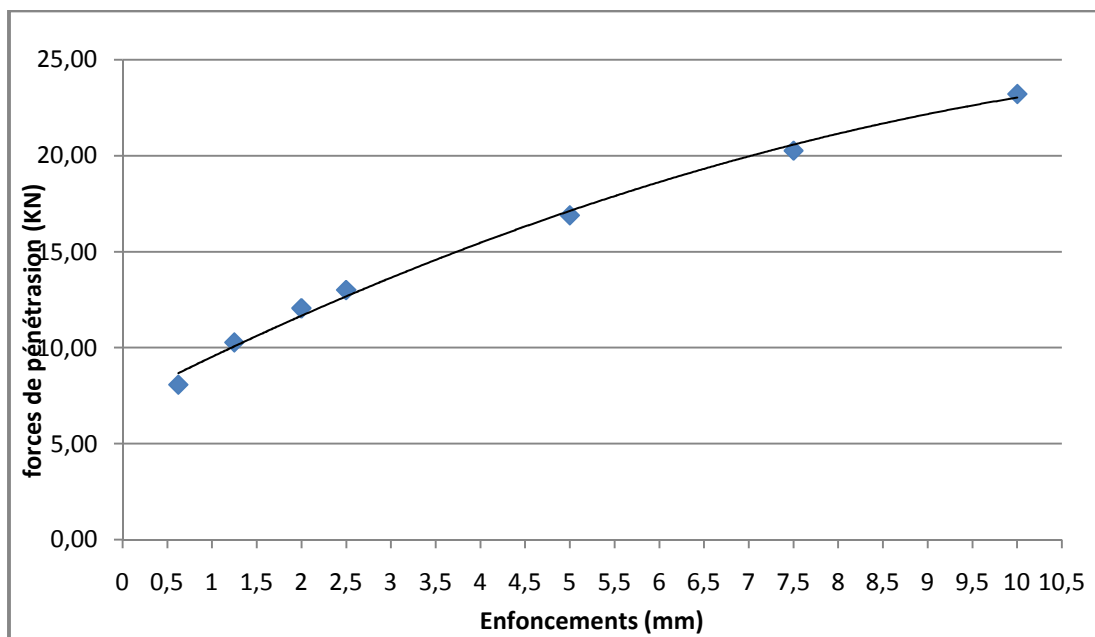
Annexe A-19 : Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 03 proctor modifié.



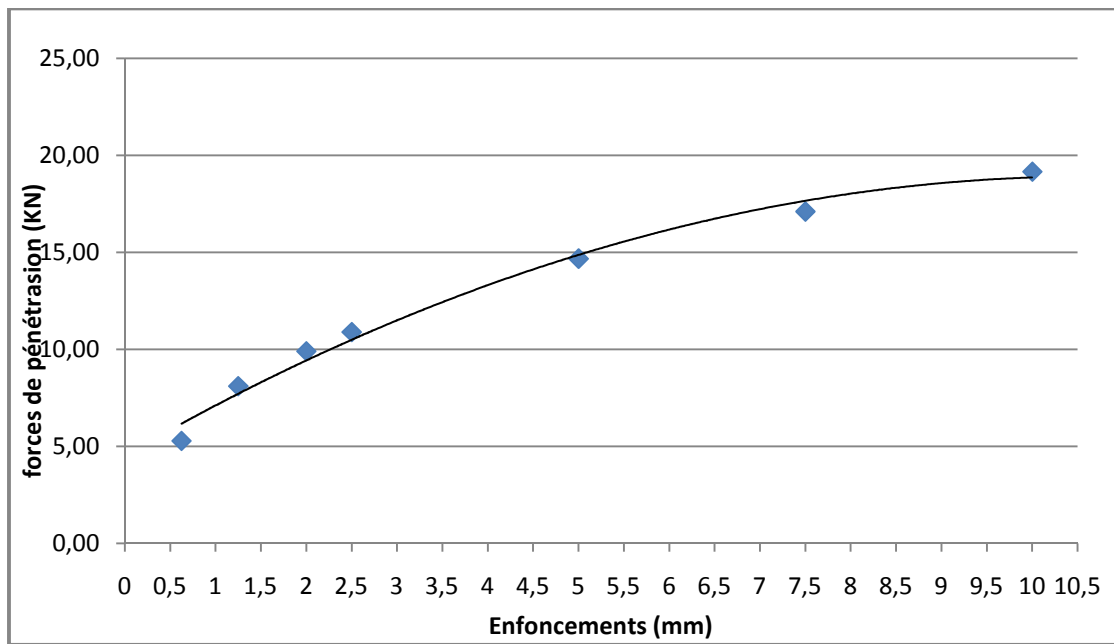
Annexe A-20 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin (CBR immédiat).



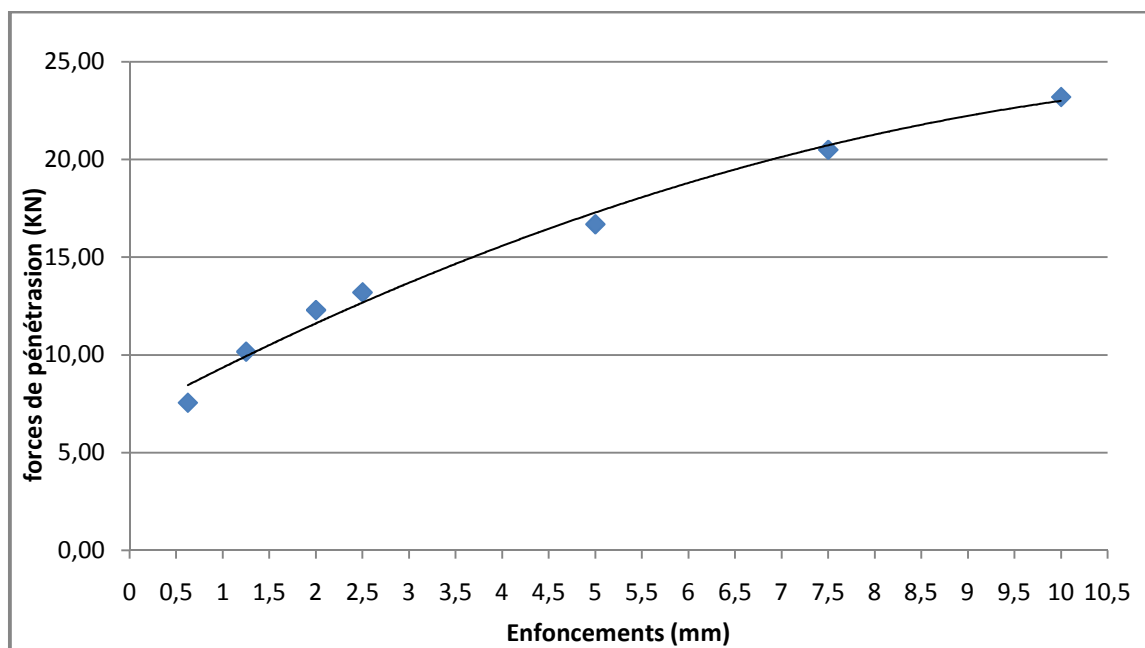
Annexe A-21 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin (CBR après imbibition).



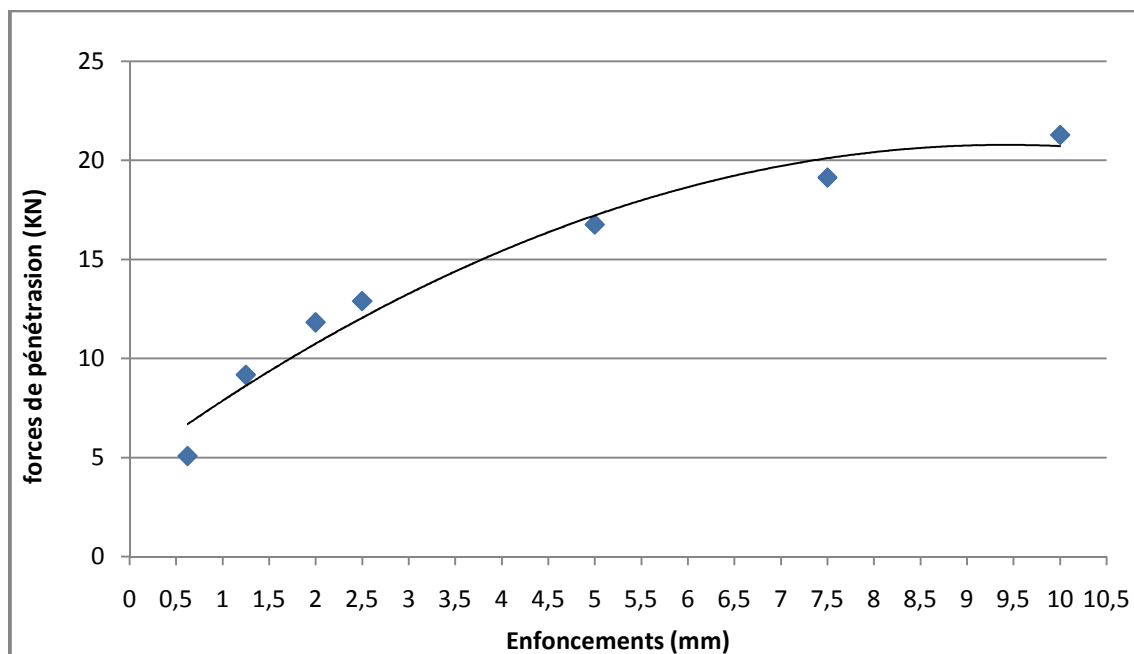
Annexe A-22 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (0/12) (CBR immédiat).



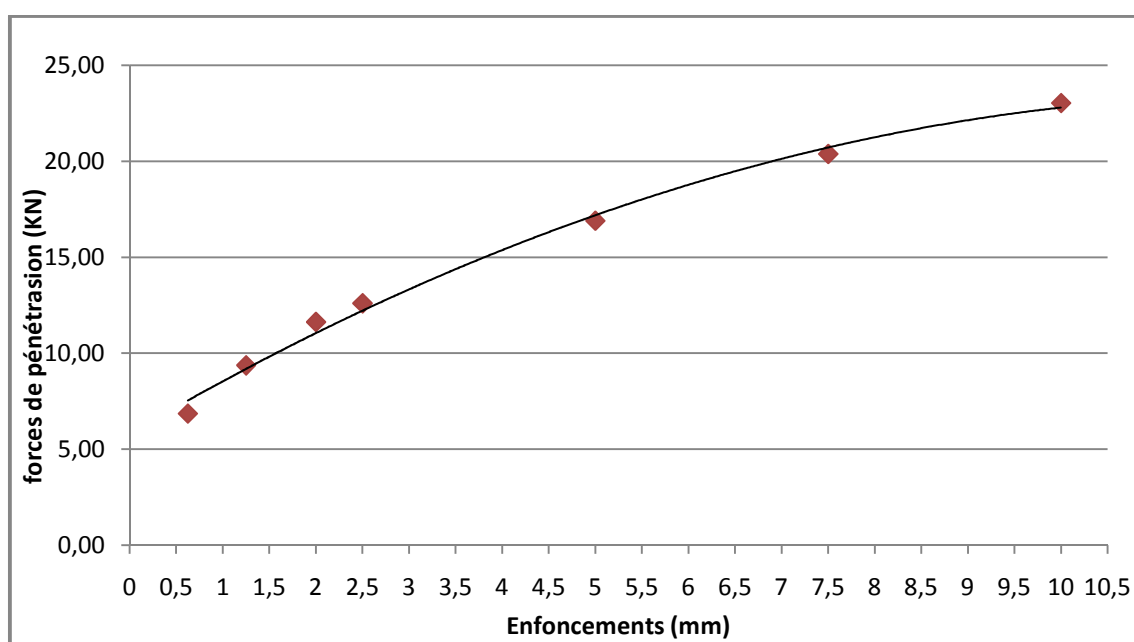
Annexe A-23 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (2/2) (CBR immédiat).



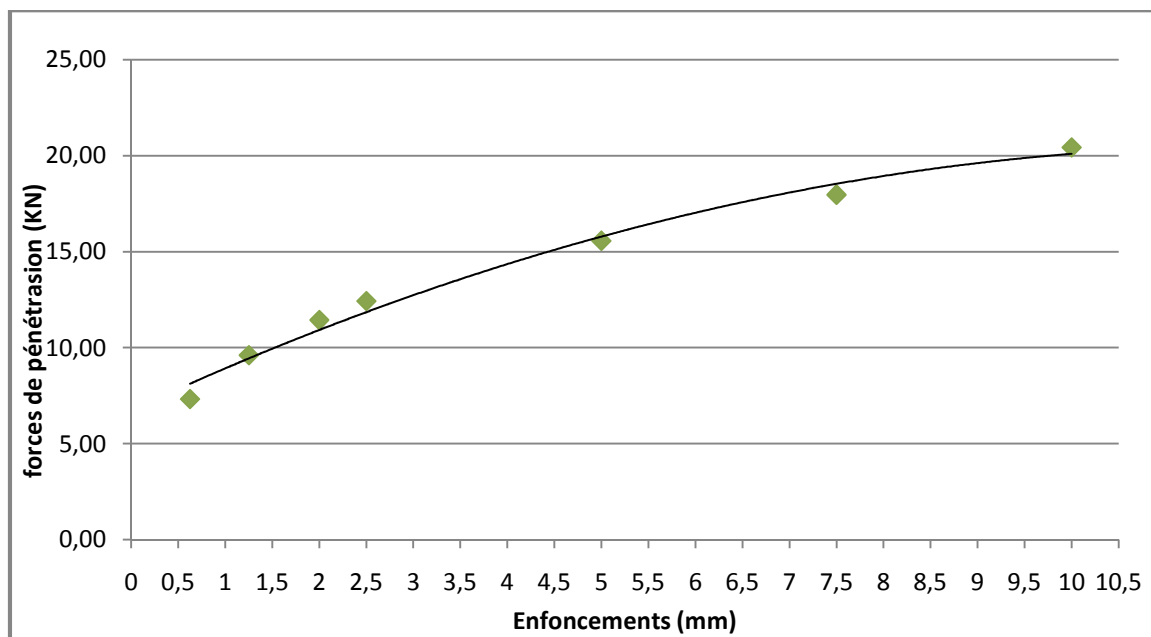
Annexe A-24 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (2/10) (CBR immédiat).



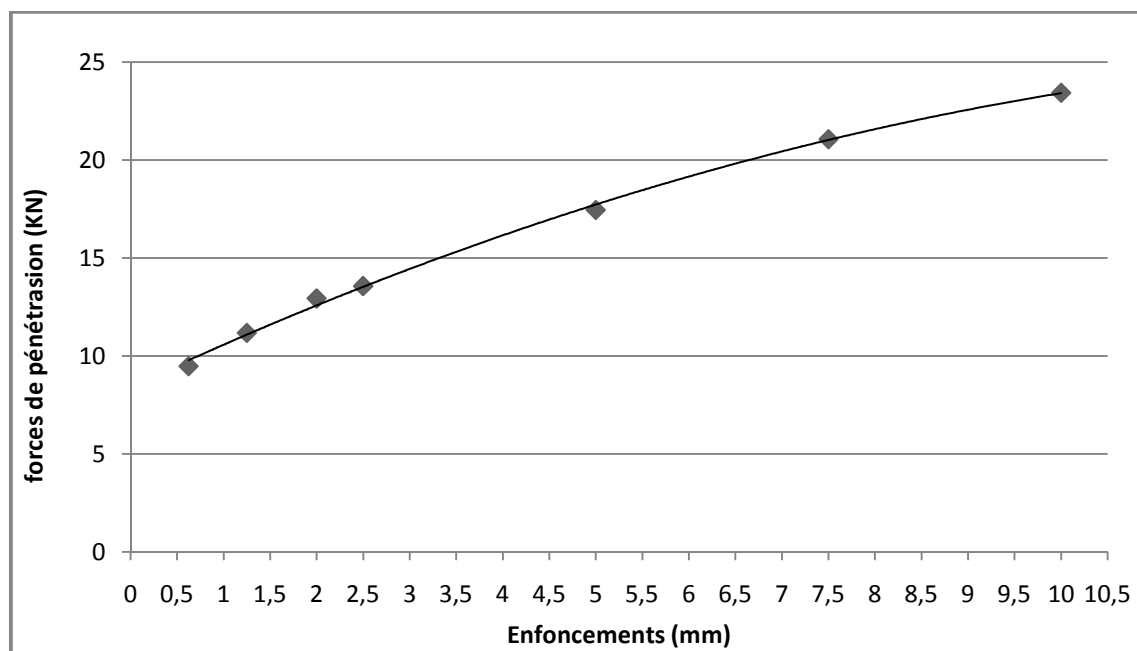
Annexe A-25 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (4/4) (CBR immédiat).



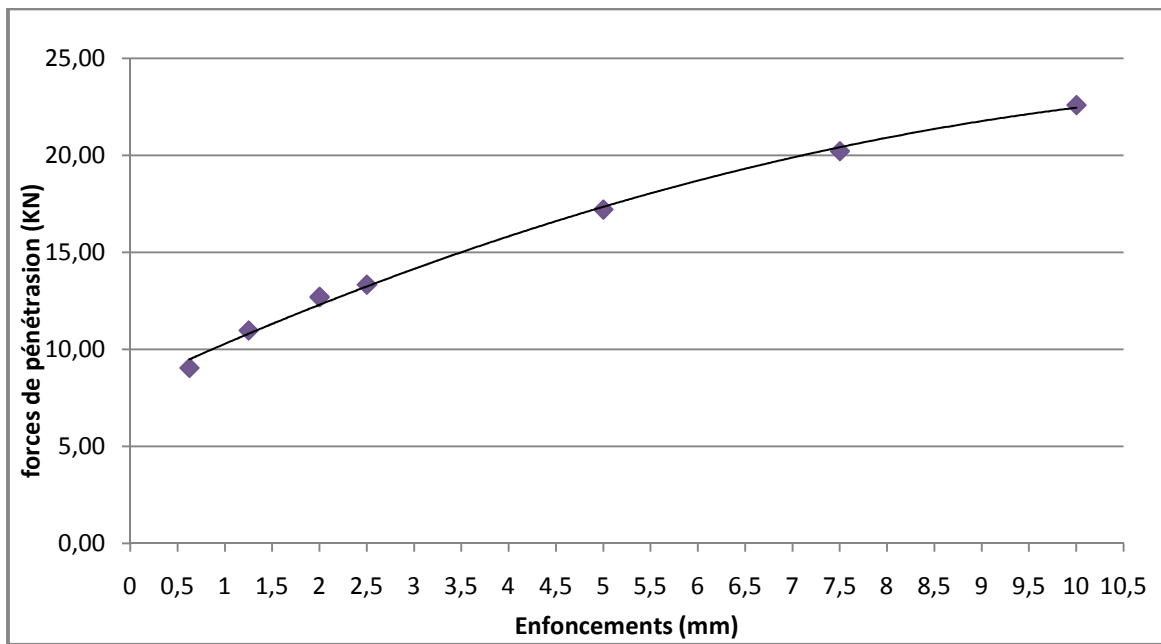
Annexe A-26 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (4/8) (CBR immédiat).



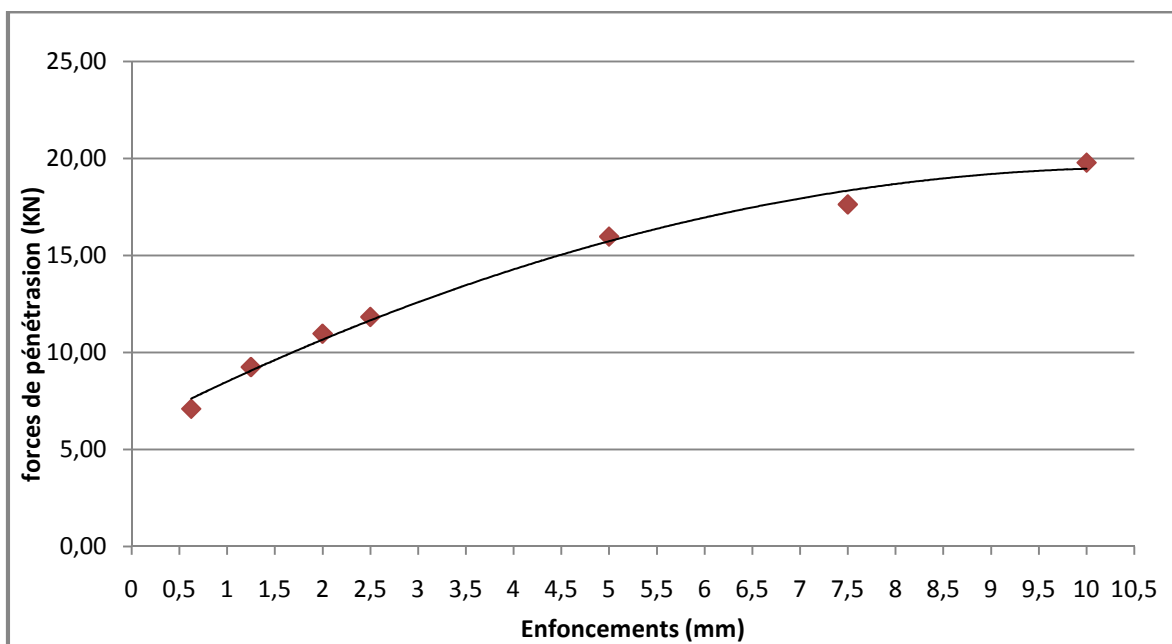
Annexe A-27 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (6/6) (CBR immédiat).



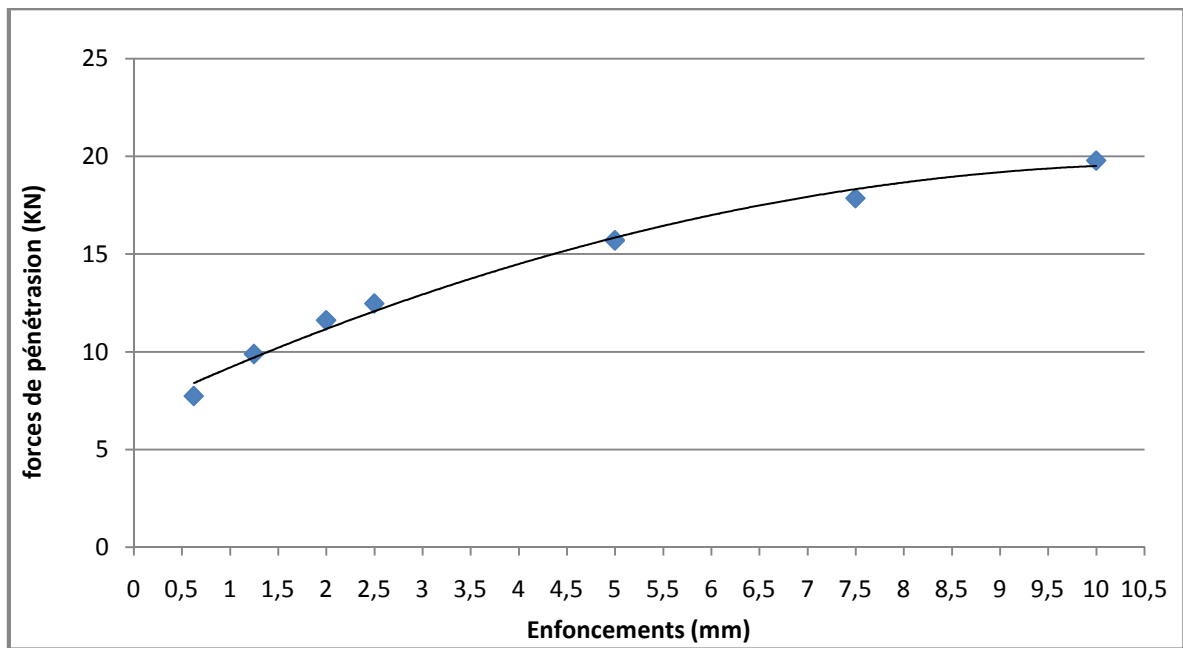
Annexe A-28 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (8/4) (CBR immédiat).



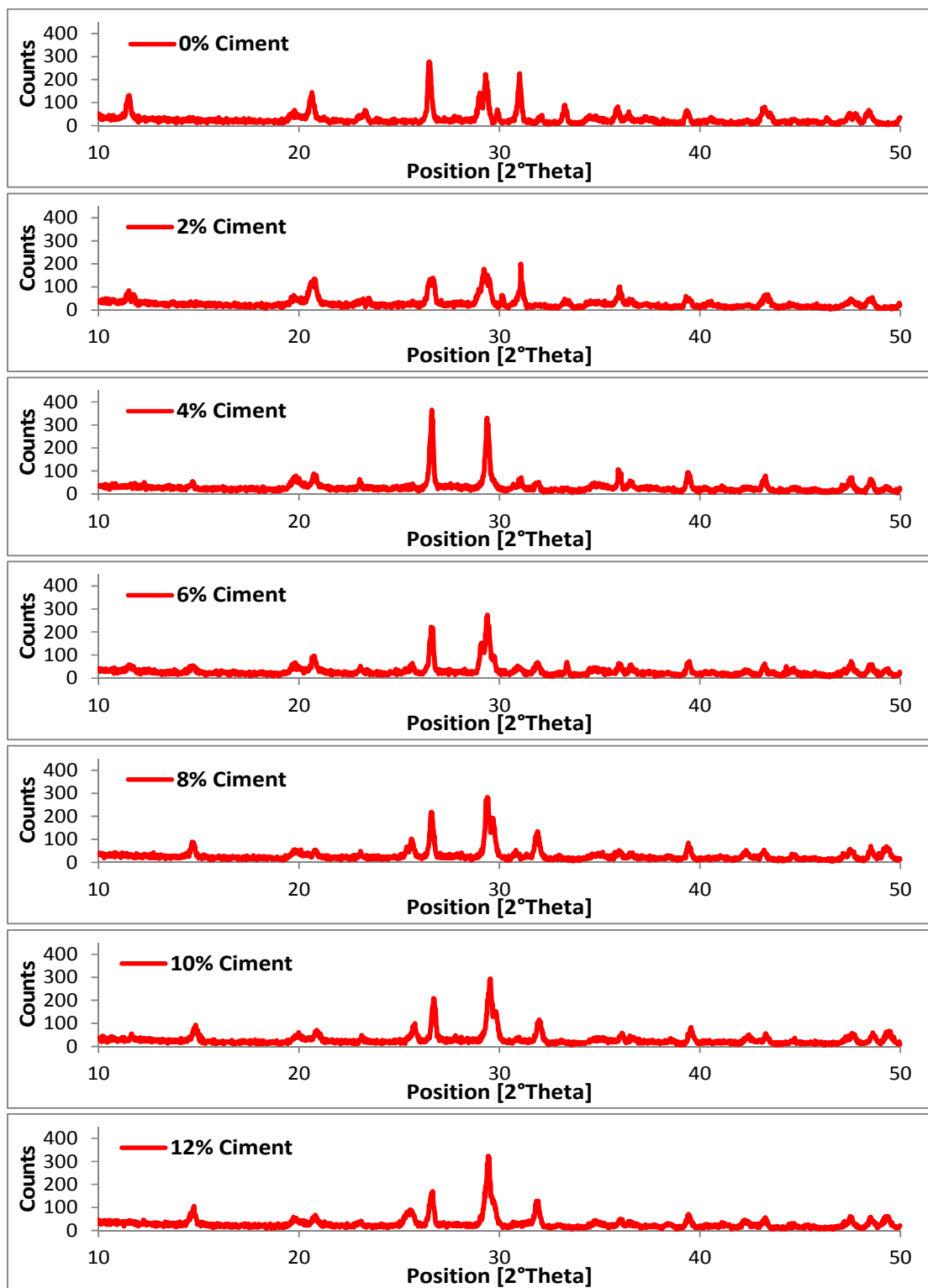
Annexe A-29 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (8/8) (CBR immédiat).



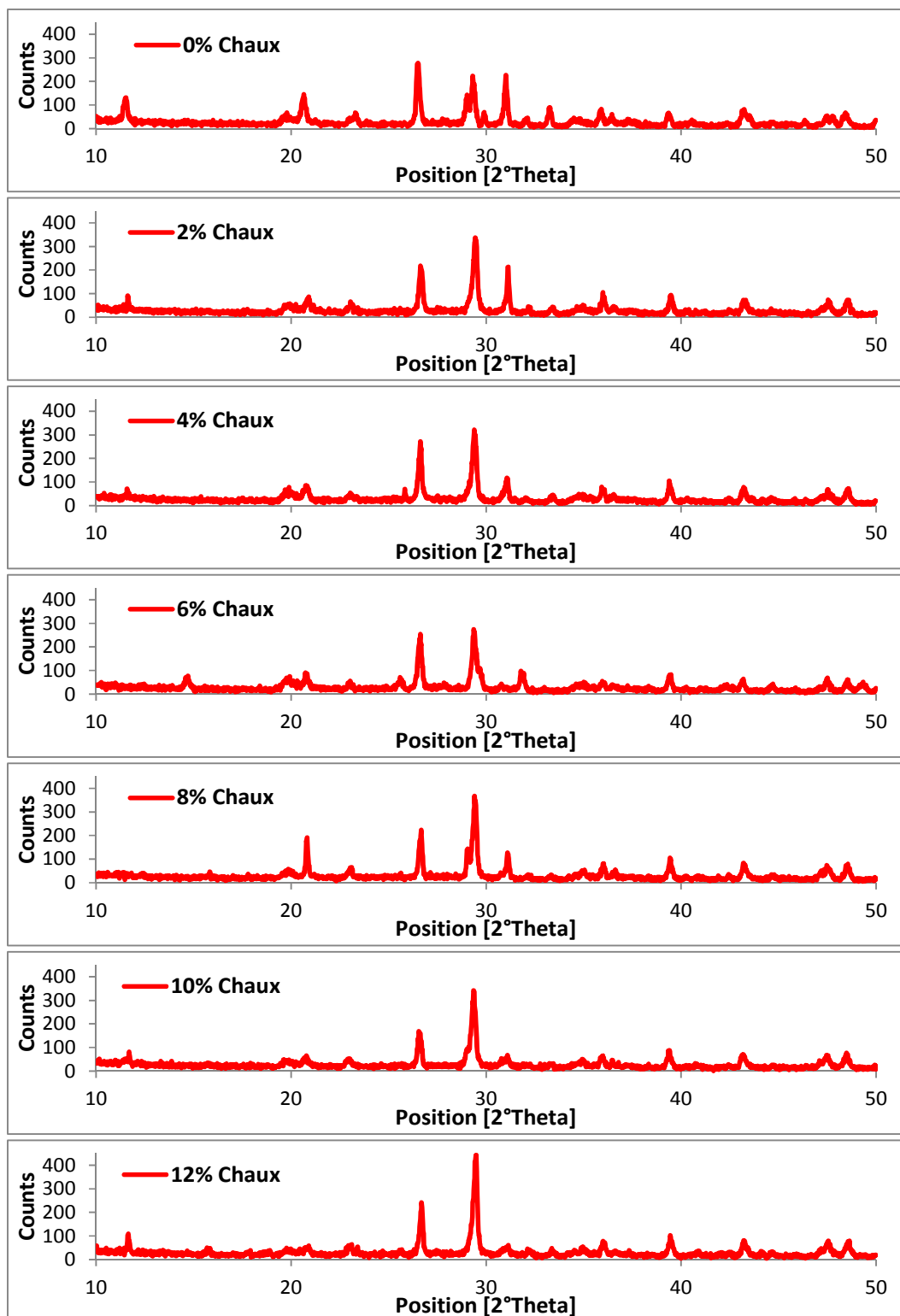
Annexe A-30 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (10/2) (CBR immédiat).



Annexe A-31 : Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (12/0) (CBR immédiat).



Annexe A-32 : Courbes DRX de l'argile traitée au ciment et évolution des pourcentages des éléments minéraux correspondants.



Annexe A-33 : Courbes DRX de l'argile traitée au chaux et évolution des pourcentages des éléments minéraux correspondants.

ملخص:

قد سبب وجود التربة الإنتفاخية في مناطق كثيرة من الجزائر الكثير من الأضرار و التي اعتبرت مكلفة للغاية في كثير من الأحيان وقد اقترحت العديد من الحلول والعلاجات، من بينها: الاستقرار الكيميائي والميكانيكي أو الفيزيائي. استقرار التربة الإنتفاخية هو فرع من البحوث التي لقيت الاهتمام أكثر وأكثر، لذلك هنالك حاجة لتحديد وسيلة لتحقيق الاستقرار على نحو فعال واقتصادي .

ويستند العمل المقدمة في هذه الأطروحة إلى دراسة عملية في المخابر على تطوير التربة الإنتفاخية في منطقة سيدي هجرس ولاية مسيلة والعمل على استقرارها ودراسة تغيراتها بإضافة الكلس و الاسمنت معا بنسب مختلفة ، لهذا، تم تحديد الاختبارات والفحوص الميكانيكية التي تجرى على هذا النوع من التربة وأظهرت النتائج تحسن واضح في خصائص التربة بعد المعالجة مثل الخصائص التعريفية الجيوتقنية وزيادة في قوة التحمل، التشكل، التحلل، التفكت ، والزيادة في سرعة الموجات فوق الصوتية التي تؤدي إلى الزيادة في المرونة و المقاومة.

كلمات مفتاحية : توسعية الطين ,الاستقرار ,الكلس ,الاسمنت ,التحمل ,سرعة الموجات ,المقاومة ,المرونة.

Résumé :

La présence des sols gonflants dans plusieurs régions d'Algérie a causée des endommagements aux superstructures souvent assez coûteuses. Plusieurs solutions sont proposées comme remèdes, parmi elles : la stabilisation chimique, mécanique ou physique.

La stabilisation des argiles expansives est une branche de recherche qui suscite de plus en plus d'intérêt, donc il y a nécessité de définir un procédé de stabilisation efficace et économique.

Le travail présenté dans ce mémoire est basé sur une étude de laboratoire sur les caractéristiques élastiques d'une argile expansive de la région de Sidi Hadjeres de la wilaya de M'sila stabilisée par l'incorporation de différents teneurs mixtes en chaux vive et ciment portland. Pour cela, des essais d'identification et des essais mécaniques ont été effectués sur cette argile et les résultats obtenus mettent en évidence une amélioration certaine et nettement meilleure des caractéristiques géotechniques telles que les paramètres de consistance, la portance la résistance et l'augmentation de la vitesse des ondes ultrasoniques qui conduisent à une amélioration de ses caractéristiques élastiques.

Mots clés : argile expansive, stabilisation, ciment, chaux, mixte, portance, vitesse des ondes ultrasoniques, caractéristique élastique.

Abstract :

The presence of expansive soils in several regions of Algeria has caused damages to the superstructures often quite costly. Several solutions are offered as remedies, among them : the stabilization chemical, mechanical or physical.

The stabilization of expansive clays is a research branch that is attracting more and more interest, so there needs to define an efficient and economic stabilization process.

The work presented in this memoir is based on an experimental study of an expansive clay from the Sidi Hadjres region of the Wilaya of M'Sila stabilized by incorporating different concentrations mixed lime and portland cement. For this, identification tests, mechanical tests and ultrasonic tests were carried out on the clay and the results highlight some much better and improved geotechnical characteristics such as texture parameters, the lift and the increasing the velocity of propagation of the ultrasonic waves which result in an improvement of its elasticity characteristics.

Key words : expansive clay, stabilization, cement, lime, lift, cement, mixed, the bearing capacity, velocity of ultrasonic, elasticity.