



**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 a
faible teneur de mélange ciment-chaux**

Dirigé par :

- M^r. KHMISSE Mohamed, Professeur Encadreur
- M^r. MAHAMEDDI Abdelkrim, M.A.A Co-encadreur

**Présenté par:
BAKHTI aissa**

Promotion : 2015/2016.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, ma mère, mon père, mes frères

A tous mes meilleurs amis et à toute la promotion 2016.

BAKHTI AISSA

Remerciements

Toute ma gratitude et remerciements vont à mon Dieu le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour effectuer ce travail.

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

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

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

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 :

M^r BAKHTI Aissa: pour le traitement du sol à faible teneur en ciment/chaux,

M^r HAMOUMA Djamel Eddine: pour le traitement du sol à forte teneur en ciment/chaux,

La soutenance étant présentée par chacun d'eux séparément.

Les Encadreurs :

M^r KHEMISSA Mohamed , Professeur Encadreur

M^r MAHAMEDI Abdelkarim, M.A.A Co-encadreur

Sommaire

Remerciements
Liste des tableaux
Liste des figures

Résumé

Abstract

Introduction générale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre I..... 4

I.1 . Introduction :..... 4

I.2 . Les argiles :..... 4

I.3 . Mécanismes de gonflement des argiles :..... 8

I.4 . Identification des sols gonflants :..... 10

I.5 . Stabilisation des sols argileux :18

.6 . Les ciments : **Erreur ! Signet non défini.**

.7 . La chaux29

Chapitre II 35

II.1 Introduction : 35

II.2 Sol non traité :..... 36

.3 Sol traité:..... 52

Chapitre III 53

III.1 Introduction : 53

.2 : Sol non traité : 53

III.3: Sol traité : 69

Chapitre IV 90

IV.1 . Conclusion générale :..... 90

IV.2 . Recommandations et perspectives : 91

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux :

Tableau I-1: Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al, 1962).

Tableau I-2 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

Tableau I-3 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

Tableau I-4 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

Tableau I-5 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Tableau I-6 : Pourcentage des éléments chimiques du ciment.

Tableau I-7 : Les spécifications des chaux à usage routier.

Tableau I-8 : Paramètres chimiques de la chaux de Saida.

Tableau I-9 : Paramètres mécaniques de la chaux de Saida.

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

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

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

Tableau III-4 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie.

Tableau III-5 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique sédimentométrie.

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

Tableau II-9: Récapitulation de l'essai Proctor normal.

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

Tableau II-14 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. immédiat.

Tableau II-15 : contrainte moyenne du sol témoin.

Tableau II-16 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. imbibé.

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

Tableau II-18 : Comparaison des potentiels de gonflement déterminés par différentes méthodes.

Tableau III-19: les analyses chimiques pour différent dosages en ciment/chaux.

Tableau III-20: Résultats des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes dosage en ciment/chaux.

Tableau III-21 : Résultats des indices C.B.R. immédiats pour différentes teneurs en ciment/chaux.

Tableau III-22: Résultats des contraintes en fonction des enfoncements pour différentes dosages en ciment/chaux.

Tableau III-23: Résultats des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes dosage en ciment/chaux.

Tableau III-24: Résultats des indices C.B.R. imbibés pour différentes dosages en ciment/chaux.

Tableau III-25: Résultats des teneurs en eau après imbibition et les gonflements linéaires pour différentes dosages en ciment/chaux.

Tableau III-26 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique (Proctor normal).

Tableau III-27 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique (Proctor modifié).

Tableau III-28 : Valeurs de module d'élasticités à différents dosage en ciment/chaux (Proctor normal).

Tableau III-29: Valeurs de module d'élasticités à différents dosage en ciment/chaux (Proctor modifié).

Figure III-30: Modules d'élasticité des échantillons de sol confectionnés aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal et Proctor modifié.

Liste des figures

Figure I-1: Localisation du site de prélèvement.

Figure I-2 : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

Figure I-3:Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

Figure I-4 : Structure des argiles du groupe des smectites.

Figure I-5:Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005).

Figure I-6: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles(Mitchell, 1986).

Figure I-7 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

Figure I-8: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Figure I-9: Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

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

Figure I-11: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Figure I-12: Essais de gonflement libre.

Figure I-13: Essais de gonflement en parallèle.

Figure I-14: Essai de gonflement à volume constant.

Figure I-15: Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

Figure I-17 : La composition du ciment.

Figure I-18 : Les étapes de fabrication du ciment.

Figure II-1: Détermination du poids volumique humide

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

Figure II-3: Appareillage de limites d'Atterberg.

Figure II-4 : appareillage de l'essai au bleu de méthylène.

Figure II-5: Valeurs de bleu de quelques sols.

Figure II-6 : Appareil essai Proctor

Figure II-7 : Appareil de poinçonnement (essai CBR).

Figure II-8 : Imbibition des échantillons (essai CBR).

Figure II-9 : 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-10 : 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 σ_z 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-11 : mesure par ultrasons

Figure II-12: Mesures en transparence directe

Figure II-13: mesure en surface

Figure II-14: mesure en transparence par rayonnement

Figure II-15: L'appareil de l'ultrason

Figure II-16: 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 d'Analyse granulométrique par sédimentométrie.

Figure III-4 : Courbe d'Analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

Figure III-5 : Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).

Figure III-6 : Résultats des essais Proctor normal.

Figure III-7 : Résultats des essais Proctor modifié.

Figure III-8 : Effet du traitement mixte sur les paramètres de compactage de l'argile.

Figure III-9: Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).

Figure III-10: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).

Figure III-11: Classification du sol étudié (Seed et al. (1962)).

Figure III-12: Classification du sol étudié (Dakshnamurphy et al(1973)et Chen (1988)).

Figure II-13: Histogramme des analyses chimiques pour différent teneur en ciment/chaux.

Figure II-14: Histogramme de DRX de l'argile traitée à la chaux.

Figure II-15: Courbes DRX de l'argile traitée à la chaux et évolution des pourcentages des éléments minéraux correspondants.

Figure II-16: Histogramme de DRX de l'argile traitée à la ciment.

Figure II-17: Courbes DRX de l'argile traitée à la chaux et évolution des pourcentages des éléments minéraux correspondants.

Figure II-18: Influence du traitement mixte sur les limites de consistance de l'argile.

Figure III-19: Courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes teneurs ciment/chaux (C.B.R. immédiat).

Figure III-20: Courbes des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement (C.B.R. immédiat)

Figure III-21: Indices C.B.R. immédiats en fonction des dosages en ciment/chaux.

Figure III-22: Courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes dosages ciment/chaux (après imbibition).

Figure III-23: Courbes des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement (après imbibition).

Figure III-24: Indices C.B.R après imbibition en fonction des dosages en ciment/chaux.

Figure III-25: Histogramme des gonflements linéaires en fonction des dosages en ciment/chaux.

Figure III-26: vitesse de propagation en fonction des différents teneurs ciment/chaux (Proctor normal).

Figure III-27: vitesse de propagation en fonction des différents teneurs ciment/chaux (Proctor modifié).

Figure III-28: Module d'élasticité en fonction de teneur en ciment/chaux.

Figure III-29: Module d'élasticité en fonction des différents dosages en ciment/chaux (Proctor modifié).

Figure III-30: Modules d'élasticité des échantillons de sol confectionnés aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal et Proctor modifié.

Liste des notations

A_c : Activité de la fraction argileuse

I_c : Indice de consistance

ΔH : Gonflement total

H: Hauteur

IP: Indice de plasticité.

M: Masse

S.S.T: Surface spécifique.

V : Volume

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

ρ_d : Densité sèche

ρ_h : Densité humide

$X'_{d_{opt}}$: Densité sèche optimum

Sr : degré de saturation

T : Temps

V : Vitesse de propagation

E : Module d'élasticité

The stabilization of expansive soils is a research arm which raises more and more interest, thus to define a method for effective and economical stabilization.

The work presented in this paper is based on a laboratory study of expansive clayscalability of Sidi Hadjeres area Wilaya of M'Sila by the incorporating different concentrations mixed lime and portland cement content. For that, an identification and the lift and an increase of the speed of propagation which result in greater resistance.

Introduction générale

Depuis quelques décennies, les sols gonflants sont devenus un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs de la mécanique des sols et fondations. Mais ce n'est qu'après les dégâts provoqués par le comportement de ces sols que des recherches prometteuses, théoriques et expérimentales, furent entreprises d'une part, pour mieux comprendre le phénomène complexe du gonflement et d'autre part, pour trouver des solutions minimisant l'effet préjudiciable du gonflement sur les ouvrages de génie civil.

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

En Algérie, les zones arides représentent près de 95% du territoire national dont 80% hyper arides (Halitim.1988). Elle aussi souffre des désordres engendrés par le gonflement dans plusieurs sites tels que : polyclinique de Sidi- Aissa à M'sila et la ligne ferroviaire Ramdan Djamel à Jijel (cité par Khalifa1994). Groupement de Tlemcen-Mansoura-Chetouane (Bekkouche et Al2001).

La stabilisation des sols gonflants est une branche de recherche qui suscite de plus en plus d'intérêt, c'est pour cela qu'il fallait penser à des solutions efficaces et économiques pour réduire les dégâts engendrés par ce phénomène et améliorer les caractéristiques géotechniques des sols gonflants.

La construction des chaussées et les structures construites sur un remblai évolutif ou médiocre est l'un des problèmes les plus communs de la construction dans beaucoup de parties du monde. L'approche habituelle à la stabilisation des remblais est d'enlever le sol fin à faible résistance et de le remplacer par un sol plus durable et résistant. Le coût élevé de remplacement a conduit généralement les gestionnaires du remblai à utiliser la technique de stabilisation des sols en place.

Un matériau évolutif peut être défini comme un matériau dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps. Les sols qui ont un caractère évolutif sont

généralement les sols fins (argile, marne) qui peuvent être créés dans les ouvrages, des tassements, gonflement et glissement pendant sa durée de vie.

Localisation du site de prélèvement:

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

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



Figure I.1: Localisation du site de prélèvement

(Source Google 2012).

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 les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de volume de ce type de sol, et d'établir le lien entre le compactage et leurs propriétés de résistance et de déformabilité.

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 ciment et chaux (mixte) et un aperçu sur les sols évolutifs.

La deuxième partie regroupe l'ensemble des essais expérimentaux effectués sur un échantillon témoin puis sur un ensemble des échantillons traités par chaux et ciment (mixte) fabriqué localement à différents dosages.

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

La dernière partie une conclusion générale et des recommandations aux constructeurs et projeteurs, et se termine par des perspectives.

NOTA BENE :

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 0/0,6/6,8/4, 8/8,10/2,12/0, sont issus des essais réalisés conjointement avec Mr: Djamel hamouma.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

Chapitre I

Synthèse bibliographique

I-1 : Introduction :

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.

On dispose pour cela plusieurs classes de solutions parmi eux la stabilisation par mélange la chaux et le ciment, la synthèse bibliographique a été répartie en quatre grandes parties :

- Une première partie, qui concerne des informations qui concernent le phénomène du gonflement des sols argileux ;
- Une deuxième partie qui c'est focalisée sur les techniques de stabilisation des sols argileux avec différentes méthodes, notamment au mélange ciment et chaux;
- Une troisième partie a été consacrée pour le mélange ciment et chaux (mixte), notamment celui utilisé pour le traitement.

I-2 : Les argiles :

I-2-1 : Définition :

Les argiles sont des phyllosilicateshydrates formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (push et al, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier & grimlidi, 1993) l'espace entre deux feuillets est appelé espace inter foliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considéré et, dans le cas des smectites, variable en fonction de l'état hydrique (ben rhaïem et al, 1986) [6].

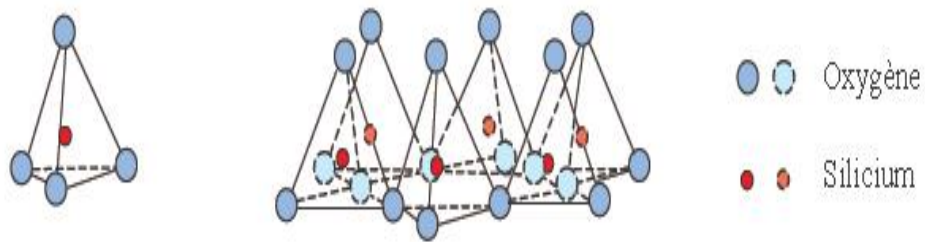


Figure I-2 :Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique.

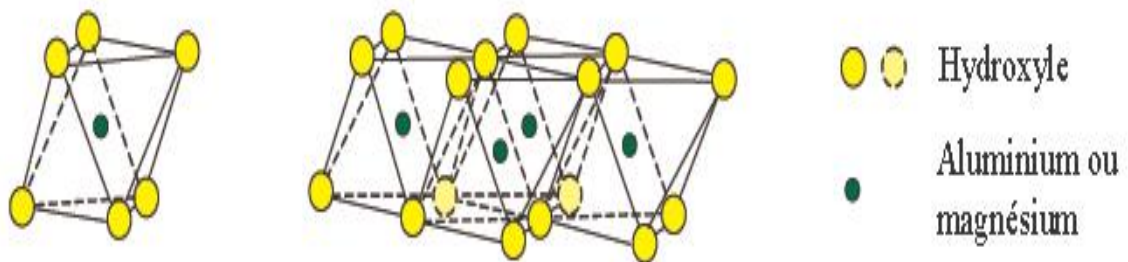


Figure I-3:Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique.

I-2-2 : Différents types d'argile :

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés. Il y a tout d'abord le groupe de la kaolinite dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O. Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelés argiles T-O-T. 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.4). Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation inter foliaire 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) [6].

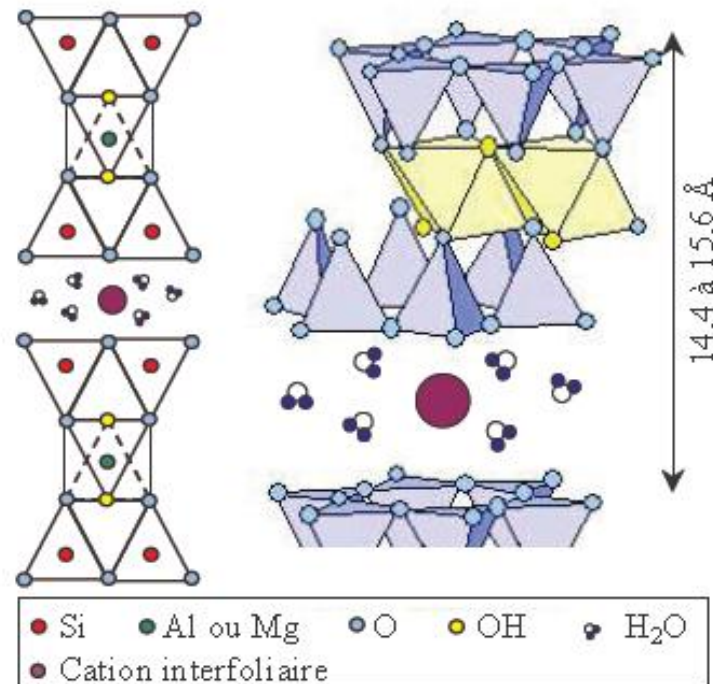


Figure I-4 : Structure des argiles du groupe des smectites.

I-2-3 : 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. 1.5).

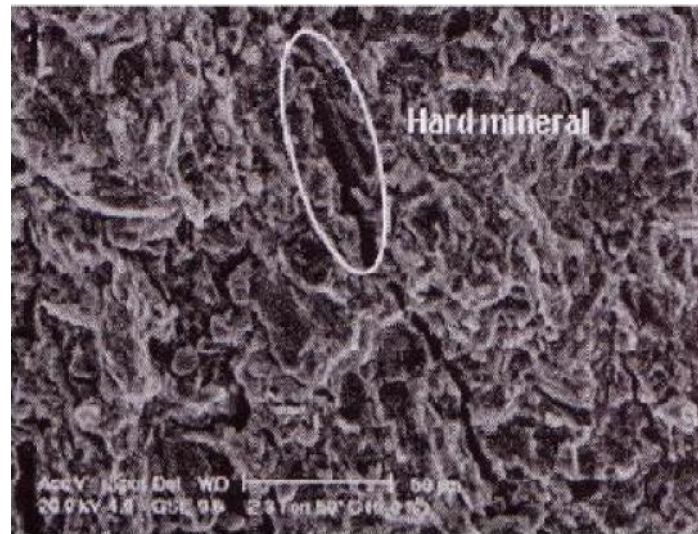


Figure I-5:Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides
Montes et al, (wakim j, 2005).

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.6 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. [2]

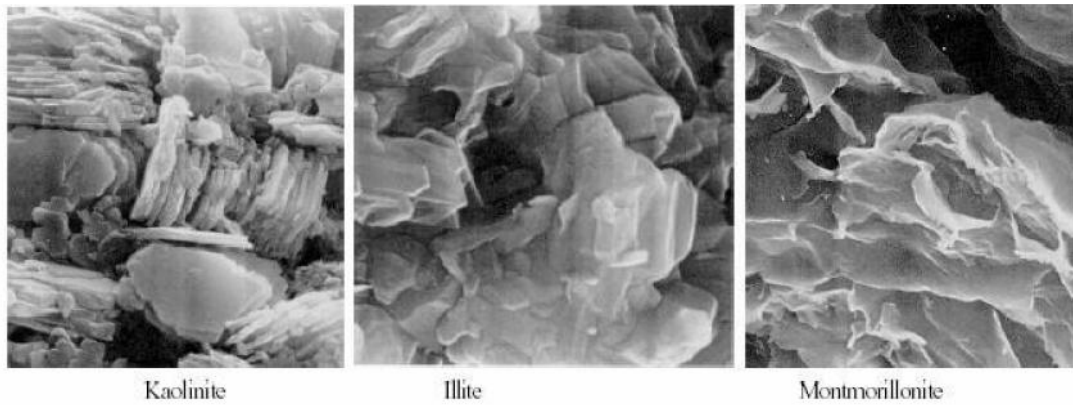


Figure I-6: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles(Mitchell, 1986).

I-3-1 : 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 1.7) :

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

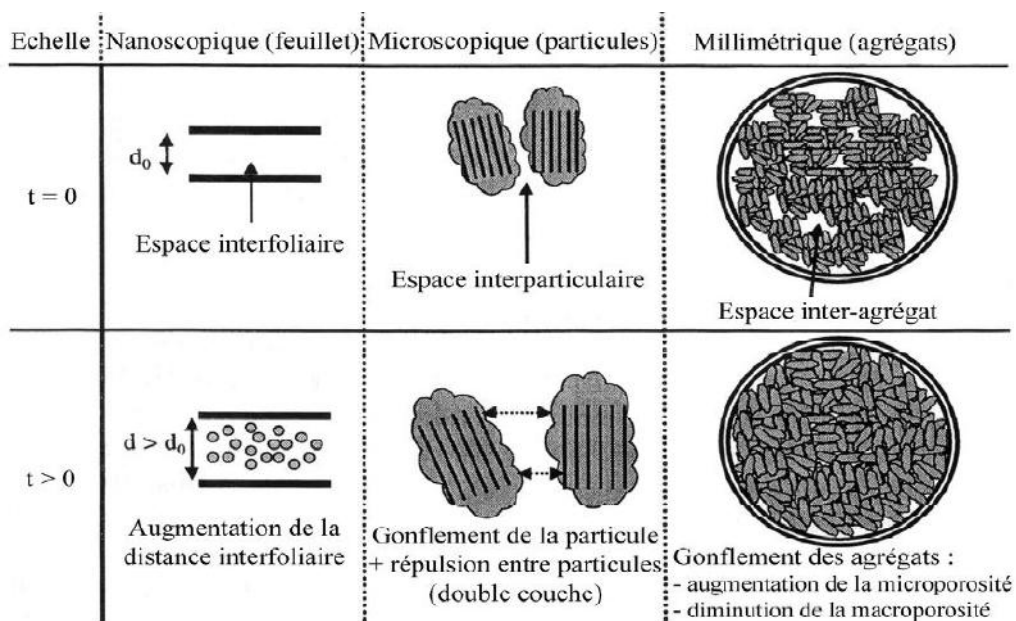


Figure I-7 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

I-3-2: 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.

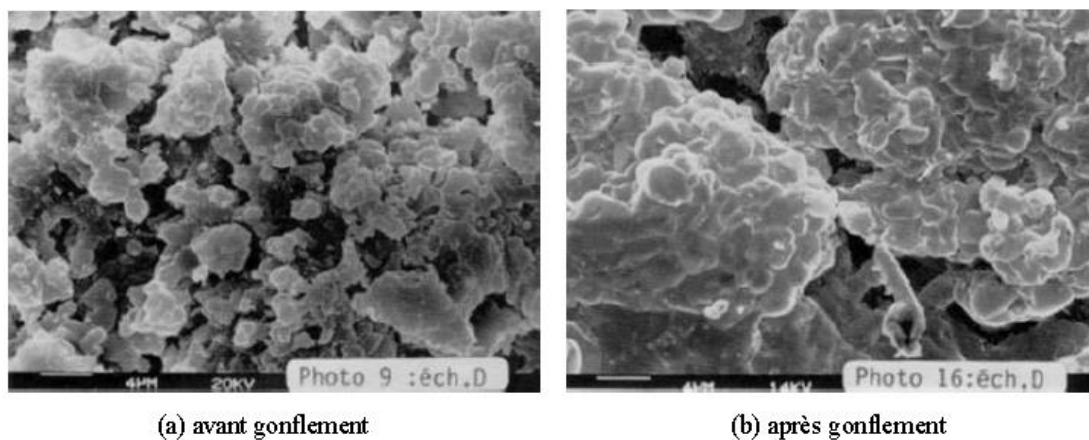


Figure I-8: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

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.9 illustre cette évolution.

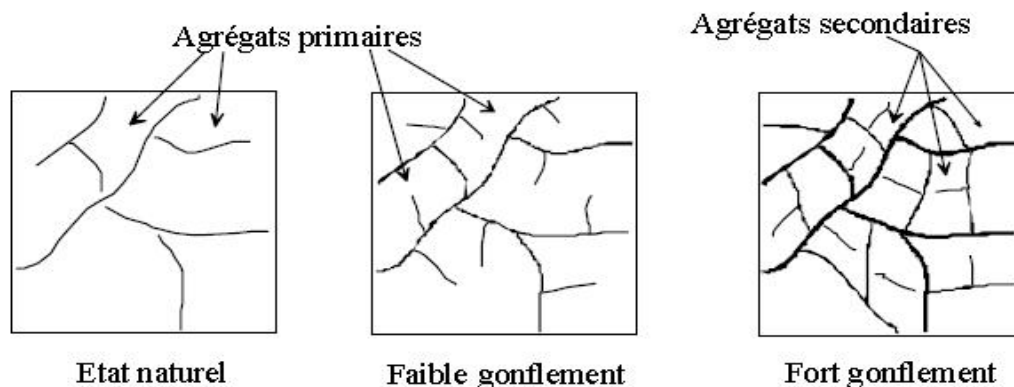


Figure I-9: Evolution de texture des sols au cours du gonflement.

I- 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.

-4-1 : 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. [4] :

-4-1-1 : La pression de gonflement (p_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.

-4-1-2 : Le potentiel de gonflement (u_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale (h/h_0) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

I-4-1-3 : 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.

-4-2: Méthodes d'identification :

-4-2-1: Méthodes indirectes d'identification :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement p_g (ou le potentiel de gonflement u_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale ρ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. [1]

Les tableaux I.1 à I.4 sont proposés par plusieurs auteurs pour estimer le potentiel de gonflement.

IP	u_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-1: Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

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

Tableau I-2 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

% < 74 µm	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-3 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

IP (%)	% < 80 µm	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-4 : 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.11) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

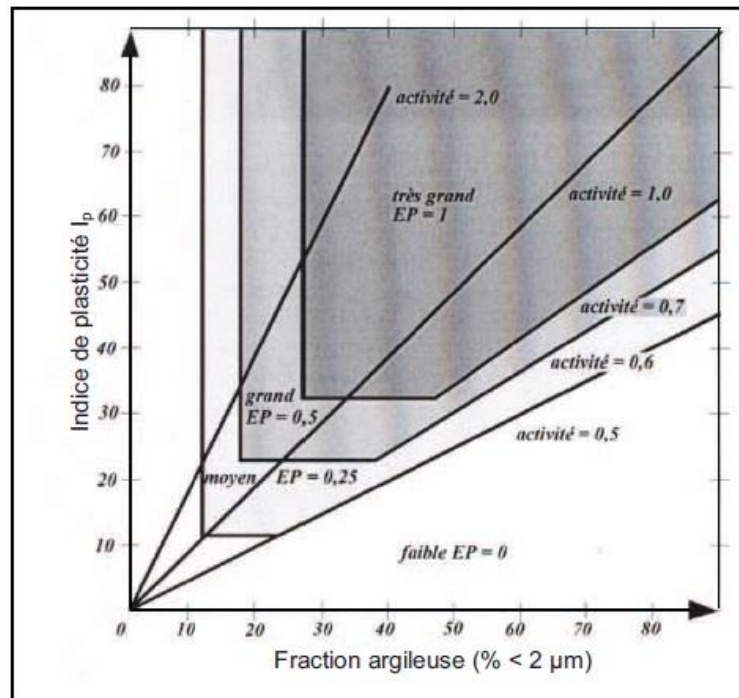


Figure I-10: Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

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} .

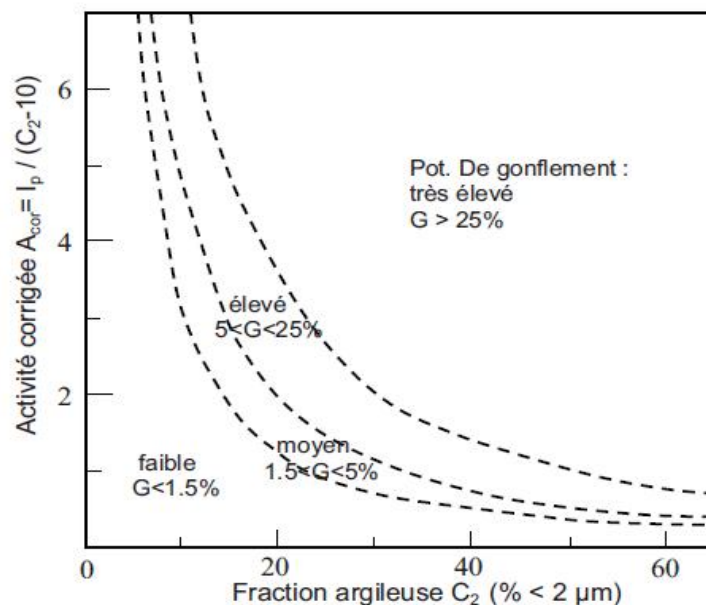


Figure I-11: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I.5 (Modèles empiriques de calcul du taux dégonflement (ρ_g) et de la pression de gonflement (ρ_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)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{so} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_i (%) w_L (%) γ_{so} (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)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{so} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{so} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{so} (kg/m ³)
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = uw_L + v\gamma_{so} - tw + k = 2,55 \frac{\gamma_{so}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%) ; γ_{so} (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)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_1 : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K\gamma_{so} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{so} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

Tableau I-5 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

-4-2-2: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

a) 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.12).

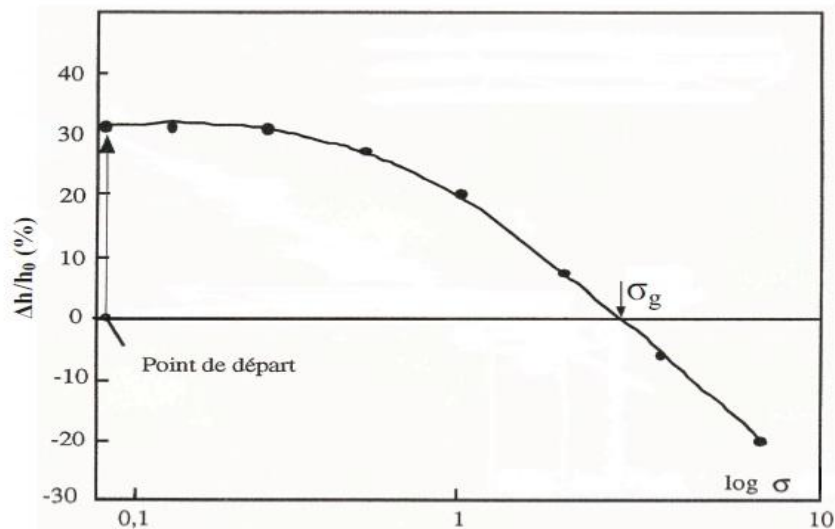


Figure I-12: Essais de gonflement libre.

b) Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'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.13).

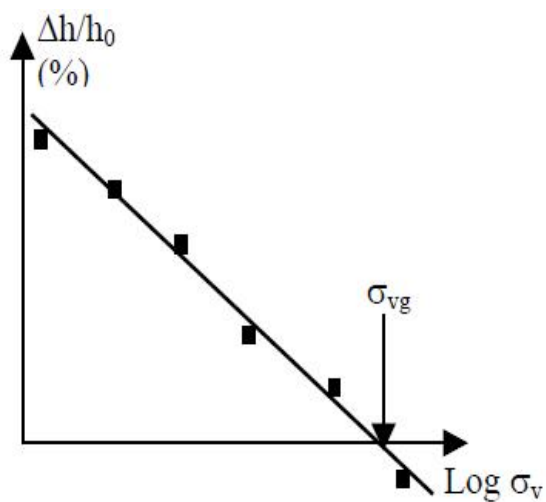


Figure I-13: Essais de gonflement en parallèle.

c) Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers. Cette méthode a été fortement décrite 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.14).

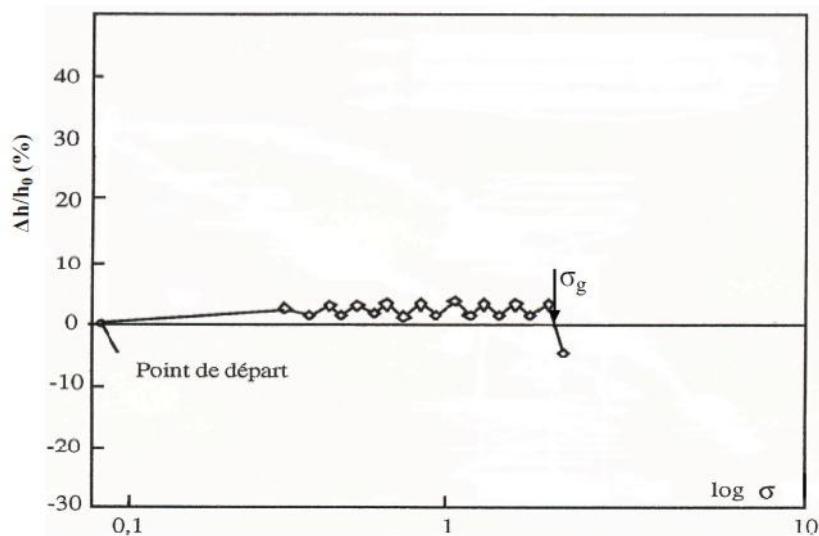


Figure I-14: Essai de gonflement à volume constant.

-4-2-3: 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-deux.

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-5 : Stabilisation des sols argileux :

I-5-1 : 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-5-2 : 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-5-3 : 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-5-4 : 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.

d) Prehumidication :

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-5-5 : 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 [2].

I-5-6 : 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 (ciment-chaux).

L'organigramme donné par la figure I.15, aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet :

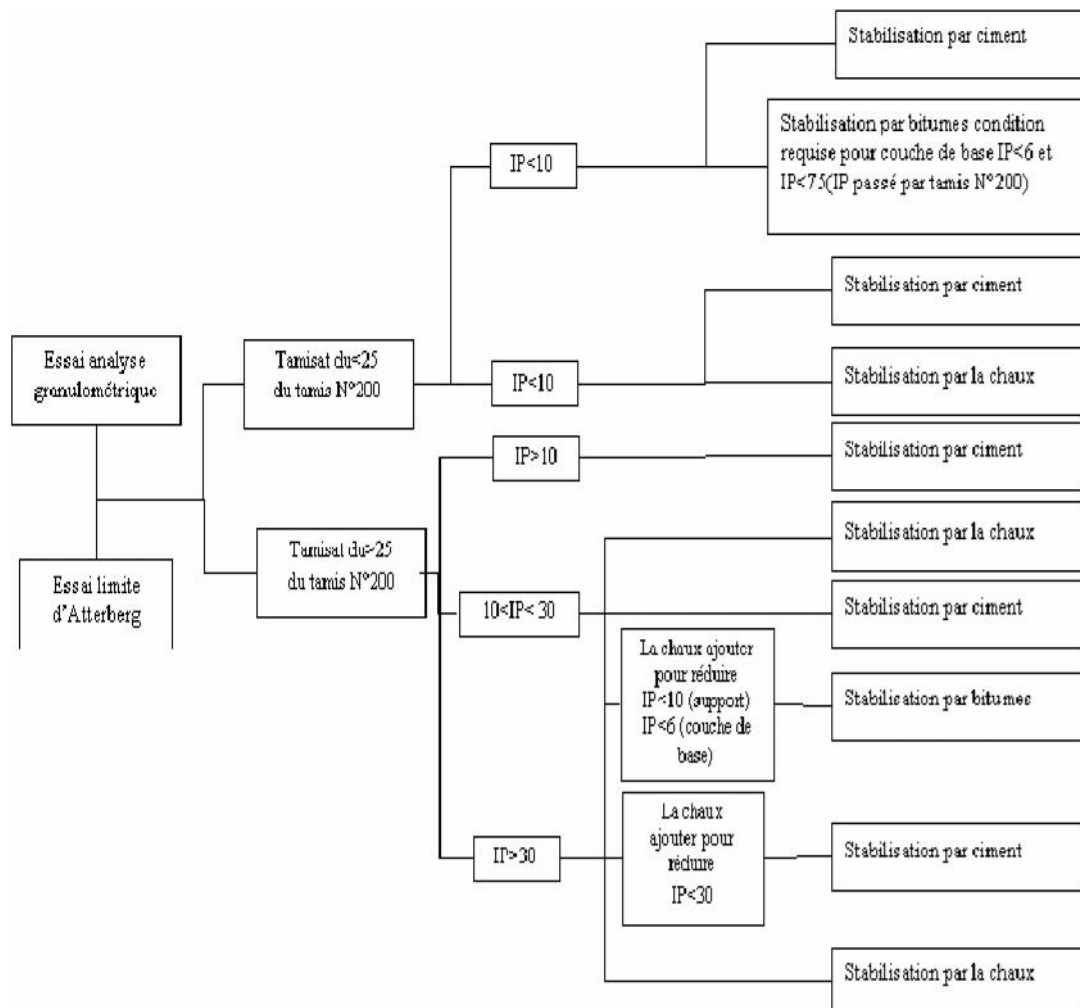


Figure I-15: Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

I-5-7 : Stabilisation par ajout du ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori 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 [3].

I-5-8 : 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-5-9 : 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 II-11 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 II-11 : les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation, [11].

-6 : Les ciments :

-6-1 : 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 sursulfatés. 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. [7]



Figure I-17 : La composition du ciment.

Le ciment c'est le matériau du 20e siècle, il n'a guère plus d'une centaine d'années. L'écosais 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 XXe 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, 1982 : 8,0 millions de tonnes

1979: 4,5 millions de tonnes, 1985 : 10,5 millions de tonnes

.6.2 : Les étapes de la fabrication du ciment :

Les étapes de fabrication de ciment passe par série d'étapes sont répartie 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

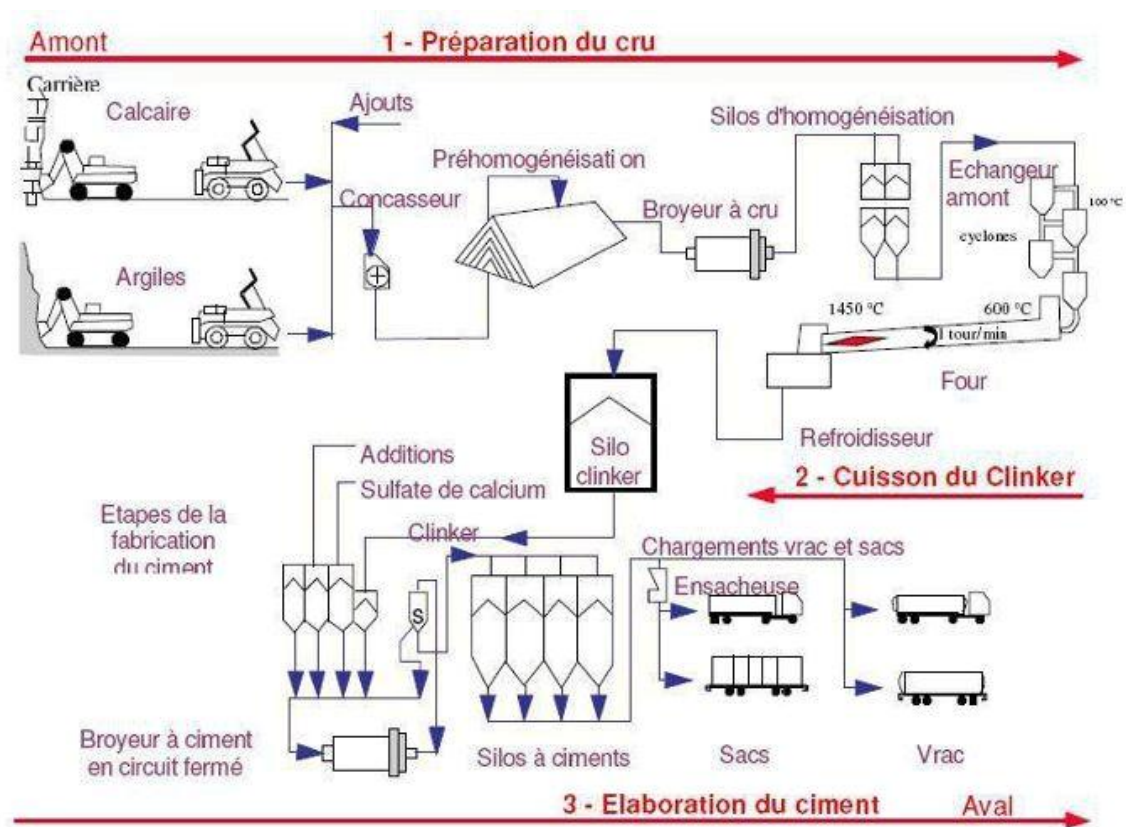


Figure I-18 : Les étapes de fabrication du ciment.

-6-3 : 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 CPJ32.5 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.

-6-4 : Réactions physico-chimiques du ciment :

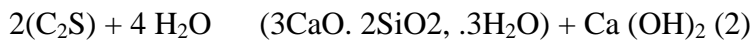
Le ciment est un liant hydraulique c'est-à-dire un matériau qui, finement moulu et gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réaction et de processus d'hydratation et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

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. [5]

-6-4-1: Réactions chimiques :

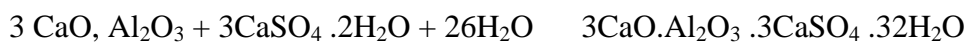
Le ciment en présence d'eau se solidifie. Les principales réactions chimiques responsables de ce phénomène sont les suivantes :



La réaction (1) est rapide ; elle est à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme. Le produit $(3 CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3 H_2O)$ 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 $(CaSO_4 \cdot 2 H_2O)$ qui permet la formation de fins cristaux d'étrangéité $(3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3 CaSO_4 \cdot 32H_2O)$ 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.

-6-4-2 : 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 interparticule 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.

-6-5 : Ciment utilisé pour ce traitement :

Matine est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, résultât 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 (SiO₂) à caractère acide.

On trouve également l'alumine (Al₂O₃) ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500 C⁰.

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 NA 442, en EN 197-1 et à la norme NF P 1-301 /94.

I-6-6: 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.

-6-7 : 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.

-6-8 : analyses chimique :

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

L'analyse chimiques	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 equivalent en alkalis	0,3 – 0,75

Tableau I-6 : Pourcentage des éléments chimiques du ciment.

-6-9 : composition hypothétique du clinker (bogue) :

- silicates tricalciques C₃S (%) : 58 – 64
- silicates bicalciques C₂S (%) : 12 – 18
- aluminates tricalciques C₃Al (%) : 6,0 - 8,0
- aluminoferritetetracalciques C₄AF (%) : 10,0 – 12,0

-6-10 : 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 µm /m < 1000
- expansion en mm 0,3 – 2,5

-6-11 : Temps de prise a 20 0C (NA 230) :

- début de prise (min) 140 – 195
- fin de prise (min) 195 – 290
-

-6-12 : Résistance à la compression (NA 234) :

- 02 jours (MPa) ≥ 10,0
- 28 jours (MPa) ≥ 42,5

I-7 -la chaux :

I-7-1-Introduction :

Depuis fort longtemps, la chaux a été employée pour stabiliser les routes et chemins en milieu agricole et les voies forestières et autres chemins diversSon utilisation perdure encore aujourd'hui pour modifier les caractéristiques physiques du sol, elle sert à diminuer le pourcentage d'eau contenu dans un sol humide et à flocculer les argiles du sol provoquant ainsi une réaction physico-chimique qui permet le passage d'une structure plastique à une composition stable grumeleuse. Elle sert aussi à modifier les caractéristiques du sol, ainsi elle agit pour

solubiliser la silice et l'alumine contenues dans l'argile et former un silicate et aluminat de calcium. Le liant ainsi composé agglomère les composants du sol et augmente la dureté

I-7-2-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 [12] :

- 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).

Calcaire \longrightarrow chaux vive + gaz carbonique



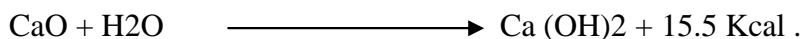
Réaction endothermique nécessitant 425 kilocalories par kilogramme de calcaire.

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 Ca(OH)₂. Elle est obtenue par extinction de la chaux vive selon la réaction d'hydratation suivante :

Chaux vive + eau chaux \longrightarrow éteinte + 15.5 Kcal.



I-7-3 Caractéristiques chimiques et physiques :

a- Composition chimique :

❖ 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 Ca(OH)₂, ou combiné sous forme : [12]

➤ 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 recarbonation 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 CO₂ de la chaux.

- De silicates et d'aluminates, comme nous l'avons vu ci-dessus.
- 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 :

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

Dans le cas de 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.

I-7-4-Caractéristiques physiques :

a-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).

b- 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 fondamentale 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.

c- Masse volumique et densité :

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

- ✓ la masse volumique est exprimée généralement en kilogramme par mètre cube.
- ✓ la densité correspond au rapport entre la masse d'un volume de matière donnée et la masse d'un même volume d'eau.

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

d-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-7-5-Les spécifications des chaux à usage routier :

Les spécifications relatives à la chaux que l'on peut trouver dans les diverses recommandations et directives officielles publiées par le SETRA et le L.C.P.C, peuvent se résumer dans le tableau 1 ci-dessous (norme française NF P 98-101) :

Chaux Vive	Chaux Eteinte (Hydratée)
Critères granulométriques	
1- Classe granulométriques 0-2 mm 2- Passant au tamis de 200 μm \geq 80 % 3- Passant au tamis de 80 μm \geq 50 %	Passant au tamis de 80 μm \geq 90 %
Critères chimiques et de réactivité	
1- Teneur en chaux libre > 80 %; 2- Teneur en MgO \leq 8%; 3- Test de réactivité à l'eau : température finale > 60 °C en moins de 25 mn.	Teneur en chaux libre > 50 % Teneur en MgO \leq 6%
	Teneur en eau libre \leq 2 %.

Tableau I-7 : Les spécifications des chaux à usage routier [13].

I-7-6 -Caractérisation de la chaux utilisée :

La chaux utilisée pour ce traitement est la chaux broyée (vive) fabriqué par l'unité chaux de la Briqueterie Moderne de Saida (BMSD).

a)-Les caractéristiques chimiques :

Dans cette étude on a utilisé la chaux éteinte produite dans la wilaya de Saida (Algérie), où la fiche technique des propriétés chimiques et physiques de la chaux est présentée dans le tableau.

Le tableau ci-dessus 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-8 : Paramètres chimiques de la chaux de Saida.

b)-Les caractéristiques mécaniques :

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

Paramètres	Valeur spécifique
Densité	600 à900 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 630μ	0%
Refus 90μ	< 10.00%

Tableau I-9 : Paramètres mécaniques de la chaux de Saida.

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

II-1 Introduction :

Le programme expérimental a été réalisé dans deux laboratoires différents et qui sont : le laboratoire du génie civil de l'université de m'sila et le laboratoire, de recherche. Ce programme est réparti en deux parties.

II-2 Sol non traité :

a) Essais d'identifications :

- analyse chimique
- La teneur en eau.
- Le poids volumique sec et humide.
- La granulométrie (par tamisage, et par sédimentométrie).
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai au bleu de méthylène.

b) Essais mécaniques :

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

II-3 Sol traité :

a) Essais mécaniques :

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

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-2 Sol non traité :

II-2-1 Essais d'identifications :

II-2-1-1 Analyse chimiques :

Le but de cet essai est de déterminer la nature chimique des échantillons choisis. Cette étape étant importante dans l'identification des matériaux locaux utilisés en construction.

II-2-1-2 Paramètres d'état:

Ils comportent :

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

C'est le rapport de la masse de l'eau contenue dans le sol (m_w) sur la masse des grains solides (m_d) qui le constituent exprimé en pourcentage : $w(\%) = \frac{m_w}{m_d} \times 100$

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

b) Les poids volumiques sec et humide (NA 5210, NF P 94-053):

La masse volumique d'un sol (ρ) est le quotient de la masse (m) 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 des étapes de la norme.

La masse volumique d'un sol (ρ_d) est le quotient 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 ($\rho_d = \rho_h / (1+w)$).



Figure II-1: Détermination du poids volumique humide

II-2-1-3 Analyse granulométrique :

a) Par tamisage (NF P 94-056) :

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

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

b) Par sédimentométrie (NA 5251, NF P 94-057) :

Les particules inférieures à 80 μm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et de la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données (figure II.2).



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

II-2-1-4 Les limites d'Atterberg (NA 16213, 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 [7]. L'indice de plasticité permet d'apprécier la quantité et le type d'argiles présentes dans un échantillon. Il définit donc l'argilosité de l'échantillon (Figure II.3).



Figure II-3: Appareillage de limites d'Atterberg.

II-2-1-5 L'essai au bleu de méthylène (NA 1948, 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

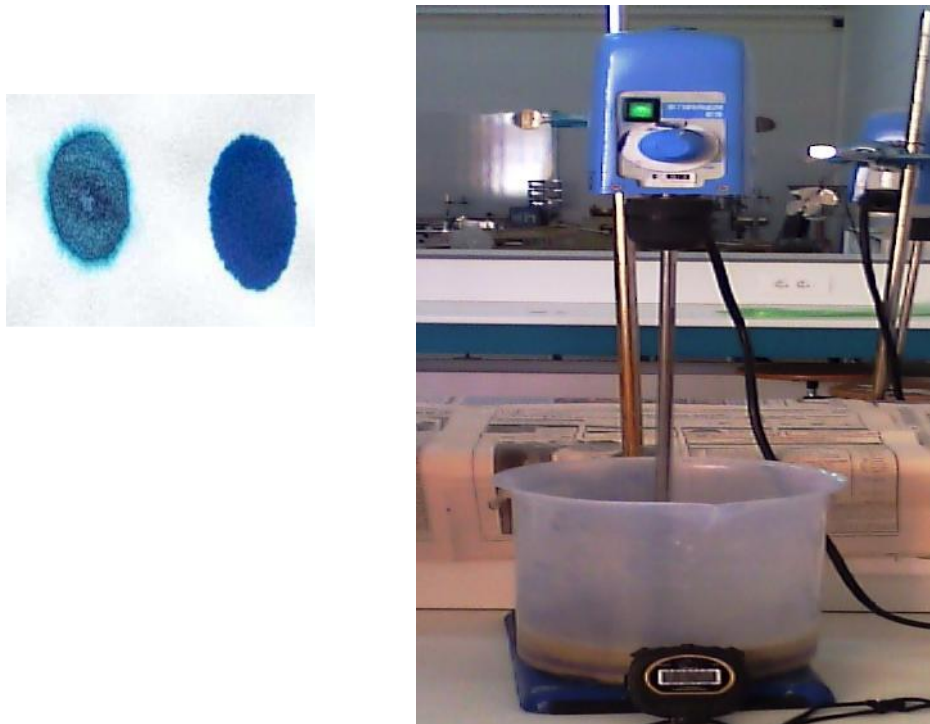


Figure II-4 : appareillage de l'essai au bleu de méthylène.

en permanence agitation. La valeur de bleu VBs est la quantité de bleu méthylène absorbé

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

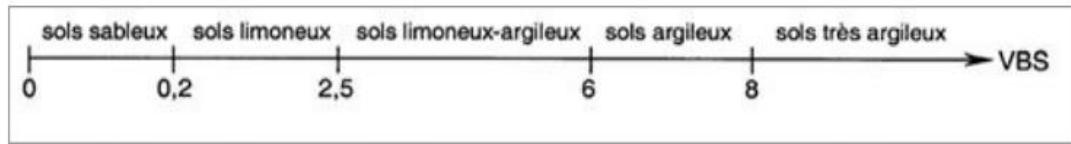


Figure II-5: Valeurs de bleu de quelques sols.

II-2-2 Essais mécaniques :

II-2-2-1 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 compacteurs automatiques 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.

$$\text{«Énergie» de compactage (exprimée en } kNm/m^3) = (NXH \cdot m \cdot g) / v$$

où :

N est le nombre total de coups ;

H est la hauteur de chute de la dame ;

m est la masse de la dame ;

g est l'accélération de la pesanteur

v est le volume du matériau compacté dans le moule



Figure II-6 : Appareil essai proctor

II-2-2-2 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 rapportés 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.

a) Essai C.B.R immédiat :

On pose 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.8).

Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements suivants : 0,625 ; 1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 et 10 mm.

L'indice recherché est par conversion 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.7 : Appareil de poinçonnement (essai CBR).

b) Essai C.B.R après imbibition :

Après quatre (4) jours d'immersion (± 2 h) on mesure la hauteur de gonflement h 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.8). La même procédure que la détermination de l'indice C.B.R Immédiat.

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

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

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



Figure II.8 : Imbibition des échantillons (essai CBR).

II-2-2-3 Mesures aux ultrasons :

a- 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. Les matériaux qui nous intéressent sont les matériaux poreux (matériaux biphasiques) et le comportement de ces matériaux diffère par rapport à celui des autres matériaux.

Dans ce chapitre, nous avons donné quelques définitions sur les paramètres élastiques et les matériaux poreux, ensuite nous avons présenté les paramètres qui caractérisent un matériau poreux et qui devront se retrouver dans tout modèle physique destiné à prédire le comportement acoustique de ce matériau.

b- 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 [1] :

❖ 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 une série des forces dF dont la

somme est égale à [Figure II-9]. Dans ces conditions, la section est délimitée par le plan m est soumise à une contrainte de tension définie par la relation suivante:

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

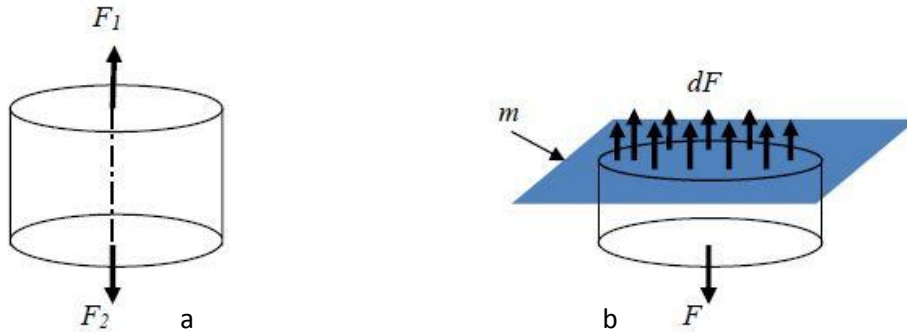


Figure II-9 : Corps soumis à une traction : a) traction simple ; b) forces s'exerçant sur la surface S coupée selon le plan m qui est perpendiculaire à la ligne d'action de la force F.

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 dw 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 :

$$\epsilon_x = du/u \quad \epsilon_y = dv/v \quad \epsilon_z = dw/w$$

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

$$\epsilon_z = -\nu (\epsilon_x + \epsilon_y)$$

Si, sous l'effet de la contrainte σ_z , les déformations de l'élément u, v, w n'entraînent pas de changement du volume, le coefficient de Poisson est égale à 0.5 : c'est le cas de certains polymères (élastomères). Par contre, pour les métaux, le coefficient 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) :

$$E = \sigma_z / \epsilon_z$$

Le module d'Young est une propriété fondamentale des matériaux, sa grandeur dépend de

l'intensité des liaisons atomiques.

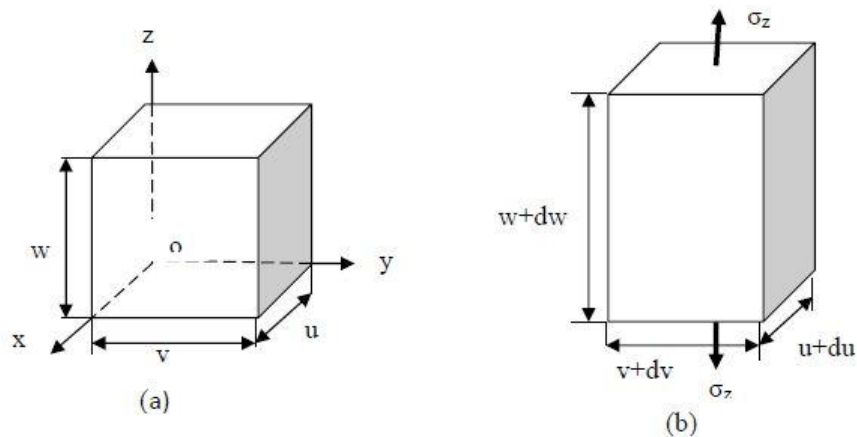


Figure II-10 : a) Élément uvw : l'axe oz est parallèle à l'axe de traction ; b) quand le corps est en traction simple, l'élément uvw est soumis à une contrainte σ_z qui s'exerce sur le plan xoy , et il en résulte des changements des longueurs du , dv et dw selon les axes ox , oy et oz .

c) Définition des ultrasons

On appelle ultrasons les ondes élastiques dont la fréquence est comprise entre 16 kHz et quelques centaines de mégahertz. Les ultrasons possèdent les propriétés générales des ondes élastiques. [8]

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

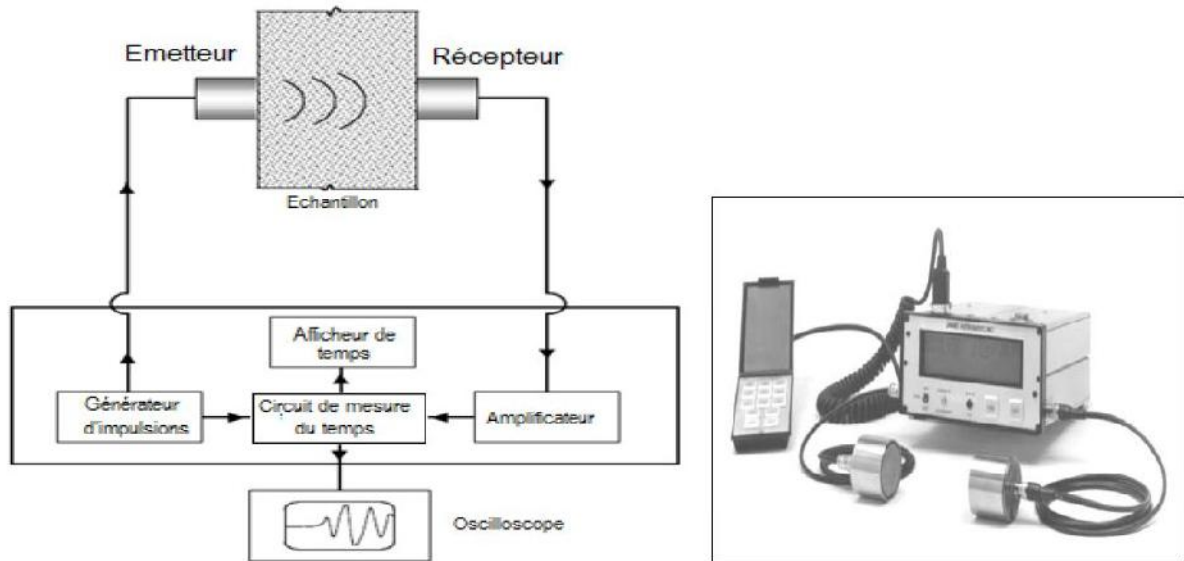


Figure II-11 : mesure par ultrasons

d) Les avantages principaux de mesure par ultrasons :

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...) [9].

e) 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 (t).

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

Avec : l = longueur de parcours

t = le temps de propagation des ondes ultrasonores.

f) 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.

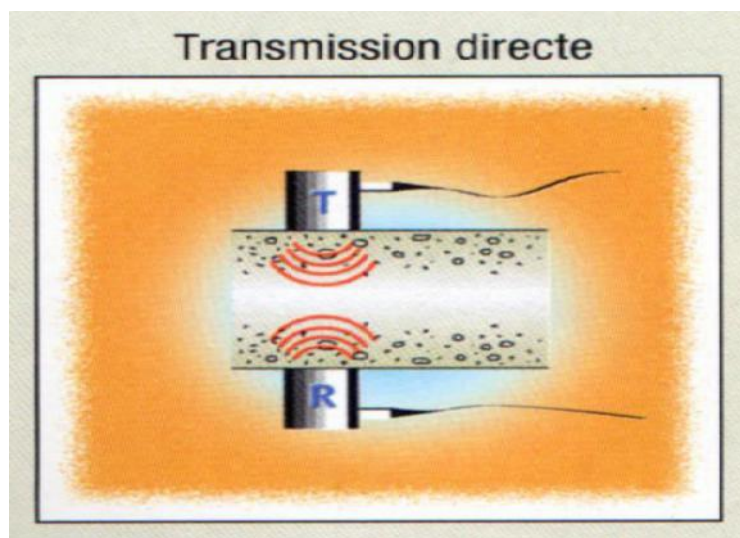
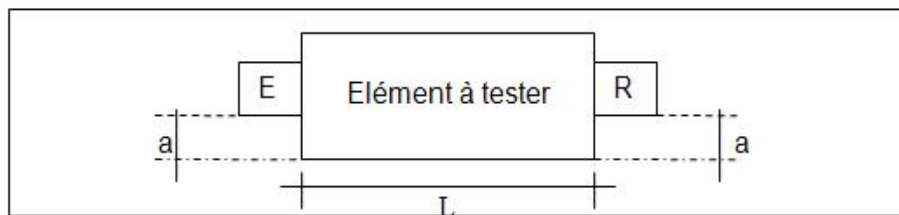


Figure II-12: Mesures en transparence directe

❖ 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.

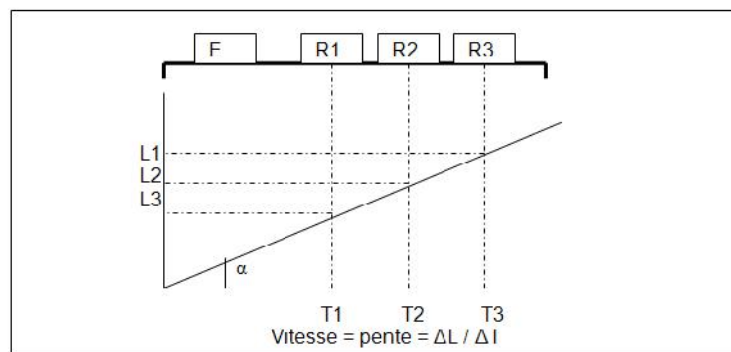


Figure II-13: mesure en surface

❖ 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.

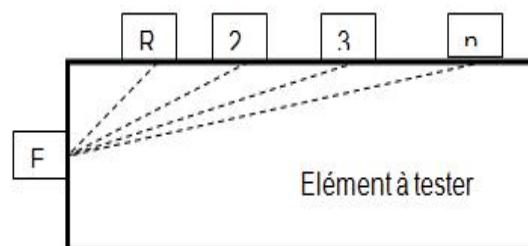


Figure II-14: mesure en transparence par rayonnement

g) Protocole expérimentale :

❖ Introduction : [10]

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.

❖ Mesure du temps de propagation par ultrason :



Figure.II-15: L'appareil de l'ultrason

• Spécifications [11]

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 d parcourue par les ondes, on en déduit une vitesse v :

$$v=d/t$$

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'éprouvette étalon (éprouvette de calibration) est de $63.4 \mu\text{s}$.

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

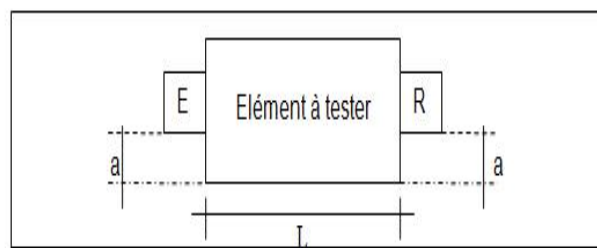


Figure II-16: mesures en transparence direct

❖ 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.

I-3 Sol traité :

II-3-1-Essais mécaniques :

- Essai Proctor normal et modifié
- Mesures aux ultrasons
- Essai CBR immédiat et après imbibition

Les mêmes procédures que celles effectuées pour les échantillons non traités mais confectionnées aux caractéristiques optimales, et en ajoutant des pourcentages en ciment/chaux.

N.B : Tout d'abord, La quantité de chaux ajoutée est malaxée avec le sol séché, puis le mélange obtenu est a son tour malaxé avec la quantité de ciment voulue, enfin le mélange final sec (sol- ciment- chaux) est malaxé avec la teneur en eau optimale W_{opt} .

Chapitre III

**Présentation et analyse des résultats
d'essais**

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

III-1 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 chimique, paramètres d'état, granularité, limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène,), les essais mécaniques (Proctor normal et modifié, la portance immédiate avant et après imbibition enfin les mesures ultrasonique).

Une deuxième partie portant sur le sol traité à différents teneurs en ciment/ chaux, qui regroupe des essais physiques des essais mécaniques (Proctor normal et modifié, essai de CBR immédiate et après imbibition et enfin les mesures ultrasonique).

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 0/0,6/6, 8/4, 8/8, 10/2,12/0, sont issus des essais réalisés conjointement avec Mr: Djamel hamouma.

-2 : 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 enfin les mesures ultrasonique).

III-2-1- 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 du méthylène) obtenus à partir d'un prélèvement effectué à une profondeur comprise entre 1,30 à 1,70 mètres.

III-2-1-1- Paramètres d'état :

Le tableau III-1 présente les résultats des essais obtenus à partir d'un prélèvement effectué à une profondeur comprise entre 1.30 à 1.70 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 ρ_h (g/cm ³)	2,04	2,42
La moyenne : ρ_h (g/cm ³)	2,23	
Masse volumique sèche ρ_d (g/cm ³)	1,80	2,14
La moyenne : ρ_d (g/cm ³)	1,97	

Tableau II-1 : Détermination de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide de l'argile étudié.

III-2-1-2-Analyse minéralogique :

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

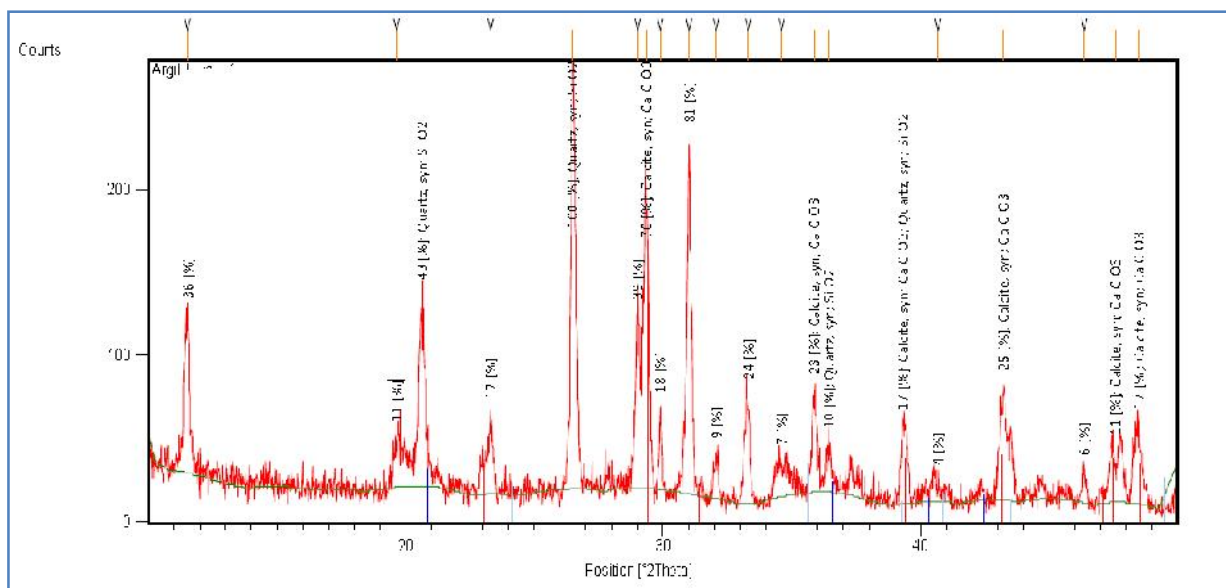


Figure III-1 : Analyse diffractométrique aux rayons X de l'argile étudiée.

III-2-1-3- Analyse chimique :

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

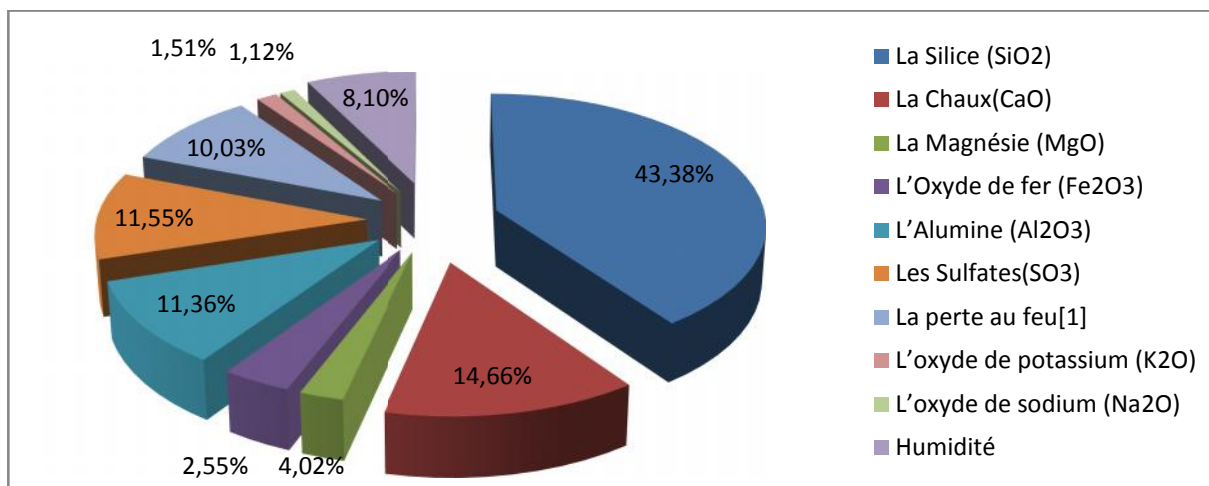


Figure III-2 : Analyse chimique de l'argile étudiée.

III-2-1-4-Analyse granulométrique :

a-Analyse granulométrique par tamisage :

Le tableau III-3 résume récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique. et les tableaux propre a chaque essai sont successivement présentées sur les figures jointes en annexe (A-1 à A3)

T	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.

b- Analyse granulométrique par sédimentométrie

Le tableau II-4 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par sédimentométrie.

Tamis		Tamisas (%)			
mm	mu	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Moy
0,068	68	79,12	78,20	74,75	77,36
0,048	48	78,16	76,61	73,12	75,96
0,034	34	76,57	73,41	71,50	73,83
0,020	20	74,97	66,71	70,20	70,63
0,014	14	71,78	62,56	68,90	67,75
0,010	10	66,68	54,90	66,62	62,73
0,007	7	60,62	40,86	65,00	55,49
0,005	5	52,00	35,11	61,75	49,62
0,003	3	28,71	28,73	39,00	32,15
0,001	1	22,33	22,34	22,75	22,47
Tamisat à 2 µm		25,52	25,54	30,88	27,31

Tableau III-4 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie.

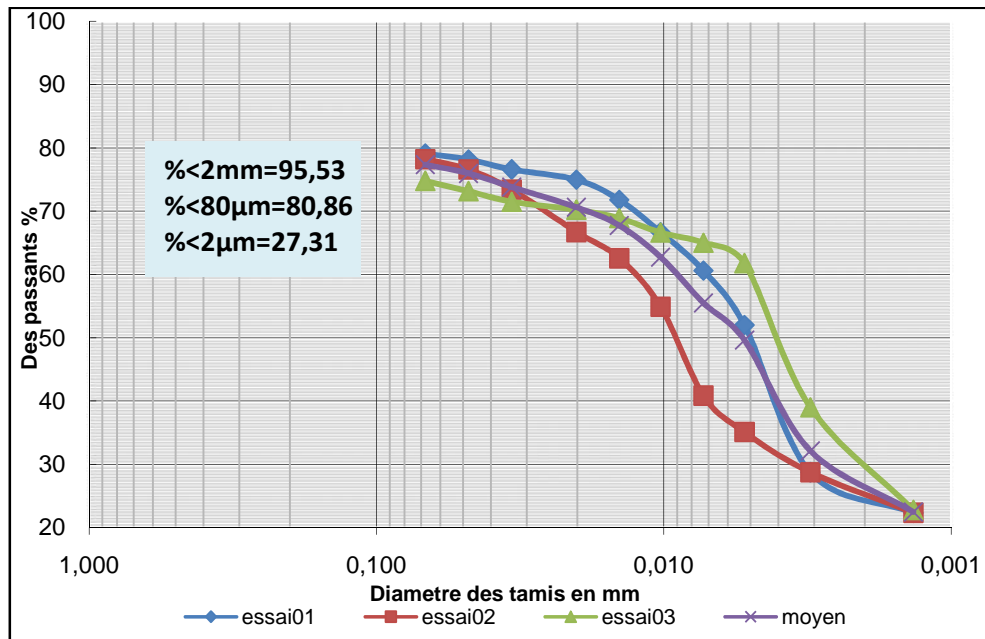


Figure III-3 : Courbe d'Analyse granulométrique par sédimentométrie.

Le tableau II-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 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique sédimentométrie.

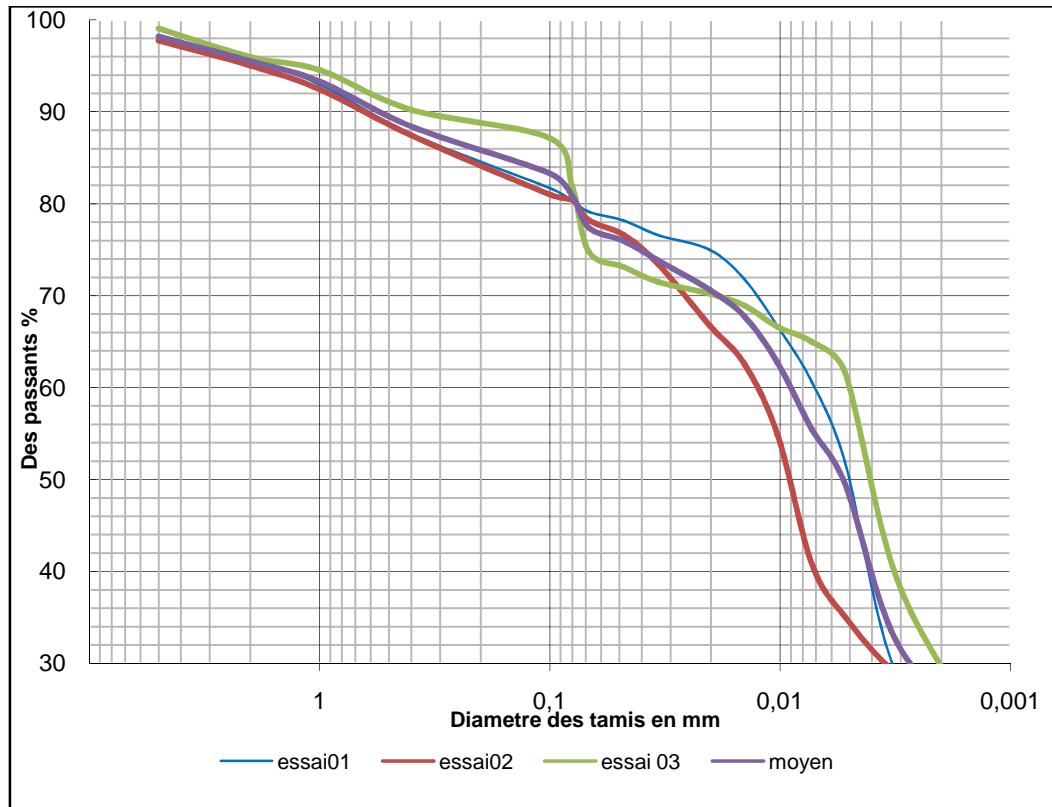


Figure III-4 : Courbe d'Analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

III-2-1-5- 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 a chaque essai sont successivement présentées sur les figures jointes en annexe (A-4 à A12)

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 II-6: Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

La figure III.5 présentée la classe de sol étudié selon l'abaque de Casagrande.

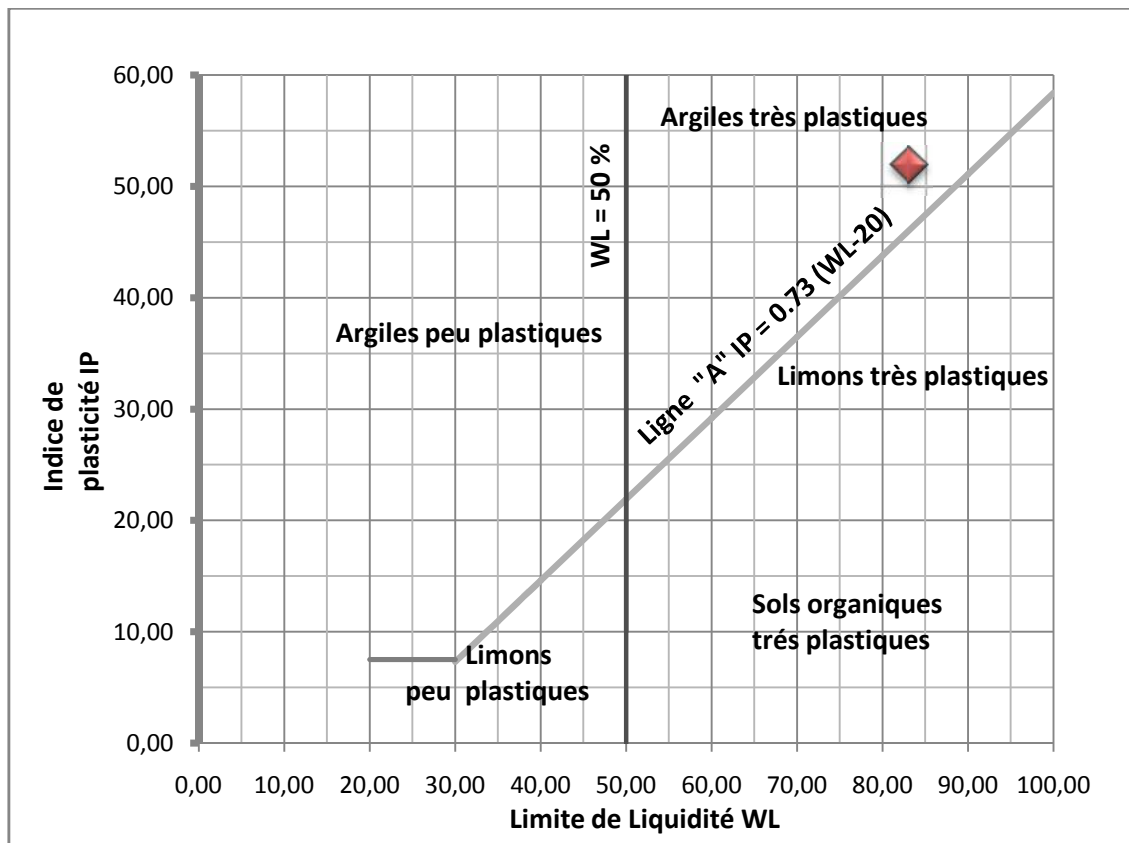


Figure III-5 : Diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert, 1997).

III-2-1-6 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	1,4-1,60	1,5
Paramètres	Plages de variation	Moyenne
Teneur en eau naturel W_{nat} (%)	13,462 – 13,209	13,34
Poids volumique humide ρ_h (kn/m ³)	20,4 – 24,2	22,3
Poids volumique sec ρ_d (kn /m ³)	18 – 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
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 – 96	95,5
Passants à 80 μ m (%)	80,35 – 81,85	80,86
Passants à 2 μ m (%)	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 II-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 μ m 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 μ m varie entre 25.52 % et 30.87 % avec une moyenne de 27.31 %. La limite de liquidité varie entre 81,46 % et 86,68 avec une moyenne de 83,73 % et l'indice de plasticité I_p varie entre 50,11 % et 51,88 % avec une moyenne de 50,94 % .

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.

II -2-2 -Les essais mécaniques :

II-2-2-1 Essais Proctor normal :

Les tableaux III-9 présente une récapitulation des trois essais de Proctor normal. et les tableaux, et les courbes propre a chaque essai sont successivement présentées sur les figures jointes en annexe (A-13 à A18)

		Essai 1				
Masse volumique sèche		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		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		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 II-9: Récapitulation de l'essai Proctor normal.

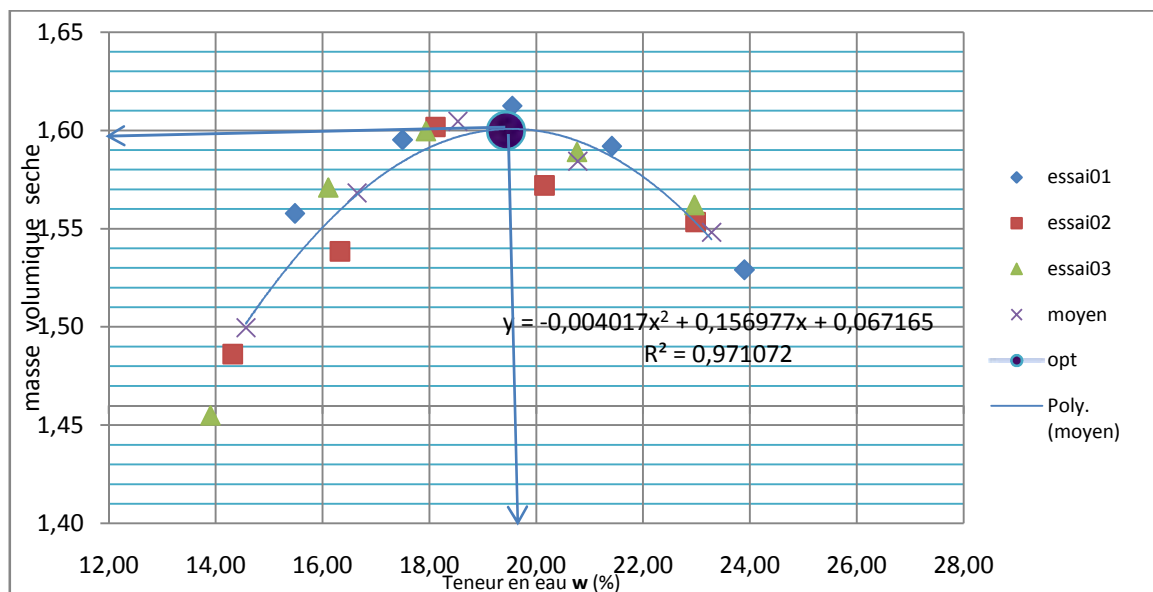


Figure III-6 : Résultats des essais Proctor normal.

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

	W_{opt} (%)	$\frac{\rho_d}{\rho_{dmax}}$ (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 II-10: Résumé des résultats des essais Proctor normal.

La teneur en eau à l'optimum Proctor normal $W_{opt} = 19.43$ % et le masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal $\rho_{dopt} = 1,60$ g/cm³ et la degré de saturation $S_r = 78.78\%$.

II-2-2-2 Essais Proctor modifié :

Le tableau III.11 Present les masse volumiques sèches en fonction des teneurs en eau à différentes teneur en eau.

Les tableaux et les courbes (A.19 à A.24), qui sont joint en annexe présentent les détails des résultats obtenus

	Essai 1				
Masse volumique sèche $\frac{\rho_d}{\rho_{dmax}}$	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 $\frac{\rho_d}{\rho_{dmax}}$	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 $\frac{\rho_d}{\rho_{dmax}}$	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.7 Présente les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau.

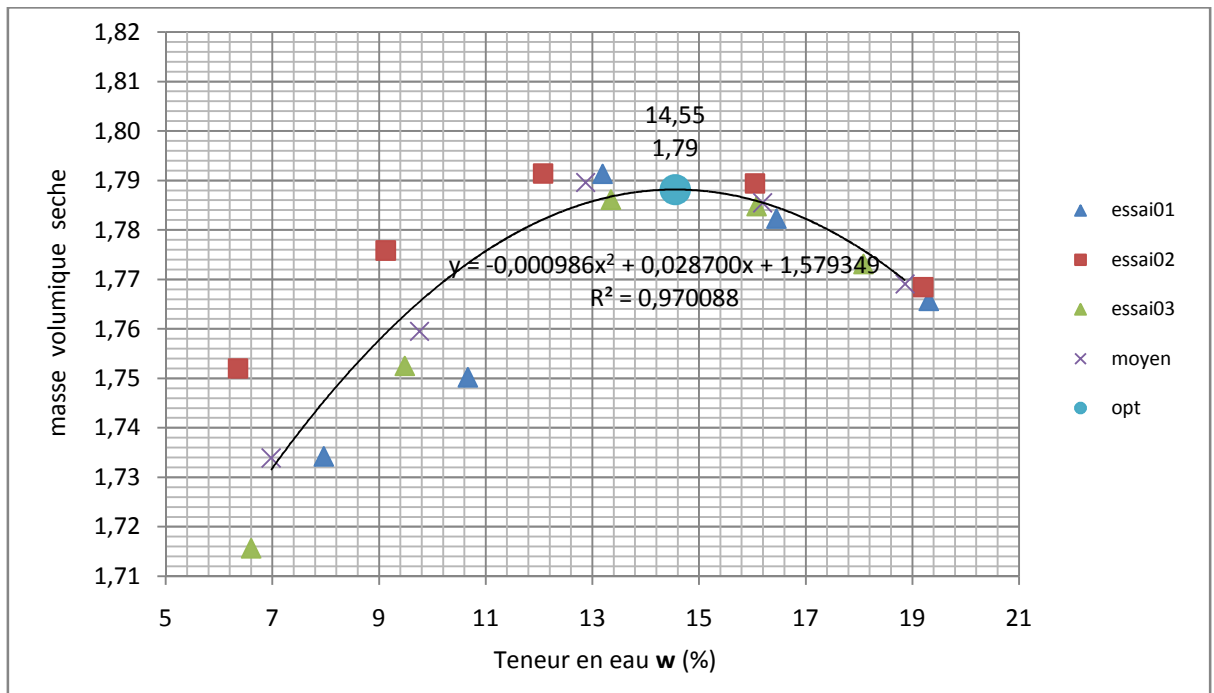


Figure III-7 : Résultats des essais Proctor modifié.

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

	Essai 1	Essai2	Essai3	Moyenne
Masse volumique sèche Maximale $\overline{\rho_d}_{\text{max}}$ (g/cm³)	1.78	1.81	1.79	1.79
Teneur en eau optimale w_{optm} (%)	15.15	13.51	14.76	14.55
Degré de saturation (%)	79.79	73.87	77.89	77.18

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

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

II-2-2-3 Caractéristiques de compactage

La figure III-8 et le tableau III-13 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.

Dosage 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-13 : Résultats des essais de compactage effectués à l'optimum Proctor normal sur l'argile traitée

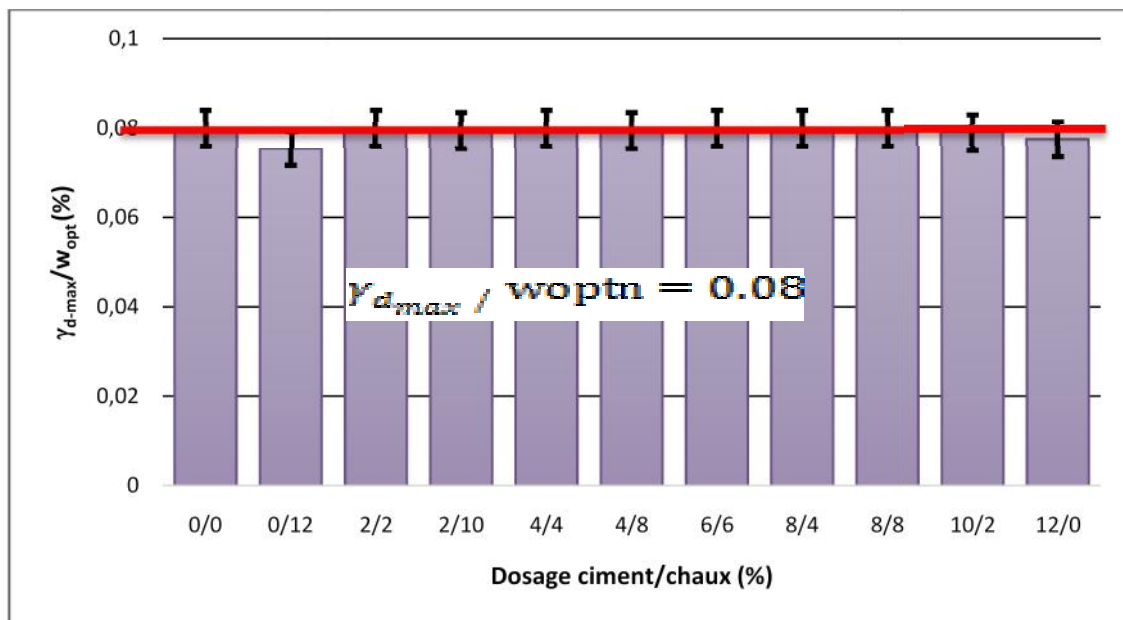


Figure III-8 : Effet du traitement mixte sur les paramètres de compactage de l'argile.

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 $\chi_{d-max} / w_{opt} = 0,08$. 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

II-2-2-3: Essai C.B.R. immédiat et imbibé

a) Essai C.B.R. immédiat

Le tableau II-14 présente les valeurs des efforts de pénétration en fonction des enfoncements et calcul de l'indice C.B.R. immédiat d'éprouvette témoin confectionnée à la caractéristique optimum Proctor normal.

Temps	Enfoncements (mm)	Lecture (mm)	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
30"	0,625	0,27	4,95	71,69	60,96	71,69
1'	1,250	0,38	7,10			
1'40"	2,000	0,46	8,21			
2'	2,500	0,49	9,57			
4'	5,000	0,62	12,15			
6'	7,500	0,69	13,55			
8'	10,000	0,75	14,84			

Tableau II-14 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. immédiat.

Force poinçonnement (KN)	Contraint _{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 II-15 : contraint moyenne du sol témoin.

b) Essai C.B.R imbibé :

Le tableau II-16 présente les valeurs des efforts de pénétration en fonction des enfoncements et calcul de l'indice C.B.R. après imbibition (04 jours) d'éprouvette témoin confectionnée à la caractéristique optimum Proctor normal.

Enfoncements (mm)	Lecture (mm)	Force de poinçonnement (KN)	Indice C.B.R imbibé à 2,5 mm	Indice C.B.R imbibé à 5 mm	Indice C.B.R max
0,625	0,0075	0,16	2,34	2,54	2,54
1,250	0,0107	0,23			
2,000	0,0126	0,27			
2,500	0,0145	0,31			
5,000	0,0235	0,51			
7,500	0,0363	0,78			
10,000	0,0433	0,93			

Tableau II-16 : Forces de poinçonnement en fonction des enfoncements et l'indice C.B.R. imbibé.

Le tableau II-17 présente la teneur en eau après imbibition et la valeur du gonflement linéaire g (%) d'échantillon témoins.

Teneur en eau après imbibition		gonflement linéaire g(%)
Masse de la tare (g)	56,53	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 II-17 : Teneur en eau après imbibition et la valeur du gonflement linéaire g (%) de l'échantillon témoin.

Evaluation de potentiel de gonflement :

Les méthodes indirectes d'indentification de potentiel de gonflement proposent de relier la pression de gonflement g ou le taux de gonflement g aux paramètres d'indentification comme la teneur en eau naturelle w_{net} , le poids volumiques sec ρ_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 argileuse % $C_{2\mu m}$, la valeur de bleu méthylène VBs ou l'activité de l'argile A_c sous diverses des formes qualitatives figures de Classification du sol étudié (Sidi-Hadjress) en fonction des paramètres d'identification (figure III-9, III-10, III-11, III-12).

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 est 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'opération.

Le tableau II-18 expose la comparaison des résultats d'estimation de potentiel de gonflement du sol de Sidi-Hadjress obtenus par différentes méthodes connues dans la littérature scientifique.

Classification	Potentiel de gonflement	Potentiel de retrait
Almayer (1955)		
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 II-18 : 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'élevé 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.

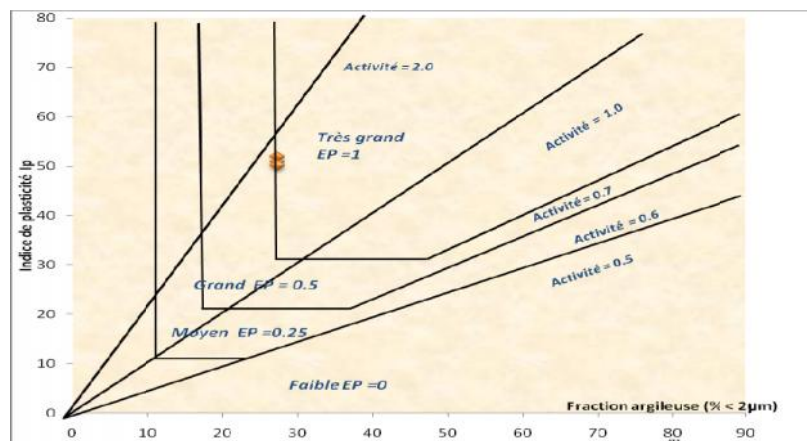


Figure III-9: Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).

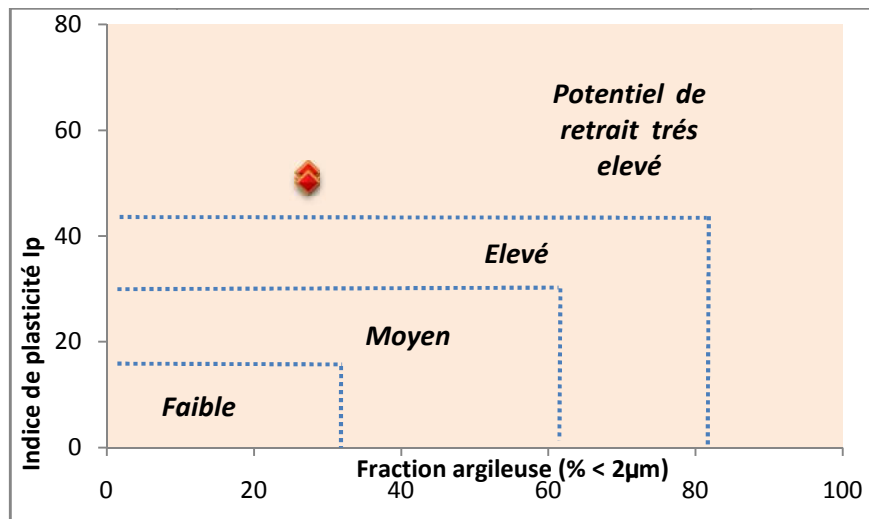


Figure III-10: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).

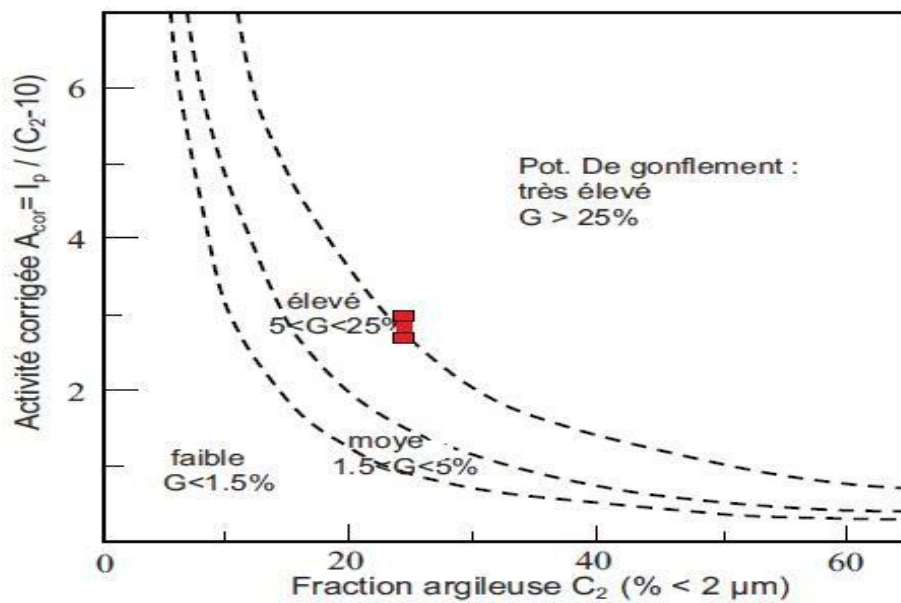


Figure III-11: Classification du sol étudié (Seed et al. (1962)).

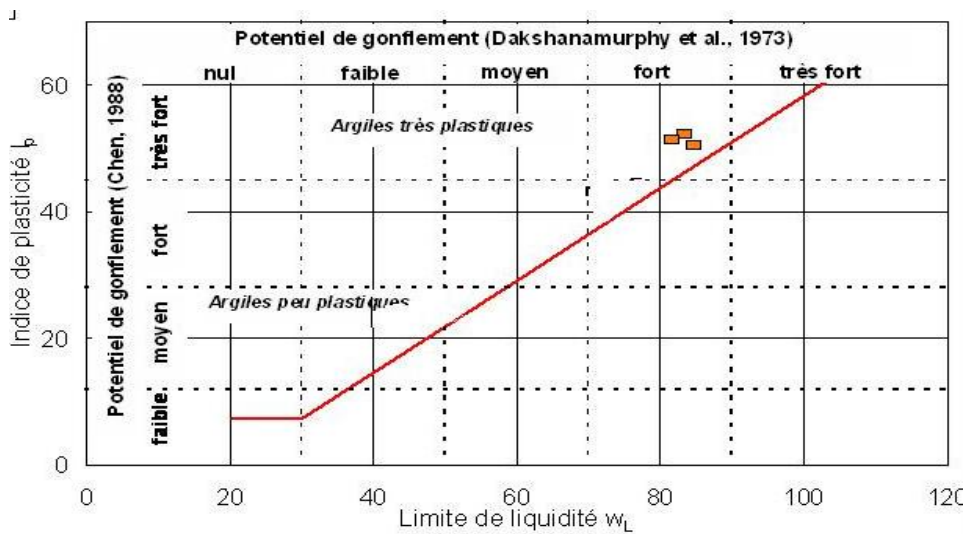


Figure III-12: Classification du sol étudié (Dakshanamurphy et al (1973) et Chen (1988)).

-3 : Sol traité :

III-3-2 : Essais d'identifications :

a) : Analyses chimiques:

Le tableau III-19 résume les analyses chimiques de l'argile pour les différents dosages mixtes en ciment / chaux utilisés, ainsi que l'évolution des principaux minéraux constitutifs.

	SiO ₃	Al ₂ O ₄	Fe ₂ O ₄	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
0/0	43,4	13,28	5,89	12,69	2,1	1,8	1,68	0,78
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-19: les analyses chimiques pour différent dosages en ciment/chaux.

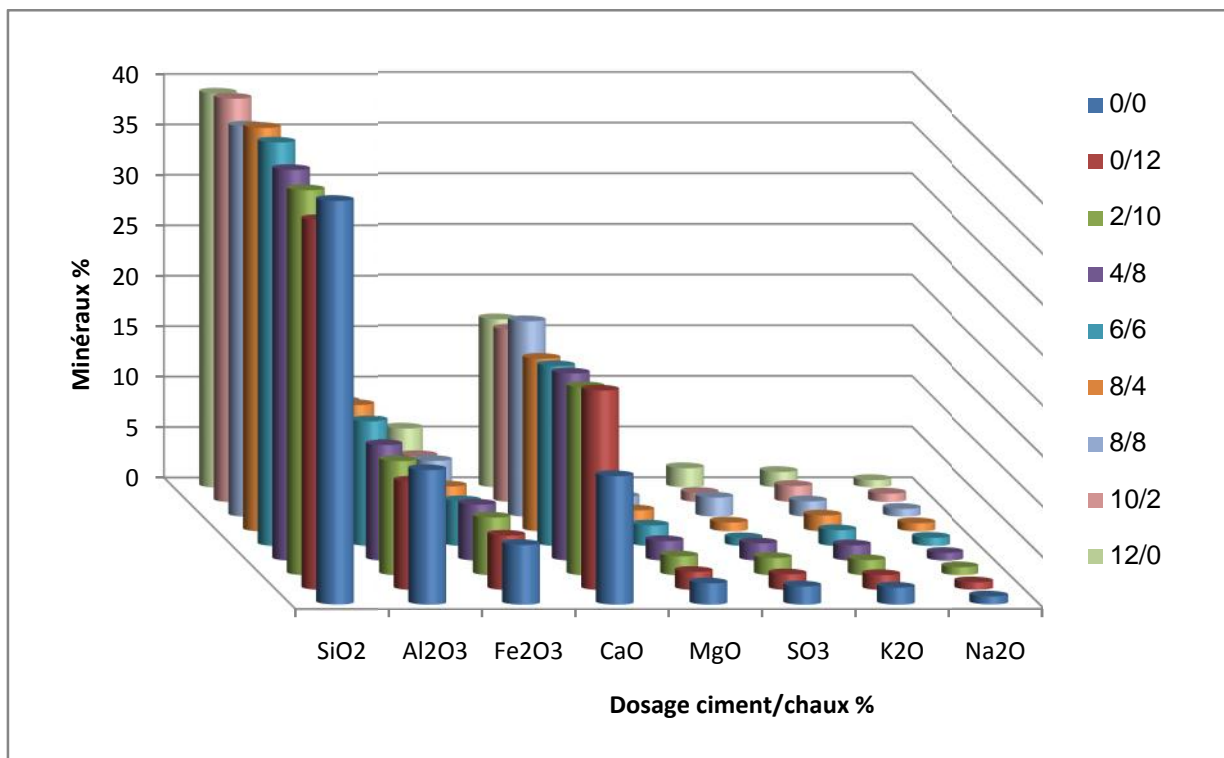


Figure II-13: Histogramme des analyses chimiques pour différent teneur en ciment/chaux.

b) : Caractéristiques minéralogiques

Les figures II-14 et II-15 et II-16 et II-17 présentent les diffractogrammes de l'argile pour les différents dosages mixtes en ciment et en chaux utilisés, ainsi que l'évolution des principaux minéraux constitutifs.

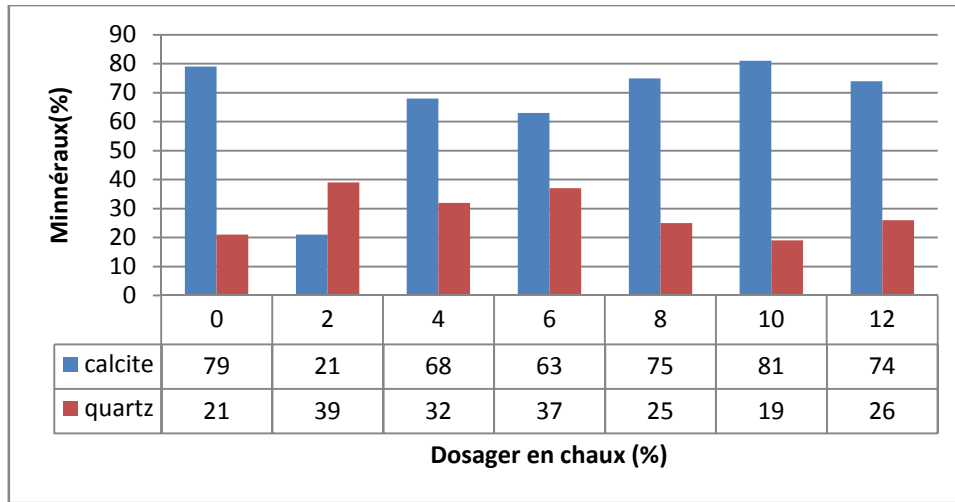


Figure II-14: Histogramme de DRX de l'argile traitée à la chaux.

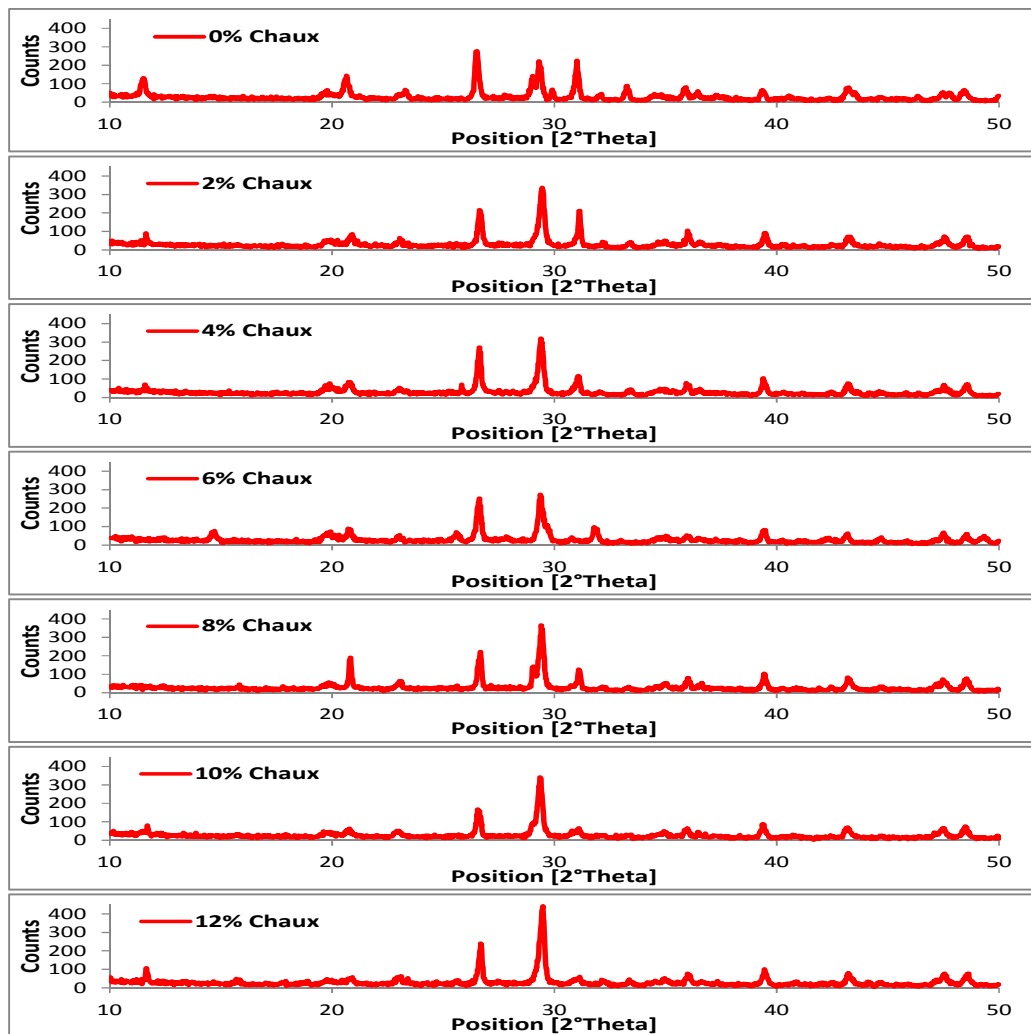


Figure II-15: Courbes DRX de l'argile traitée à la chaux et évolution des pourcentages des éléments minéraux correspondants.

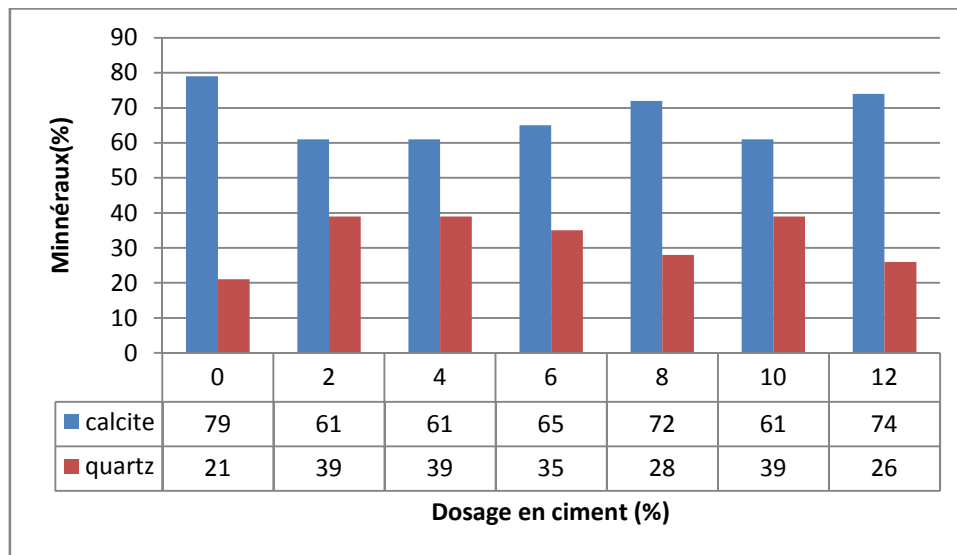


Figure II-16: Histogramme de DRX de l'argile traitée à la ciment.

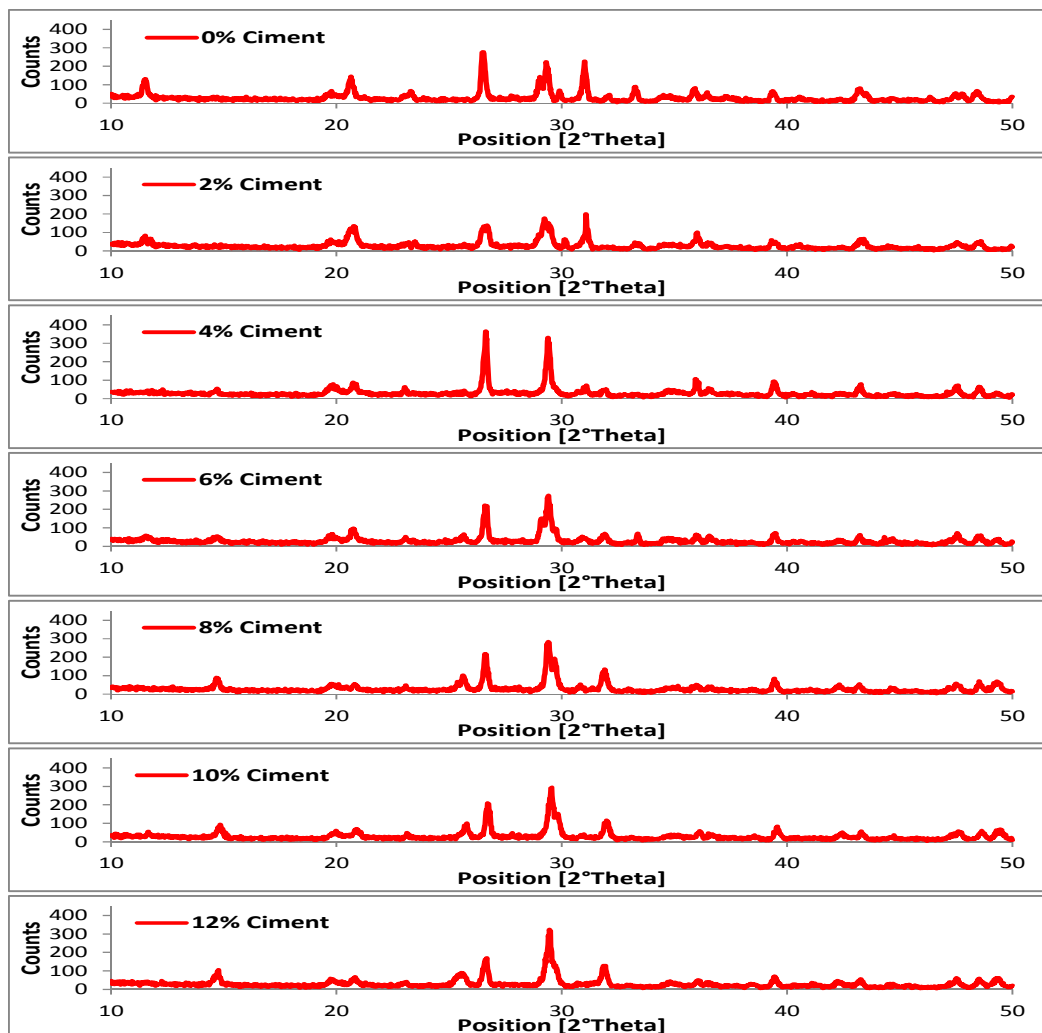


Figure II-17: Courbes DRX de l'argile traitée à la chaux et évolution des pourcentages des éléments minéraux correspondants.

c) : Limites de consistance

L'abaque de plasticité de Casagrande adapté aux sols expansifs selon les classifications de Dakshanamurthy et Raman (1973) et Chen (1980) peut être utilisé pour analyser leur comportement après traitement. La figure II-18 présente l'évolution de l'indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité de l'argile pour les différents dosages en ciment et en chaux considérés pour le traitement mixte effectué.

On peut noter que l'indice de plasticité et la limite de liquidité diminuent avec les dosages en ciment et en chaux.

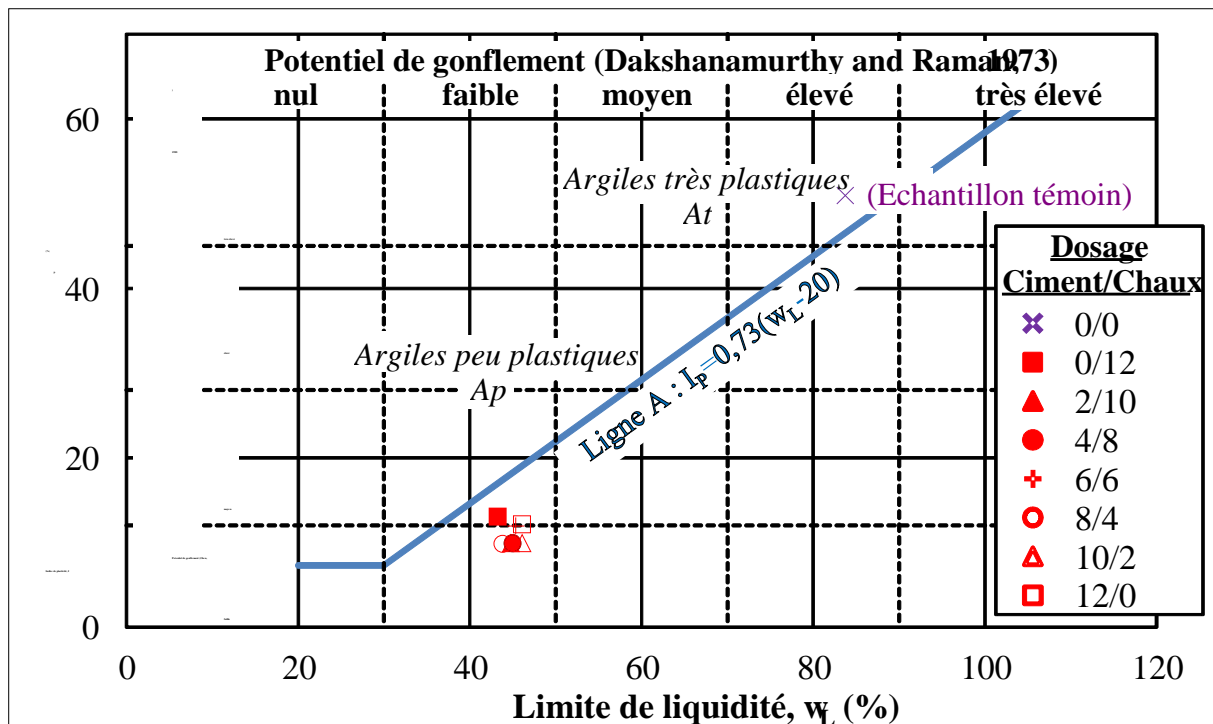


Figure II-18: Influence du traitement mixte sur les limites de consistance de l'argile.

III-3-1: Les Essais mécaniques :

III-3-2-1: Essai C.B.R immédiat et imbibe :

a): Essai C.B.R immédiat :

Les tableaux III.20 et III.21 Présentent l'ensemble des résultats des forces de pénétration en fonction des enfoncements, les indices C.B.R immédiats des éprouvettes traitées à différentes dosage en ciment/chaux.

Pourcentage de 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)	Forces de pénétration (KN)										
0,625	4,95	8,08	6,79	7,56	5,08	6,86	7,31	9,48	9,03	7,1	7,74
1,25	7,10	10,28	9,03	10,17	9,18	9,37	9,46	11,18	10,97	9,25	9,89
2	8,21	12,06	10,32	12,3	11,83	11,63	11,4	12,94	12,69	10,97	11,61
2,5	9,57	13,01	11,07	13,2	12,9	12,6	12,26	13,57	13,33	11,83	12,47
5	12,15	16,9	13,27	16,69	16,77	16,9	15,48	17,46	17,2	15,27	15,7
7,5	13,55	20,27	14,41	20,5	19,14	20,38	17,85	21,07	20,21	17,63	17,85
10	14,84	23,22	14,84	23,2	21,29	23,03	20,43	23,44	22,58	19,78	19,78

Tableau III-20: Résultats des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes dosage en ciment/chaux.

Pourcentage de 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-21 : Résultats des indices C.B.R. immédiats pour différentes teneurs en ciment/chaux.

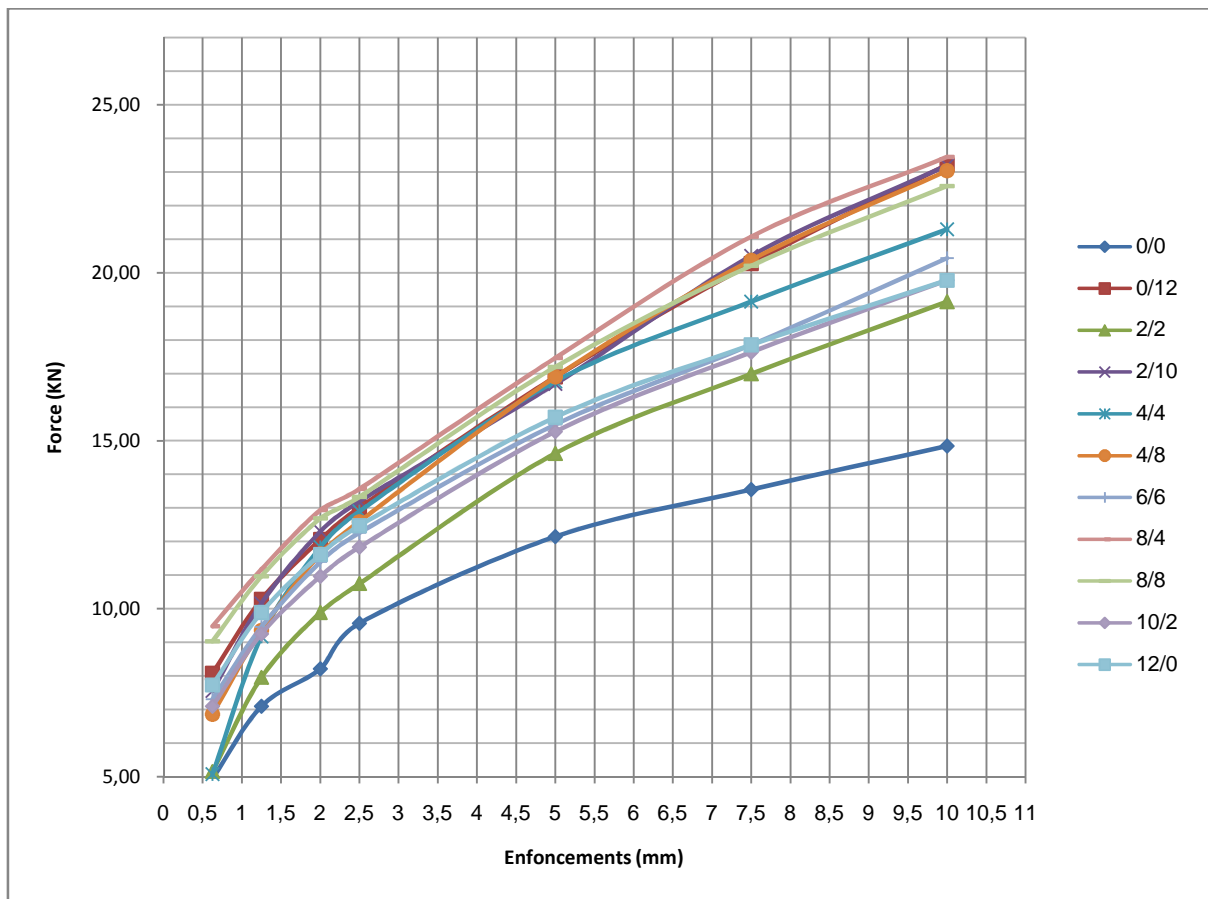


Figure III-19: Courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes teneurs ciment/chaux (C.B.R. immédiat).

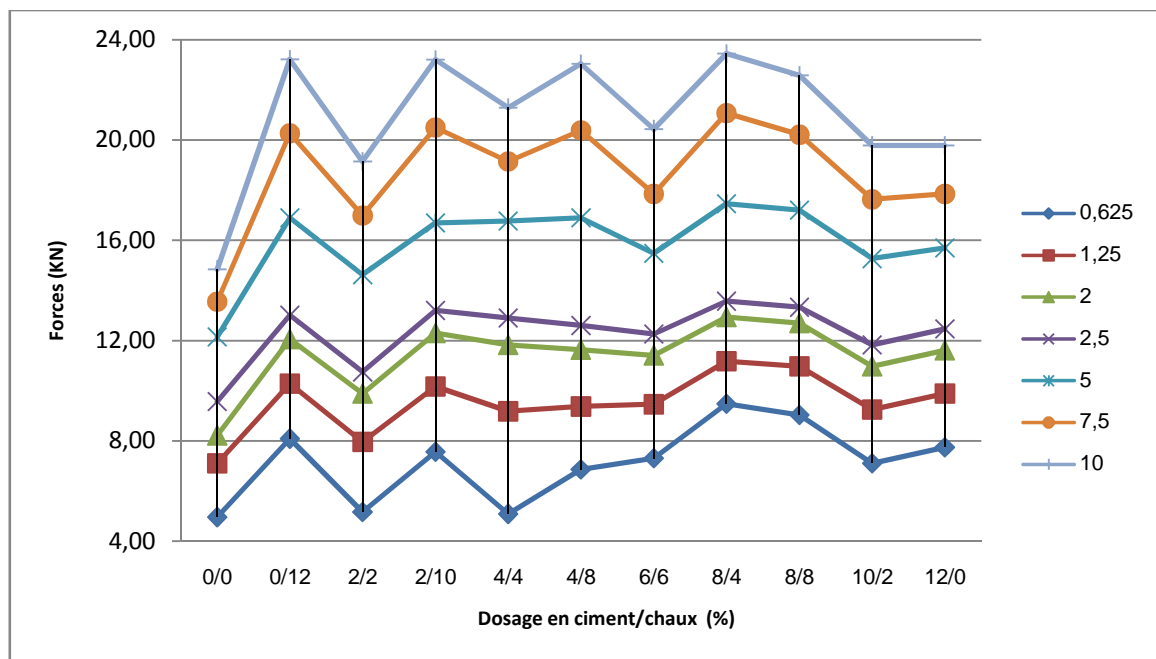


Figure III-20: Courbes des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement (C.B.R. immédiat)

La figure III.20 Présente Les indices C.B.R immédiat en fonction des teneurs en ciment/chaux correspondant aux résultats présentés dans le tableau III.20.

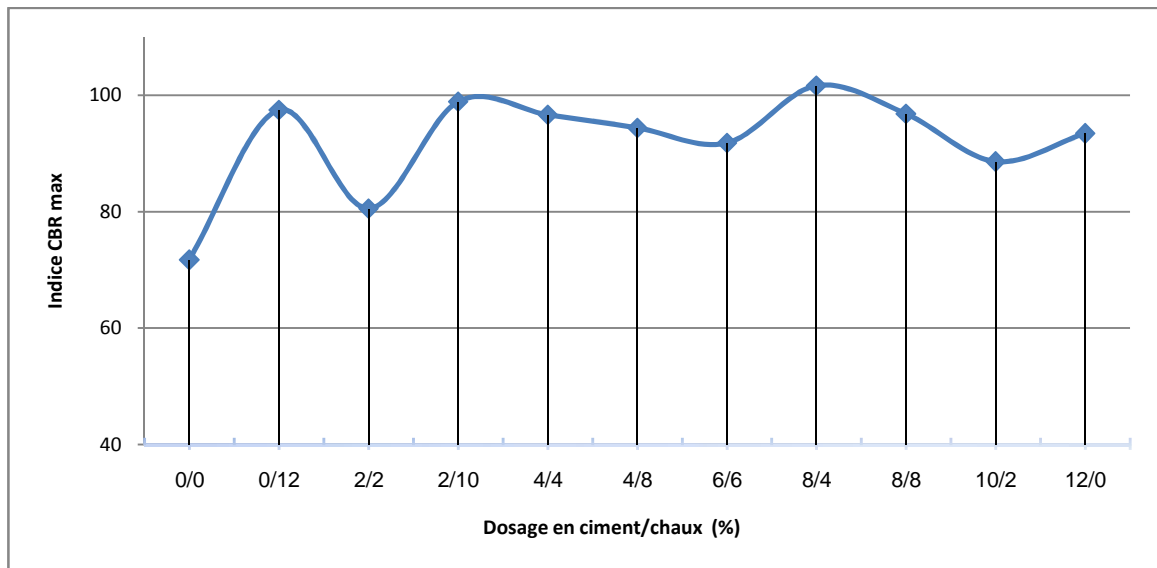


Figure III-21: Indices C.B.R. immédiats en fonction des dosages en ciment/chaux.

Le tableau III.22 Présente l'ensemble des resultants des contraintes en fonction des enfoncements des éprouvettes traitées à différentes teneurs en ciment/chaux.

Pourcentage de 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)	Contraints (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	31,4	31,69	37,45	36,73	30,97	33,13
2	27,5	40,41	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	40,7	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	64,1	68,2	59,78	70,59	67,7	59,06	59,78
10	49,72	77,79	64,12	77,72	71,3	77,14	68,42	78,53	75,63	66,26	66,26

Tableau III-22: Résultats des contraintes en fonction des enfoncements pour différents dosages en ciment/chaux.

Interprétation des résultats:

La figure -19 Présente les courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différentes teneurs en ciment/chaux . Ces courbes regroupées ont pour but de visualiser l'évolution des forces en fonction des enfoncements du sol traité à différentes teneurs en ciment/chaux par rapport au sol non traité. Elles montrent l'amélioration de la portance du sol avec le traitement. Mais à un stade donné du traitement l'évolution ne suit plus l'augmentation avec la teneur en ciment/chaux ajouté, c'est le cas de la courbe des forces en fonction des enfoncements du sol traité à une teneur en ciment/chaux de 8/4 et 2/10.

La figure -20 présente l'ensemble des courbes de forces d'enfoncements en fonction des teneurs en ciment/chaux 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 2,5 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-21 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 immédiate de 71,69 du sol non traité, on arrive à un indice de portance immédiat de 101,62 pour une teneur de 8/4. On remarque également que les deux combinaisons respectivement 8/4 et 2/10 jouent un rôle prépondérants 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.

a) : Essai C.B.R après imbibition

Les tableaux III-23, III-24 et III-25 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.

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

Tableau III-23: Résultats des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différents dosage en ciment/chaux.

Pourcentage de ciment/chaux	0/0	0/12	2/10	4/4	4/8	6/6	8/4	10/2	12/0
Indice C.B.R. imbibition à 2,5mm	2,34	39,48	66,52	44,90	66,52	66,52	83,15	69,84	61,57
Indice C.B.R. imbibition à 5mm	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-24: Résultats des indices C.B.R. imbibés pour différents dosages en ciment/chaux.

Indice C.B.R. imbibition à 2,5mm	2,34	39,48	66,52	44,90	66,52	66,52	83,15	69,84	61,57
Indice C.B.R. imbibition à 5mm	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
Gonflement G (%)	14,99	1,56	0,91	1,59	1,04	1,08	0,58	0,55	0,66

Tableau III-25: Résultats des teneurs en eau après imbibition et les gonflements linéaires pour différents dosages en ciment/chaux.

Les figures III-22, III-23 et III-24 présentent respectivement les courbes des forces poinçonnement en fonction des enfoncements pour différentes 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-23, III-24 et III-25.

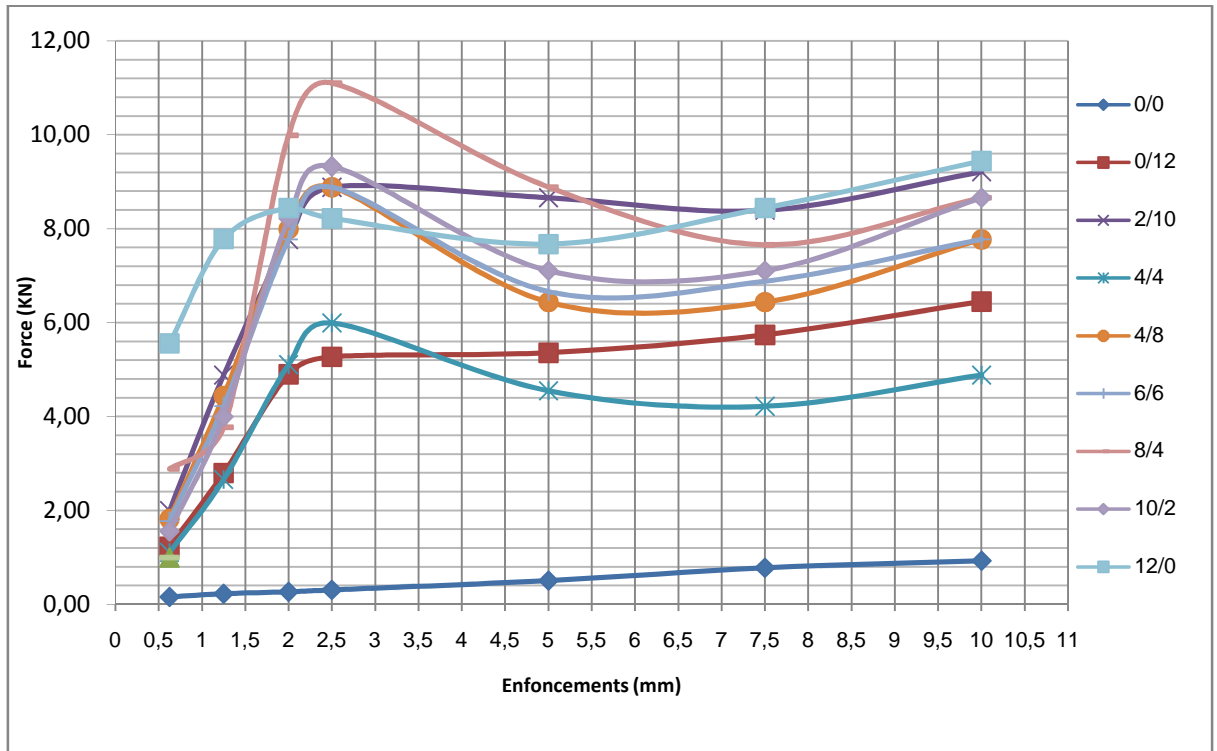


Figure III-22: Courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements pour différents dosages ciment/chaux (après imbibition).

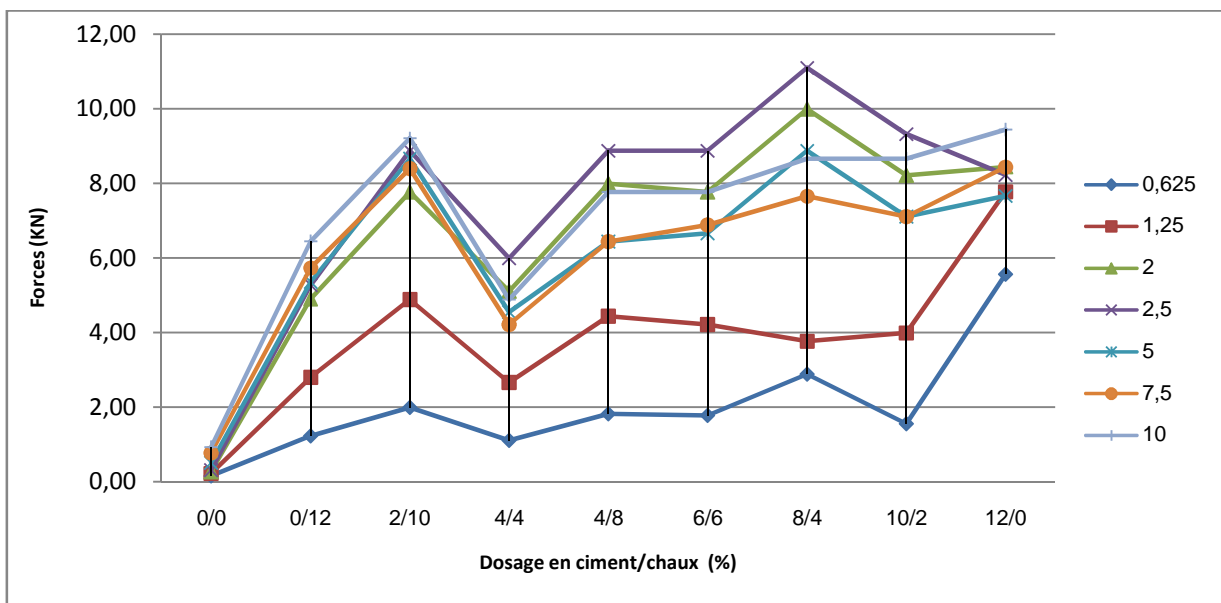


Figure III-23: Courbes des forces en fonction des teneurs en ciment/chaux de chaque enfoncement (après imbibition).

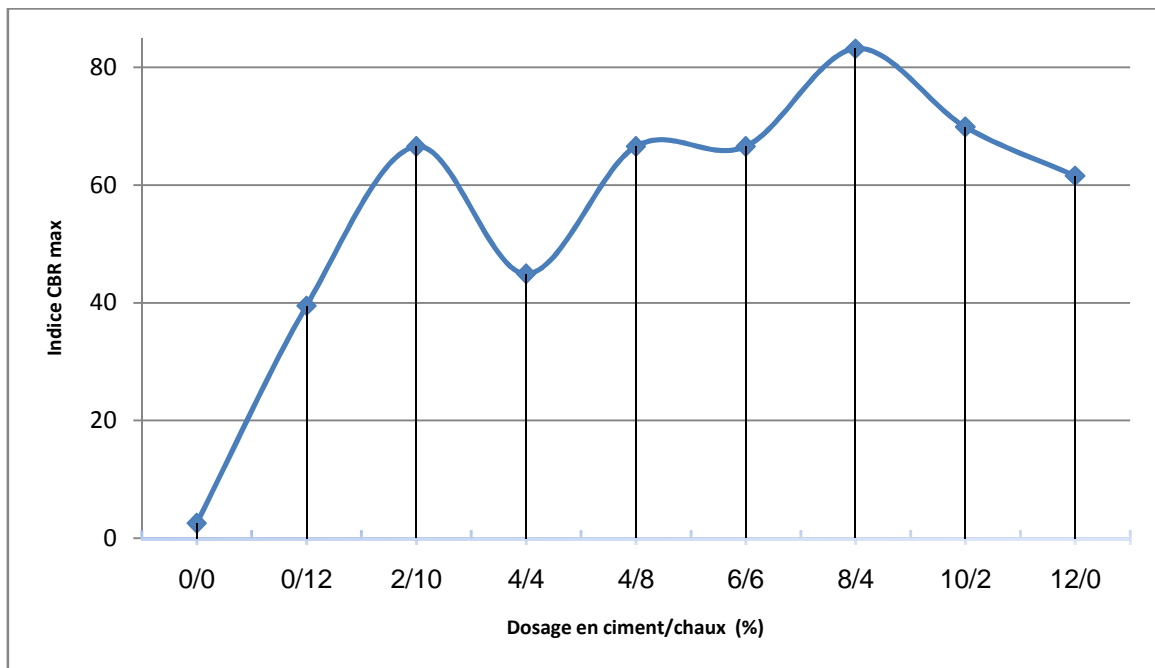


Figure III-24: Indices C.B.R après imbibition en fonction des dosages en ciment/chaux.

La Figure III-25 présente les gonflements linéaires en fonction des teneurs en ciment/chaux d'après les résultats qui figurent sur le tableau (III-24).

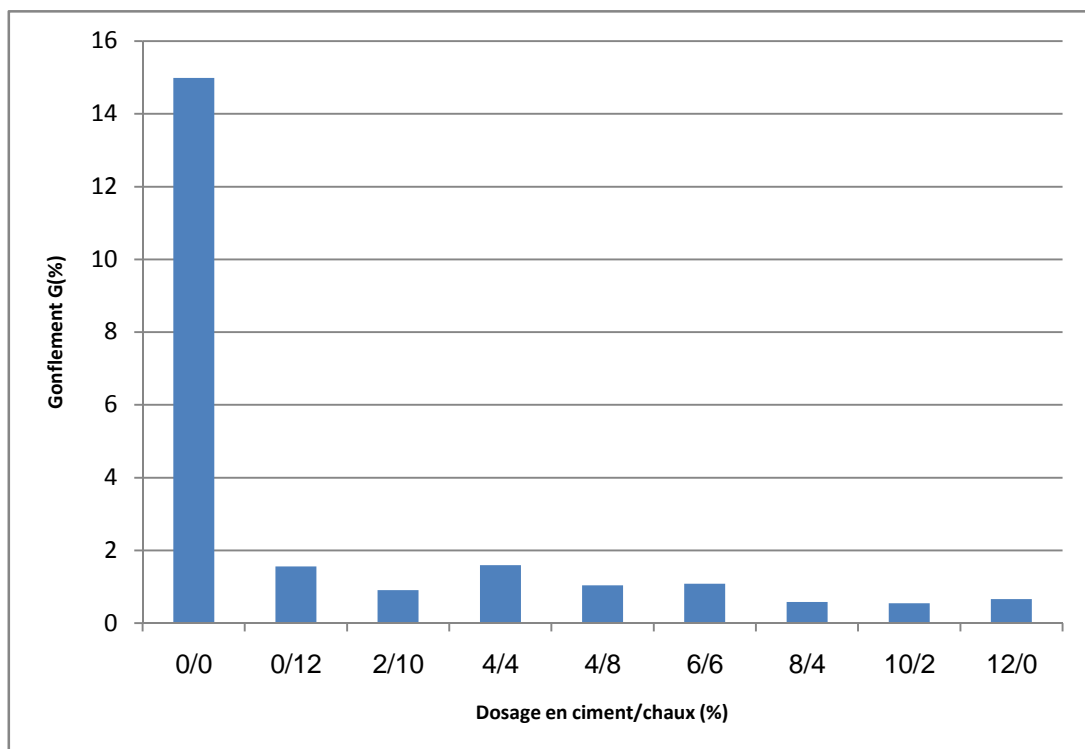


Figure III-25: Histogramme des gonflements linéaires en fonction des dosages en ciment/chaux.

Interprétation des résultats:

La figure III-22 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-23 visualise les courbes des forces d'enfoncement en fonction des teneurs en chaux-ciment 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 4/8 et 2/10 sont les plus efficaces.

La figure III-24 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 ciment/chaux sur le sol étudié.

La figure III-25 présente les gonflements linéaires en fonction des teneurs en ciment/chaux. 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-3-3: Mesures aux ultrasons :

III-3-3-1: Détermination de la vitesse :

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 teneur en ciment/chaux.

a- Eprouvette confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor normal

Le tableau de III-26 présente l'ensemble des résultats du temps et de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques dans les éprouvettes traitées à différent teneur en ciment/chaux.

Epreuves confectionnées à l'optimum Proctor normal												
Dosage en Ciment/Chaux (%)	Epreuves	temps T_i (μ s)	T_{moy} (μ s)	L (cm)	V (m/s)							
0/0	1	212,10	212,00	12	566,07							
	2	211,90										
0/12	1	176,40	176,50		12	679,89						
	2	176,60										
2/2	1	189,70	189,50			12	633,25					
	2	189,30										
2/10	1	168,50	168,50				12	712,17				
	2	168,50										
4/4	1	181,90	182,35					12	658,08			
	2	182,80										
4/8	1	178,90	178,85						12	670,95		
	2	178,80										
6/6	1	181,00	181,30							12	661,89	
	2	181,60										
8/4	1	177,50	176,25								12	680,85
	2	175,00										
8/8	1	177,10	177,45	12								676,25
	2	177,80										
10/2	1	175,50	174,90		12							686,11
	2	174,30										
12/0	1	174,60	174,95			12						685,91
	2	175,30										

Tableau III-26 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique (Proctor normal).

La figure III-26 Présente la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques en fonction des différents teneur ciment/chaux.

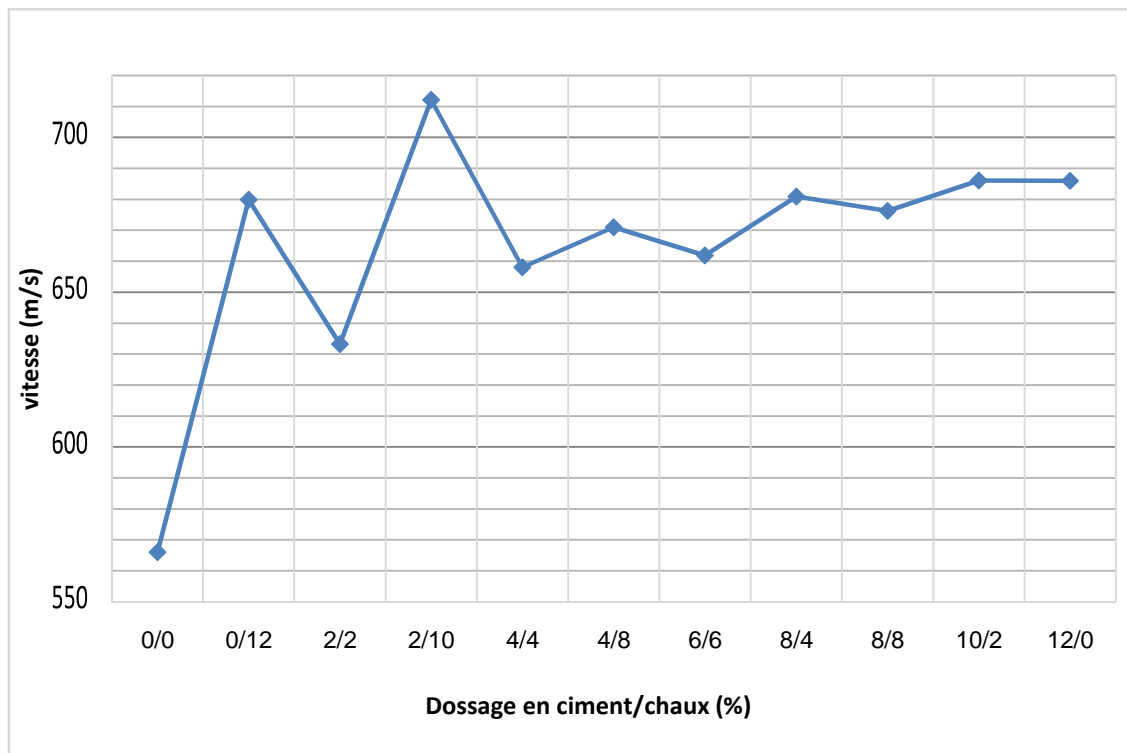


Figure III-26: vitesse de propagation en fonction des différents teneurs ciment/chaux (Proctor normal).

b- Eprouvette confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor modifié :

Le tableau de III-27 présente l'ensemble des résultats du temps et de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques dans les éprouvettes traitées à différent teneur en ciment/chaux.

Eprouvettes confectionnées à l'optimum Proctor modifié												
Dosage en Ciment/Chaux (%)	Eprouvettes	temps T_i (μs)	T_{moy} (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		11,59	914,04						
	2	126,80										
2/2	1	112,22	112,22			11,59	1032,79					
	2	112,22										
2/10	1	119,00	119,20				11,59	972,32				
	2	119,40										
4/4	1	111,33	111,33					11,59	1041,05			
	2	111,33										
4/8	1	124,30	124,45						11,59	931,30		
	2	124,60										
6/6	1	113,70	113,65							11,59	1019,80	
	2	113,60										
8/4	1	112,50	112,55								11,59	1029,76
	2	112,60										
8/8	1	119,68	119,68	11,59								968,42
	2	119,68										
10/2	1	109,50	109,50		11,59							1058,45
	2	109,50										
12/0	1	113,60	113,70			11,59						1019,35
	2	113,80										

Tableau III-27 : Temps et vitesses de propagation des ondes ultrasonique (Proctor modifié).

La figure III-27 Présente la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques en fonction des différents teneur ciment/chaux.

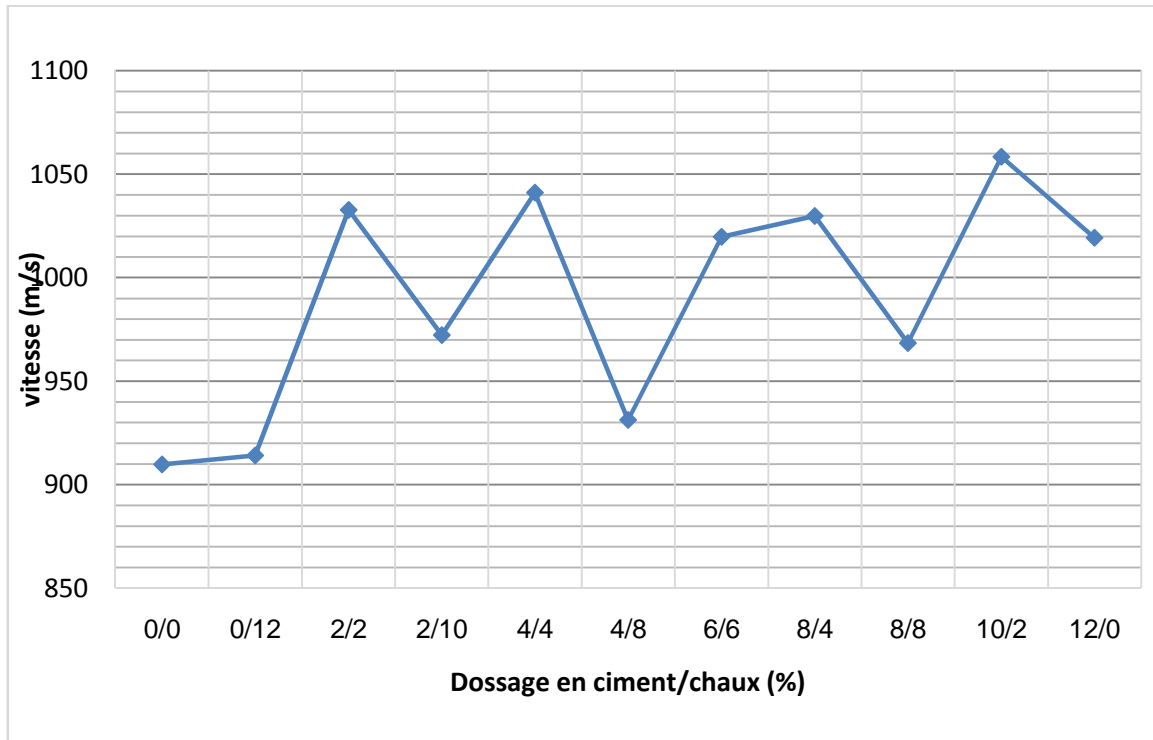


Figure III-27: vitesse de propagation en fonction des différents teneurs ciment/chaux (Proctor modifié).

III-3-3-2: Détermination le module d'élasticité :

a- Eprouvette confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor normal :

Le tableau de III-28 présente l'ensemble des résultats de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques dans les éprouvettes confectionner aux caractéristiques optimales de l'essai proctor normal est traitées à différents dosage en ciment/chaux ainsi que le module d'élasticité.

Dosage en Ciment/Chaux (%)	V_{moy} (m/s)	Densité	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-28 : Valeurs demodule d'elasticité à different dosage en ciment/chaux (Proctor normal).

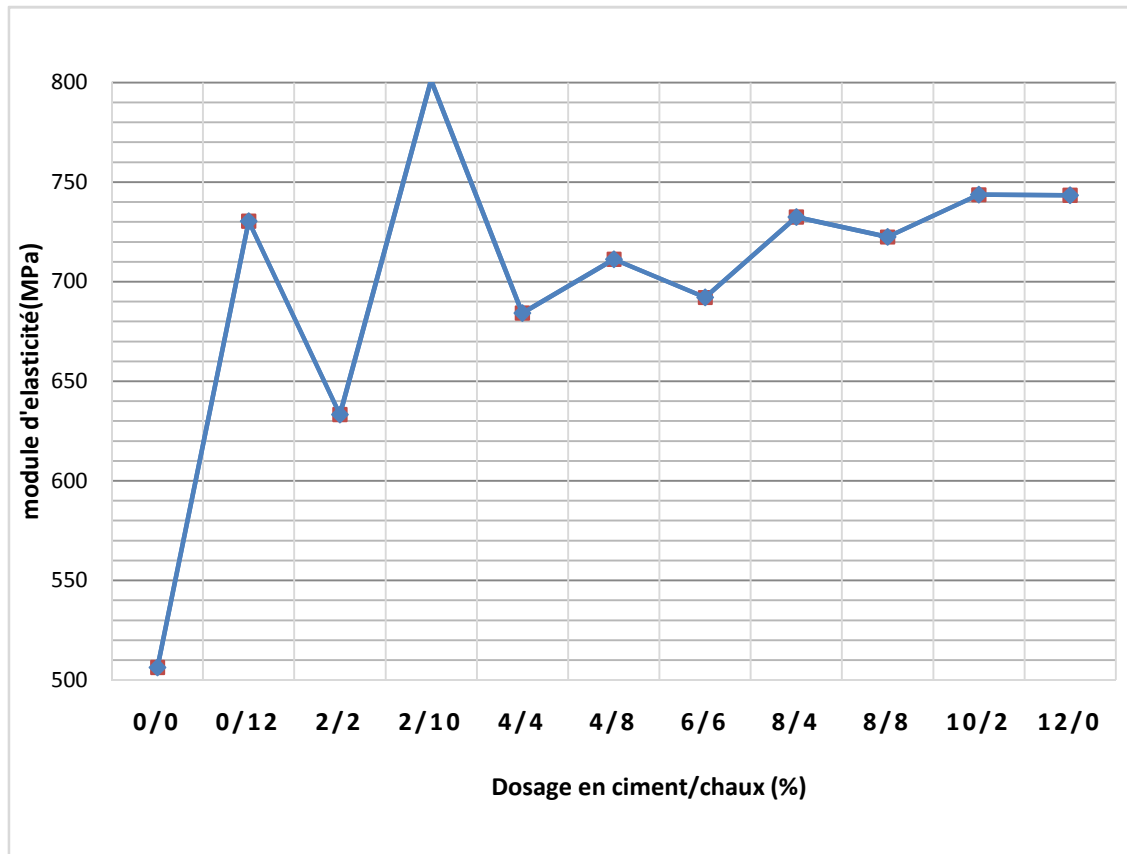


Figure III-28: Module d'élasticité en fonction de teneur en ciment/chaux.

a- Eprouvette confectionnée aux caractéristiques optimales Proctor modifié :

Le tableau de III-29 présente l'ensemble des résultats le Module d'élasticité des éprouvettes traitées à différents dosages en ciment/chaux.

Dosage en Ciment/Chaux (%)	V_{moy} (m/s)	Densité	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-29: Valeurs de module d'elasticité à differents dosages en ciment/chaux (Proctor modifié).

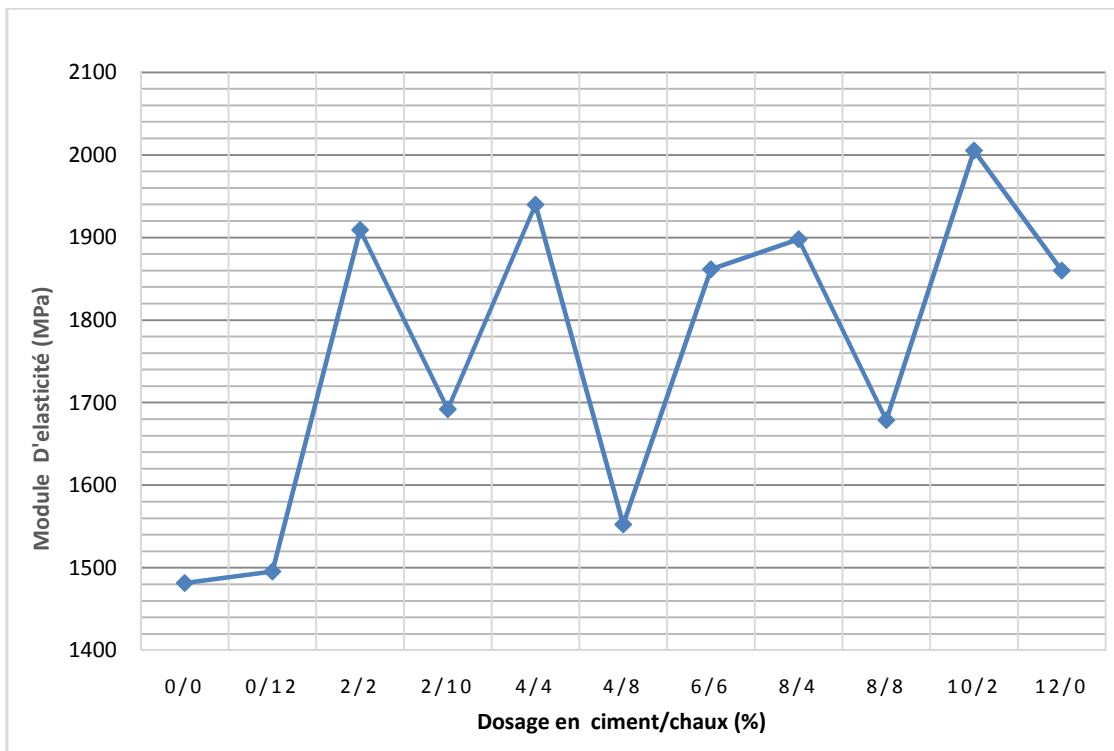


Figure III-29: Module d'élasticité en fonction des différents dosages en ciment/chaux (Proctor modifié).

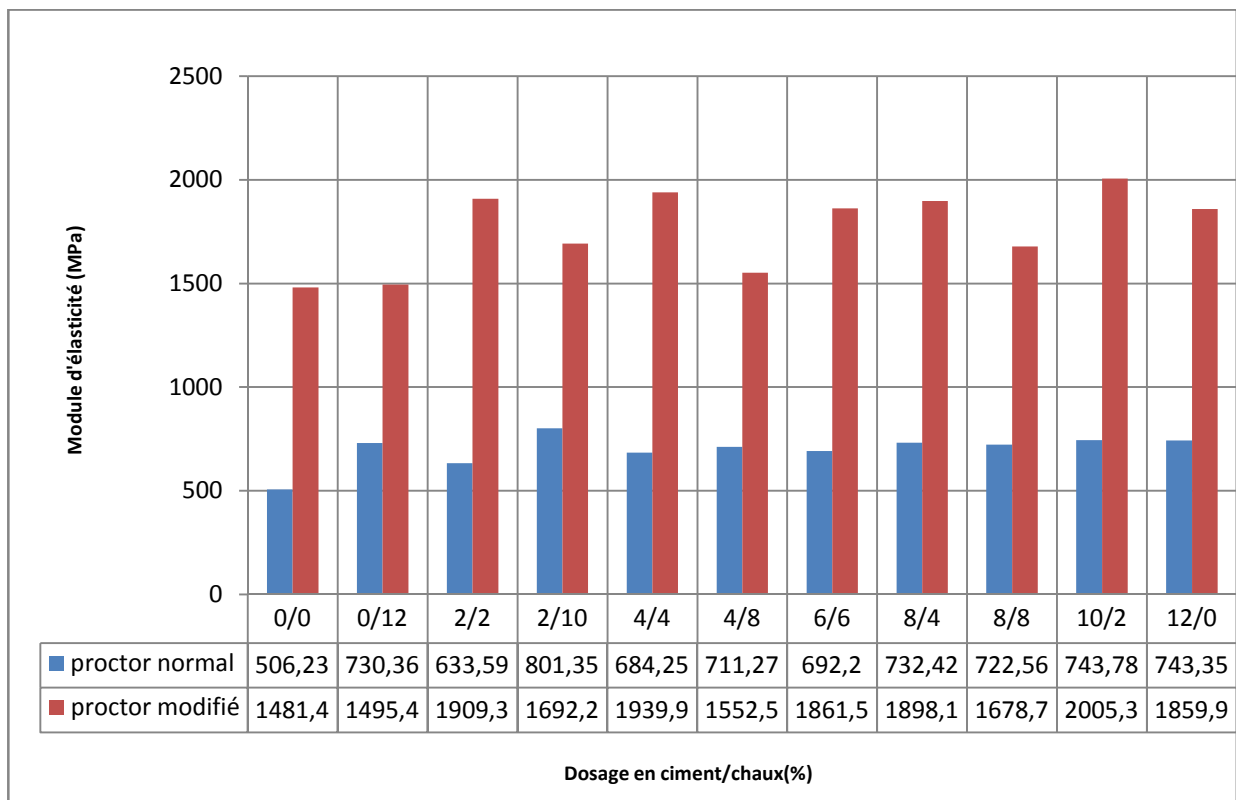


Figure III-30: Modules d'élasticité des échantillons de sol confectionnés aux caractéristiques optimales de l'essai Proctor normal et Proctor modifié.

Interprétation des résultats :

Les figures de III-26 et III-27 on constate que les temps de transmission des ondes ultrasoniques ainsi que leurs vitesses correspondantes varient selon la variation de l'énergie de compactage ceci est vérifié par les résultats obtenus de la vitesse de propagation de l'onde ultrasonique qui est de 566,07 m/s dans le cas de l'échantillon témoin (non traité) confectionné à l'optimum Proctor normal cette valeur est faible devant cette 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% de ciment et de 2% de chaux (2/2) qui correspond à une vitesse de 633,25 m/s moins efficace par rapport a tous les autres dosage mais qui néanmoins reste supérieure à celle de l'échantillon témoin.

Les figures de III-28 et III-29 qui présentent les courbes des modules d'élasticité en fonction des dosage en ciment/chaux , on constate que le module d'élasticité croit avec l'accroissement est du au dosage en ciment/chaux pour toutes les combinaisons utilisées et particulièrement pour le dosage 2% de ciment et 10% de chaux (2/10) correspondant à une valeur de 801,35 MPa pour le cas de l'essai Proctor normal et un dosage de 10% de ciment et de 2% de chaux correspondant a un module d'élasticité d'une valeur de 2005,37 MPa dans le cas de l'essai Proctor modifié .on remarque nette amélioration du module d'élasticité de l'échantillon traité par rapport à l'échantillon témoin davantage dans le cas de l'essai Proctor modifié que l'essai Proctor normal ceci est du à l'occupation des espaces entre les particules d'argile par la mélange ciment/chaux.

De la figure III-30 on constate que les éprouvettes confectionnées optimales de l'essai Proctor normal présentent des valeurs des modules d'élasticités faibles par rapport à celles obtenues des éprouvettes confectionnées aux caracteriques 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 différent dosage de ciment/chaux. Pour une même énergie de compactage la vitesse ultrasonique et le module d'élasticité croit avec l'accroissement du dosage en ciment/chaux.

Chapitre IV

Conclusion et recommandations

Chapitre IV

Conclusion et recommandations

IV-1 : Conclusion générale

Au terme de 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 à permis de souligner quelques affirmations concluantes dont les plus importantes sont les suivantes :

- Les sols argileux contenant une plus ou moins forte proportion de montmorillonite peuvent être considérés comme expansifs susceptibles de gonfler lors des cycles d'humidification et de rétrécir lors des cycles de séchage. L'identification de ce type de sols en termes de potentiel de gonflement ou de retrait peut être faite de manière indirecte ou de manière directe .on peut simplement noter que contrairement aux méthodes d'identification indirecte basées sur des procédures d'essais normalisés, les méthodes de caractérisation directes font appel à des procédures d'essais normalisés et non normalisés.
- L'emploi des sols expansifs dans leur état naturel comme matériaux de remblais ou de couches de formes routières. Ou comme support de fondations des ouvrages géotechniques, spécifiques au ciment et à la chaux.

L'étude expérimentale avant pour finalité de vérifier les aspects physico-mécanique évoques ci –dessus et de caractérise le comportement d'une argile naturelle prélevée sur le site urbain de sidi-Hadjrés dans la wilaya de M'sila vue de son utilisation en construction routière. Le choix de ce site a de motivé en raison de son extension vers des zones à risques, ou des désordres apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, voies 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- Hadjrés 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 (CPIJ-CEM/B 42,5 R-NA 442) et une chaux 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 (indice CBR immédiat et imbibé), permettant d'accroître la portance de l'argile en place comme 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, meilleur résistance et surtout amélioration sensible des ces caractéristique élastiques (ici le module d'élasticité E).

Cependant, les meilleures performances sont obtenues pour un dosage de 2% de ciment et de 10% de chaux correspondant à un module d'élasticité d'une valeur de 801,35 MPa pour le cas de l'essai Proctor normal, et un dosage de 10% de ciment et de 2% de chaux correspondant a 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 d'une argile très 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 sonore— mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton.

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[1]

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[2]

DJEDID .Abdelkader (): Sols L'Identification des sols gonflants : Pour une démarche unifiée.24ième Rencontres Universitaires de Génie Civil (Aboubekr Belkaid)

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.[3]

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, 97 pages [4].

MILLOGO,Y (2008) : Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique 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.[5]

Olivier C. (2002) : Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés». Présentée en vue de l'obtention du grade de :docteur de l'I.N.P.L.[6]

TOUMIAT .S (2011) : Etude de la portance d'une argile expansive stabilisée à forte teneur en ciment[07]

« ultrasons de haute intensité », applications industrielles, éd dunod, paris 1971. [8]
MARIE-AUDE PLOIX THESE DE DOCTORAT : (étude de l'atténuation des ondes ultrasonores application au CND des soudures en acier inoxydable austénitique) [9]

A. MOUCHTACHI, R. EL GUERJOUMA, J.C. BABOUX ET Y. JAYET (Modélisation de la propagation ultrasonore en milieu dispersif ; mesure de vitesse et application à la caractérisation des graphites) [10]

Centre de recherches routières : Code de bonne pratique pour Le traitement des sols à la Chaux et/ou au ciment (R 74 / 04) fiche technique de l'ultrason [11] .

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

Bengraa .H, (2004); « Contribution a l'Etude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable ». Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran. [13]

Bailon Jean-Paul, Des matériaux, 2000. [14]

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé		Tamisas (%)
		g	(%)	
5,00	0,70	0,70	0,23	97,81
2,00	2,50	3,20	1,07	95,59
1,00	1,40	4,60	1,53	92,98
0,40	1,90	6,50	2,17	87,59
0,10	0,30	8,30	2,77	81,70
0,08	0,90	9,20	3,07	80,35

Annexe A-1: Essai 01 Analyse granulométrique par tamisage

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5,00	2,30	2,30	0,77	97,74
2,00	2,20	4,50	1,50	95,01
1,00	1,00	5,50	1,83	92,45
0,40	2,40	7,90	2,63	87,44
0,10	0,20	9,30	3,10	80,99
0,08	1,20	10,50	3,50	80,39

Annexe A-2: Essai 02 Analyse granulométrique par tamisage.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5,00	0,10	0,10	0,03	99,06
2,00	4,10	4,20	1,40	95,98
1,00	3,20	7,40	2,47	94,54
0,40	2,90	10,30	3,43	90,21
0,10	0,40	12,30	4,10	87,14
0,08	1,20	13,50	4,50	81,85

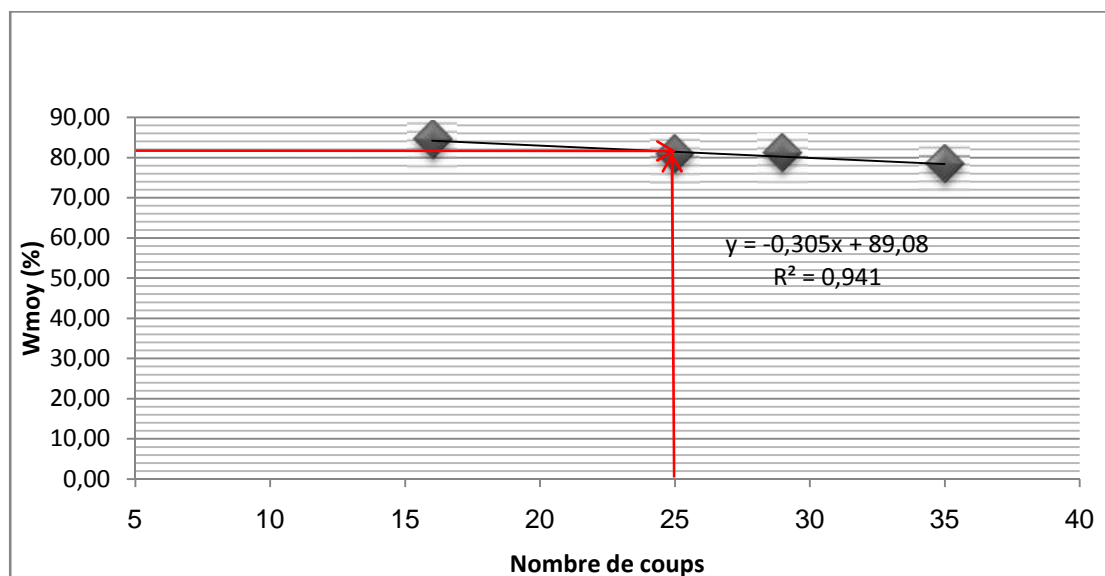
Annexe A-3: Essai 03 Analyse granulométrique par tamisage.

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							

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

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
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-5: Détermination de la limite de plasticité W_p essai 01.



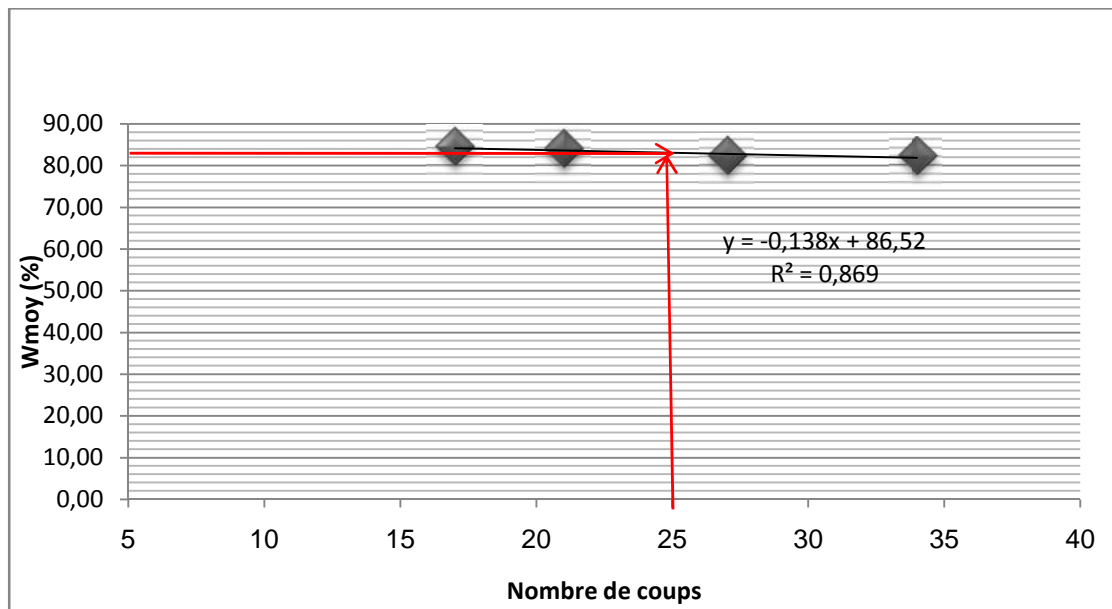
Annexe A-6: Courbe de limite de liquidité W_L en fonction de nombre de coups essai 01.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	17		21		27		34	
Numéro de la tare	1	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	3,4	4,5	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							

Annexe A-7 : Détermination de la limite de liquidité W_L essai 02.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
	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	9,3	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	0,2	0,24	0,21
Masse du sol sec m_d (g) = $(m_d+m_t) - m_t$	0,4	1,1	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-8: Détermination de la limite de plasticité W_p essai 02.



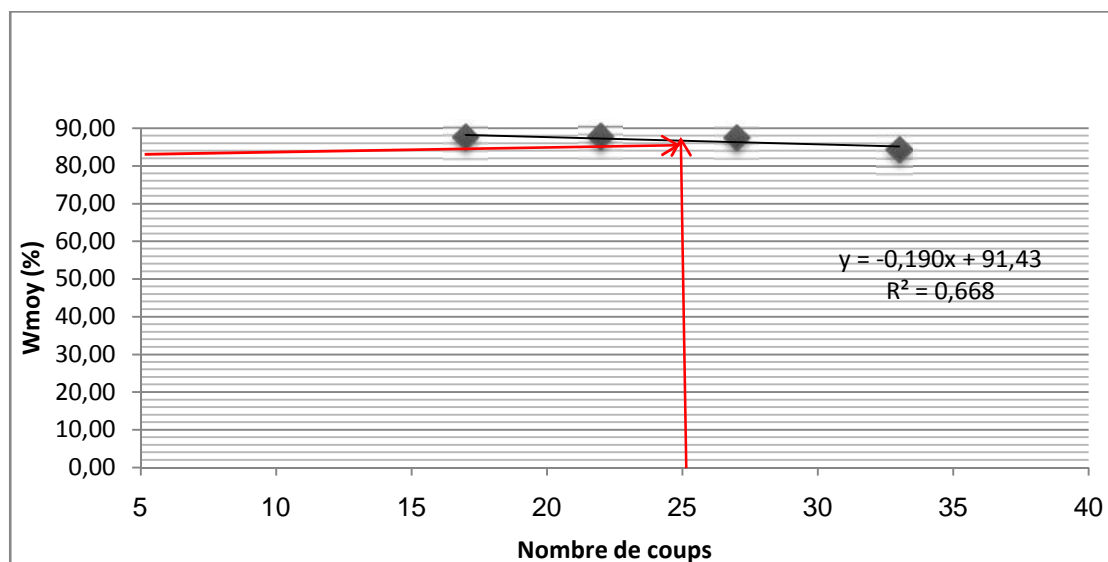
Annexe A-9: Courbe de limite de liquidité W_L en fonction de nombre de coups essai 02.

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							

Annexe A-10: Détermination de la limite de liquidité W_L essai 03.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
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	8,75	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 (%)	36,57							
I_p (%) = $W_L - W_p$	50,11							

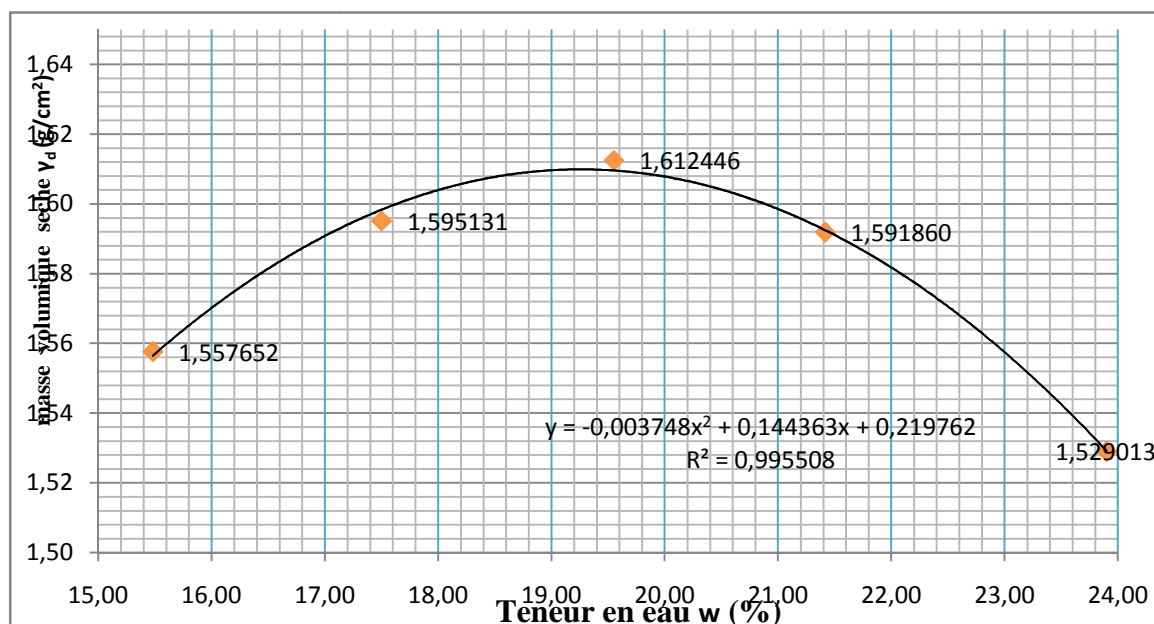
Annexe A-11: Détermination de la limite de plasticité W_p essai 03.



Annexe A-12: Courbe de limite de liquidité W_L en fonction de nombre de coups essai 03.

masse d'eau ajoutée à chaque compac	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 W_1	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 W_2	15,23	17,95	19,15	21,23	24,15
teneur en eau W (%) = $(W_1+W_2)/2$	15,48	17,50	19,55	21,42	23,90

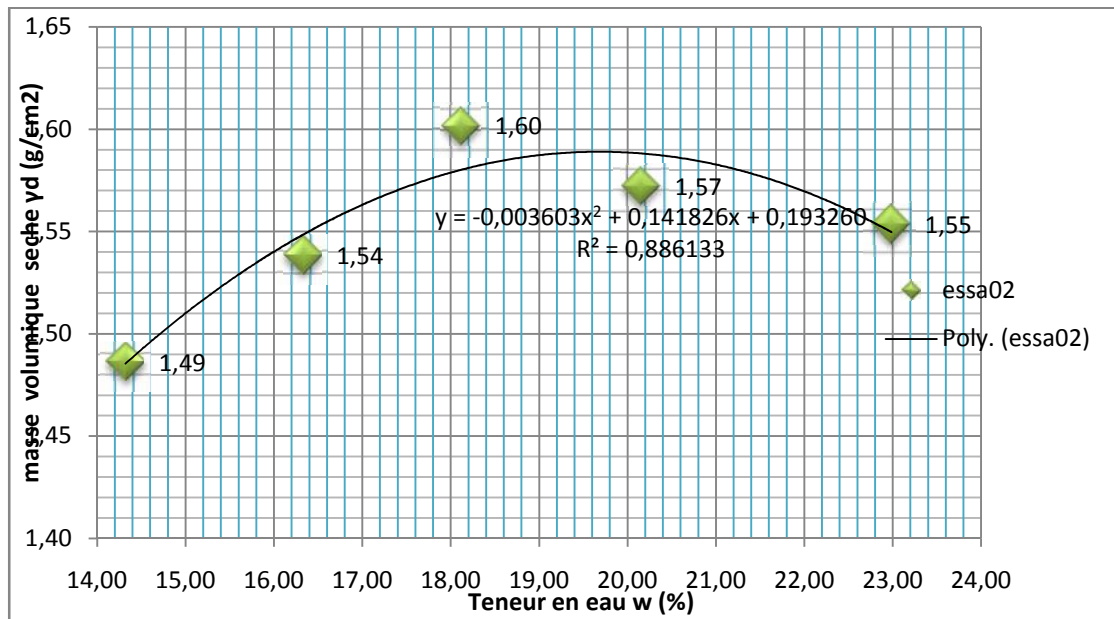
Annexe A-13: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 01 proctor normal.



Annexe A-14: les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau essai 01 proctor normal.

masse d'eau ajoutée à chaque compac	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 seche	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

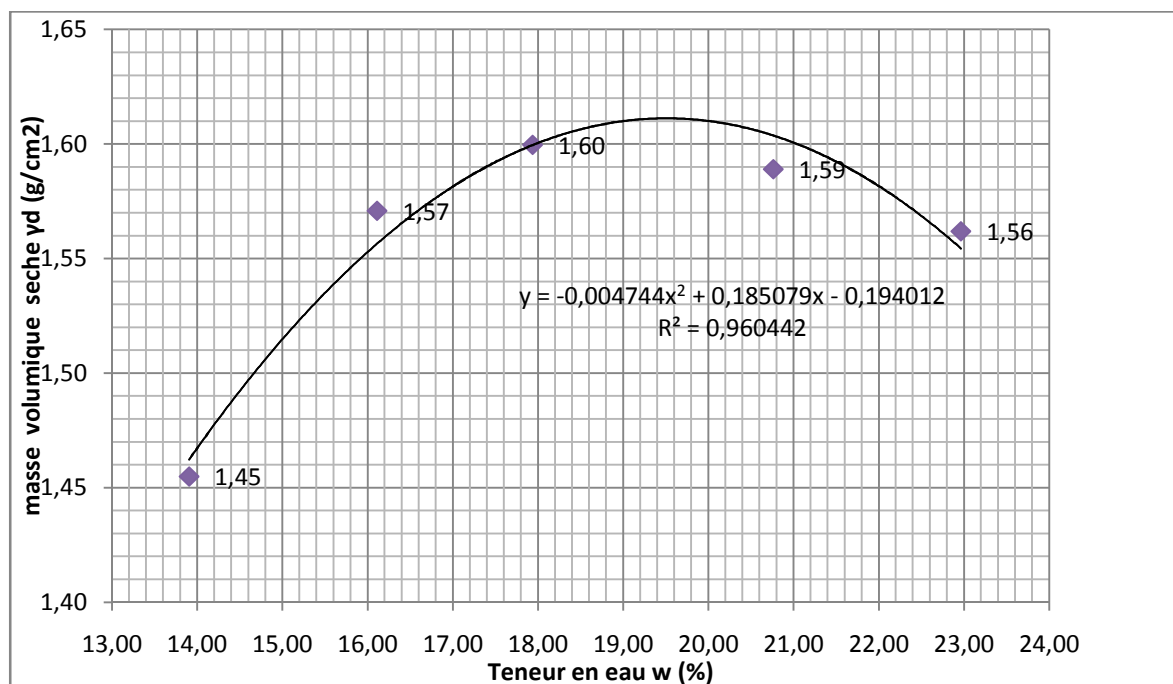
Annexe A-15: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 02 proctor normal.



Annexe A-16: les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau essai 02 proctor normal.

masse d'eau ajoutée à 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 sèche	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

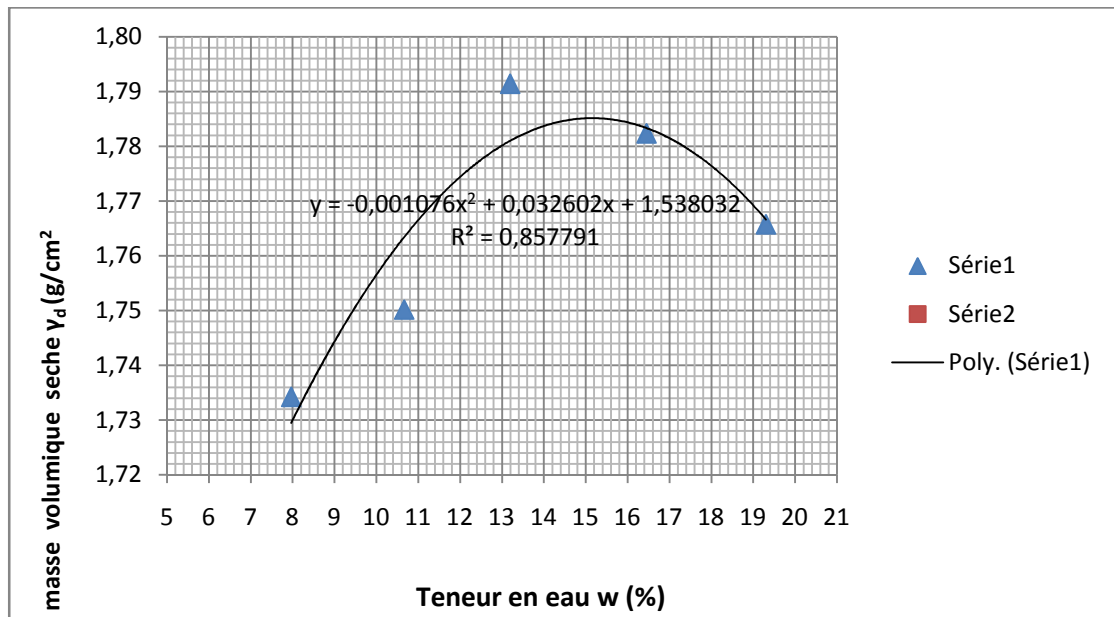
Annexe A-17: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 03 proctor normal.



Annexe A-18: les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau essai 03 proctor normal.

masse d'eau ajoutée a chaque compac	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 seche	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

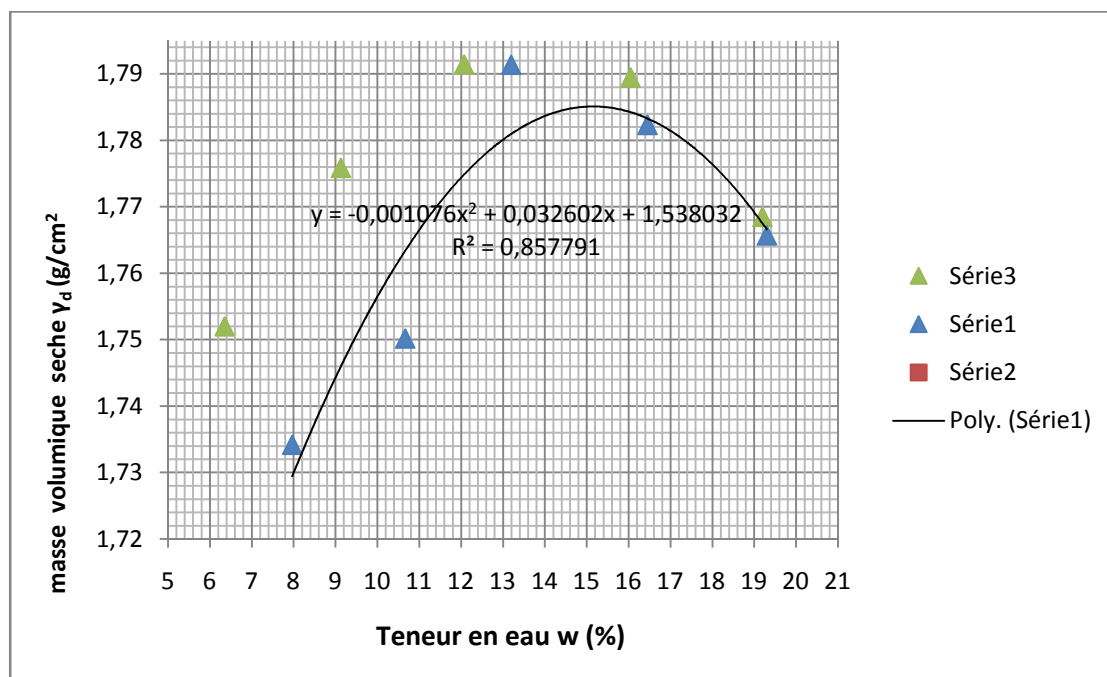
Annexe A-19: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 01 proctor modifié.



Annexe A-20: les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau essai 01 proctor modifié.

masse d'eau ajoutée a chaque compac	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 seche	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

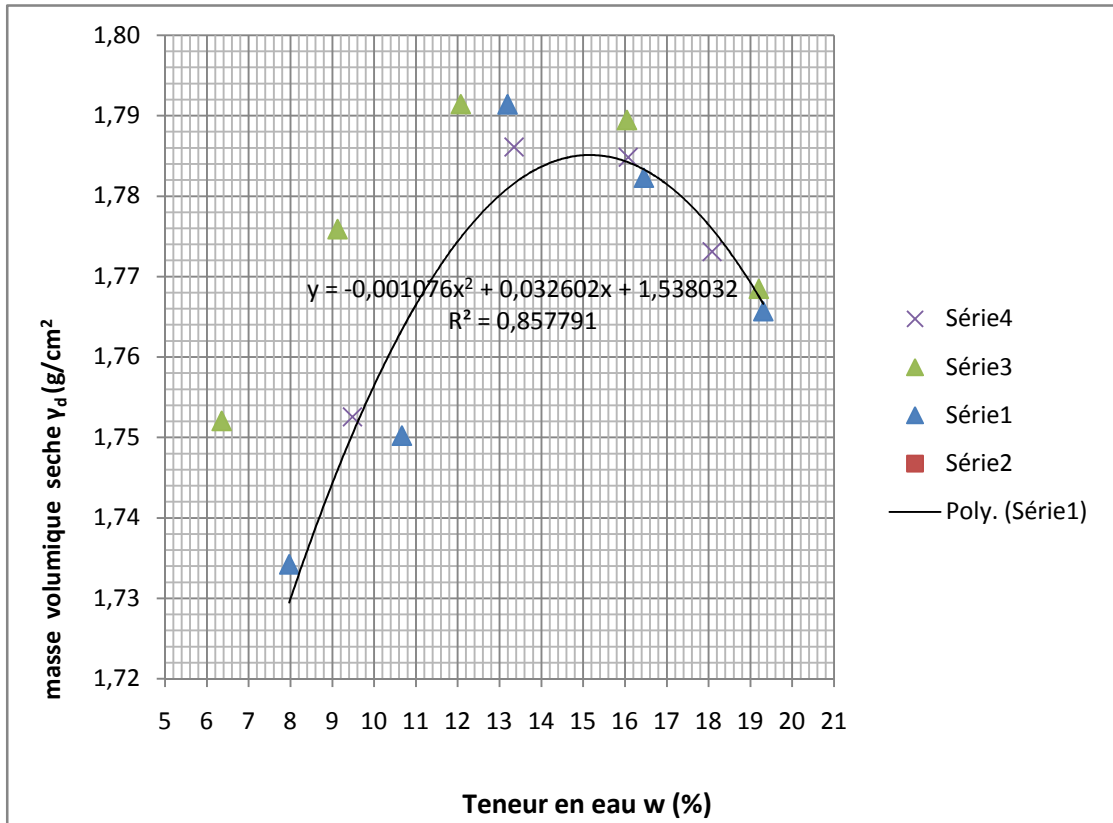
Annexe A-21: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 02 proctor modifié.



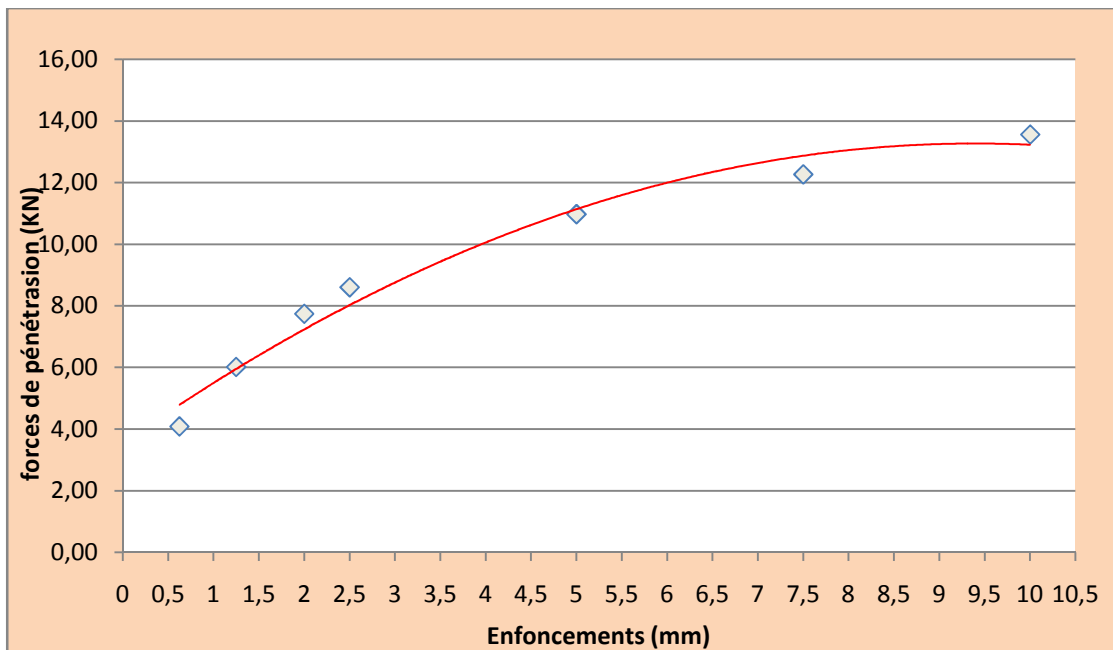
Annexe A-22: les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau essai 02 proctor modifié.

masse d'eau ajoutée à chaque compac	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 seche	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

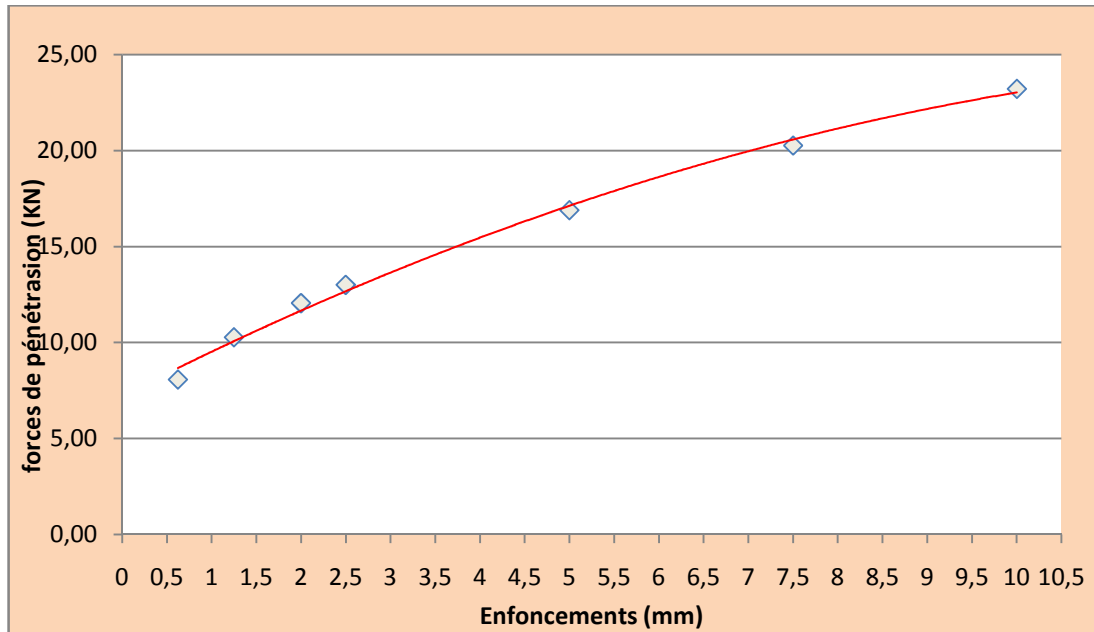
Annexe A-23: Masses volumiques sèches et teneurs en eau du sol témoin essai 03 proctor modifié.



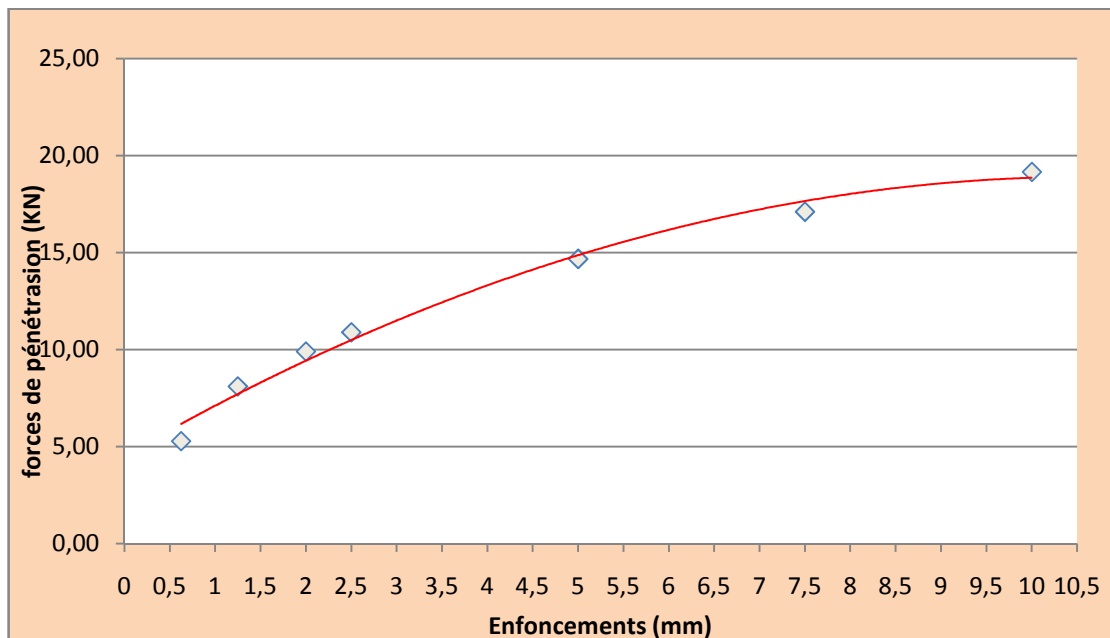
Annexe A-24: les masses volumiques sèches en fonction des teneurs en eau essai 03 proctor modifié.



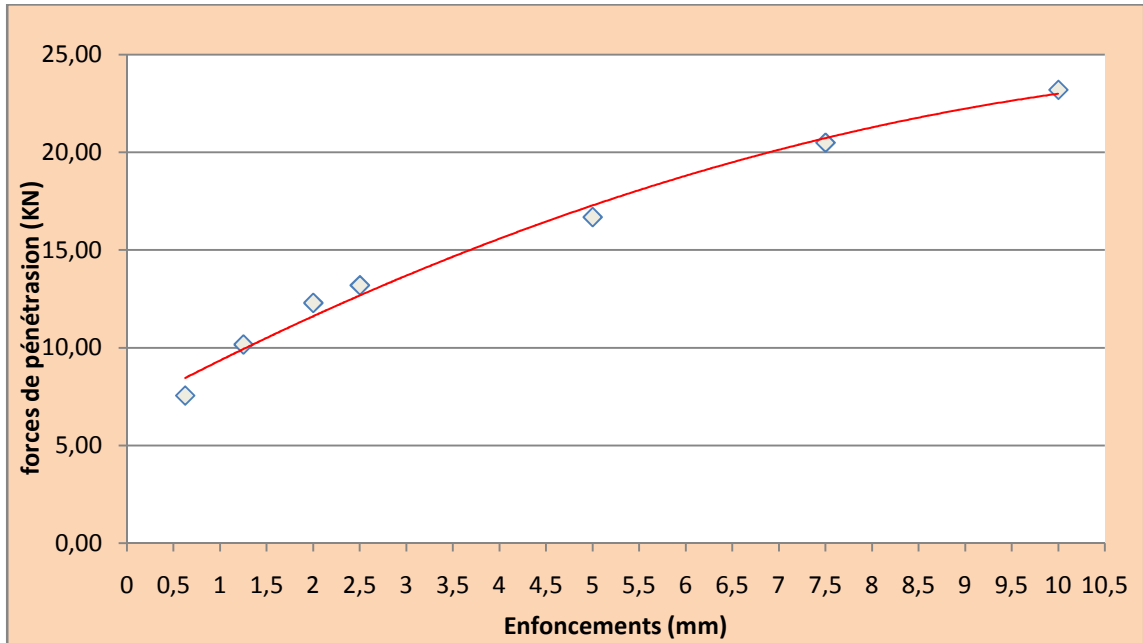
Annexe A-25: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfacements de l'éprouvette témoin (CBR immédiat).



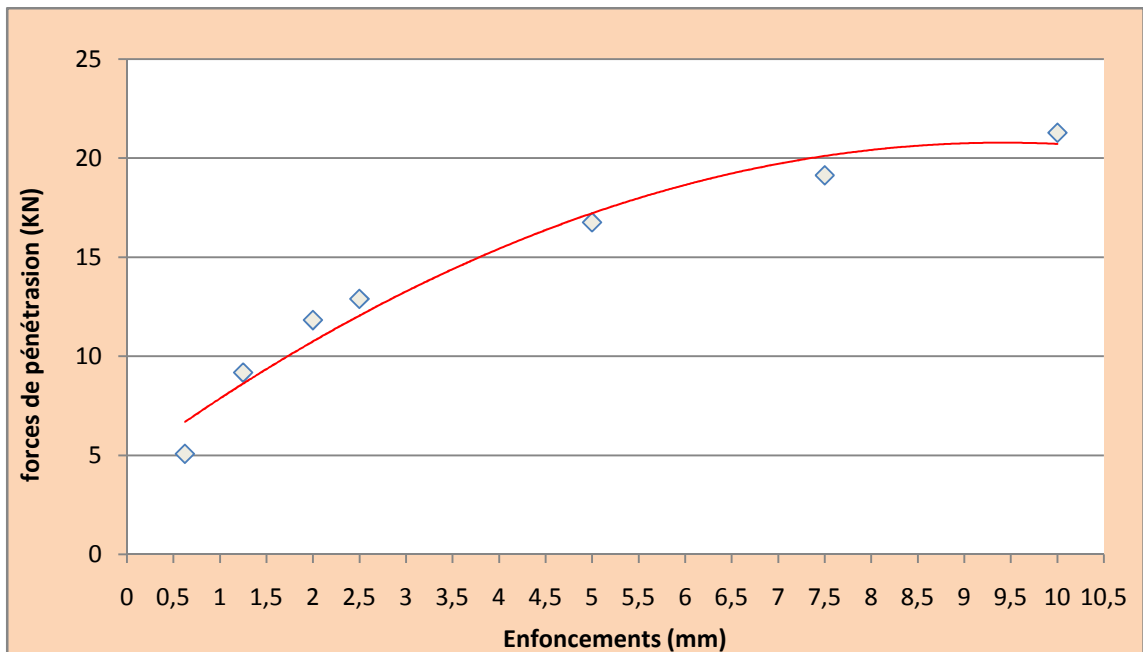
Annexe A-26: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (0/12) (CBR immédiat).



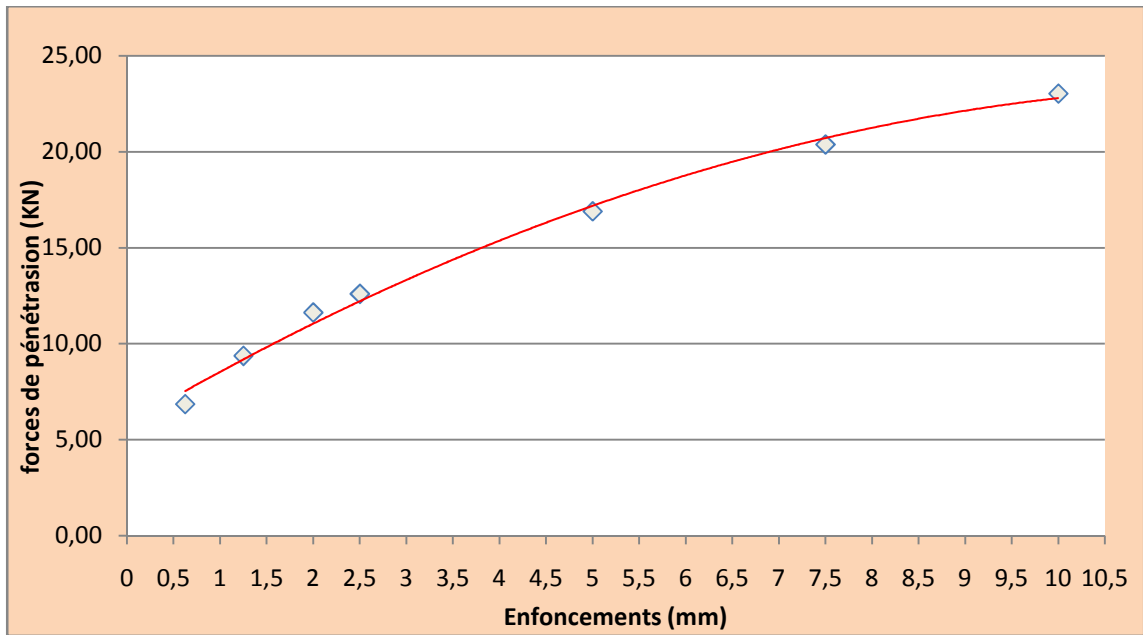
Annexe A-27: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (2/2) (CBR immédiat).



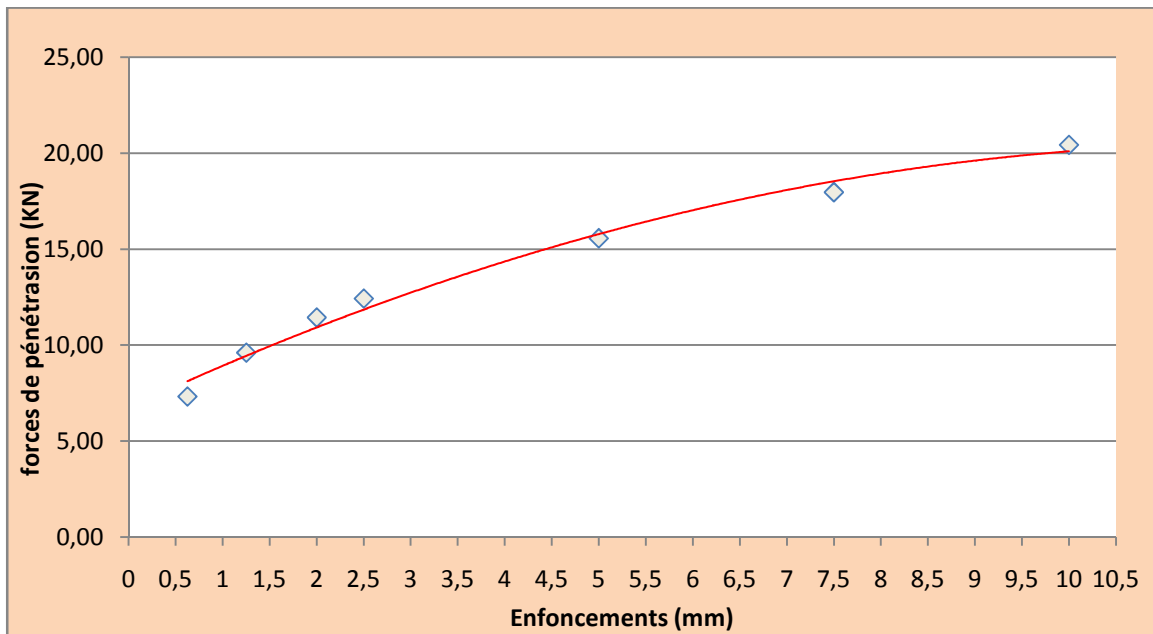
Annexe A-28: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (2/10) (CBR immédiat).



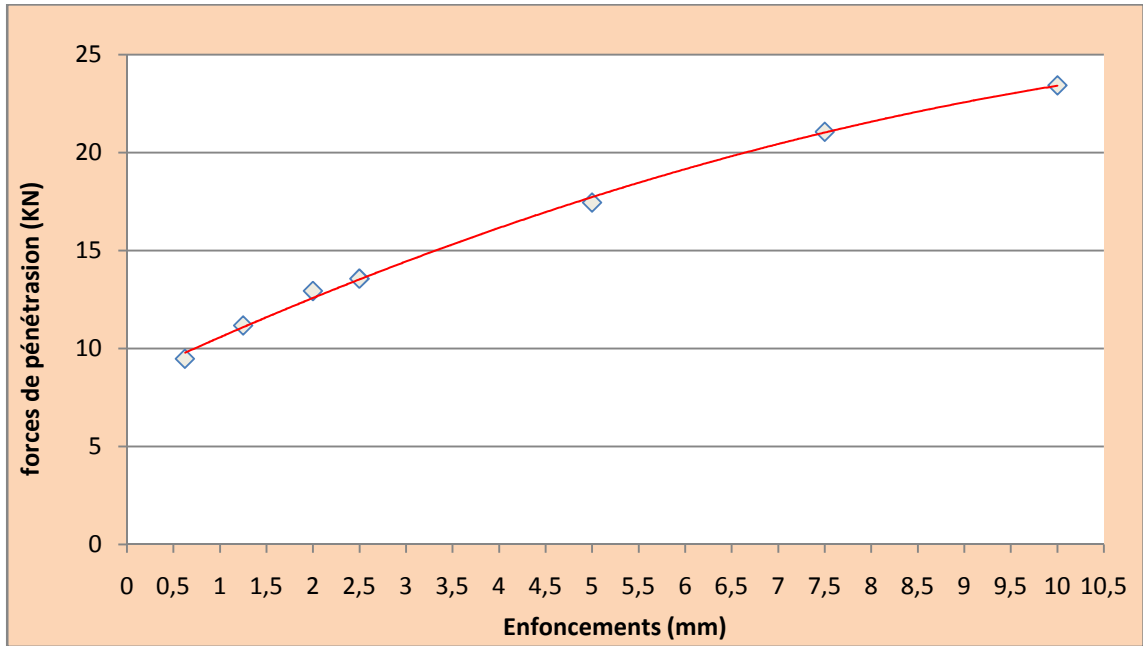
Annexe A-29: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (4/4) (CBR immédiat).



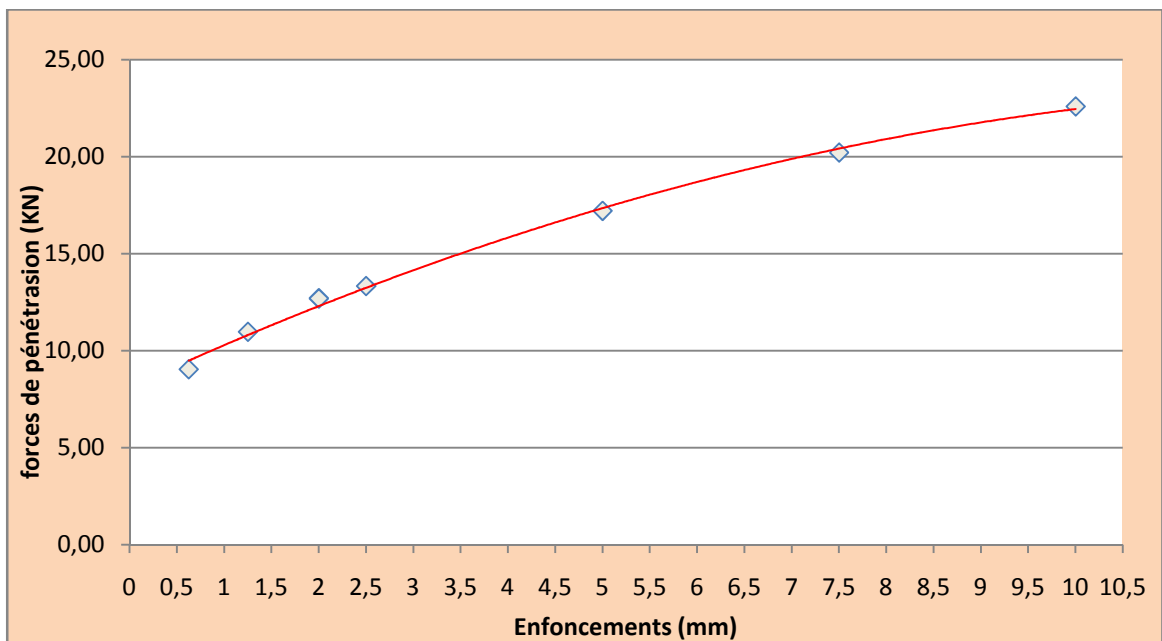
Annexe A-30: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (4/8) (CBR immédiat).



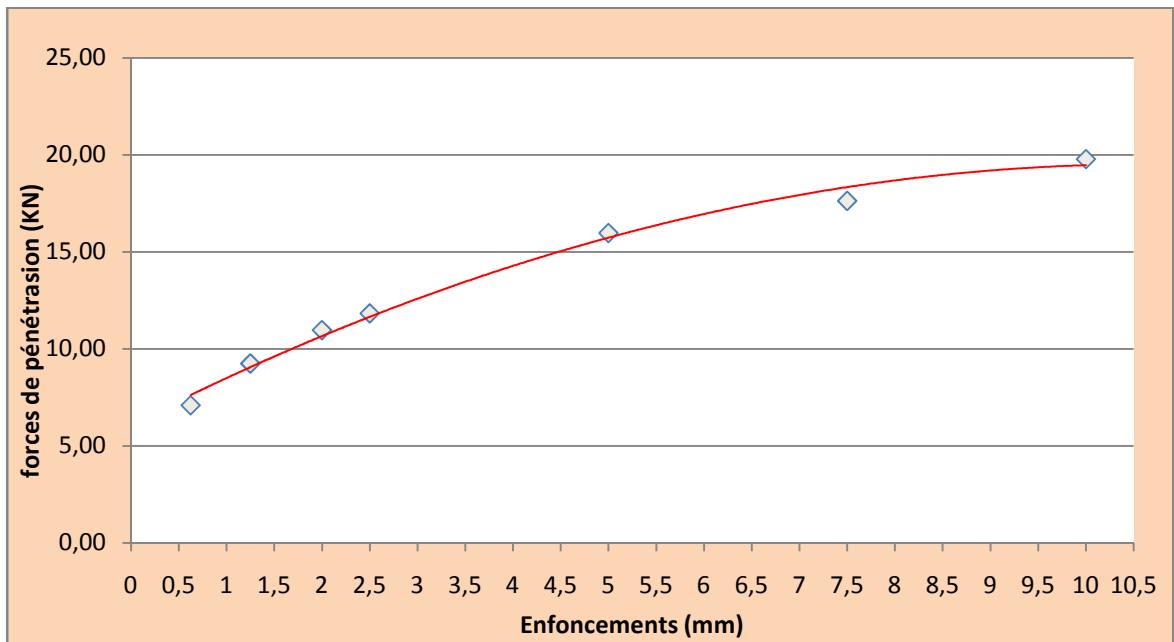
Annexe A-31: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (6/6) (CBR immédiat).



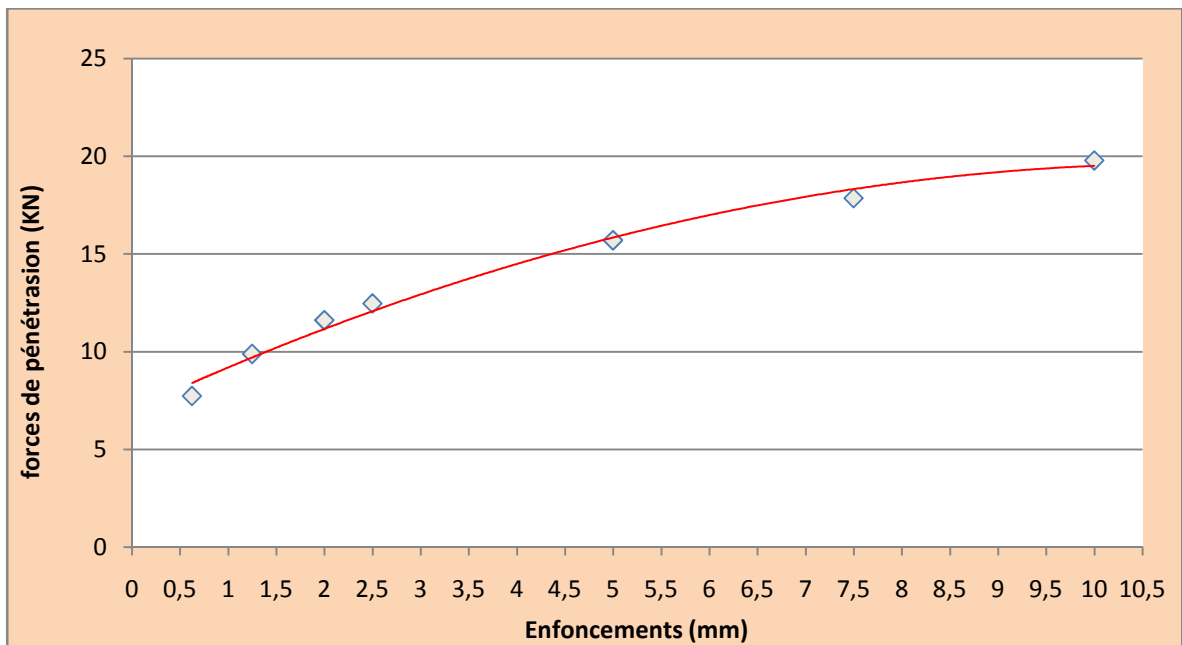
Annexe A-32: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (8/4) (CBR immédiat).



Annexe A-33: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (8/8) (CBR immédiat).



Annexe A-34: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (10/2) (CBR immédiat).



Annexe A-35: Courbe des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette de teneur en ciment/chaux (12/0) (CBR immédiat).