

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

N°



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme
de Master Académique**

Par :

MEGHRABI Meriem

BOUBAKRI Zohra

Intitulé

**Caractérisation du sol de Chaaba El Hamra
(wilaya de M'sila) traité au ciment Sarie
et faiblement compacté**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr BELAGRAA Larbi	Prof., Université de M'SILA	Président
Dr MEKKI Lakhdar	MCB, Université de M'SILA	Rapporteur
Dr LAHMADI Azzeddine	MAA, Université de M'SILA	Examineur

Année universitaire : 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

* À NOS CHERS PARENTS, POUR TOUS LEURS
SACRIFICES, LEURS SOUTIENS ET LEURS PRIÈRES
TOUT AU LONG DE NOS VIE,

* À TOUTE NOS FAMILLES POUR LEURS SOUTIENS
TOUT AU LONG DE NOS PARCOURS UNIVERSITAIRE,

* À TOUS NOS MEILLEURS AMIS ET À TOUTE LA
PROMOTION 2022.

À TOUS CEUX QUI LUTTENT CONTRE L'INJUSTICE
ET L'IGNORANCE.

MERCI D'ÊTRE TOUJOURS LÀ POUR NOUS.

BOUBAKRI Zohra et MEGHRABI Meriem

Remerciements

Il est primordial de remercier «Allah» de j'avoir donné le courage, la patience et la sante qui nous ont été utiles tout au long de mes années d'études et pour réaliser ce modeste travail.

Je tiens à remercier chaleureusement notre encadreur 'Dr. MEKKI Lakhdar' Pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de ce travail.

Je tiens à remercier tous mes Professeurs de notre département.

Je remercie toute personne du corps enseignant ou administratif de Génie civil, ayant contribué de près ou de loin à ma formation.

Ma gratitude aux membres de jury qui me font l'honneur de juger mon travail de fin d'étude.

BOUBAKRI Zohra et MEGHRABI Meriem

ملخص

نظرًا للطبيعة الجيولوجية لبلدنا، فإننا غالبًا ما نواجه تربة غير مناسبة شديدة البلاستيك وذات قدرة تحمل منخفضة، لذلك كمهندسين جيوتقنيين كان علينا معالجة هذه التربة وتحسينها لجعلها مناسبة للبناء.

تهدف هذه الدراسة إلى تحسين خصائص التربة المأخوذة من موقع الشعبة الحمراء (ولاية المسيلة) بإضافة نسب مختلفة من الأسمنت (سريع). بالإضافة إلى اختبارات تحديد الهوية، يشتمل البرنامج التجريبي المنفذ على اختبارات ضغط من نوع بروكتور عادي ، واختبارات CBR فورية وغارقة ، وضغط بسيط وقص مباشر في صندوق كازجراند. النتائج التي تم الحصول عليها تظهر تحسينات كبيرة في الخصائص الجيوتقنية لهذه التربة.

الكلمات المفتاحية: معالجة التربة ، الأسمنت ، الدمك ، اختبارات نسبة تحمل كاليفورنيا ، الضغط البسيط ،

القص المباشر

Résumé

En raison de la nature géologique de notre pays, nous rencontrons souvent des sols inappropriés qui sont très plastiques et ont une faible capacité portante, nous avons donc comme des ingénieurs géotechniciens dû traiter et améliorer ces sols pour les rendre aptes à la construction.

Cette étude vise à améliorer les caractéristiques d'un sol prélevé du site du Chaaba el Hamra (wilaya de M'Sila) en ajoutant différents pourcentages de ciment (SARIE). Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte des essais de compactage type Proctor normale, des essais CBR immédiat et imbibé, de compression simple et de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les résultats obtenus montrent des améliorations significatives des propriétés de géotechnique de ce sol.

Mots-clés : traitement du sol, ciment, compactage, CBR, compression simple, cisaillement direct

Abstract

Due to the geological nature of our country, we often encounter unsuitable soils which are very plastic and have low bearing capacity, so we as geotechnical engineers had to treat and improve these soils to make them suitable for construction.

This study aims to improve the characteristics of a soil taken from the site of Chaaba el Hamra (wilaya of M'Sila) by adding different percentages of cement (SARIE). In addition to the identification tests, the experimental program carried out includes normal Proctor-type compaction tests, immediate and soaked CBR tests, simple compression and direct shear at the Casagrande box. The results obtained show significant improvements in the geotechnical properties of this soil.

Keywords: soil treatment, cement, compaction, CBR, simple compression, direct shear

Sommaire

Introduction générale :	1
Chapitre I : Traitement des sols	5
I.1 Introduction :	5
I.2 Définition d'un sol :	5
I.3 Identification et classification des sols instables :	6
I.4 Problèmes des sols instables :	10
I.5 Traitement des sols :	16
I.5.1 Objectifs du traitement des sols :	17
I.5.2 Techniques de traitement des sols :	17
I.6 Conclusion :	27
Chapitre II : Traitement des sols par ciment	29
II.1 Introduction :	29
II.2 Le Ciment :	29
II.3 Technique de Traitement des sols par ciment :	34
II.4 Conclusion :	37
Chapitre III : Programme expérimental et procédures d'essais	40
III.1 Localisation générale :	40
III.2 Matériaux :	40
III.2.1 Sol utilisé (argile de Chaaba El Hamra) :	40
III.2.1.2 Ciment utilisé (Sarie) :	41
III.3 Liste des essais :	41
III.4 Description des essais :	42
III.4.1 Essais d'identification :	42

III.4.1.1 Analyse granulométrique :	42
III.4.1.2 Les limite d'Atterberg :	43
III.4.1.3 L'essai au bleu de méthylène :	44
III.4.1.4 Analyse chimique :	44
III.4.2 Essais de caractérisation :	44
III.4.2.1 L'essai Proctor :	44
III.4.2.2 Essai CBR immédiat :	45
III.4.2.3 La résistance à la compression simple :	46
III.4.2.4 Essai de cisaillement direct :	47
Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais	49
IV.1 Introduction :	49
IV.2 Résultats Des Essais :	49
CONCLUSION GENERALE	71
Références Bibliographiques	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques de certaines familles d'argile (Morel R. 1996).....	9
Tableau I.2 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g)..	12
Tableau I.4 : Synthèse sur les dosages en stabilisants pratiqués pour le traitement des sols selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004).....	
Tableau I.5 : Les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation.....	26
Tableau IV.1 : Granulométrie par tamisage.....	49
Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.....	50
Tableau IV.3 : Résultats de l'analyse sédiment métrique.....	51
Tableau IV.4 : La moyenne des huit essais de sédimentométrie.....	51
Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).....	52
Tableau IV.6 : Les résultats de limite de liquidité sol naturel.....	54
Tableau IV.7 : Limite de plasticité sol naturel.....	55
Tableau IV.8 : Résultats de 4 essais limite d'Atterberg sol naturel.....	55
Tableau IV.9 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg Traité au ciment.....	56
Tableau IV.11 : résultats de l'essai au bleu.....	57
Tableau IV.12 : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène en différent teneur en Ciment.....	58
Tableau IV.13 : Classification des sols.....	59
Tableau IV.14 : L'analyse chimique par XRF.....	59
Tableau IV.15 : L'analyse par DRX.....	59
Tableau IV.16 : Résultats d'essai de Proctor Normale sol naturel.....	60
Tableau IV.17 : Résultats d'essai de Proctor Normal d'un sol traité par ciment.....	61
Tableau IV.18 : Résultats Essais de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment.....	62
Tableau IV.19 : Résultats de l'essai CBR Immédiat du sol naturel.....	64
Tableau IV.20 : Effet de ciment Sarie sur l'indice CBR immédiat.....	64

Tableau IV.21 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.....	66
Tableau IV.22 : Récapitulatif des résultats des essais Compression simple.....	67
Tableau IV.23 : Récapitulatif des résultats des essais de cisaillement direct.....	69
Tableau IV.24 : Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.....	70

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : La Texture du Sol.....	6
Figure I.2 : Structure Elémentaire Tétraédrique (Morel R. 1996).....	7
Figure I.3 : Structure Elémentaire Octaédrique (Morel R. 1996).....	7
Figure I.4 : Structure de la kaolinite [Lambe, 1953].....	8
Figure I.5 : Structure de la montmorillonite [Lambe, 1953].....	8
Figure I.6 : Structure d'illite [Lambe, 1953].....	8
Figure I.7 : Structure d'illite [Lambe, 1953].....	9
Figure I.8 : Fissuration due au retrait et gonflement des sols.....	10
Figure I.9 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).....	11
Figure I.10 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).....	13
Figure I.11 : Fissures, tassements sur la plateforme du stade à Bejaia.....	13
Figure I.12 : Glissement de terrain sur la route menant d'El-Mouradia vers Bir Mourad Raïs (Alger)	14
Figure I.13 : Schéma expliquant l'affaissement minier et l'effondrement	15
Figure I.14 : Affaissement de terrain à Azazga (Alger).....	15
Figure I.15 : Technique de Vibro-compactage.....	18
Figure I.16 : Compactage dynamique du terrain.....	18
Figure I.17 : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements [Bell, 1993].....	19
Figure I.18 : les domaines d'utilisation des différentes méthodes de traitement des sols.....	20
Figure I.19 : La congélation du sol sur chantier.....	21
Figure I.20 : Critères d'utilisation du traitement chimique (Dept. Of the Army,1983).....	22
Figure I.21 : Traitement des sols à la chaux.....	24
Figure I.22 : Traitement des sols au Ciment.....	25
Figure II.1 : La composition du ciment.....	30
Figure II.2 : Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage.....	34

Figure II.3 : Préparation de la couche de forme.....	35
Figure II.4 : Malaxage du ciment sur chantier.....	35
Figure II.5 : Le compactage du mélange de sol.....	36
Figure III.1 : Situation géographique du site de Chaaba el Hamra.....	40
Figure III.2 : limon-argileux de Chaaba El Hamra.....	40
Figure III.3 : Ciment SARIE.....	41
Figure III.4 : Analyse granulométrique par tamisage.....	42
Figure III.5 : Analyse granulométrique par sédimentométrie.....	43
Figure III.6 : Appareillage d'essai limite d'Atterberg.....	43
Figure III.7 : Appareillage et Echantillonnages d'essai VBS.....	44
Figure III.8 : Appareillage et Echantillonnages d'essai Proctor.....	45
Figure III.9 : Appareillage et Echantillonnages d'essai CBR.....	46
Figure III.10 : Esaii de Compression simple	47
Figure III.11 : Appareillage et Echantillonnages d'essai cisaillement direct.....	47
Figure IV.1 : Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage.....	50
Figure IV.2 : Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).....	53
Figure IV.3 : La courbe de limite de liquidité du sol nature.....	54
Figure IV.4 : Histogramme de Limite Atterberg ciment.....	56
Figure IV.5 : La courbe de limite Atterberg ciment.....	56
Figure IV.8 : Diagramme de Casagrande.....	57
Figure IV.9 : Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment.....	58
Figure IV.10 : courbe Proctor Normal de sol naturel.....	61
Figure IV.11 : courbe Proctor Normal de sol traité par ciment.....	62
Figure IV.12 : Densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment.....	63
Figure IV.13 : Représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment.....	64
Figure IV.14 : Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement immédiat.....	65

Figure IV.15 : Courbes des essais des C.B.R immédiat.....	65
Figure IV.16 : Courbes des essais des C.B.R immédiat.....	66
Figure IV.17 : Effet de ciment combiné sur l'indice CBR immédiat.....	67
Figure IV.18 : Courbes des essais de compression simple.....	68
Figure IV.19 : Courbes des essais de cisaillement direct.....	68
Figure IV.20 : Courbe des contraintes maximale.....	69
Figure IV.21 : la cohésion en fonction de la teneur en ciment	70
Figure IV.22 : l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment.....	70

LISTE DES NOTATIONS

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

CRR : Centre de Recherches Routières

CEM I à V : Classes de Ciment (selon NF EN 197-1).

Cu : Coefficient d'uniformité.

Cc : Coefficient de Courbure.

Mt: Masse de tare (g)

Mh: masse de humide (g) .

Md: masse de sol sec (g).

Mw: masse d'eau (g).

W: Teneur en Eau (%)

Wl : Limite de liquidité (%).

Wp : Limite de plasticité (%).

Ip : Indice de plasticité (%).

M : Masse (g).

V: volume (cm³).

VBS : Valeur du bleu de méthylène (cm³/g).

C : Température (°)

Pdopt: Masse volumique sèche Optimum Proctor

Wopt : Teneur en eau à L'optimum Proctor (%)

γ: Poids volumique.

γd : Poids volumique sec (g/cm³)

γh: Poids volumique humide(g/ cm³).

γ w: Poids volumique de l'eau.

Ic : Indice de consistance

IPI : Indice portant immédiat.

CBR : California Bearing Ratio.

RC: Résistance de Compression de l'éprouvette (Mpa)

F : charge maximale supportée par l'éprouvette (kN).

S : valeur moyenne de la section (cm²)

Sr : Degré de Saturation.

C : la Cohésion (kpa).

φ : Angle de Frottement(°)

Introduction générale

Le sol a toujours fait l'objet d'interrogations et de recherches, et dans toutes les civilisations, les chercheurs et les ingénieurs en génie civil ont toujours abordé les problèmes de sol avant la construction. Le développement de l'ingénierie géotechnique était principalement limité et concernait principalement les sols saturés en raison de la difficulté à la fois d'expérimentation et d'interprétation des mesures.

L'histoire montre que la plupart des sols instables par (tassement, effondrement, glissement, liquéfaction... etc.) sont des sols de nature argileuse ou alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines, ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab, 2008), (Lade et Yamamuro, 1997).

Selon le type d'ouvrage et sa structure, le sol peut constituer une base d'appui pour l'ensemble de l'ouvrage (routes, tunnels, barrages), ou des points d'appui pour plusieurs éléments (bâtiments, ponts, barrages voûtes). Certains sols (boue, tourbe, limon, argile molle, etc.) sont considérés comme des sols instables en raison de leurs propriétés géotechniques, constituant un handicap économique et technique pour les différents acteurs impliqués dans ce domaine. Ces sols donc nécessitent une certaine amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur performance.

L'un des activités principales de géotechnicien est la stabilisation des sols. Le terme regroupe un ensemble de techniques visant à augmenter la résistance des sols et à limiter les déformations sous les ouvrages existants. De plus, le renforcement de la fondation ou de la pente passe par l'amélioration de ses propriétés mécaniques. Diverses techniques sont utilisées en géotechnique pour stabiliser le sol. La durabilité naturelle du sol peut être améliorée par le processus de la stabilisation de sol en utilisant différents types de stabilisateurs (ciment, chaux, cendre volante....). L'emploi des liants chaux et ciment en technique routière s'est développé depuis une trentaine d'années. Elle concerne essentiellement les sols fins (marneux, argileux, limoneux...).

Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine des constructions sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation ou traitement chimique. Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes fait appel à plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en œuvre.

L'interaction d'un liant (chaux ou ciment) avec les particules fines d'un sol induit une suite de phénomènes physico-chimiques complexes à cinétique très variable modifiant les propriétés de sol. Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance.

C'est dans ce contexte que s'inscrit la présente étude expérimentale qui a pour but, d'une part, de caractériser les caractéristiques de résistance de sols les propriétés géotechniques du sol de Chaaba el Hamra, et d'autre part, de déterminer l'effet du traitement par différent pourcentage (0% sol témoin – 2% - 4% - 6% - 8% - 10%) de ciment (Sarie) sur les paramètres physiques et mécaniques de ce sol compacté dans les conditions optimales de Proctor normal.

Ce mémoire se compose de cinq chapitres répartis en deux parties :

La première partie présente une synthèse bibliographique. Elle se compose de deux chapitres :

- Chapitre I : présente un aperçu sur le sol et les différents classes des sols instables, Il se termine ensuite par citer les techniques de traitement des sols possible.
- Chapitre II : présente généralité sur le ciment, et traite l'essentiel du traitement des sols par ciment (techniques de ce traitement, techniques de réalisation des travaux et les avantages de la technique).

La deuxième partie présente l'étude expérimentale effectuée, elle est composée de trois chapitres :

- Chapitre III : présente le contexte de l'étude avec la description du site de prélèvement (Chaaba el Hamra ; wilaya de M'sila). Et regroupe l'ensemble des essais expérimentaux ainsi que les procédures suivis.
- Chapitre IV : présente et analyse les résultats des essais effectués sur le sol avant et après traitement au ciment.

Le mémoire se termine par une conclusion générale et une liste de références bibliographiques.

1^{er} Partie

Synthèse Bibliographique

Chapitre I : Traitement des sols

Chapitre II : Traitement des sols par ciment

Chapitre I

Traitement des sols

Chapitre I : Traitement des sols

I.1 Introduction :

Le sol est généralement un matériau non uniforme avec des propriétés très différentes. Les principaux problèmes liés au sol en général sont la faible capacité portante, la déformation (tassement absolu et variable). Le développement continu de la mécanique des sols et la recherche dans le domaine de la géotechnique ont permis de développer un grand groupe des techniques permettant l'amélioration des sols aux propriétés mécaniques médiocres.

Ce chapitre décrit le sol et les diverses techniques pour améliorer le sol. Actuellement en usage, est classé en procédés mécaniques, hydrodynamiques, thermiques et chimiques. Notamment le cas du traitement chimique aux liants hydrauliques et particulièrement le traitement au ciment.

I.2 Définition d'un sol :

Le sol est un matériau complexe et variable. Il est hétérogène, d'origine minérale et organique et est constitué de grains et de pores. Le sol est donc un matériau à trois phases, phase solide (Squelette minéral), phase liquide et phase gazeuse (Fig. 1.1). Chaque phase joue un rôle bien précis dans le comportement du sol.

I.2.1 Grains :

Les grains proviennent d'énormes rochers et forment le squelette du sol. Ce sont avec les caractéristiques suivantes :

- **Leur taille** : c'est pour estimer la quantité des grains d'une taille définie que l'on détermine la granulométrie.
- **Leur forme** : la forme des grains (cubique, sphérique, plaquettes, etc.) et leur état de surface (rugueux, poli, etc.) ont une influence directe sur le comportement du sol. D'une manière générale, l'irrégularité des grains augmente la stabilité.
- **La nature des minéraux qui les composent** : la nature des particules d'un sol a une influence sur certains paramètres du sol (perméabilité, compressibilité, résistance, transmission des forces), spécialement dans les sols fins. Certains minéraux peuvent conférer des propriétés.

I.2.2 Pores :

Parmi les différentes particules de sols se trouvent qu'est-ce qu'on appelle ordinairement des «vides». Cependant, ces "vides" ne sont pas vraiment vides, mais contiennent de l'air et de l'eau, le terme donc n'est pas correctement choisi. Par conséquent, dans ce cas, le terme "pores" est plus approprié. La teneur en pores peut être plus ou moins importante selon la granulométrie, la forme et la distribution des grains, et la compacité du sol. Leur présence est facilement reconnaissable dans le sable et le gravier, mais moins dans l'argile et le limon avec des pores beaucoup plus petits. Lorsque le sol sèche, les pores se remplissent d'air. En revanche, si les pores sont complètement remplis d'eau, le sol est dit saturé.

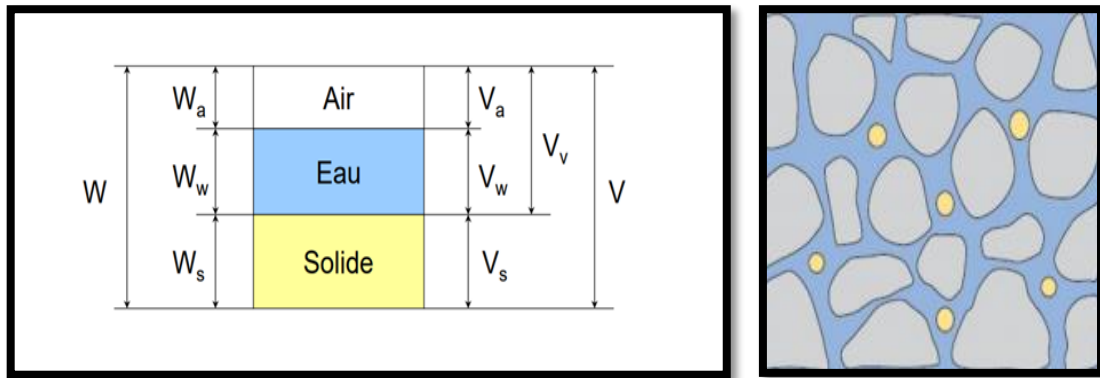


Figure I.1 : La Texture du Sol.

I.3 Identification et classification des sols instables :

I.3.1 Caractérisation des sols instables :

Les sols fins mous et compressibles sont fréquemment rencontrés. Le problème avec ce type des sols est qu'ils subissent de grandes déformations sous la charge qui lui est appliquée. Leur capacité portante est souvent trop faible pour supporter la charge attendue. Toutes ces caractéristiques conduisent aux problèmes que nous rencontrons dans la pratique, à savoir un tassement excessif et une instabilité structurelle. Les sols fins en général, notamment l'argile, sont composées d'un ensemble de particules minérales de taille inférieure à $2 \mu\text{m}$. Ce matériau a fait l'objet de nombreuses recherches sur ses propriétés minéralogiques. Au niveau minéralogique, les argiles sont des silicates simples ou complexes d'aluminium, de magnésium et de fer. La plupart des minéraux argileux sont en couches (forme de feuillets), leur nom est donc phyllite ou phyllo-silicates. Chaque particule est constituée d'un empilement de dizaines ou de centaines de feuillets. D'autre niveau, la composition chimique, l'épaisseur et l'espacement des couches (feuillets) définissent la minéralogie de l'argile et ses propriétés. En général, trois grands types de sols sont identifiés. La kaolinite, la smectite et l'illite. Dans les sols, ces types d'argiles peuvent être malaxés. La proportion de ces argiles ça dépend du sol.

I.3.2 Les Argiles :

Les argiles sont des phyllosilicates hydrates formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (push et al, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier et 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 considérée et, dans le cas des smectites, variable en fonction de l'état hydrique (Ben Rhaiem et al, 1986) [1].

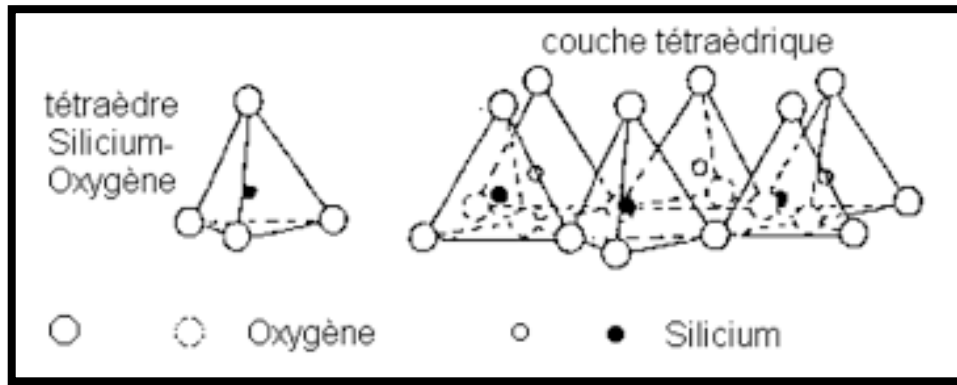


Figure I.2 : Structure Élémentaire Tétraédrique (Morel R. 1996).

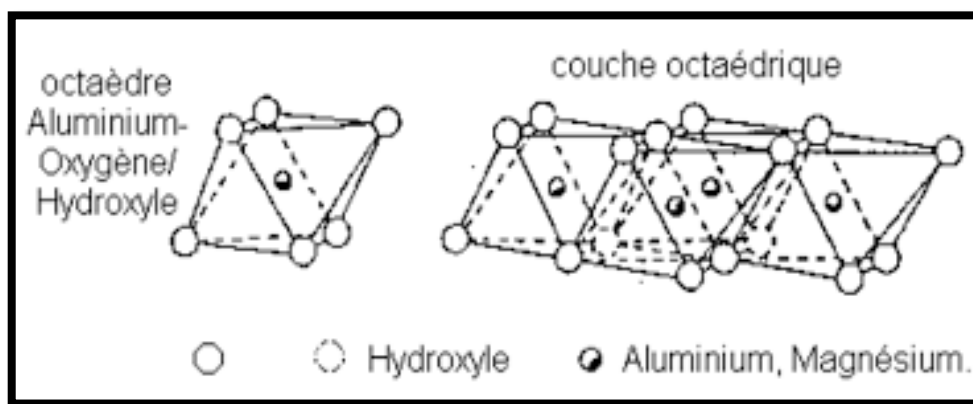


Figure I.3 : Structure Élémentaire Octaédrique (Morel R. 1996).

I.3.2.1 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 (figure I.4). Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelés argiles T-O-T (figure I.5). Le troisième groupe est celui des smectite sont également formes de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-OT (figure I.6). Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux de plus les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite est une argile de famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Foucault & Raoult, 1995) [1].

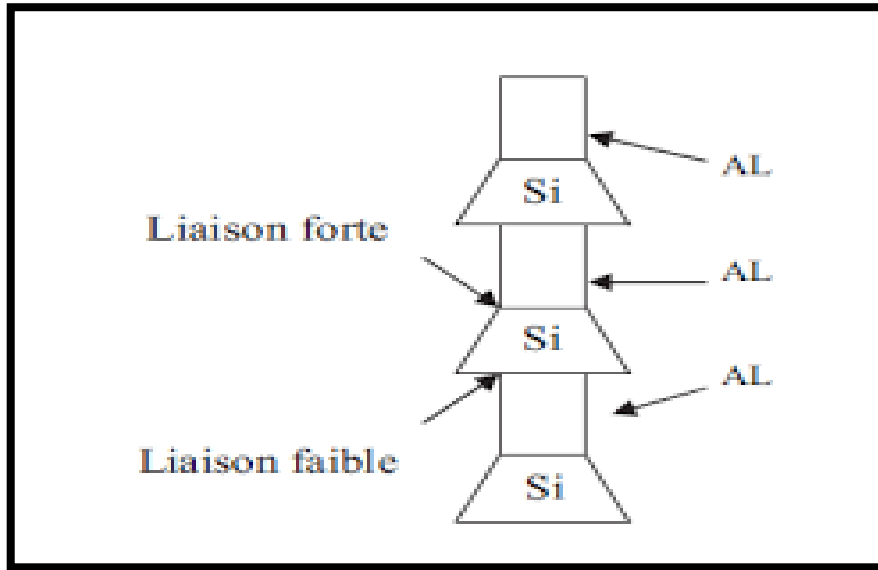


Figure I.4 : Structure de la kaolinite [Lambe, 1953].

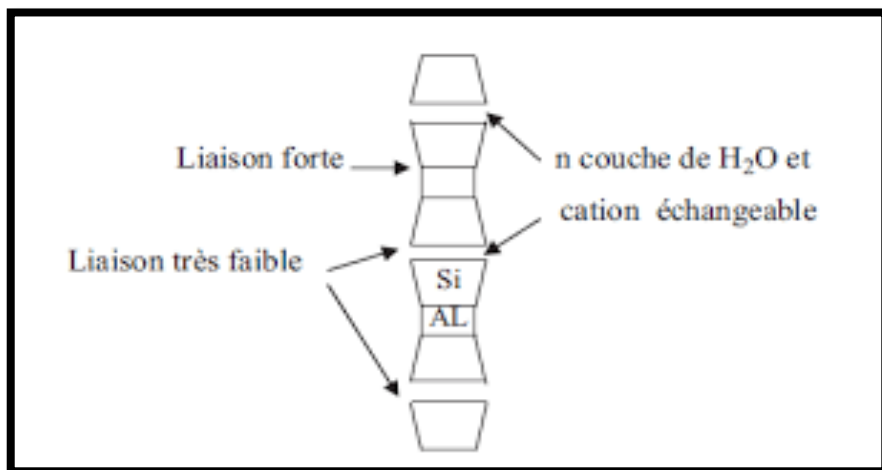


Figure I.5 : Structure de la montmorillonite [Lambe, 1953].

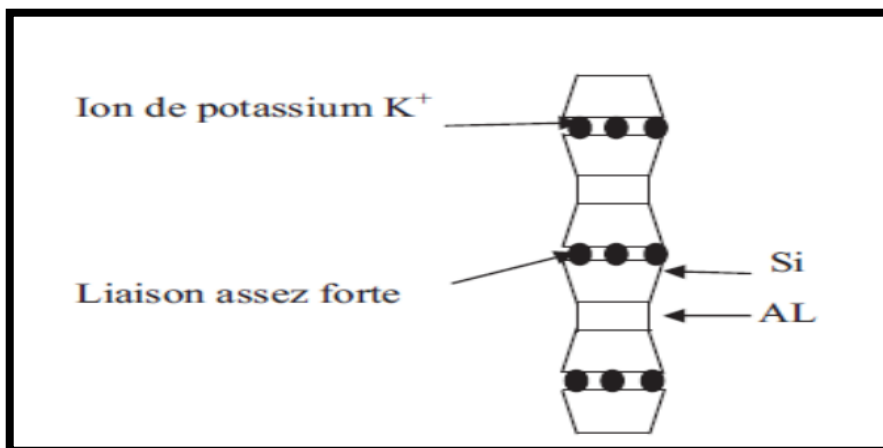
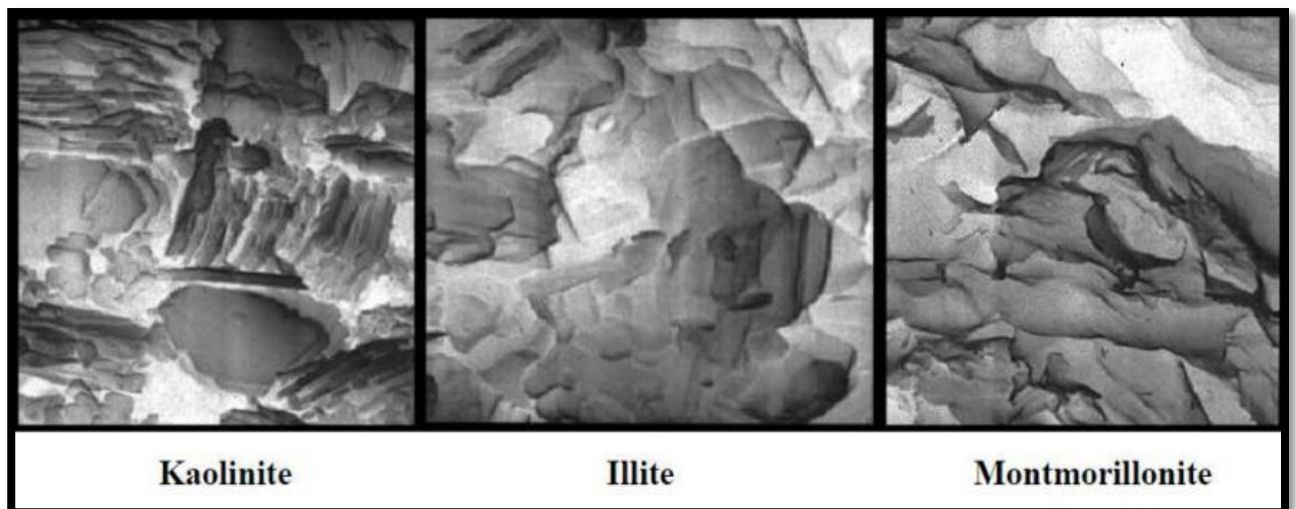


Figure I.6 : Structure d'illite [Lambe, 1953].

Tableau I.1 : Caractéristiques de certaines familles d'argile (Morel R. 1996).

Nom	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (μm)	Epaisseur d'une particule (μm)	Surface spécifique m^2/g
Kaolinite	100-200	0,1-4	1-10	10-20
Illite	1-10	0,1-1	0,003-0,01	65-100
Montmorillonite (smectite)	1	0,1	0,001	700-840

**Figure I.7** : Structure d'illite [Lambe, 1953].

I.3.3 Les Limons :

Les limons, qui se compose de silt, de loëss, ils présentent un squelette siliceux à silicocalcaire à grains fins. Leur taille se situe entre la taille du sable et de l'argile ; la teneur en argile n'est pas constante. Ils sont peu perméables et créent des terres fertiles pour la culture. Leur arrière-plan est trivial et doit donc être évité pour la plate-forme (fondation).

I.3.4 Les Marnes :

Roches tendres de diverses proportions d'argile et de calcaire mélangées à du sable, Il a la propriété de se dissoudre et est utilisé pour l'amélioration des sols en fonction de sa composition, fabrication de ciment, carreaux et céramiques. Considérons trois grandes catégories, selon leur composition :

- Les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium.
- Les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %.

Comme l'argile, la marne argileuse présente l'inconvénient particulier de se fissurer à une certaine profondeur lorsqu'elle est séchée. En général, la marne en l'absence de gypse convient de fondation moyenne et bonne. Par contre, s'ils sont très argileux, ou s'ils sont sur un bloc de plâtre, ils sont médiocres et même dangereux, risquant de former des dolines. On peut conclure que le développement d'un sol fin est dû à la présence de minéraux argileux dans le sol tels que : les marnes, les argiles...etc. Montre une excellente sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau (avec les conséquences classiques de l'humidification : gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques).

I.4 Problèmes des sols instables :

Dans notre pays, L'urbanisation et la voirie de certaines parties de la ville sont confrontées aux problèmes de gonflements, de tassements et de phénomènes de glissement.

I.4.1 Gonflement :

Le gonflement est la cause de l'obstruction fréquente des ouvrages légers. Ce phénomène est lié au changement d'humidité de quelques sols très argileux ou tourbeux qui sont possibles de clouer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse.

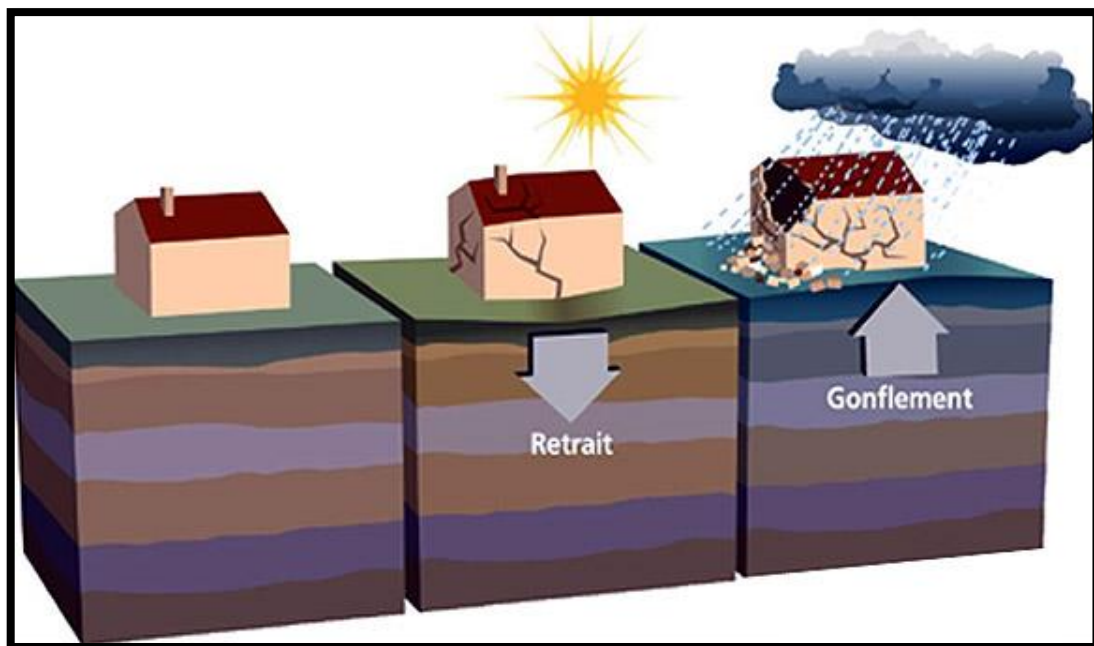


Figure I.8 : Fissuration due au retrait et gonflement des sols.

L'argile qui entre en contact avec l'eau est connue pour être un matériau qui a la capacité de gonfler. D'après Gens et Alonso (1992), Le phénomène de gonflement semble être dû à deux causes (Figure I.8) :

- 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 inter foliaire et inter particulaire) : gonflement osmotique.

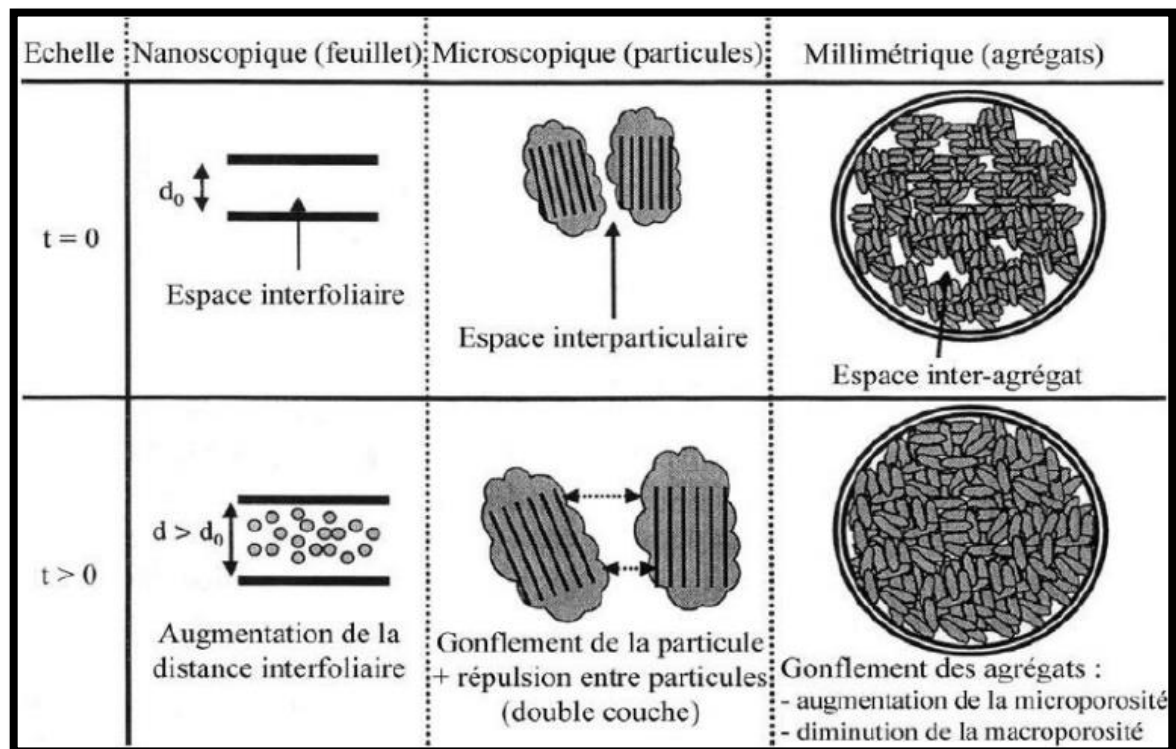


Figure I.9 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

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 [2].

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 : Le potentiel de gonflement (ϵ_g) (Figure I.9), La pression de gonflement (σ_g) et L'indice de gonflement (C_g) (Tableau I.2).

Tableau I.2 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Auteur(s)	Equations	Paramètres
Seed et al. (1982)	$\varepsilon_g = 2,16 \cdot 10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13 \cdot 10^{-3} (w_L - w_s)^{1,67}$	ε_g , w_L et w_s sans unités (-)
Komomik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_{sat} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%) γ_{sat} (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)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{sat} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{sat} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{sat} (kg/m ³)
Didier et al. (1973)	$\log \sigma_g = u w_L + v \gamma_{sat} - r w + k = 2,55 \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, r et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%); γ_{sat} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_L (%) et I_p (-)
Nagaraj et al. (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_1 : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ²)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{sat} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{sat} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

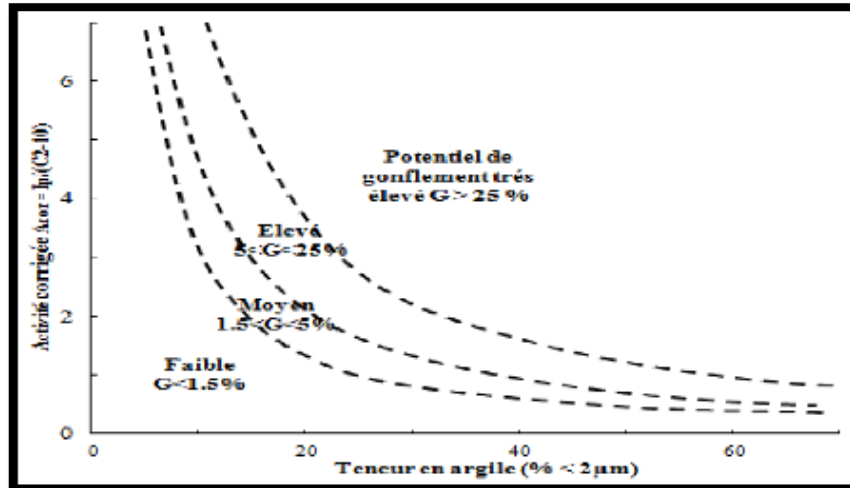


Figure I.10 : Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al. 1962).

I.4.2 Tassement :

Il s'agit d'une baisse du volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes et argiles) sous l'action des charges appliquées et de la diminution du niveau de l'aquifère dû à la surexploitation (Figure I.11).



Figure I.11 : Fissures, tassements sur la plateforme du stade à Bejaia.

I.4.3 Glissement :

Les glissements de terrain sont souvent des formations marneuses et argileuses, qui se caractérisent par des loupes superficielles de glissement (appelées aussi loupes d'arrachement (et parfois de solifluxion), sortes de demi-sphères biconvexes avec des structures d'arrachement et de rupture en tête (partie haute de la loupe dégagant parfois une couronne et une niche d'arrachement) et de grosses déformations de la surface en pied et en front de glissement (partie basse de la loupe) [3].

Outre les dégâts humains et matériels qui surviennent parfois, ces événements peuvent modifier (parfois significativement) le paysage, créer des lacs ou petites retenues d'eau [4], plus ou moins durables ou instables, affecter des infrastructures et modifier le fonctionnement de la circulation locale de l'eau et des sédiments [5].

Donc finalement, on peut dire que le glissement de terrain est déterminé comme le mouvement de la masse terrestre meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistence (Figure I.12).



Figure I.12 : Glissement de terrain sur la route menant d'El-Mouradia vers Bir Mourad Raïs (Alger) 01/2019

I.4.4 Affaissement :

Un affaissement de terrain est un déplacement du sol ou du sous-sol lent et continu. Certains sols compressibles (qui peuvent être comprimés) peuvent se tasser sous l'effet du poids des constructions qui les surmontent. Le phénomène de collapse (effondrement) est la diminution du volume de sol qui a été exposé à certaines conditions après avoir été humidifié, avec ou sans charge. Cette réduction de volume entraîne une compression irréversible du sol initialement lâche ou moins dense.

La pesanteur, loi physique sur l'attraction des corps, est le moteur des affaissements, moteur actif dès qu'il y a du vide sous la surface du sol. Que la pesanteur referme ce vide, et la surface du sol s'abaisse. On distinguera deux catégories de vides : les vides diffus, c'est-à-dire, la porosité naturelle des terrains, occupée par des fluides, et les vides francs que constituent les galeries et cavernes, naturelles ou artificielles. Dans la plupart des cas, l'examen du sol met en évidence des cuvettes d'affaissement, dont la forme classique est celle d'une assiette, ou des fontis d'effondrement (des puits ou des gouffres), à l'intérieur d'une cuvette plus ou moins apparente [6].

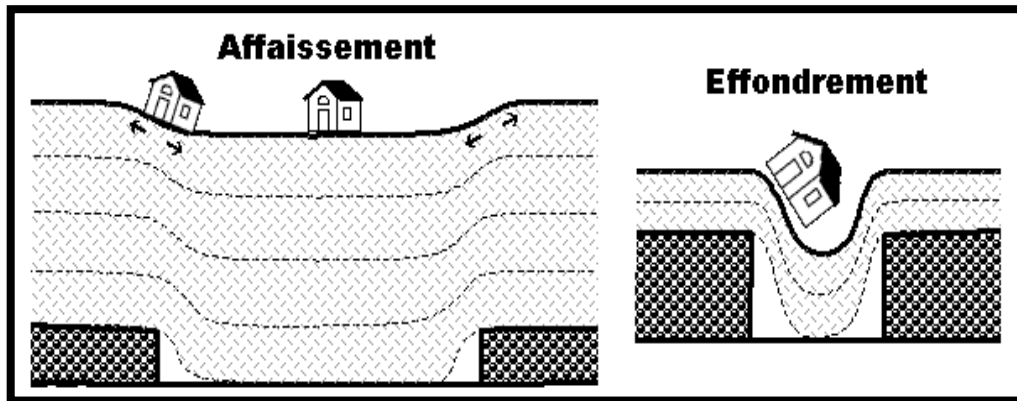


Figure I.13 : Schéma expliquant l'affaissement minier et l'effondrement.



Figure I.14 : Affaissement de terrain à Azazga (Alger).

Tableau I.3 : Minéraux susceptibles de créer des problèmes en génie civil (Goodman, 1980).

Minéraux	Comportement à problème
Calcite, dolomite, gypse (CaSO ₄ . 2H ₂ O) anhydrite (CaSO ₄), halite NaCl, sylvite KCl ...	Solubilité au contact de l'eau : risque naturel engendré par la formation de cavité dont le ciel peut s'effondrer ou bien entraîner le tassement du sol meuble susjacent. J'ai pu aborder la dissolution du gypse (Reiffsteck et al., 2019) ou la dissolution des carbonates dans un sol compacté (Duc, 2018) au cours d'expertise portant sur leur potentiel impact.
Marcassite (polymorphe de la pyrite FeS ₂), pyrrhotite	Leur instabilité est source de problème avec une dégradation essentiellement par oxydo-réduction. Pyrrhotite, pyrite et autres sulfures, marcassite... peuvent en effet produire de l'acide sulfurique en condition oxydante. Par exemple, la pyrite se transforme en anhydrite puis en gypse en présence de carbonate ce qui peut causer l'éclatement des matériaux lors de la croissance

<p>(espèce minérale composée de sulfure de fer, de formule $Fe_{1-x}S$, $0 < x < 0,20$) nontronite (smectite riche en fer), micas riches en fer...</p>	<p>cristalline des cristaux néoformés, comme observé dans les argilites de Bures (Wei et al. 2017) ou bien le gonflement dans les sols de type schiste-carton (Monjoie et Schroeder, 2007). Ces minéraux peuvent après altération également être sources de sulfates. Or la réaction sulfatique interne affecte l'intégrité des structures en bétons. C'est le problème du plâtre (gypse) dans les déchets de démolition devant servir de granulats alternatifs ou de la pyrite oxydée dans les sols mélangés au ciment.</p>
<p>Argiles (plus particulièrement la montmorillonite), talc, chlorite, micas, graphite, ou plus rare la molybdenite</p>	<p>Leur faible coefficient de frottement peut générer des risques naturels avec des problèmes de stabilité de pente.</p>
<p>Montmorillonite et smectite, anhydrite vermiculite, chaux vive CaO...</p>	<p>Leur gonflement entraîne la déformation des sols de fondation et la sollicitation des structures jusqu'à leur rupture (ARGIC, 2009 ; ARGIC 2, 2015)</p>
<p>Opale (famille de silice hydratée de formule $SiO_2 \cdot nH_2O$ dont fait partie la cristobalite ou la tridymite), calcédoine (quartz microcristallin) et certains quartz repérables au microscope optique, verre volcanique, zéolites, micas</p>	<p>Ces minéraux réagissent avec le ciment portland. Parmi les pathologies des bétons, on trouve en effet l'alcali réaction qui génère le gonflement interne d'une structure comme par exemple les barrages qui sont pour beaucoup atteints de cette pathologie lente et dégradante (les caractéristiques des granulats utilisés en sont la cause).</p>

I.5 Traitement des sols :

Depuis des décennies, le traitement des sols sont devenu un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs géotechniciens, Le traitement des sols est une technique éprouvée et peut être qualifiée de classique en construction des ouvrages géotechniques. Certains chercheurs se sont consacrés au traitement des sols un processus qui tient compte de la sensibilité et de l'importance de les ouvrages que nous souhaitons construire sur ou à proximité, Choisissez telle méthode ou telle méthode, et dans la plupart des cas suivez les contraintes techniques et surtout économiques. Les dégâts engendrés par les sols et leur comportement sont énormes puisqu'ils se caractérisent par plusieurs propriétés qui les rendent complexe et ceci est dû principalement à leur structure minéralogique. Pour cette raison, les chercheurs ont travaillé pour résoudre les problèmes de stabilité et trouver des méthodes d'amélioration des sols pour minimiser ou ignorer les perturbations et déformations rencontrées lors du développement du projet.

Des nombreuses techniques ont été développées par ces chercheurs au 20^{ème} siècle. Ils permettent d'améliorer la géoingénierie et les propriétés mécaniques du sol. Pour le traitement des sols on utilise

plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requiert l'ouvrage. Le traitement des sols permettent d'améliorer soit en y les caractéristiques mécaniques initiales des sols et lui donnent des nouvelles performances pour supporter les constructions quel que soit en toute sécurité.

I.5.1 Objectifs du traitement des sols :

Le but de la stabilisation des sols est de réduire le volume des vides entre les particules solides, colmater les vides en créant des liens pour l'amélioration des liaisons existantes entre particules afin d'augmenter la résistance mécanique et de diminuer la sensibilité à l'eau.

Le traitement des sols à problèmes vise à répondre aux points mentionnés ci-dessous :

- 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.5.2 Techniques de traitement des sols :

Il existe plusieurs techniques de traitement des sols mal caractérisés. C'est une question de stabilisation, il existe de nos jours trois techniques de traitement ou de stabilisation des sols en géotechnique :

- **Mécanique** (densification par compactage, pré-chargement, ...).
- **Hydraulique** (drainage, rabattement de la nappe, ...).
- **Thermique** (congélation, cuisson, ...).
- **Chimique** (ajout de produits : chaux, ciment, ...).

Le choix de l'une de ces méthodes relie de plusieurs paramètres tels que ; rendre au compte les considérations économiques, la nature du sol à traiter, le temps de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les facteurs d'environnement.

I.5.2.1 Méthodes mécaniques :

I.5.2.1.1 Compactage :

Le compactage est une méthode importante de la stabilisation des sols. Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol.

En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante.

Dawson et Seed (1961) recommandes de compacter les argiles à des densités minimales et notes 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.

Le compactage peut faire ; une modification de la granulométrie, modification de la teneur en eau, réduction ou élimination des risques de tassement, augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus, amélioration de la capacité portante, et limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait. Nous citerons deux méthodes de compactage :

Compactage dynamique et Vibro-compactage.

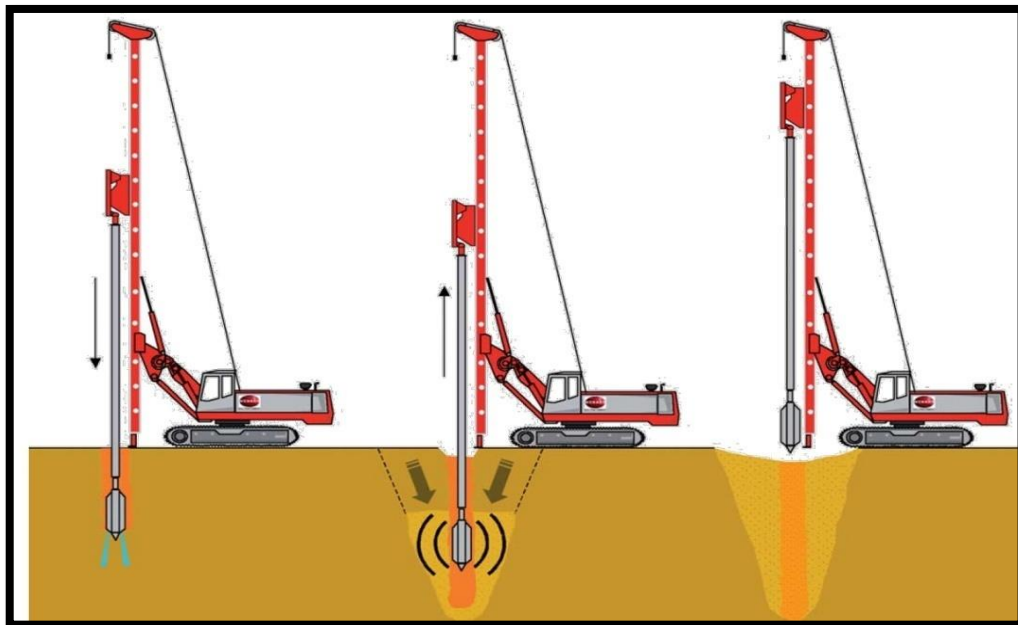


Figure I.15 : Technique de Vibro-compactage.

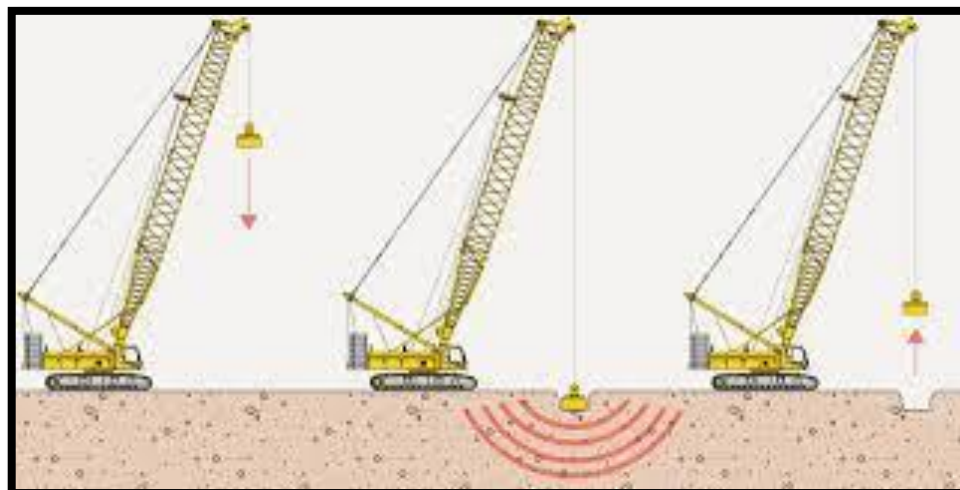


Figure I.16 : Compactage dynamique du terrain.

I.5.2.1.2 Pré-chargement :

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive augmentée éventuellement d'une surcharge qui assure tout ou partie des effets suivants : Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire, Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif.

Il y a deux types de pré-chargement :

- **Pré-chargement seul** : consiste à appliquer au sol une charge égale ou légèrement supérieure à la charge désirée (Pilot, 1977).
- **Pré-chargement associé à un réseau drainant** : les réseaux drainants (drains verticaux, tranchés drainants) sont placés dans le sol avant l'application de la charge pour faciliter le drainage horizontal. Ces réseaux interviennent que dans le cas où le sol est sous contrainte pour accélérer la consolidation de sol (Magnan, 1983).

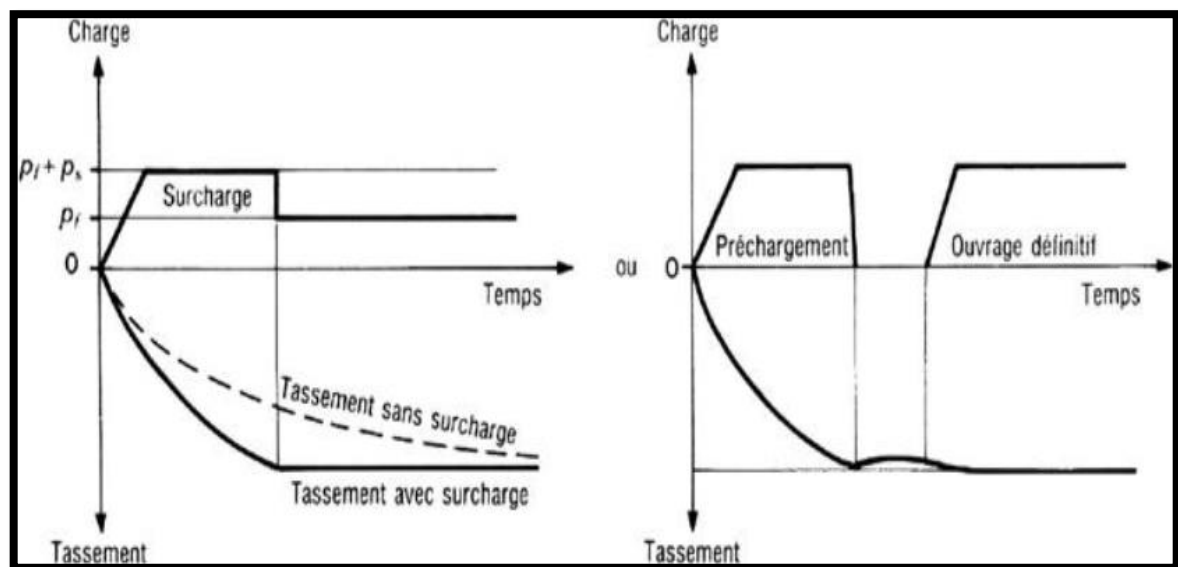


Figure I.17 : Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements [Bell, 1993].

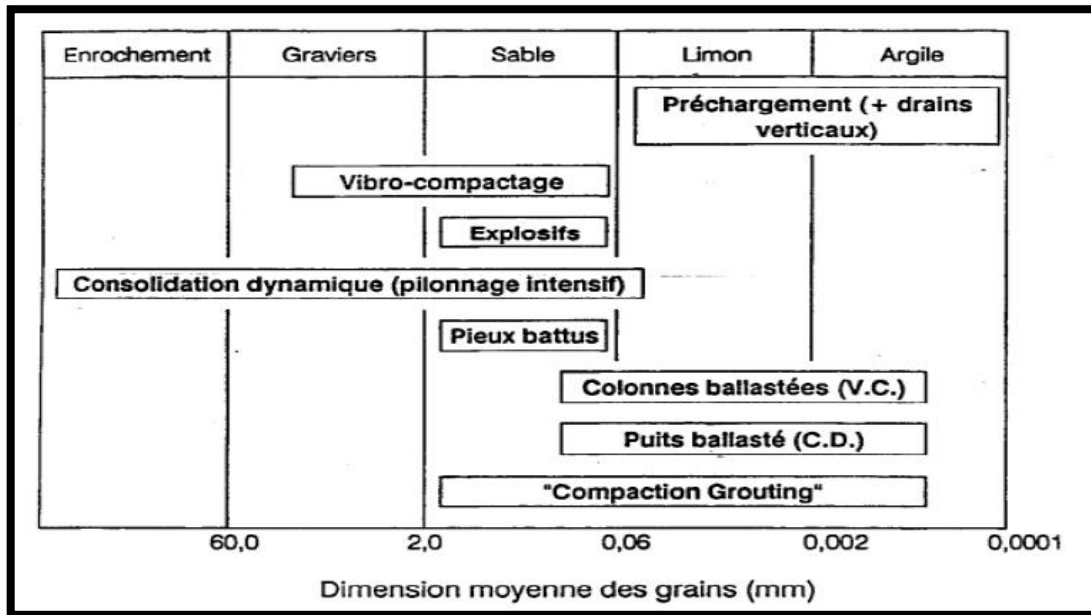


Figure I.18 : les domaines d'utilisation des différentes méthodes de traitement des sols.

I.5.2.2 Méthodes thermique :

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

I.5.2.2.1 Cuisson :

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC/SETR (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostasheven (1934). Consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 200 et 800°C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés.

I.5.2.2.2 Congélation :

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé [8].



Figure I.19 : La congélation du sol sur chantier.

I.5.2.3 Méthodes Chimique :

Le traitement chimique est une technique de l'objectif d'améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Le grand intérêt à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts. Cette méthode pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

- Le traitement chimique des sols s'effectue à l'aide d'additifs. On en distingue trois types :
- Le traitement par ajout de matériaux inertes (sables, graviers).
- Le traitement aux liants hydrauliques (ciments et chaux).
- Le traitement par addition de solutions salines dont l'efficacité serait très influencé par la nature du fluide hydratant (NaCl , KCl , MgCl_2) et de sa concentration.

Le traitement chimique par additifs est employé 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 traitements les plus couramment utilisées, on distingue : traitement par ajout de chaux, par ajout de ciment et traitement mixte (ciment-chaux).

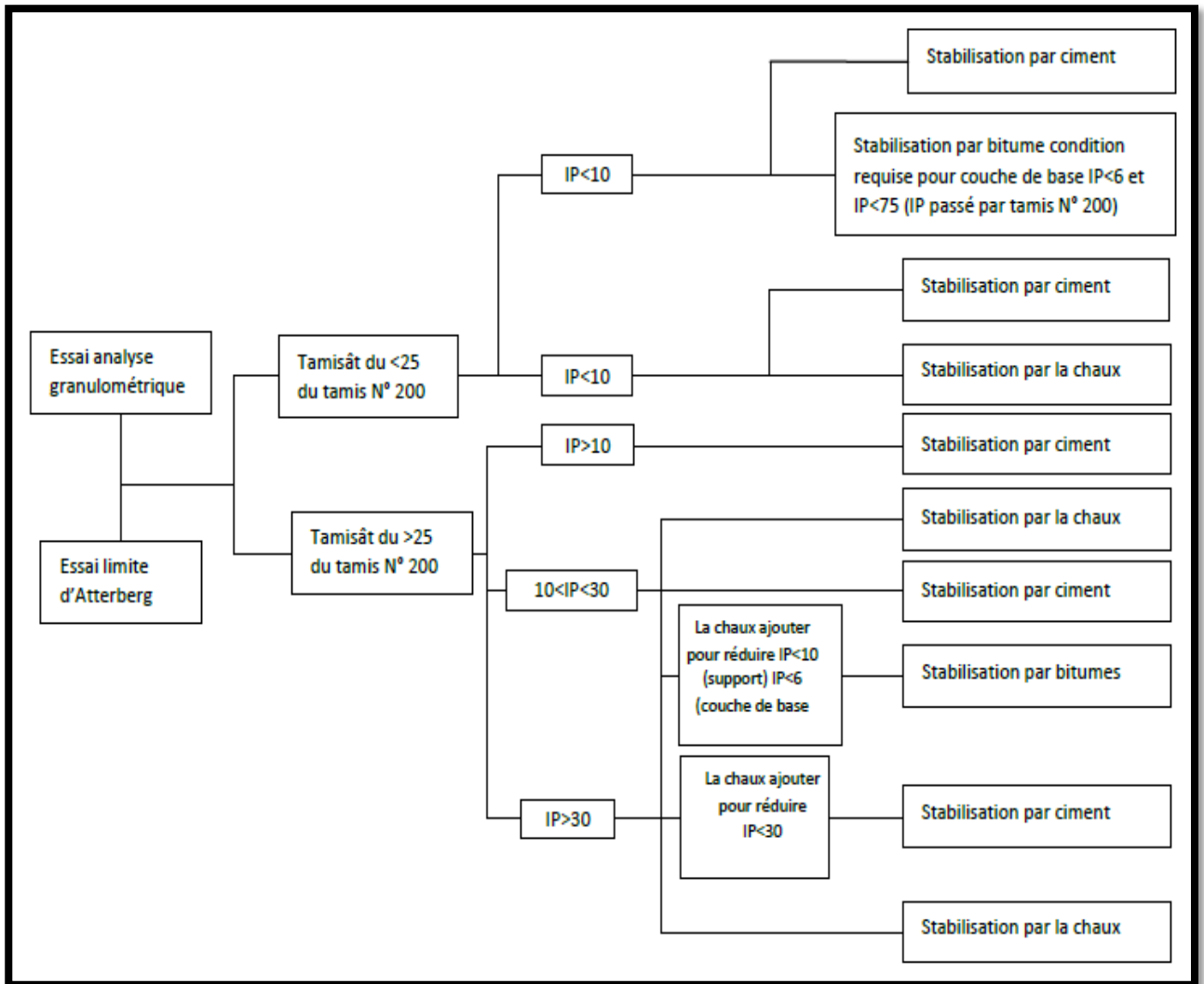


Figure I.20 : Critères d'utilisation du traitement chimique (Dept. Of the Army,1983).

On notera simplement que le guide technique en vigueur en France pour le traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques (LCPC-SETRA, 2000a) décrit de manière suffisante les produits de traitement en question, l'action de ces produits sur les sols traités et les caractéristiques requises à leur utilisation ; ces dernières étant fixées dans les normes françaises (NF P 15-301) pour les ciments et (NF P 98-101) pour la chaux. Il en va de même pour les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004) qui fixent un code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment, ainsi que pour les règles du Département des armées de l'US Air Force. Aussi, n'exposera-t-on ci-après que les propriétés significatives que procurent le traitement à la chaux ou au ciment (traitement simple) ou à leur combinaison (traitement mixte). Le tableau I.3 recommande le choix du liant (chaux, ciment ou leur combinaison) et le dosage convenable en fonction des caractéristiques de plasticité du sol à traiter selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004).

Tableau I.4 : Synthèse sur les dosages en stabilisants pratiqués pour le traitement des sols selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004).

Stabilisation	Indice de plasticité							Dosage
	0	5	10	15	20	25	30 et +	
	Valeur de bleu du sol (g de bleu/kg de matériau)							
	0	10	15	22	30	40	60 et +	
Chaux								4 à 8%
Ciment								4 à 8%
Mixte (chaux puis ciment)								1 à 2% chaux 4 à 6% ciment
Composé (chaux-ciment)								5 à 8%

I.5.2.3.1 Traitement à la chaux :

La chaux est un matériau contenant de l'oxyde de calcium et de magnésium (CaO , MgO) et/ou de l'hydroxyde de calcium et de magnésium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$, $\text{Mg}(\text{OH})_2$). Selon la composition et les autres constituants, est utilisé comme liant, en traitement de sol. L'utilisation de la chaux pour stabiliser l'argile est connue depuis des décennies, savais du succès. En effet, dans certaines études, les propriétés mécaniques La quantité de sol traité à la chaux peut être modifiée en permanence. (Biczysko, 1996 ; Greaves, 1996 ; Kelley, 1988). Littré (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. Le traitement à la chaux est recommandé pour les sols dont la teneur en argile est supérieure à 40%. Le comportement de ces sols fins est modifié par l'ajout de chaux. Plusieurs réactions sont initiées lors de l'ajout de la chaux à un sol : 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).



Figure I.21 : Traitement des sols à la chaux.

I.5.2.3.2 Traitement au ciment (objectif de la présente étude) :

L'utilisation du ciment pour la stabilisation de la terre remonte aux années 1915 dans le domaine routier. Cette technique de traitement au ciment augmente l'élasticité du sol Pour les contraintes liées au trafic et climatiques.

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. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an), mais elle est stoppée par le gel [9].



Figure I.22 : Traitement des sols au Ciment.

I.5.2.3.3 Traitement mixte (chaux-ciment) :

Le traitement mixte consiste à améliorer la qualité d'un sol par combinaison de deux ou plusieurs stabilisants en vue d'atteindre les performances mécaniques souhaitées. Le traitement préalable à la chaux par son action d'assèchement immédiat du sol amène celui-ci à un état optimal pour la stabilisation au ciment. (Génie Hippique, 2004)

Pour les différents types de traitement on a pu étudier l'évolution de la résistance en immersion et, en outre, l'influence d'une période de gel sur l'évolution successive de la résistance. Le pouvoir discriminant de la richesse en chaux des mélanges mixtes a été également observé pour ce qui est du retard entre l'addition de la chaux et le compactage des mélanges qui suit immédiatement l'addition du ciment [10].

Tableau I.5 : Les avantages et les inconvénients des différentes techniques de stabilisation [11]

Technique	Procédés	Avantage	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. élevée).
	substitution		-L'épaisseur de la Couche. -La disponibilité du matériau.
	Pré humidification		-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de W.
	Méthode de contrôle	Minimiser l'humidification ou dessèchement	La sensibilité à la variation de la teneur en eau.
Stabilisation thermique	Augmenter la température	Réduire la répulsion électrique entre les particules	Très couteuse
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 -diminuée 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 Wopm. -utilisation d'un faible dosage	Carbonations de la chaux

I.6 Conclusion :

Dans ce chapitre d'après l'étude bibliographique. Nous avons identifié la définition de sols. Puis, on a identifié et classer les différents types des sols instables et citer les principaux problèmes de ce type des sols. Ensuite, nous avons touché les différentes techniques du traitement des sols et l'objectif de ces traitements.

La maîtrise des sols problématiques demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts sur les différents ouvrages construits en formations (argile-sable). Par conséquent, l'ingénieur doit recevoir toutes les informations nécessaires pour identifier un sol ainsi que les différentes solutions et technique d'amélioration de ces types de sols par différentes méthodes.

Chapitre II

Traitement des sols par ciment

Chapitre II : Traitement des sols par ciment

II.1 Introduction :

Les méthodes mécaniques de traitement des sols sont coûteuses et nécessitent un haut degré de savoir-faire, mais elles ne sont pas toujours disponibles dans les pays en développement comme l'Algérie. De plus, bien que les méthodes de traitement de sol thermiques soient toujours efficaces, leur utilisation reste limitée en raison de leur coût élevé. De plus, la méthode de traitement chimique du sol en ajoutant de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts de ciment est encore la plus couramment utilisée et la moins chère. Cette technique de traitement se développe très rapidement partout dans le monde et continuera à se développer fortement. Il est facile à mettre en œuvre, économique et efficace, et surtout, il évite les gros travaux de terrassement destinés à éliminer les sols inappropriés et permet l'utilisation de matières étrangères de haute qualité. Et nous prenons en compte que les ajouts cimentaires sont produits en Algérie.

Les mauvaises propriétés des sols ont un impact significatif sur les ouvrages géotechniques et leur longévité, ces sols peuvent être traités avec des additifs chimiques (comme les ajouts cimentaires). Ces additifs peuvent être ajoutés à différents types de sols pour améliorer les propriétés de géo-ingénierie, l'efficacité de ces additifs dépend de la nature du sol traité et la quantité d'additif ajoutée.

II.2 Le Ciment :

II.2.1 Définition :

Le terme « ciment » est issu du latin *coementum* qui signifie mortier, liant des maçonneries. Le ciment est un produit moulu du refroidissement du clinker qui contient un mélange de silicates et d'aluminates de calcium porté à 1450°-1550° C, température de fusion. Faites ensuite des nœuds serrés, 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 [12].



Figure II.1 : La composition du ciment.

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

Ainsi, le XX^e siècle a ouvert la voie aux ciments artificiels qui prendront progressivement le pas sur les chaux. L'accélération sera plus manifeste à l'issue de la deuxième guerre mondiale lorsque le secteur du bâtiment produit essentiellement des logements neufs bâtis à partir d'éléments préfabriqués et, n'utilisant plus les chaux. C'est l'époque charnière où la chaux est en passe d'abandon, où son ancienneté est une marque d'archaïsme alors que les ciments améliorent les performances des liants.

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

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

II.2.2 Les Constituants du Ciment :

II.2.2.1 Clinker :

C'est un produit obtenu par cuisson jusqu'à fusion partielle (clinkirisation) du mélange calcaire + argile, dosé et homogénéisé et comprenant principalement de la chaux (CaO) de la silice (SiO₂) et de l'alumine (Al₂O₃). Le mélange est en général constitué à l'aide de produits naturels de carrière (calcaire, argile, marne...). C'est le clinker qui, par broyage, en présence d'un peu de sulfate de chaux (gypse) jouant le rôle de régulateur, donne des Portland.

II.2.2.2 Le gypse (CaSO₄) :

L'addition de gypse au clinker a pour but de régulariser la prise du ciment, notamment de ceux qui contiennent des proportions importantes d'aluminate tricalcique. Grâce à ce gypse, la prise du ciment, c'est-à-dire le début de son durcissement, s'effectue au plus tôt une demi-heure après le début de l'hydratation. Sans gypse, la prise serait irrégulière et pourrait intervenir trop rapidement.

II.2.4 Types de ciment :

Selon que des constituants, autres que le gypse, sont ou non ajoutés au clinker lors des opérations de fabrication. Les ciments à clinker et à traces peuvent être divisés en cinq types principaux en fonction de leur composition par les normes NF P15-301 et ENV 197-1 :

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

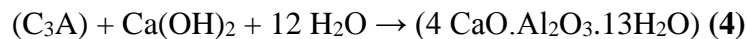
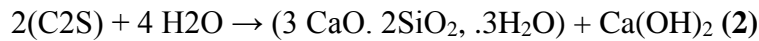
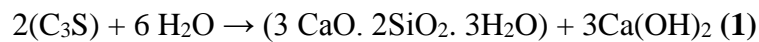
Les ciments sont également classés en fonction de leur résistance à la compression. Les ciments produits et commercialisés en Algérie, sont essentiellement constitués de CPJ32.5 et 42.5, types les plus demandés et CRS (Ciment résistant aux sulfates) largement utilisé dans les régions du sud. Le ciment fabriqué localement est livré en vrac, soit en sac double ou triples plis de 50Kg.

II.2.5 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 Ferro aluminate 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 [13].

II.2.6 Réactions chimiques :

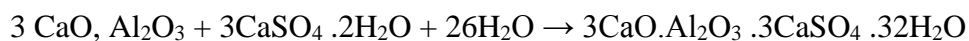
Le ciment en présence d'eau se solidifie. Les principales réactions chimiques responsables de ce phénomène sont les suivantes :



La réaction (1) est rapide ; elle est à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme. Le produit $(3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3 \text{H}_2\text{O})$ 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 $(\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O})$ qui permet la formation de fins cristaux d'ettringite $(3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{CaSO}_4 \cdot 32 \text{H}_2\text{O})$ retardant la prise en masse du ciment.

L'équation chimique de formation de l'étréangéité 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 [14].

II.2.7 Réactions physiques :

Différentes réactions physiques se produisent pendant la prise du ciment. Il y a d'abord la formation d'une pâte de particules solides. A cet effet, les espaces inter particules sont interconnectés et remplis d'eau dite eau « capillaire ». Se développe ensuite à la surface des grains de ciment, un revêtement d'ettringite 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-ciment. Ces cristaux se développent et contribuent de façon notable à l'amélioration des propriétés mécaniques de ces mélanges [14].

II.2.8 Influences de ciment sur les propriétés géotechniques et mécaniques :

Le ciment possède les propriétés susmentionnées, d'une part, par le mécanisme par lequel les particules de sol se lient via le silicate de calcium hydraté produit lors de l'hydratation du ciment, et d'autre part, par la réaction de pozzolan entre l'hydroxyde de calcium produit et le sol. Contribue à l'amélioration de particules d'argile. Le degré d'efficacité du liant dépend principalement de la granulométrie et de la minéralogie de la matière première traitée.

II.2.8.1 Sur les propriétés géotechniques :

Lorsque du ciment est ajouté à un sol argileux ou latéritique, les particules s'agglomèrent, augmentant la taille des particules et atteignant la taille du limon ou du sable, entraînant une diminution de la proportion d'argile. Ce phénomène est dû à la réaction d'échange cationique qui provoque l'agrégation-agrégation des particules d'argile et à la réaction pouzzolane impliquant les minéraux argileux.

La consistance du sol est définie par la limite d'Atterberg et la valeur du bleu de méthylène. Immédiatement après l'ajout de ciment, la viscosité du sol change. Cette modification immédiate est due à la réaction d'échange cationique qui provoque l'agglomération des particules d'argile.

L'ajout de ciment au sol argileux réduit la limite de liquidité (w_l), limite de plasticité (w_p) augmentée, et conséquemment d'une diminution de l'indice de plasticité (IP). Par contre pour un sol limoneux, on observe les phénomènes inverses pour la limite de liquidité et celle de plasticité.

II.2.8.2 Sur les propriétés mécaniques :

L'ajout de ciment à un sol argileux ou latéritique améliore les propriétés mécaniques, principalement la portance CBR, les résistances à la compression, à la flexion et à la traction par fendage de ce sol.

Ces améliorations des propriétés mécaniques sont dues à la réaction d'hydratation dans la fabrication du ciment CSH qui lie les particules du sol entre elles d'une part, et, d'autre part, par les réactions pouzzolaniques entre les minéraux argileux et le $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Ces paramètres s'améliorent avec le temps, étant donné que le CSH consolidé avec le temps.

II.2.9 Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage :

L'ajout de ciment améliore les propriétés du sol, cela augmente la densité de séchage et permet une compression efficace. L'agglomération du ciment autour des particules de sol provoque une augmentation des particules fines.

Il peut également montrer une légère réduction de la teneur en eau optimale. En effet, l'ajout de ciment affecte la dispersion des particules de sol en augmentant la taille des particules et en réduisant ainsi l'attraction de l'eau.

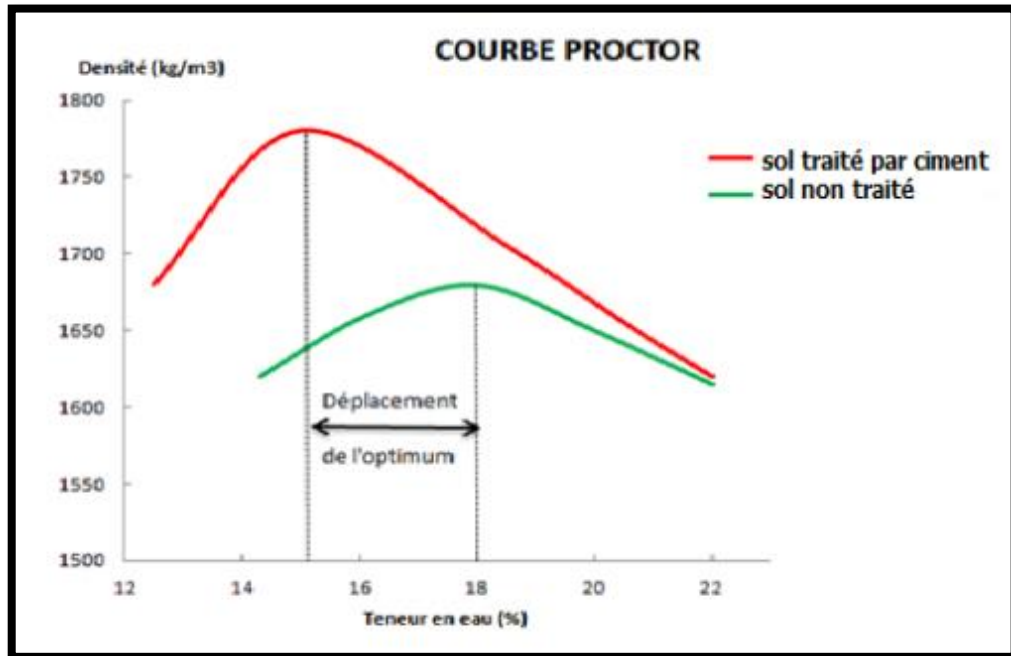


Figure II.2 : Influence du ciment sur les caractéristiques du compactage.

II.3 Technique de Traitement des sols par ciment :

Sur certains sites, la réalisation d'une opération de traitement de sol nécessite un certain nombre d'opérations de base qui nécessitent une planification précise, un savoir-faire et des équipements spécifiques.

Les procédures de traitement des sols par ciment peuvent être présentées dans des ordres différents, selon que le traitement du sol est sur place ou non. Ou que l'on prévoit des mouvements de terre avant ou après le traitement. On distingue les étapes principales suivantes :

La préparation du sol à traiter : Cette opération, destinée à faciliter le malaxage ultérieur, consiste à éliminer les éléments volumineux susceptibles de gêner le malaxage, ou à permettre de modifier la teneur en eau du sol par aération ou humidification... Cette opération n'est pas toujours nécessaire, mais elle se fait à l'aide d'un grattoir, d'un halo ou d'une charrue.



Figure II.3 : Préparation de la couche de forme.

Epandage : Le ciment est généralement épandu dans une épandeuse peseuse équipée d'un dispositif asservi à la vitesse du véhicule. L'application du ciment doit être effectuée avec la plus grande précision et régularité. Le ciment est chargé pneumatiquement sur l'épandeur soit directement à partir du conteneur d'expédition, soit via un tampon de silo installé sur le terrain.

Malaxage : Le but de ce travail est de gonfler le sol et de traiter uniformément le ciment. Selon les conditions du sol, la taille et le type de site, cela se fait à l'aide de Pulvimixers, d'excavatrices rotatives, de charrues à disques ou de cisailles de charrue. Les outils agricoles peuvent être utilisés dans de petits endroits. Il est recommandé d'utiliser un agitateur sur un chantier poussiéreux.



Figure II.4 : Malaxage du ciment sur chantier.

Réglage : Le réglage final doit être fait en faisant coulisser toute la largeur à régler. Les points bas ne peuvent en aucun cas être remplis de matériau découpé. Ceci est le plus souvent effectué par le niveleur. Le matériau raboté doit être extrait. L'épaisseur rabotée doit être prise en compte lors du traitement. Il faut veiller à ce que le matériau traité soit suffisamment épais (environ 3 cm).

Le compactage : Doit être effectué immédiatement après le réglage final et, dans tous les cas, avant la fin du "temps de travail" du mélange de sol, afin de fournir l'énergie nécessaire pour atteindre la qualité de compression souhaitée en fonction des couches considérées.

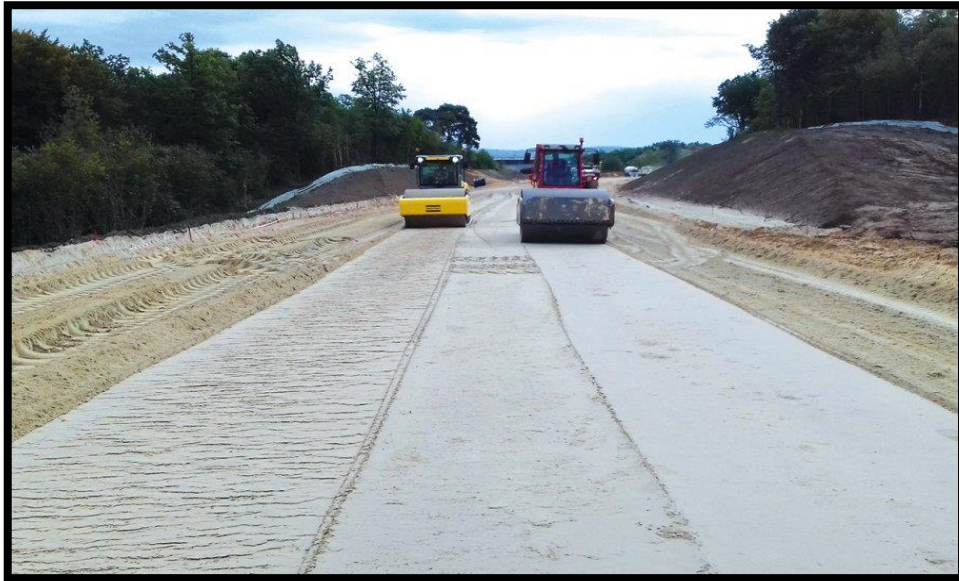


Figure II.5 : Le compactage du mélange de sol.

Protection du matériau traité : Cette protection de surface est destinée à imperméabiliser la couche traitée et à la protéger des intempéries, de l'évaporation de l'humidité et du trafic. Cela devrait être fait dès que possible après la fin de la compression finale.

II.3.1 Mécanisme de traitement par ciment :

Les quatre mécanismes qui contribuent au traitement cimentaire des sols argileux sont résumés ci-dessous et classés par importance :

- **Hydratation par ciment :** les fortes interactions se développent entre les particules de sol. Le plus haut squelette continu des formes matérielles dure et fortes et enferme une matrice de sol inchangé, renforçant le matériel traité et en remplissant des vides.
- **Echange cationique :** l'échange cationique change la charge électrique, réduit la plasticité et a pour résultat la floculation et l'agrégation des particules de sol.
- **Carbonatation :** la chaux libre produite pendant l'hydratation du ciment réagit avec de l'anhydride carbonique en air aux agents de cimentages de forme.

- **Réaction pouzzolanique** : la chaux libre libérée pendant l'hydratation réagit avec la silice ou l'alumine des particules d'argiles en présence de l'humidité pour former les agents de cimentation.

II.3.2 Les Avantages de la technique :

Le traitement des sols en place au ciment est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques et environnementaux.

De la part d'avantages techniques, en traitant le sol sur place avec du ciment, une couche de traitement homogène, durable et stable est réalisée sur le remblai et la couche supérieure, et des propriétés mécaniques comparables à celles du béton de tombe et du gravier hydraulique sont réalisées. De plus, grâce à la rigidité de la nouvelle structure, cette technique permet de bien répartir la charge sur la poutre. Le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

D'autre part, Avantages économiques ; Le traitement des sols en place par ciment est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport.

Avantages environnementaux ; Le travail à froid réduit considérablement la pollution et la libération de gaz nocifs dans l'atmosphère. Le réemploi des matériaux en établi jalonnement l'écrasement des gisements de granulats (carrières, ballastières), actif naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à entretenir l'environnement.

II.4 Conclusion :

La technique de traitement des sols par ciment présente de grands avantages. Par conséquent, il est possible d'utiliser des matériaux qui ne peuvent pas être recyclés autrement. Les règles prévoient des enquêtes pour évaluer l'aptitude du sol sur les chantiers de construction. Bien que l'étude géotechnique permette de déclarer les sols aptes au traitement, il arrive que certains sols se révèlent inadaptés sur les chantiers. Diverses perturbations peuvent intervenir dans la stabilisation.

2^{ème} Partie

Étude expérimentale

**Chapitre III : Programme expérimental et
procédures d'essais**

**Chapitre IV : Présentation et analyse des
résultats d'essais**

Chapitre III

**Programme expérimental et
procédures d'essais**

Chapitre III : Programme expérimental et procédures d'essais

III.1 Localisation générale :

Le site de Chaaba el Hamra est situé au Nord de la commune de M'Sila environ 15 km de la ville de M'Sila.



Figure III.1 : Situation géographique du site de Chaaba el Hamra

III.2 Matériaux :

III.2.1 Sol utilisé (limon-argileux de Chaaba El Hamra) :

Le sol de la région est composé essentiellement d'un limon-argileux rouge.



Figure III.2 : limon-argileux de Chaaba El Hamra.

III.2.1.2 Ciment utilisé (Sarie) :

Le SARIE, premier ciment Gris 52.5 pour bétons à résistances élevées à jeune âge, destiné aux ouvrages d'art et à la préfabrication.

Ciment de classe vraie très élevée avec un faible retrait, Résistance élevée à jeune âge et Compatibilité accrue avec les différents adjuvants (plastifiants, retardateurs de prise, accélérateurs de prise et de durcissement...).

III.2.1.2.1 Avantages :

- Une résistance initiale élevée pour vos ouvrages nécessitant un décoffrage rapide
- Favorise la maniabilité du béton et le maintien de sa rhéologie
- Une classe vraie qui offre une haute performance au béton
- Meilleure durabilité du béton.



Figure III.3 : Ciment SARIE.

III.3 Liste des essais :

La liste des essais d'identification et de caractérisation et les normes en vigueur Correspondantes sont données ci-après.

Le programme expérimental a été réalisé au sein du Laboratoire de LCTP M'sila. Ce programme est réparti en deux parties :

III.3.1 Essais d'identification :

- La granulométrie.
- Les limites de consistance.
- L'essai bleu de méthylène.
- Analyse chimique.

III.3.2 Essais de caractérisation

- Essais Proctor normal.
- Essais C.B.R immédiat
- Essais de compression simple
- Essais de cisaillement direct

III.4 Description des essais :

III.4.1 Essais d'identification :

III.4.1.1 Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles d'un matériau. Elle s'effectue :

- par tamisage (tamis à maille carrée) pour des grains de diamètre supérieur à 80 μm ,
- par sédimentométrie pour les grains les plus fins. Elle consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau.

Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente. (Loi de Stokes). La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre.

Les analyses granulométriques par tamisage et par sédimentométrie ont été réalisées selon respectivement les normes **NF P18-560** et **NF P94-057**.



Figure III.4 : Analyse granulométrique par tamisage.



Figure III.5 : Analyse granulométrique par sédimentométrie.

III.4.1.2 Les limite d'Atterberg :

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(WI),
- le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide : limite de plasticité(WP).

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 $I_p = W_I - W_P$ qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité. 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.

La détermination des limites d'Atterberg a été réalisée selon la norme **NF P 94-051**.



Figure III.6 : Appareillage d'essai limite d'Atterberg.

III.4.1.3 L'essai au bleu de méthylène :

Il permet de mesurer la capacité d'adsorption ionique des sols et granulats à l'aide du bleu de méthylène. Il a pour but de déterminer la quantité et l'activité de la fraction argileuse d'un sol d'une façon globale. Le résultat de l'essai dépend directement à la fois de la quantité et de la nature minéralogique de cette fraction. Le principe de l'essai consiste à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Il apparaît alors un début d'excès qui marque la fin de l'essai et que l'on détecte par le test dit à la tâche. Ce test consiste à former avec une goutte de la suspension déposée sur du papier filtre normalisé, une tâche qui est un dépôt de sol coloré en bleu soutenu, entourée d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette dernière zone d'une auréole bleu clair. On dira alors que le test est positif.

L'essai a été réalisé selon la norme **NF P 94-068**.



Figure III.7 : Appareillage et Echantillonnages d'essai VBS.

III.4.1.4 Analyse chimique :

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 surtout routière.

III.4.2 Essais de caractérisation :

III.4.2.1 L'essai Proctor :

L'essai Proctor a pour objectif la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale pour un compactage normalisé d'intensité donnée. Il consiste à compacter de façon identique des échantillons d'un même sol avec des teneurs en eau différentes. On constate que la densité sèche γ_d varie et passe par un maximum pour une teneur en eau déterminée dite optimale (WOP).

Il existe deux types d'essais Proctor. Selon l'intensité de compactage utilisé, l'essai sera appelé essai Proctor normal ou essai Proctor modifié.

L'essai choisi pour notre étude est l'essai Proctor modifié car il est recommandé pour la construction routière. L'essai a été réalisé selon la norme **NF P 94-093**.



Figure III.8 : Appareillage et Echantillonnages d'essai Proctor.

III.4.2.2 Essai CBR immédiat :

Cet essai est un paramètre incontournable pour le dimensionnement mécanique des chaussées.

L'indice CBR est une grandeur utilisée pour caractériser un sol, en tant que support ou constituant d'une structure de chaussée. Le principe général de l'essai servant à déterminer l'indice de portance CBR, consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique de 19,35 cm² de section pour le faire pénétrer à la vitesse de 1,27 mm/mn dans une éprouvette de sol.

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2,5 et 5 mm sont alors rapportés, aux valeurs de 13,35 et 20 kN, qui sont respectivement les forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

$$CBR_1 = \frac{F_1}{13.35} \times 100 \qquad CBR_2 = \frac{F_2}{19.93} \times 100$$

F1 et F2 correspondent aux forces mesurées pendant l'essai, elles sont exprimées en kN.

L'indice portant CBR est alors défini conventionnellement par la plus grande valeur, des rapports ainsi calculés. L'essai a été réalisé selon la norme **NF P 94-078**.



Figure III.9 : Appareillage et Echantillonnages d'essai CBR.

III.4.2.3 La résistance à la compression simple :

L'éprouvette est soumise à une charge monotonement croissante jusqu'à la rupture.

La résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette :

$$R_C = \frac{10 F}{S}$$

Où :

- R_C : résistance à la compression de l'éprouvette en MPa.
- F : charge maximale supportée par l'éprouvette en kN.
- S : valeur moyenne de la section en cm^2

L'essai a été réalisé suivant la norme **NF P18-406**



Figure III.10 : Essai de Compression simple

III.4.2.4 Essai de cisaillement direct :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante.

L'essai a été réalisé suivant la norme **NF P94-071-1**.

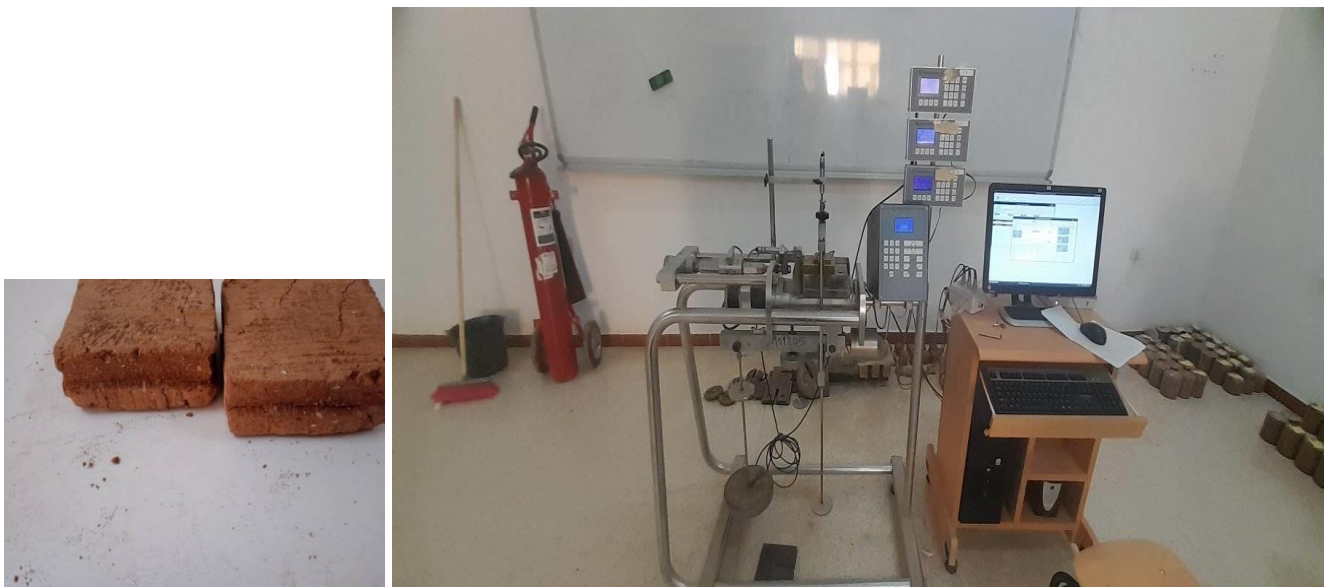


Figure III.11 : Appareillage et Echantillonnages d'essai cisaillement direct.

Chapitre IV

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

Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais

IV.1 Introduction :

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte des essais de compactage type Proctor normale, des essais CBR immédiat et imbibé, de compression simple et de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Ces essais ont été réalisés sur des Échantillons découpés dans de blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor normal. Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugé nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie.

IV.2 Résultats Des Essais :

IV.3.1 Les essais d'identification :

IV.3.1.1 Analyse granulométrique :

IV.3.1.1.1 Analyse granulométrique par tamisage :

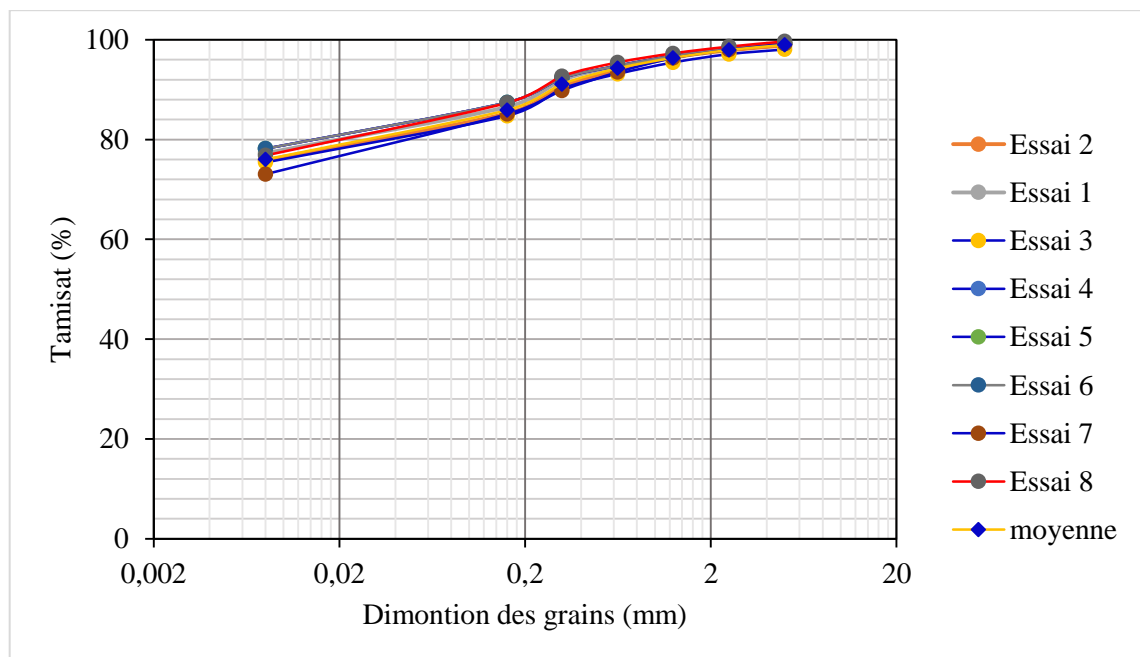
Huit (8) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans Les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.1 : Granulométrie par tamisage.

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât-en (%)
5	4.97	4.97	0.83	99.17
2.5	5.85	10.82	1.80	98.20
1.25	9.83	20.65	3.44	96.56
0.63	14.73	35.38	5.90	94.10
0.315	18.11	53.49	8.92	91.08
0.16	33.15	86.64	14.44	85.56
0.008	57.45	144.09	24.02	75.98

Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.

Tamis (mm)	Tamisât (%)								
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Moye
5	98,83	99,21	98,06	99,25	99,17	98,33	99,22	99,66	98,97
2,5	97,87	98,27	97,11	98,24	98,2	97,21	97,98	98,62	97,94
1,25	96,42	96,76	95,44	96,75	96,56	95,42	96,31	97,27	96,37
0,63	93,85	94,72	93,15	94,76	94,1	94,56	93,5	95,45	94,26
0,315	90,57	91,91	90,17	92,32	91,08	90,35	89,82	92,67	91,11
0,16	85,23	86,55	84,74	87,44	85,56	85,28	85,11	87,35	85,91
0,008	75,85	77,28	75,42	78,17	75,98	75,6	73,06	76,81	76,02

**Figure IV.1 :** Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage.

IV.3.1.1.2 Analyse granulométrique par sédimentométrie :

Tableau IV.3 : Résultats de l'analyse sédiment métrique.

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètres m- met du ménisque R	Température C°	Correction temps	Lecture corrigé	Diamètre(u)	Tamisât par Rapport à l'échantillon totalP.p.
0.5	25	17	-0.500	24.5	80	75.98
1	25	17	-0.500	24.5	75	75.98
2	22	17	-0.500	21.5	55	66.68
5	21	17	-0.500	20.5	38	63.58
10	19	17	-0.500	18.5	25	57.37
20	18	17	-0.500	17.5	17	54.27
40	16	17	-0.500	15.5	12	48.07
80	14	17	-0.500	13.5	8	41.87
240	6	17.5	-0.425	5.575	5	17.24
1440	1	17.5	-0.425	0.575	2	01.78

Tableau IV.4 : La moyenne des huit essais de sédimentométrie.

Tamis		Tamisât (%)								
(mm)	µm	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Moye
0.08	80	75,85	77,28	75,42	78,17	75,98	75,6	73,06	76,81	76.02
0.075	75	71,93	77,28	71,51	74,51	75,98	72,3	70,06	73,29	73.36
0.055	55	68,01	73,38	67,6	70,85	66,68	69	61,06	73,29	68.73
0.038	38	64,18	71,43	63,69	67,19	63,58	69	55,06	68,01	65.27
0.025	25	56,4	71,43	59,84	63,58	57,37	65,74	52,07	66,29	62.72
0.017	17	52,51	65,64	55,94	59,93	54,27	62,45	49,07	62,79	57.32
0.012	12	48,62	57,87	44,37	56,36	48,07	52,69	43,07	54,02	50.63
0.008	8	17,5	46,23	40,49	46,36	41,87	39,59	40,07	17,46	32.45
0.005	5	1,94	19,06	28,84	25,45	17,24	19,95	16,08	6,98	21.94
0.002	2	0	0	1,67	0	1,78	1,95	1,29	1,44	1.062

Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).

Tamis (mm)	Tamisât (%)								
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Moye
5	98,83	99,21	98,06	99,25	99,17	98,33	99,22	99,66	98,97
2,5	97,87	98,27	97,11	98,24	98,2	97,21	97,98	98,62	97,94
1,25	96,42	96,76	95,44	96,75	96,56	95,42	96,31	97,27	96,37
0,63	93,85	94,72	93,15	94,76	94,1	94,56	93,5	95,45	94,26
0,315	90,57	91,91	90,17	92,32	91,08	90,35	89,82	92,67	91,11
0,16	85,23	86,55	84,74	87,44	85,56	85,28	85,11	87,35	85,91
0,08	75,85	77,28	75,42	78,17	75,98	75,6	73,06	76,81	76,02
0.075	71,93	77,28	71,51	74,51	75,98	72,3	70,06	73,29	73.36
0.055	68,01	73,38	67,6	70,85	66,68	69	61,06	73,29	68.73
0.038	64,18	71,43	63,69	67,19	63,58	69	55,06	68,01	65.27
0.025	56,4	71,43	59,84	63,58	57,37	65,74	52,07	66,29	62.72
0.017	52,51	65,64	55,94	59,93	54,27	62,45	49,07	62,79	57.32
0.012	48,62	57,87	44,37	56,36	48,07	52,69	43,07	54,02	50.63
0.008	17,5	46,23	40,49	46,36	41,87	39,59	40,07	17,46	32.45
0.005	1,94	19,06	28,84	25,45	17,24	19,95	16,08	6,98	21.94
0.002	0	0	1,67	0	1,78	1,95	1,29	1,44	1.062

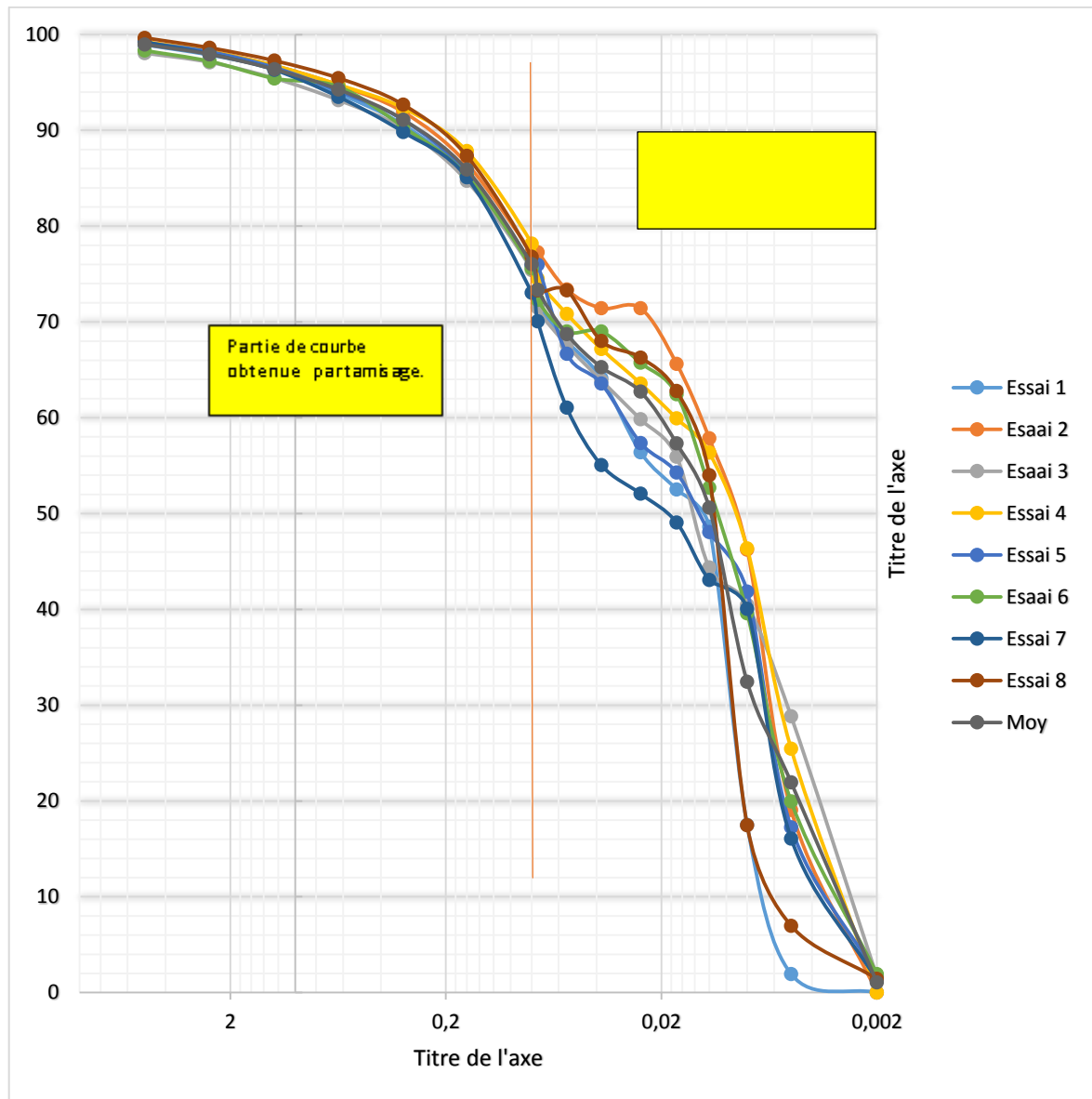


Figure IV.2 : Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

IV.3.1.2 Limites d'Atterberg :

IV.3.1.2.1 Sol non traité :

- Limite liquidité :

Tableau IV.6 : Les résultats de limite de liquidité sol naturel.

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	17		24		29		34	
Tare N	E	A	T10	35	11	74	9	6
Masse de tare ; Mt(g)	4.83	3.62	3.79	3.49	3.98	3.61	3.74	4.01
Masse (du sol humide + tare) (Mh +Mt)	12.21	11.03	10.53	11.1	12.66	12	9.95	10.17
Masse (du sol sec + tare) (Md +Mt)	10	8.82	8.58	8.9	10.24	9.64	8.33	8.5
Masse d'eau ; Mw (g)	2.21	2.21	1.95	2.2	2.42	2.36	1.62	1.67
Masse du sol sec ; Md (g)	5.17	5.2	4.79	5.41	6.26	6.03	4.59	4.49
Teneur en eau ; W(%) ; Mw/Md	42.75	42.50	40.71	40.67	38.66	39.14	35.29	37.19
M moy(%)	42.62		40.69		38.90		36.24	
WI	41.64							

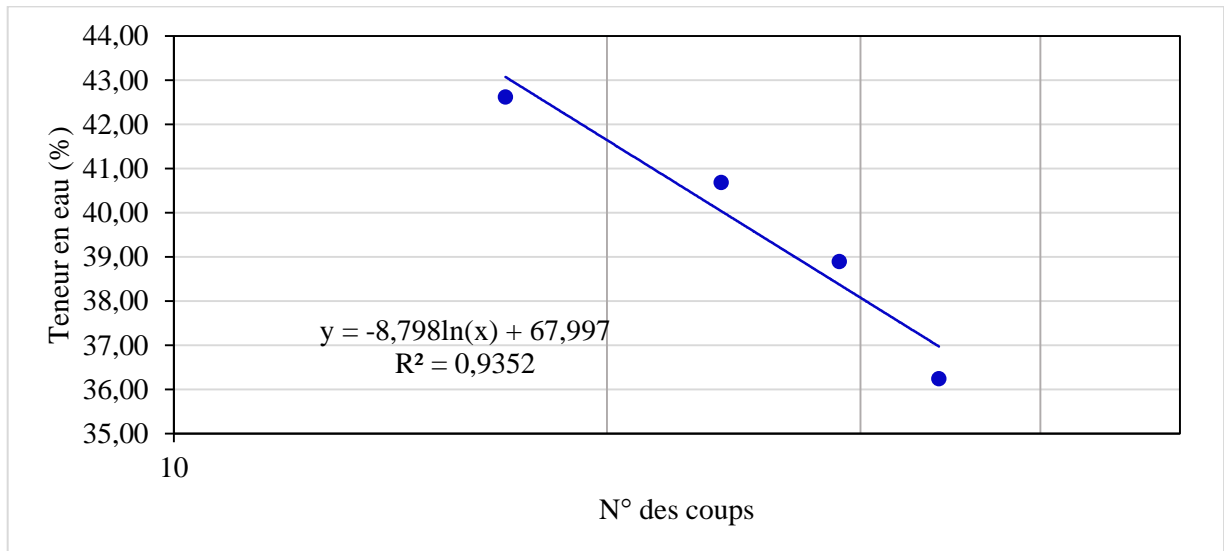


Figure IV.3 : La courbe de limite de liquidité du sol naturel.

- Limite de plasticité :

Tableau IV.7 : Limite de plasticité sol naturel.

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	17	11	9	26	8	42	M23	79
Masse de tare ; Mt(g)	4	4.01	3.98	3.63	4.15	3.73	3.83	4.08
Masse (du sol humide +tare) (Mh +Mt)	6.88	6.55	5.11	5.07	5.7	5.04	5.68	5.41
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	6.35	6.07	4.89	4.82	5.41	4.81	5.35	5.17
Masse d'eau; Mw (g)	0.53	0.48	0.22	0.25	0.29	0.23	0.33	0.24
Masse du sol sec ; Md (g)	2.35	2.06	0.91	1.19	1.26	1.08	1.52	1.09
Teneur en eau; W (%); Mw/Md	22.55	23.30	24.18	21.01	23.02	21.30	21.71	22.02
M moy (%)	22.93		22.59		22.16		21.86	
Wp	22.38							

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 19.26$

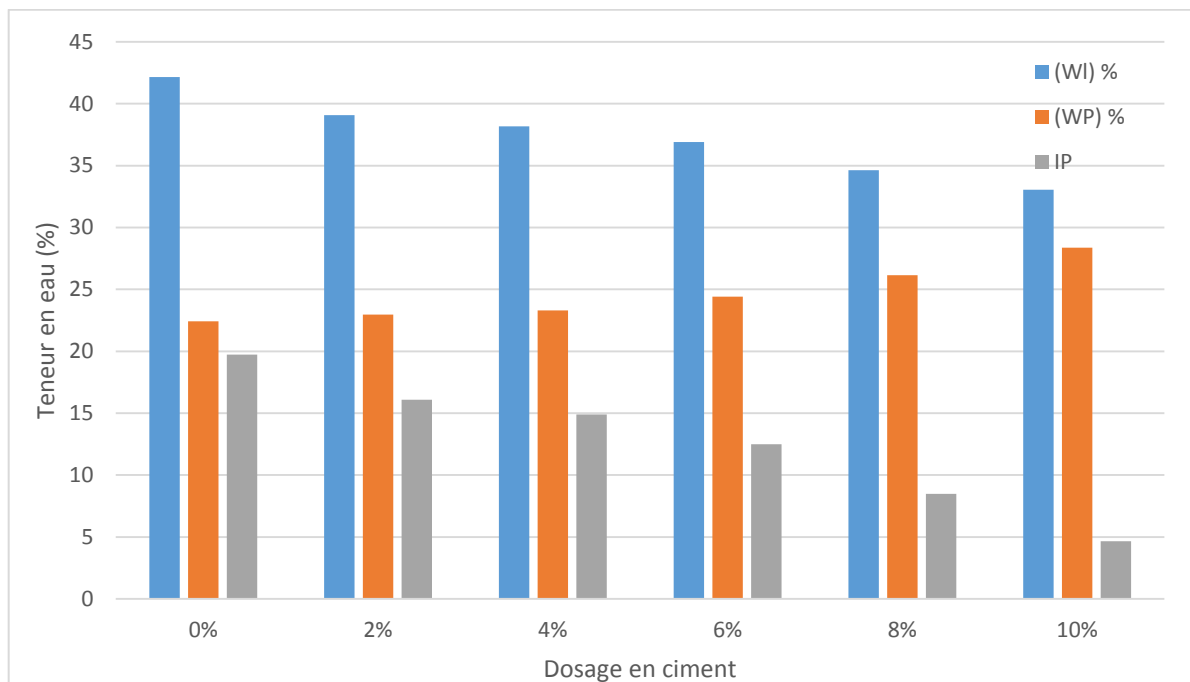
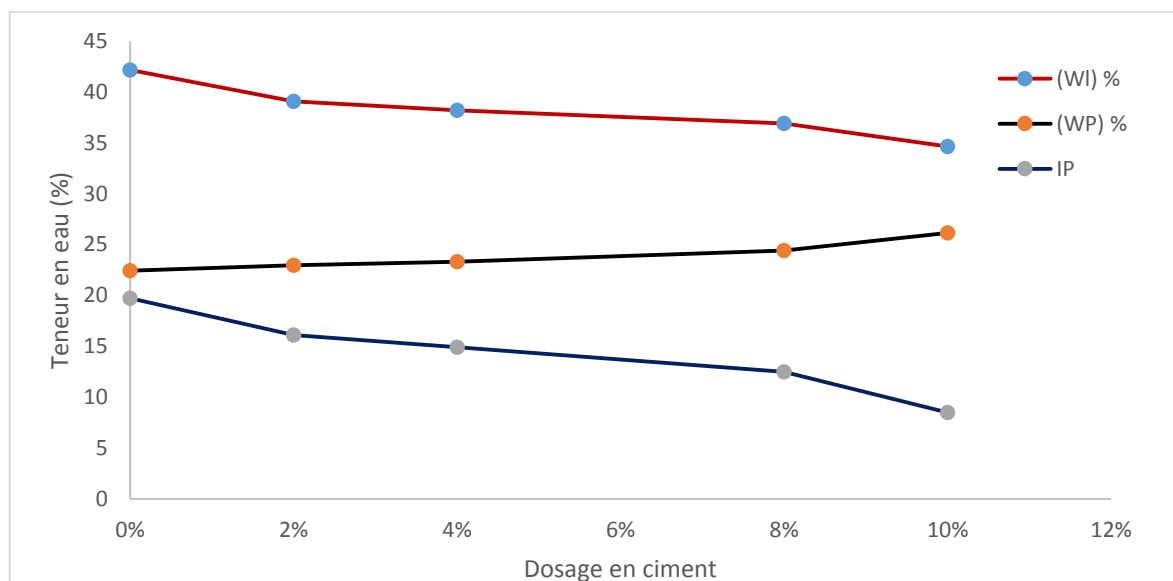
Tableau IV.8 : Résultats de 4 essais limite d'Atterberg sol naturel.

Essai N°	WL(%)	Wp (%)	IP(%)
1	42.20	21.01	21.19
2	41.85	21.63	20.22
3	41.64	22.38	19.26
4	42.90	24.64	18.26
La Moyenne	42.14	22.41	19.73

IV.3.1.2.2 Sol traité :

Tableau IV.9 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg Traité au ciment.

Dosage en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (WL) %	42.14	39.06	38.18	36.89	34.63	33.04
Limite de plasticité (WP) %	22.41	22.97	23.29	24.41	26.15	28.37
Indice de plasticité IP	19.73	16.09	14.89	12.48	8.48	4.67

**Figure IV.4** : Histogramme de Limite Atterberg ciment.**Figure IV.5** : La courbe de limite Atterberg ciment.

IV.3.1.2.3 Interprétation des résultats :

On remarque que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation des teneurs en ciment, par contre la limite de plasticité augmente avec l'augmentation des teneurs en ciment.

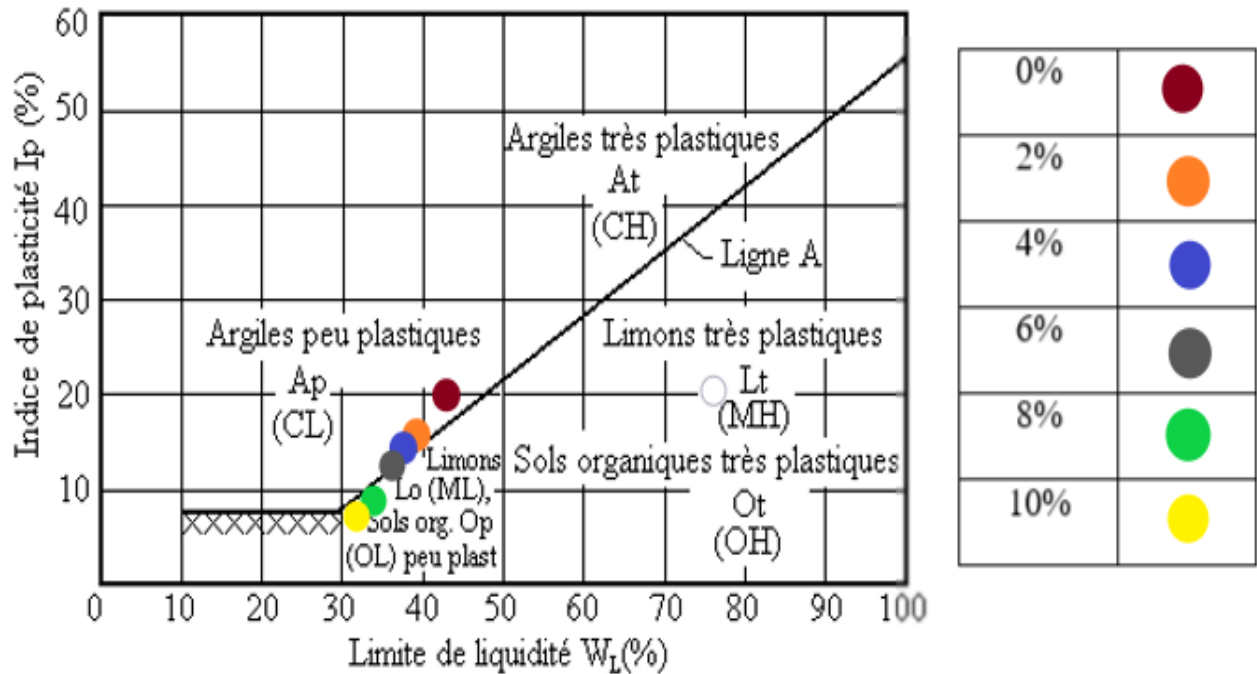


Figure IV.8 : Diagramme de Casagrande.

IV.3.1.3 Essai au bleu de méthylène :

IV.3.1.3.1 Sol non traité :

On a réalisé huit(8) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau :

Tableau IV.11 : résultats de l'essai au bleu.

	Masse de sol	Volume de la Solution (cm ³)	VBS (cm ³ /g)	Moyenne
Essai 1	30g	115	3.83	3.52
Essai 2	30g	105	3.5	
Essai 3	30g	115	3.83	
Essai 4	30g	105	3.5	
Essai 5	30g	90	3	
Essai 6	30g	115	3.83	
Essai 7	30g	85	2.83	
Essai 8	30g	115	3.83	

IV.3.1.3.1 Sol traité :

Tableau IV.12 : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène en différent teneur en Ciment.

VBS	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Moyenne
0%	3.83	3.5	3	3.33	3.42
2%	2	2,16	2,33	2,16	2,16
4%	1,83	2	2,16	2	2
6%	1,66	1,83	2	1,83	1,83
8%	1,5	1,66	1,83	1,66	1,66
10%	1,33	1,5	1,5	1,5	1,46

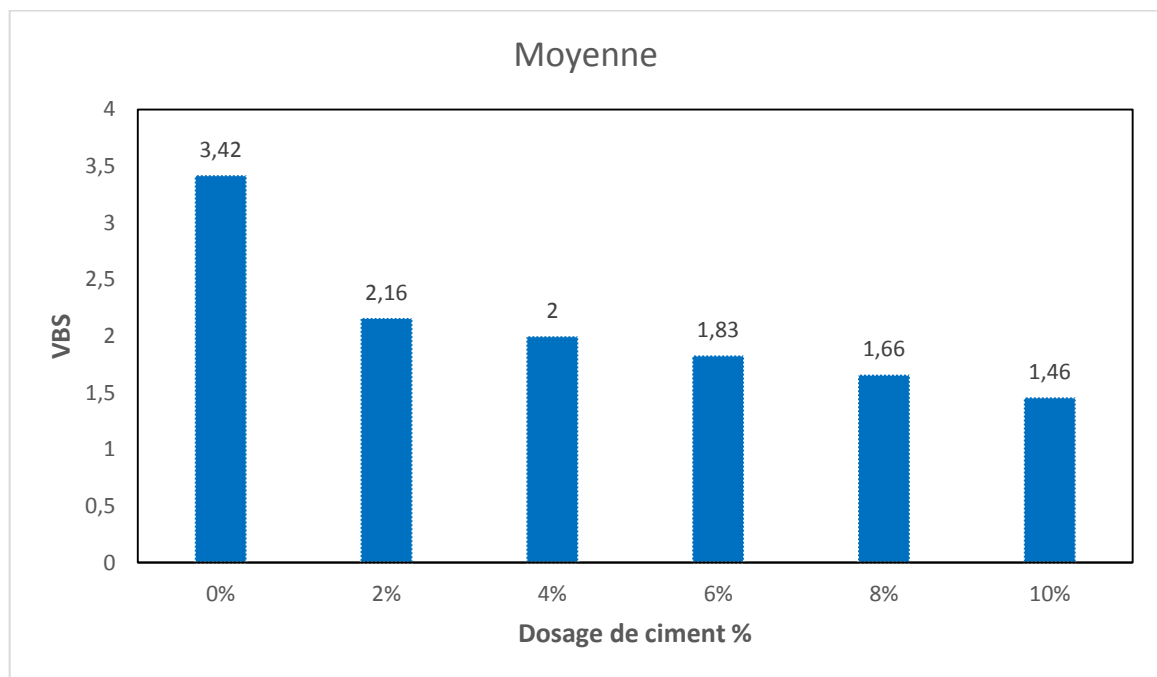


Figure IV.9 : Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment.

IV.3.1.3.2 Interprétation des résultats :

La valeur du bleu égale 3.52 ($2,5 < V_B < 6$) Notre sol appartient donc à la classe des :

«Sols limoneux argileux»

Tableau IV.13 : Classification des sols.

NF P11-300

Classe A		Tableau Classification des sols fins			
Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 ^(*) ou I _p ≤ 12	A₁ Limons peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI ^(*) ≤ 3 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	A ₁ th
				3 < IPI ^(*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	A ₁ h
				8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN}	A ₁ m
				0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	A ₁ s
				w _n < 0,7 w _{OPN}	A ₁ ts
		12 < I _p ≤ 25 ^(*) ou 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI ^(*) ≤ 2 ou I _c ^(*) ≤ 0,9 ou w _n ≥ 1,3 w _{OPN}	A ₂ th
				2 < IPI ^(*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I _c ^(*) < 1,05 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,3 w _{OPN}	A ₂ h
				5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN}	A ₂ m
				1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	A ₂ s
				I _c > 1,3 ou w _n < 0,7 w _{OPN}	A ₂ ts
		25 < I _p ≤ 40 ^(*) ou 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	IPI ^(*) ≤ 1 ou I _c ^(*) ≤ 0,8 ou w _n ≥ 1,4 w _{OPN}	A ₃ th
				1 < IPI ^(*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I _c ^(*) < 1 ou 1,2 w _{OPN} ≤ w _n < 1,4 w _{OPN}	A ₃ h
				3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,2 w _{OPN}	A ₃ m
				1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	A ₃ s
				I _c > 1,3 ou w _n < 0,7 w _{OPN}	A ₃ ts
		I _p > 40 ^(*) ou VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	
A ₄ th					
A ₄ h					
A ₄ m					
			A ₄ s		

IV.3.1.4 Analyse chimique :

Tableau IV.14 : L'analyse chimique par XRF.

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
26,58	6,24	2,31	32,38	2,60	4,04	1,27	0,03

Tableau IV.15 : L'analyse par DRX.

Calcite	Dolomite	Quartz	Illite	Kaolinite	Chlorite	Pyrophyllite	Albite	Microcline	Diaspore	Topaz	Fluorite
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
57,43	1,87	15,91	7,33	3,51	1,82	5,99	0,08	4,94	0,24	0,37	0,5

IV.3.2 Les essais mécaniques :

IV.3.2.1 Essais Proctor Normal :

IV.3.2.1.1 Sol non traité :

Tableau IV.16 : Résultats d'essai de Proctor Normale sol naturel.

Sol naturel					
Teneur en eau approximative (%)	10%	12%	14%	16%	18%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942
Masse du sol humide avec moule (g)	3395,30	3482,30	3633,10	3687,40	3677,20
Masse du sol humide (g)	1685,40	1772,40	1923,20	1977,50	1967,30
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,79	1,88	2,04	2,09	2,08
Masse de la tare (g)	145,70	147,40	143,80	147,10	148,10
Masse sol humide + tare(g)	389,70	464,40	526,80	288,38	653,40
Masse sol sec + tare (g)	369,00	432,50	481,50	270,00	579,30
Masse d'eau (g)	20,70	31,90	45,30	18,38	74,10
Masse du sol sec (g)	223,30	285,10	337,70	122,90	431,20
Teneur en eau W(%)	8,73	10,54	13,26	14,95	17,24
Masse volumique sèche (g/cm ³); $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,59	1,64	1,72	1,70	1,66
W _{opt}	14.25				
γ_{dmax}	1.71				

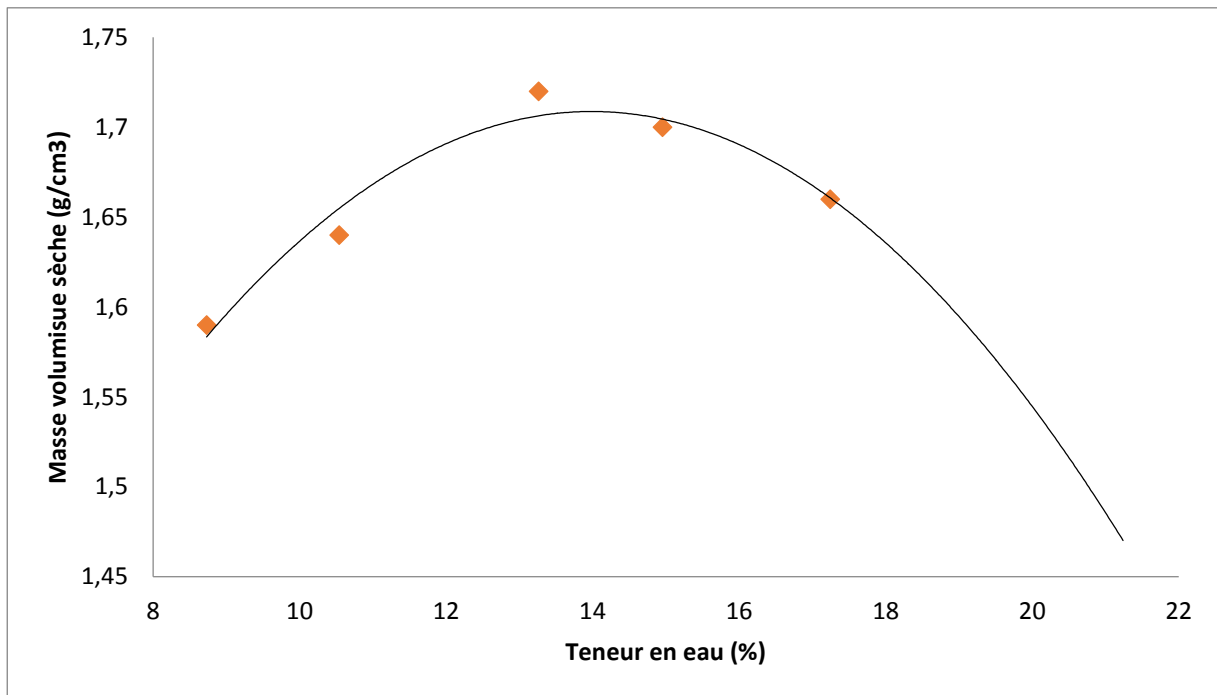


Figure IV.10 : courbe Proctor Normal de sol naturel.

IV.3.2.1.2 Sol traité :

Tableau IV.17 : Résultats d'essai de Proctor Normal d'un sol traité par ciment.

		14%	16%	18%	20%	22%
2%	Wopt	9,98	12,15	14,58	16,11	18,06
	γ_d	1,60	1,63	1,76	1,70	1,65
4%	Wopt	10,02	12,05	15,91	16,06	18,10
	γ_d	1,59	1,66	1,74	1,66	1,61
6%	Wopt	12,07	15,43	17,70	19,42	22,10
	γ_d	1,69	1,72	1,73	1,72	1,66
8%	Wopt	13,43	16,03	18,16	18,57	19,38
	γ_d	1,65	1,66	1,71	1,65	1,59
10%	Wopt	15,85	16,00	19,83	20,68	21,18
	γ_d	1,66	1,68	1,69	1,67	1,61

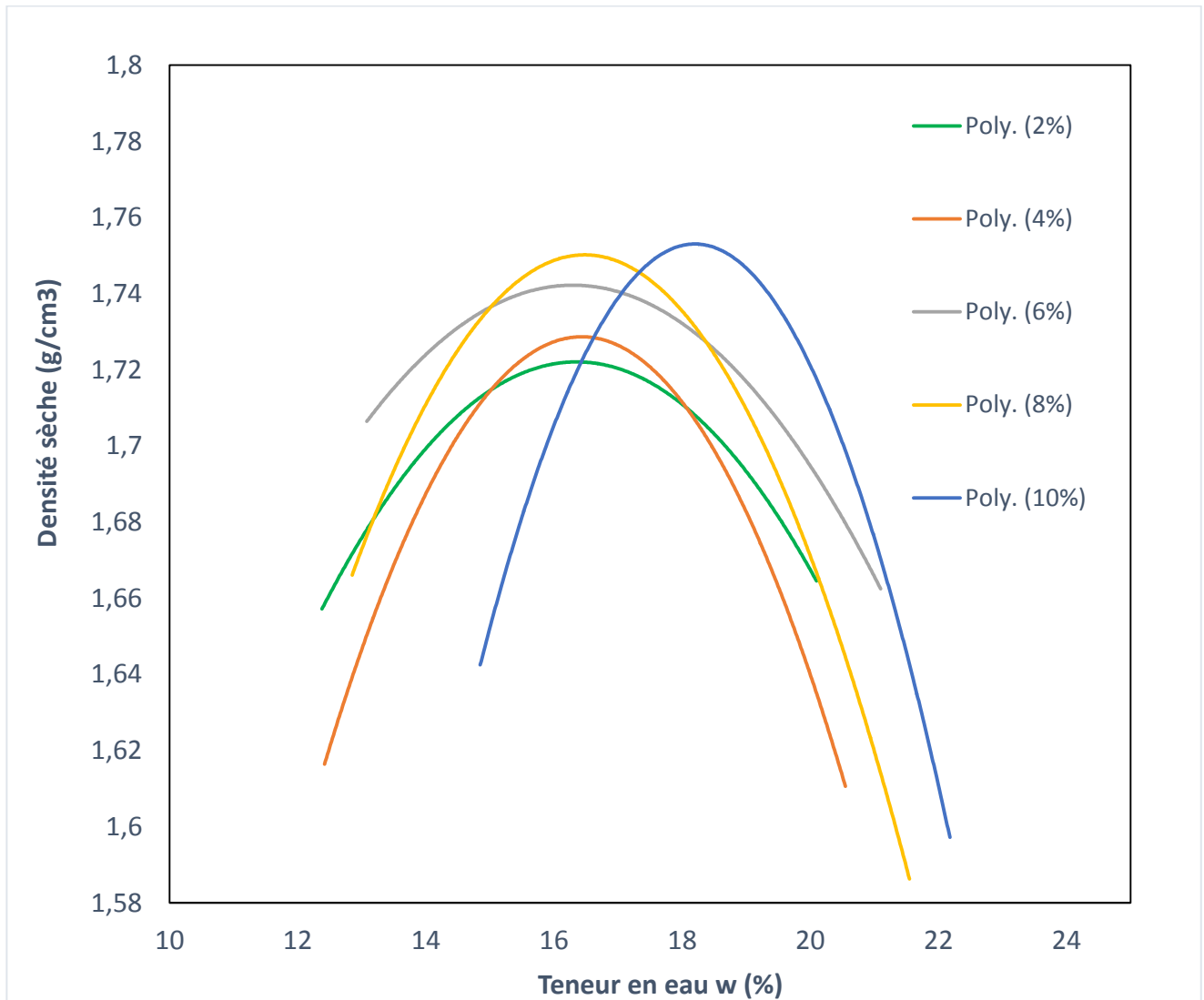


Figure IV.11 : courbe Proctor Normal de sol traité par ciment.

Tableau IV.18 : Résultats Essais de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment.

Dosage de ciment	ω_{opt} (%)	γ_{d-max} (g/cm ³)
2%	16.3	1.72
4%	16.5	1.73
6%	16.7	1.74
8%	17	1.75
10%	18.2	1.752

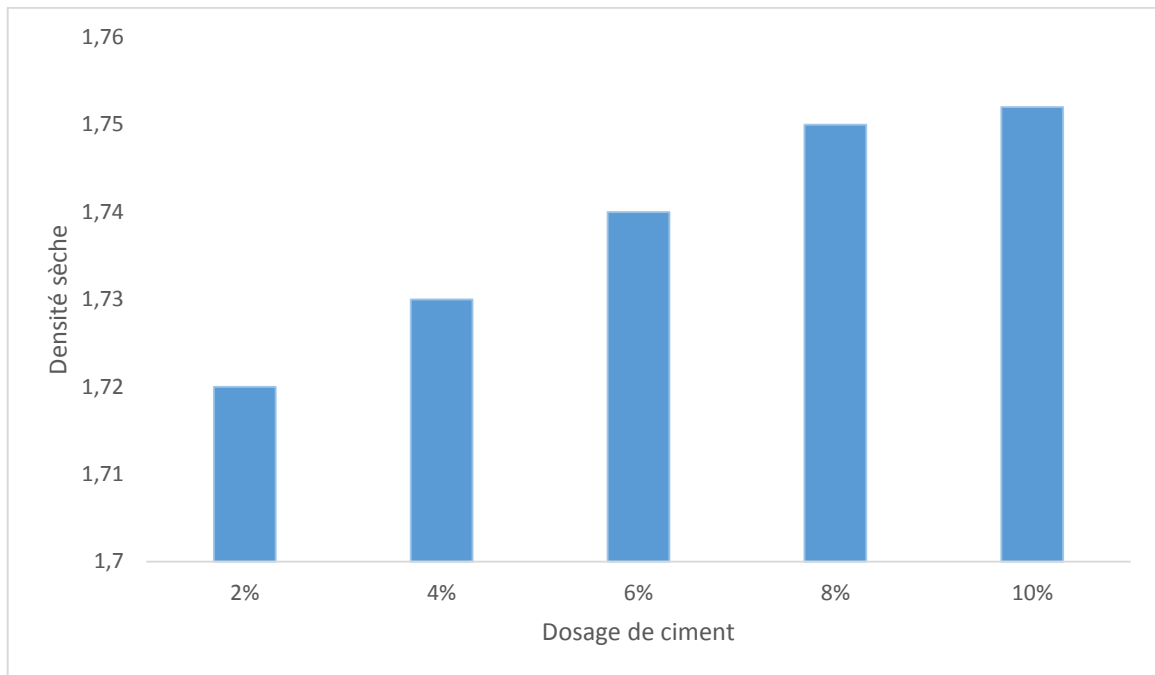


Figure IV.12 : Densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment.

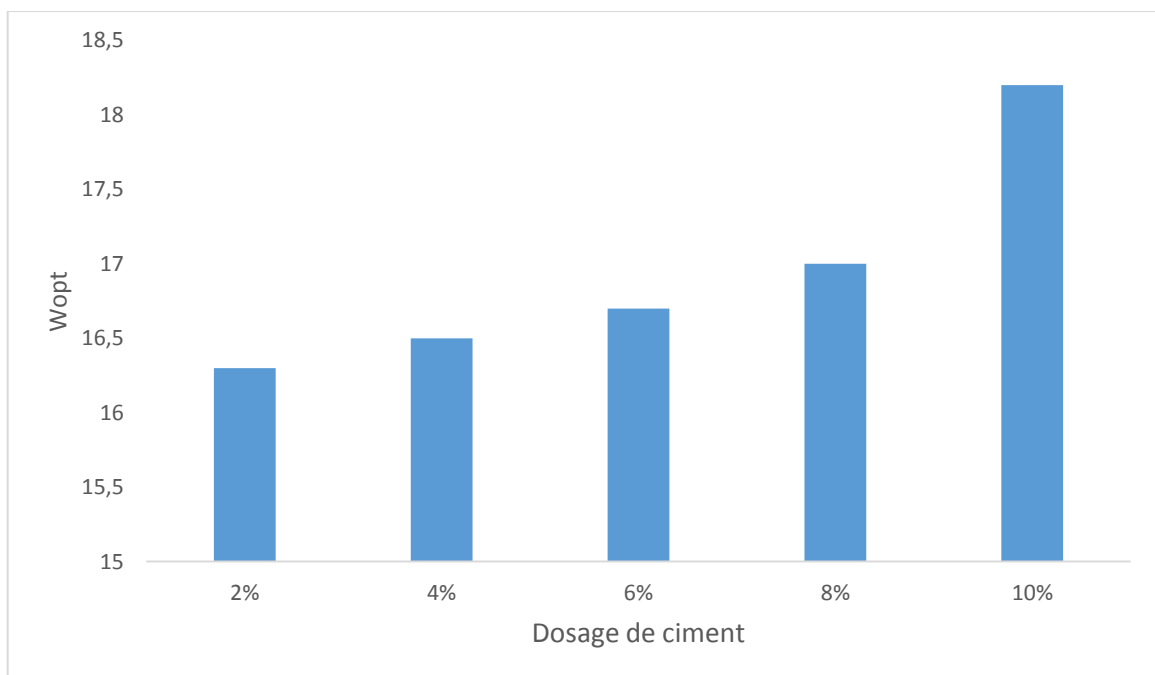


Figure IV.13 : Représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment.

IV.3.2.1.2 Interprétation des résultats :

Les tableaux présentent les résultats des essais de compactage Proctor Normal à différents teneurs en ciment, on constate que la densité sèche augmente ainsi que la teneur en eau optimale.

IV.3.2.2 Essai CBR Immédiat :

IV.3.2.2.1 Sol non traité :

Tableau IV.19 : Résultats de l'essai CBR Immédiat du sol naturel.

		Essai 1						
Enfoncements	0	0,675	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement (KN)	0	0.346	0.423	0.564	0.627	0.922	1.201	0.249
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm (%)	4.70							
Indice C, B, R immédiat à 5mm (%)	4.63							
Indice C, B, R max (%)	4.70							
		Essai 2						
Enfoncements	0	0,675	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement (KN)	0	0.375	0.442	0.575	0.633	0.925	1.251	1.269
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm (%)	4.74							
Indice C, B, R immédiat à 5mm (%)	4.64							
Indice C, B, R max (%)	4.74							

IV.3.2.2.2 Sol traité :

Tableau IV.20 : Effet de ciment sarie sur l'indice CBR immédiat.

Temps (s)	Enfoncement (mm)	0	2	4	6	8	10
0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,675	0.346	0.325	0.546	0.685	0.800	0.801
4	1,25	0.423	0.395	0.789	0.788	0.988	1.113
6	2	0.564	0.547	0.977	1.225	1.682	1.895
8	2,5	0.627	0.722	1.013	1.299	1.828	2.031

15	5	0.922	0.924	1.148	2.008	2.347	2.478
23	7,5	1.201	1.173	1.587	2.789	3.002	3.028
35	10	1.249	1.234	1.748	3.104	3.285	3.798
ICBR à 2, 5mm (%)		4.70	5.41	7.59	9.73	13.69	15.21
ICBR à 5mm (%)		4.63	4.64	5.76	10.08	11.78	12.43
I CBR max (%)		4.70	5.41	7.59	10.08	13.69	15.21

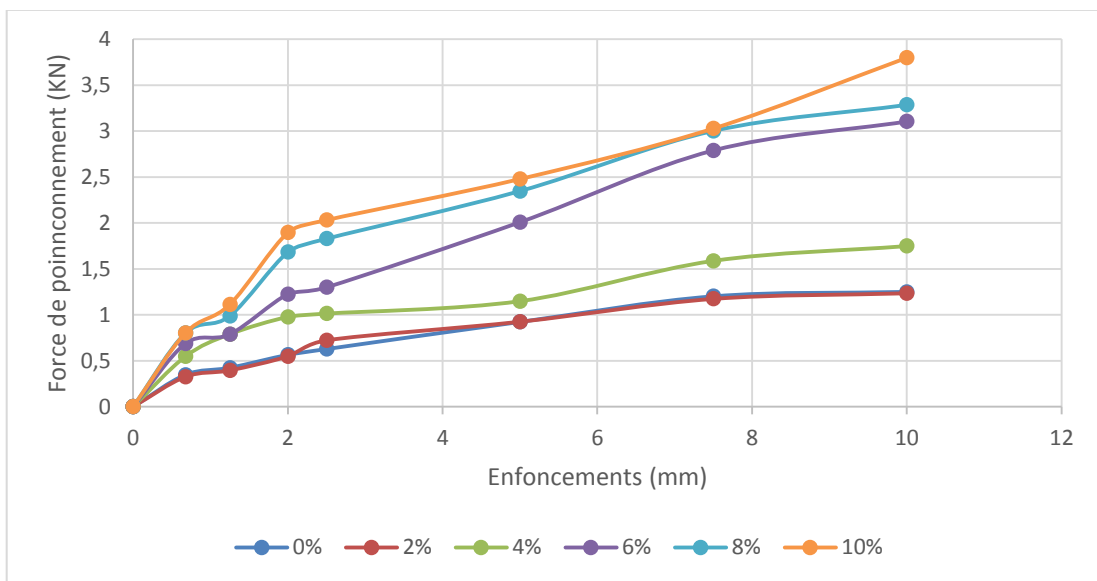


Figure IV.14 : Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement immédiat.

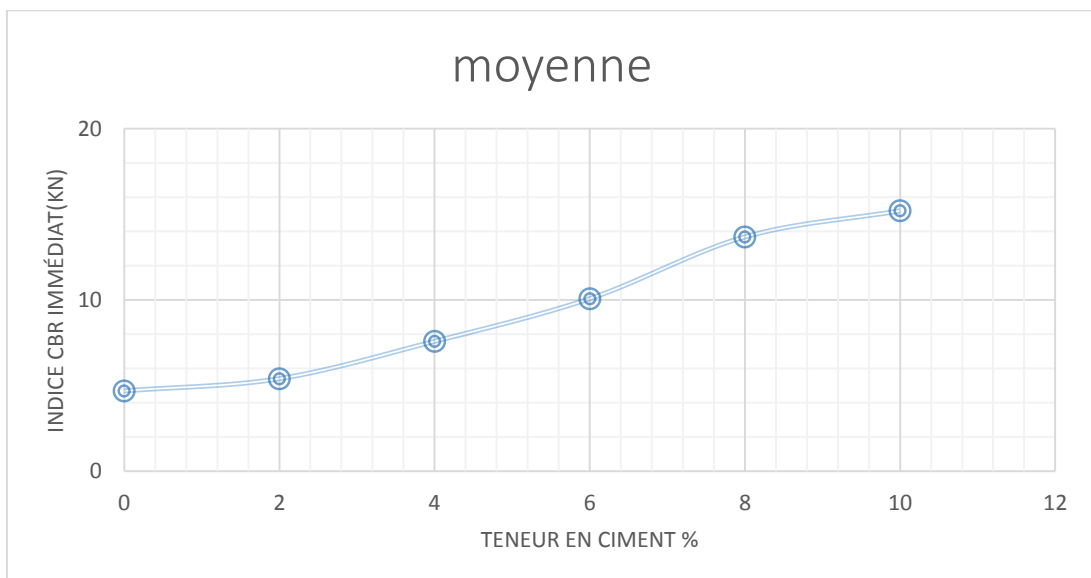


Figure IV.15 : Courbes des essais des C.B.R immédiat.

Tableau IV.21 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.

Indice CBR imbibé	Essai 1	Essai 2	Moyenne
0%	4.70	4.74	4.72
2%	5.41	5.46	5.43
4%	7.59	7.80	7.7
6%	10.08	10.68	10.38
8%	13.69	13.86	13.8
10%	15.21	15.74	15.5

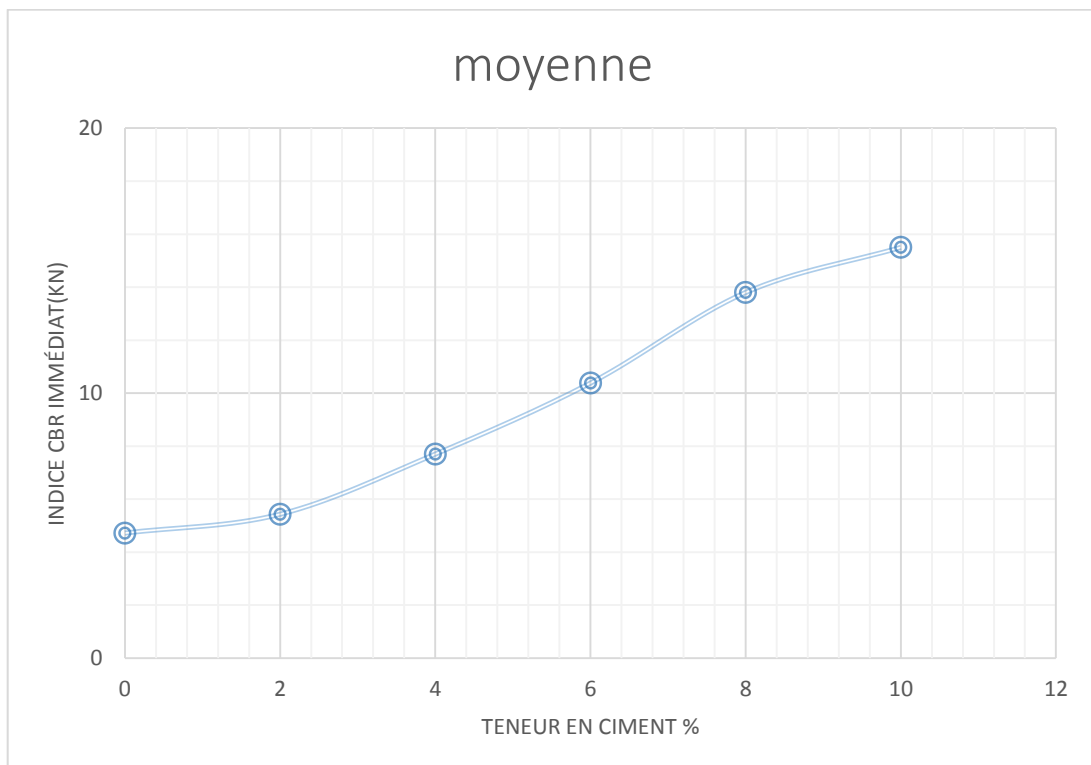


Figure IV.16 : Courbes des essais des C.B.R immédiat.

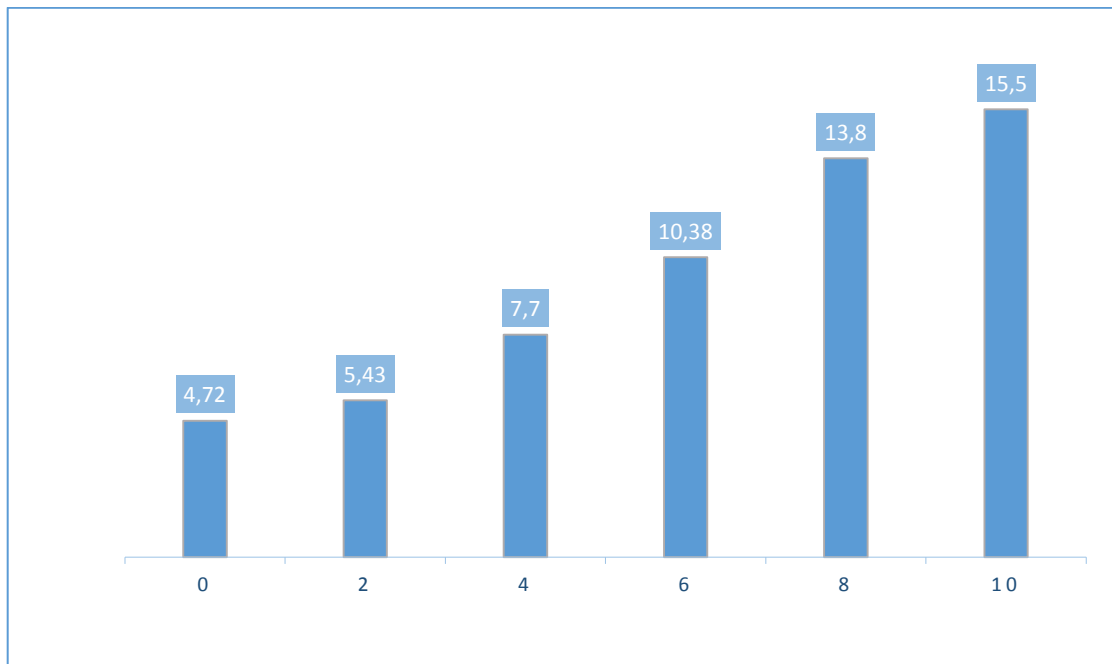


Figure IV.17 : Effet de ciment combiné sur l'indice CBR immédiat.

IV.3.2.3 Compression simple :

Tableau IV.22 : Récapitulatif des résultats des essais Compression simple.

Ciment (%)	0	2	4	6	8	10
Force 1 jour	0,043	0,049	0,067	0,084	0,0995	0,116
Rc (kpa)	219,11	249,68	343,95	427,89	507,01	591,08
Force 7 jours	0,043	0,166	0,218	0,255	0,295	0,325
Rc (kpa)	219,11	866,24	1131,21	1324,84	1528,66	1681,53

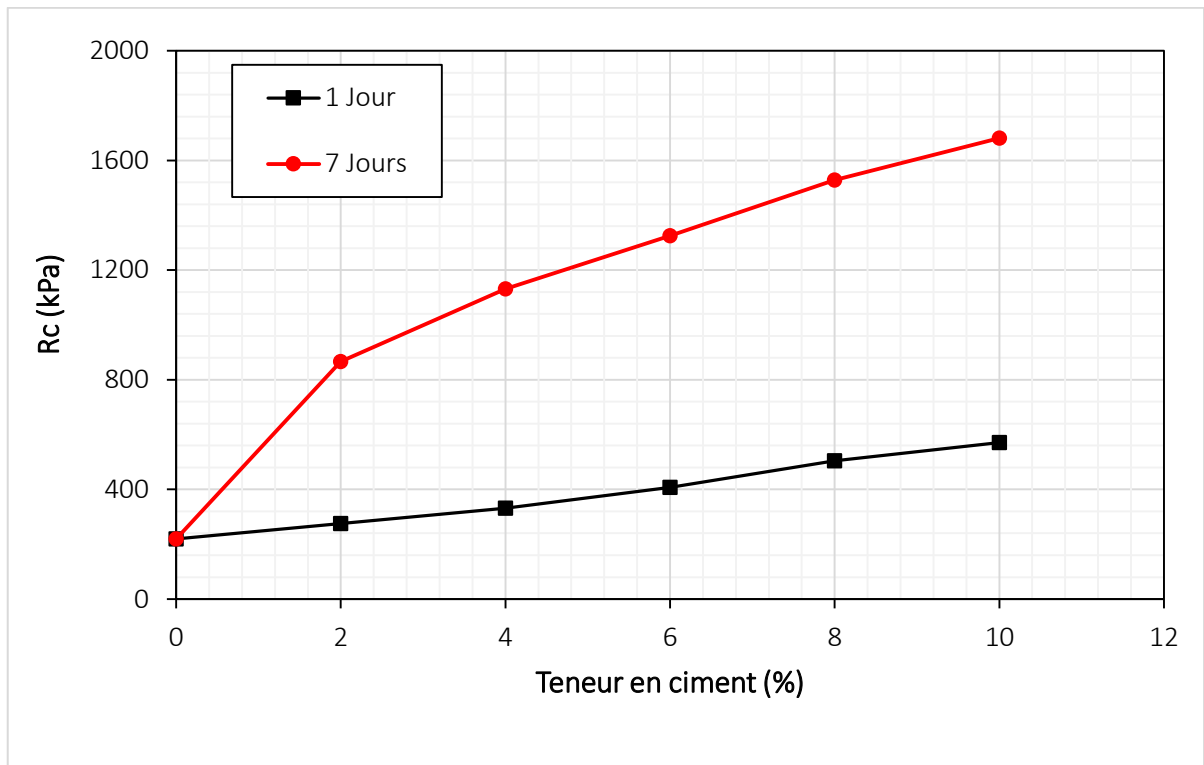


Figure IV.18 : Courbes des essais de compression simple.

IV.3.2.4 cisaillement direct :

IV.3.2.4.1 Sol non traité :

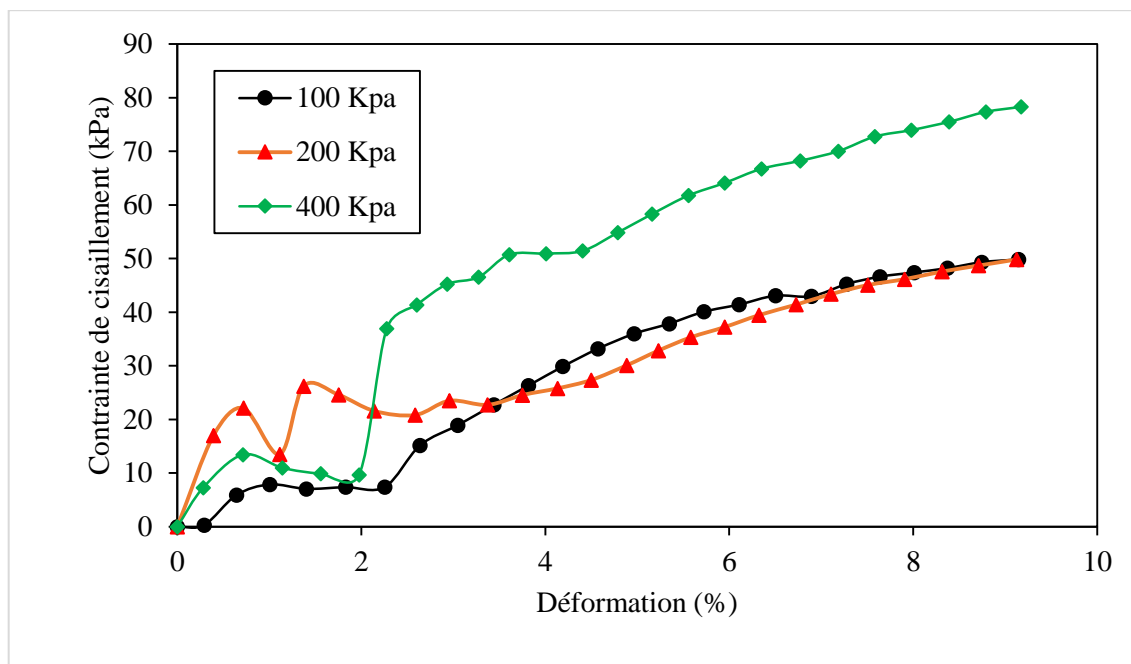
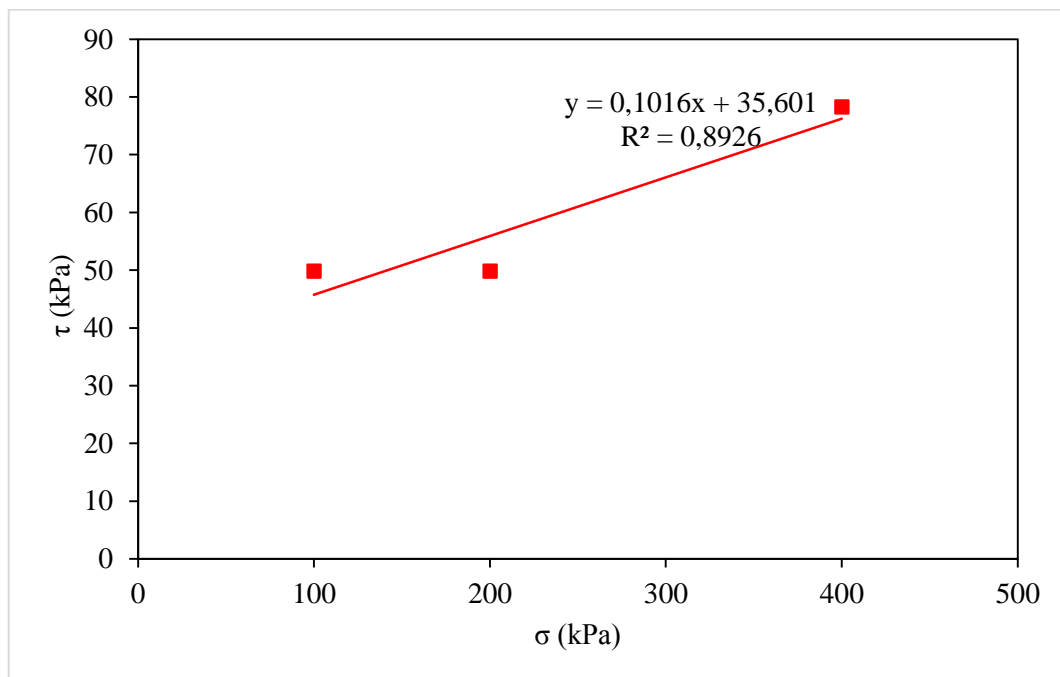


Figure IV.19 : Courbes des essais de cisaillement direct.

Tableau IV.23 : Récapitulatif des résultats des essais de cisaillement direct.

σ (kPa)	100	200	400
τ (kPa)	49,8352	100	78,2918

**Figure IV.20** : Courbe des contraintes maximale.

$$C = 35,60 \text{ kPa}$$

$$\varphi = 25^\circ$$

IV.3.2.4.1 Sol traité :

Tableau IV.24 : Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

	2 %	4 %	6 %	8 %	10 %
c (kPa)	250	280	350	380	415
ϕ (°)	27	30	29	25	20

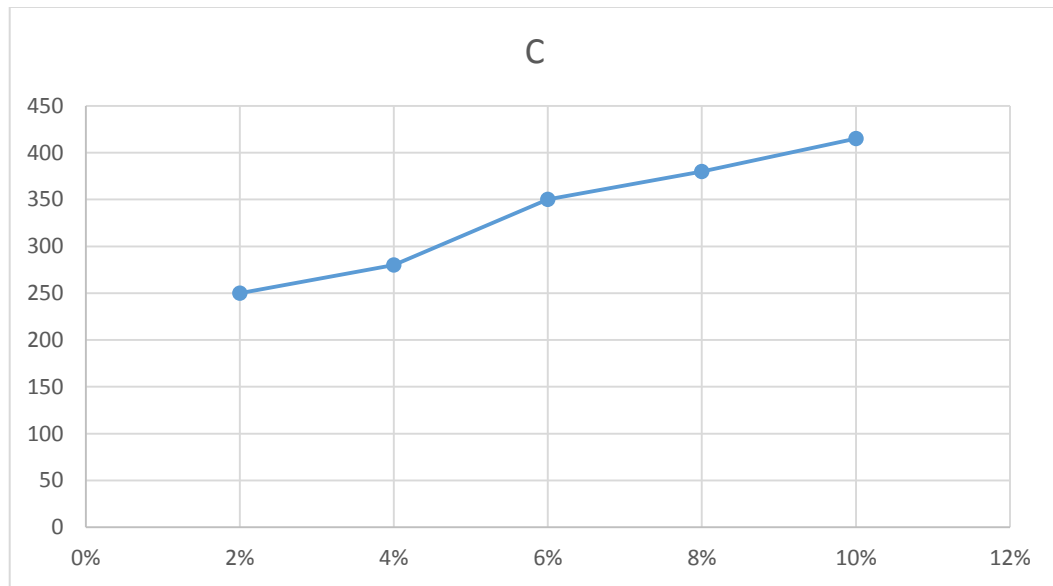


Figure IV.21 : la cohésion en fonction de la teneur en ciment

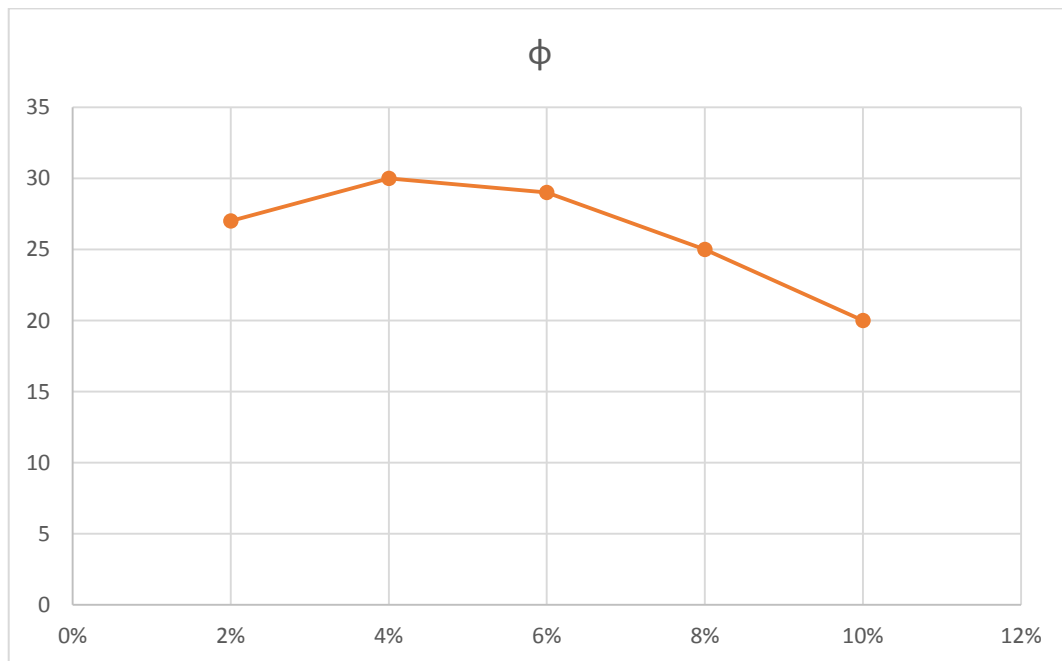


Figure IV.22 : l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment

CONCLUSION GENERALE

Le but du traitement est de changer les propriétés physico-chimiques des matériaux le plus souvent sol naturel, mais parfois un matériau rapports-amélioration rapide comportement mécanique durable. Pour cela, nous ajoutons le matériau transformer un ou plusieurs produits, fournir le niveau d'eau change, se stabilise instantanément et améliorer les propriétés mécaniques opportun. De nombreux matériaux peuvent ainsi être recyclés : Limon, sable, gravier argileux, craie, etc.

Après cette étude expérimentale, le traitement de sol de Chaaba el Hamra avec ciment SARIE en différent teneurs, ont conclues que :

- Les valeurs de la limite de liquidité diminuent avec l'augmentation du pourcentage de ciment, la diminution de la limite de liquidité est due à la diminution de la surface spécifique totale car la fraction argileuse devient faible avec l'augmentation du dosage en ciment.
- La valeur du bleu égale 3.52 ($2,5 < V_B < 6$) Notre sol appartient donc à la classe des «**Sols limoneux argileux**».
- les résultats des essais de compactage Proctor Normal à déférent teneur en ciment et déférent classe, on constate que la densité sèche augmente ainsi que la teneur en eau optimale.
- le comportement lors du compactage est modifié. L'optimum de compactage est décalé vers des densités plus importantes et des teneurs en eau de compactage plus faible.
- L'augmentation du dosage en ciment agit directement sur l'augmentation de l'indice de portance (indice C.B.R.)

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

AFES (2008). Référentiel pédologique. Association Française pour l'Etude du Sol. Ed. Quæ.

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

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

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 (1999) Norme Française : **NF P94-071-1** Sols : Cisaillement direct

[1] **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.

[2] **SLAMANI Brahim.2015** : Etude des caractéristiques élastiques d'une Argile expansive stabilisée au ciment. Université Mohamed Boudiaf - M'sila.

[3] **A. Billard, T. Muxart, E. Derbyshire, Y. Egels, M. Kasser, J. Wang**, Glissements de terrain induits par les pluies dans les lœss de la Province de Gansou, Chine In Annales de Géographie, Armand Colin, 1992, p. 520-540.

[4] **N.D. Perrin, G. T. Hancox**, Landslide dammed lakes in New Zealand, Newsletter-Geological society of New Zealand, (80), 1998, p. 75-76.

[5] **M. J. Page, L. M. Reid, I. H. Lynn**, Sediment production from Cyclone Bola landslides, Waipaoa catchment, Journal of Hydrology. New Zealand, 38(2), 1999, p. 289-308

[6] **Pierre DUFFAUT**, « AFFAISSEMENTS DU SOL », Encyclopædia Universalis [en ligne], consulté le 27 mai 2022.

[7] **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

[8] **Kraimia Chahinez et Bouzghaia Rahma.** (Étude de caractérisation des sols gonflants traité au pouzzolane) Université Larbi tébessi, Tébessa 2018.

[9] **Département Ingénierie** « Traitement des sols à la chaux ou au ciment », Librairie des Haras nationaux, Novembre 2004.

[10] **Nicolas CABANE 2005** : Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation.

[11] **MAHAMED I A., KHEMISSA M. (2013).** Etude de l'évolutivité d'une argile expansive traitée aux liants hydrauliques. Communication à la 3ème Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique (3ème CMIG'13), Alger, 18-19 Novembre2013.

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

[13] **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.

[14] **BENZAOU I Ismail et HIMER Mohammed Amin.** (Étude des effets du traitement mixte chaux-ciment sur le comportement des sols du Chott-El-Hodna (Wilaya de M'sila)) Université Mohamed Boudiaf - M'sila 2021.

Annexes

Analyse granulométrique :

Tableau A.1

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât- en (%)
5	7,02	7,02	1,17	98,83
2,5	5,77	12,79	2,13	97,87
1,25	8,7	21,48	3,58	96,42
0,63	15,44	36,92	6,15	93,85
0,315	19,63	56,55	9,43	90,57
0,16	32,07	88,62	14,77	85,23
0,08	56,3	144,92	24,15	75,85
0,08				75,85
0,075				71,93
0,055				68,01
0,038				64,18
0,025				56,4
0,017				52,51
0,012				48,62
0,008				17,5
0,005				1,94
0,002				0

Figure A.1

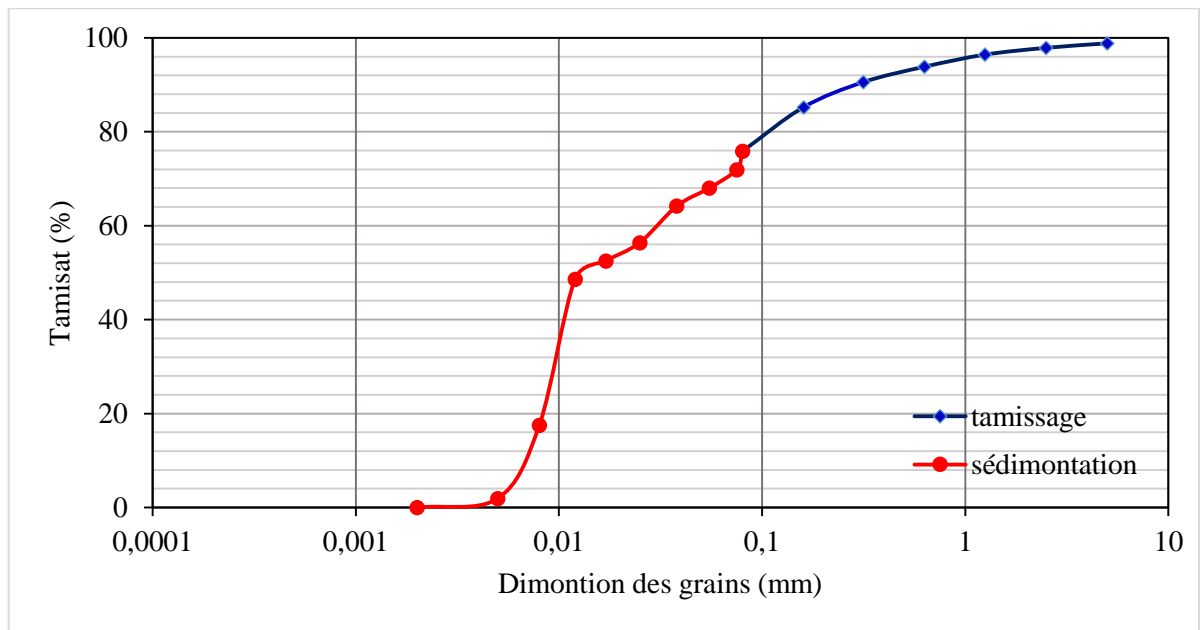


Tableau A.2

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât-en (%)
5	4,75	4,75	0,79	99,21
2,5	5,67	10,42	1,73	98,27
1,25	8,99	19,41	3,24	96,76
0,63	12,28	31,69	5,28	94,72
0,315	16,82	48,51	8,09	91,91
0,16	32,16	80,67	13,45	86,55
0,08	55,63	136,3	22,72	77,28
0,08				77,28
0,075				77,28
0,055				73,38
0,038				71,43
0,025				71,43
0,017				65,64
0,012				57,87
0,008				46,23
0,005				19,06
0,002				0

Figure A.2

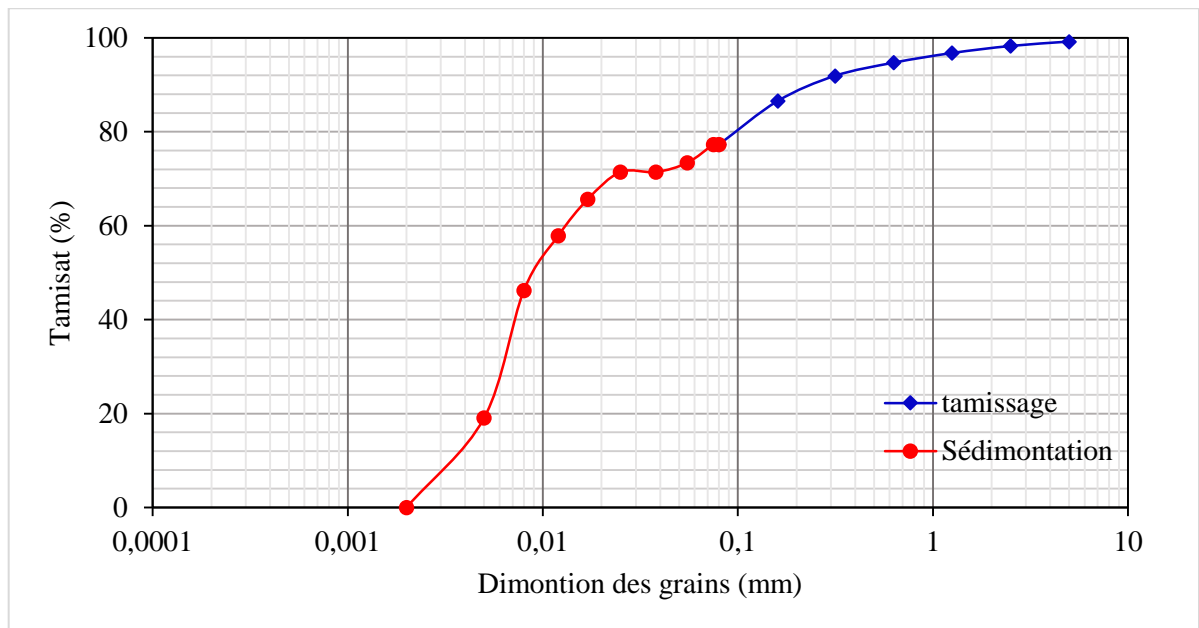


Tableau A.3

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	11,64	11,64	1,94	98,06
2,5	5,72	17,36	2,89	97,11
1,25	9,99	27,35	4,56	95,44
0,63	13,72	41,07	6,85	93,15
0,315	17,93	59,01	9,83	90,17
0,16	32,57	91,57	15,26	84,74
0,08	55,93	147,5	24,58	75,42
0,08				75,42
0,075				71,51
0,055				67,6
0,038				63,69
0,025				59,84
0,017				55,94
0,012				44,37
0,008				40,49
0,005				28,84
0,002				1,67

Figure A.3

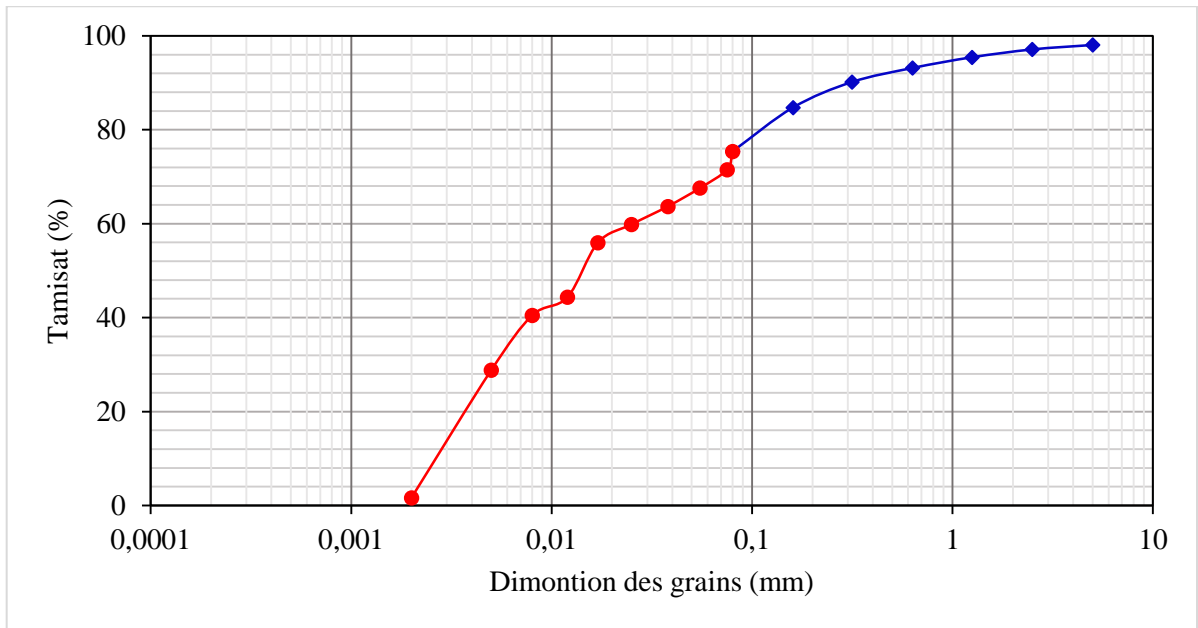


Tableau A.4

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	4,52	4,52	0,75	99,25
2,5	6,08	10,6	1,76	98,24
1,25	8,92	19,52	3,25	96,75
0,63	11,9	31,42	5,24	94,76
0,315	14,67	46,09	7,68	92,32
0,16	29,3	75,39	12,56	87,44
0,08	55,61	131	21,83	78,17
0,08				78,17
0,075				74,51
0,055				70,85
0,038				67,19
0,025				63,58
0,017				59,93
0,012				56,36
0,008				46,36
0,005				25,45
0,002				0

Figure A.4

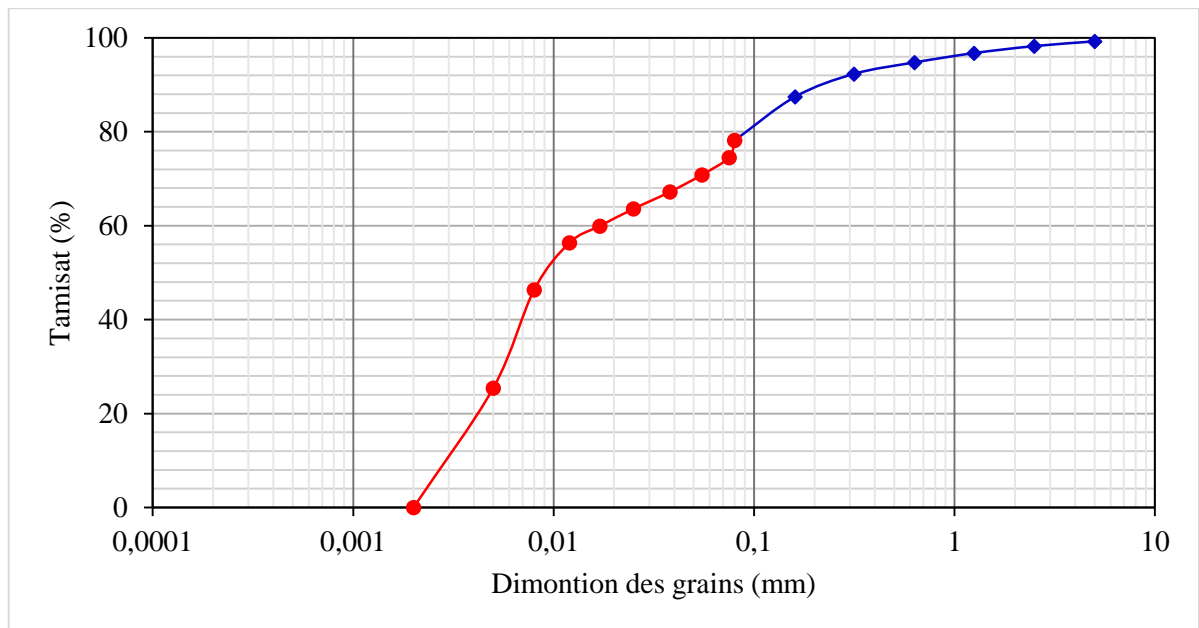


Tableau A.5

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	4,97	4,97	0,83	99,17
2,5	5,85	10,82	1,8	98,2
1,25	9,83	20,65	3,44	96,56
0,63	14,73	35,38	5,9	94,1
0,315	18,11	53,49	8,92	91,08
0,16	33,15	86,64	14,44	85,56
0,08	57,45	144,09	24,02	75,98
0,08				75,98
0,075				75,98
0,055				66,68
0,038				63,58
0,025				57,37
0,017				54,27
0,012				48,07
0,008				41,87
0,005				17,24
0,002				1,78

Figure A.5

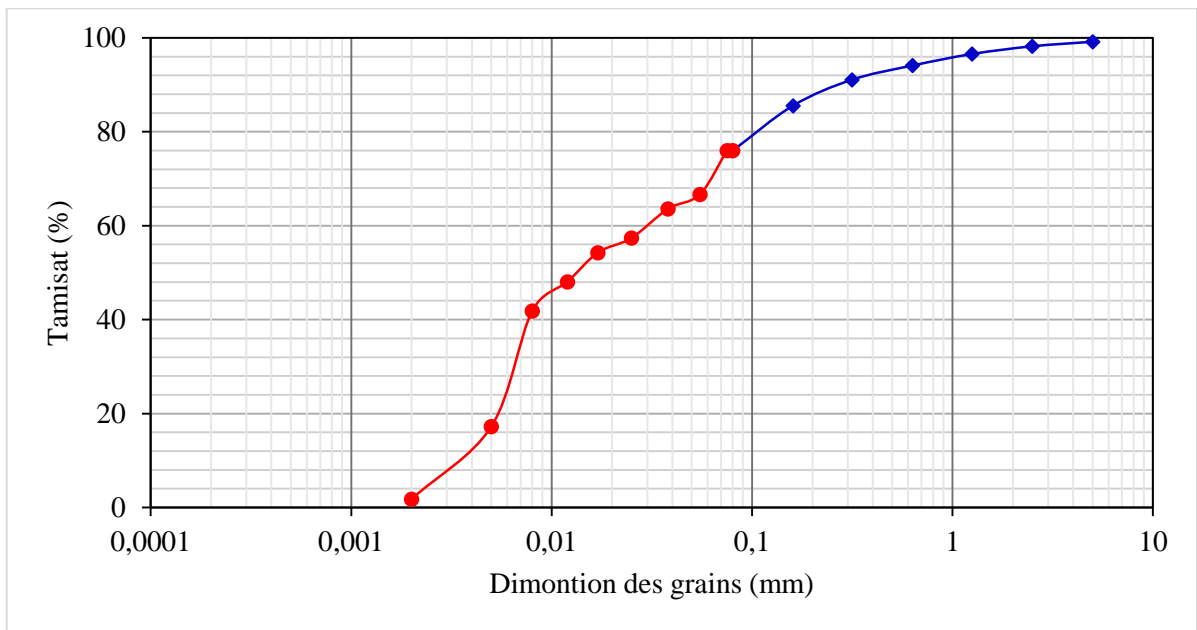


Tableau A.6

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	10,03	10,03	1,67	98,33
2,5	6,71	16,74	2,79	97,21
1,25	10,79	27,53	4,58	95,42
0,63	12,14	32,67	5,44	94,56
0,315	18,26	57,93	9,65	90,35
0,16	30,4	88,33	14,72	85,28
0,08	58,8	146,41	24,4	75,6
0,08				75,6
0,075				72,3
0,055				69
0,038				69
0,025				65,74
0,017				62,45
0,012				52,69
0,008				39,59
0,005				19,95
0,002				1,95

Figure A.6

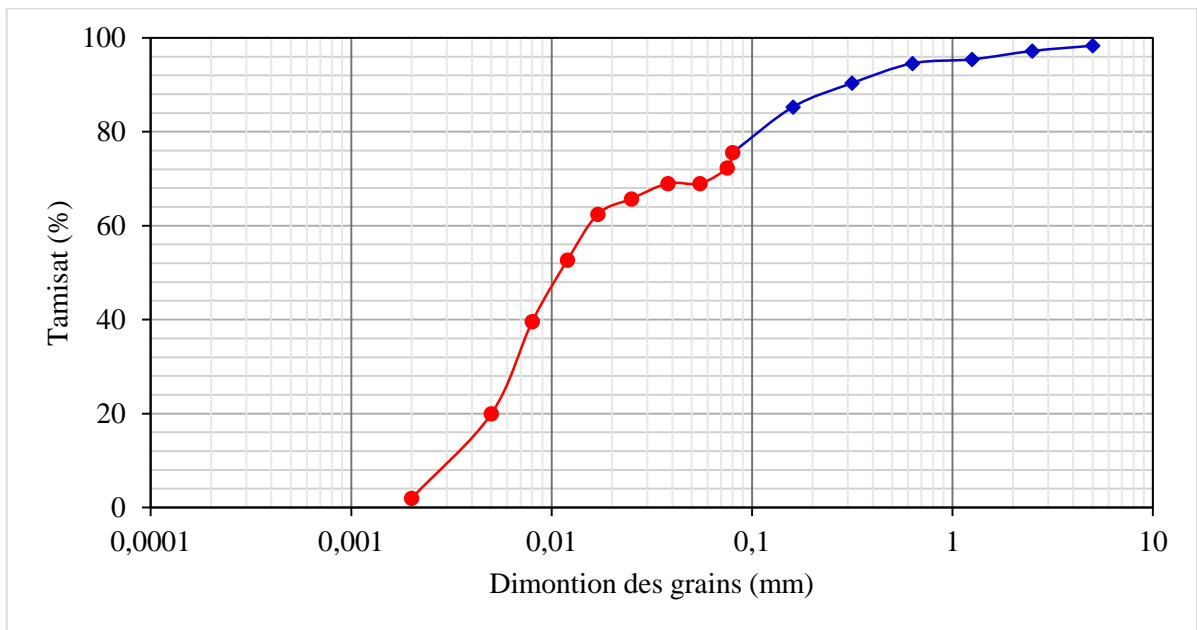


Tableau A.7

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	4,68	4,68	0,78	99,22
2,5	7,47	12,15	2,02	97,98
1,25	10,02	22,17	3,69	96,31
0,63	16,83	39	6,5	93,5
0,315	22,13	61,13	10,18	89,82
0,16	28,21	89,35	14,89	85,11
0,08	72,34	161,69	26,94	73,06
0,08				73,06
0,075				70,06
0,055				61,06
0,038				55,06
0,025				52,07
0,017				49,07
0,012				43,07
0,008				40,07
0,005				16,08
0,002				1,29

Figure A.7

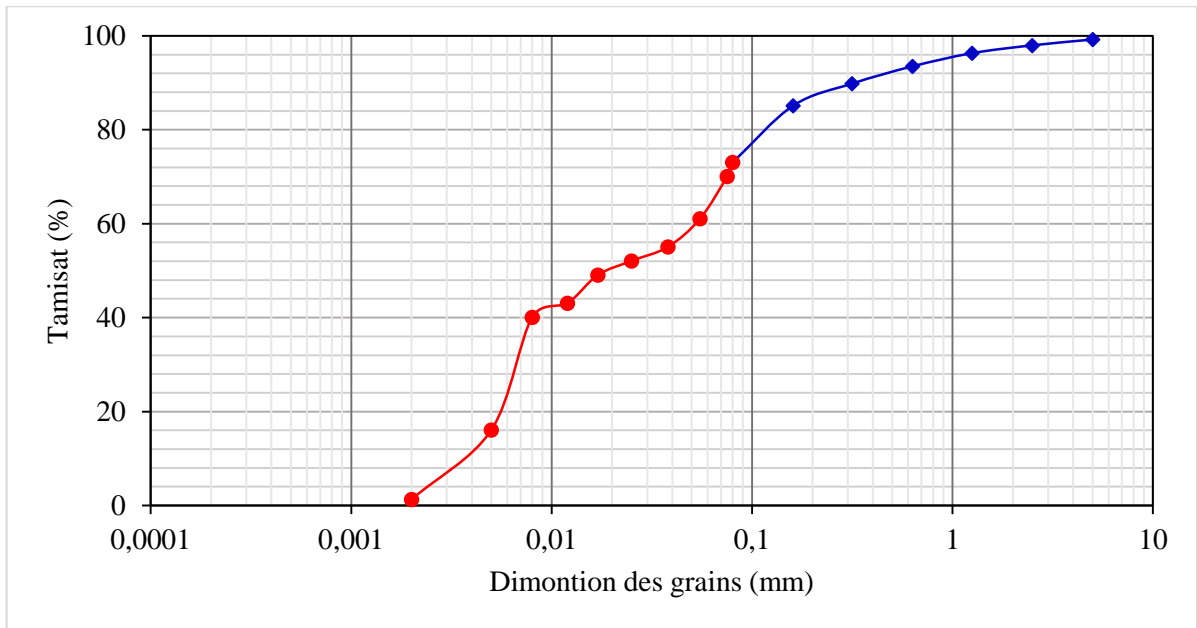
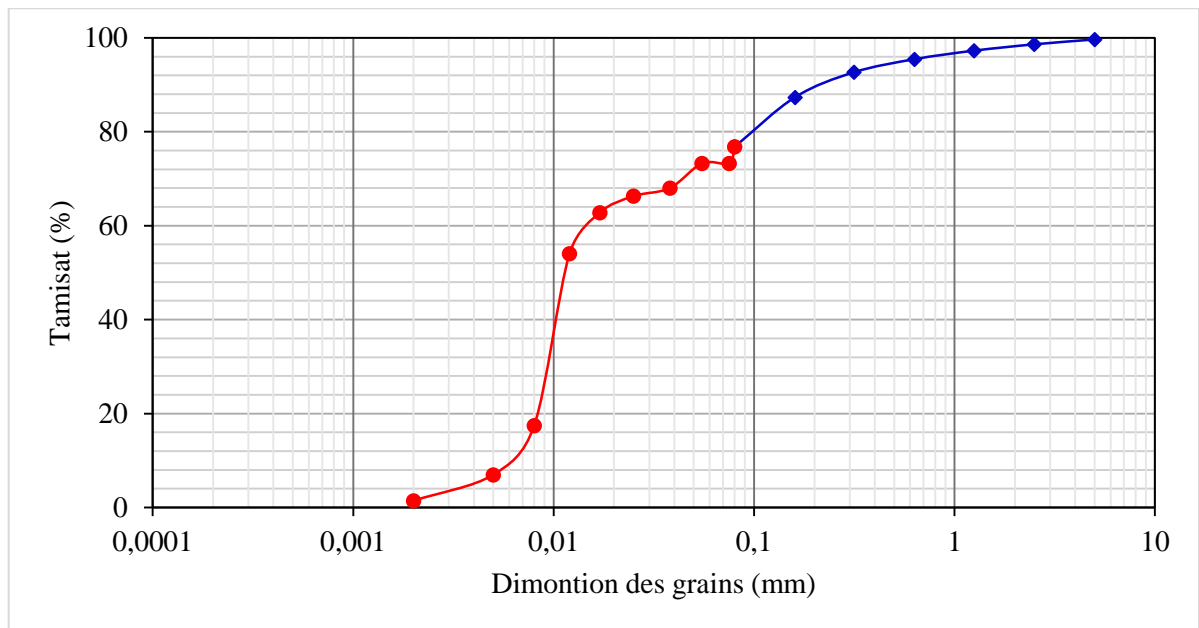


Tableau A.8

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	2,04	2,04	0,34	99,66
2,5	6,27	8,31	1,38	98,62
1,25	8,06	16,37	2,73	97,27
0,63	10,97	27,34	4,55	95,45
0,315	16,63	43,97	7,33	92,67
0,16	31,91	75,88	12,65	87,35
0,08	63,25	139,13	23,19	76,81
0,08				76,81
0,075				73,29
0,055				73,29
0,038				68,01
0,025				66,29
0,017				62,79
0,012				54,02
0,008				17,46
0,005				6,98
0,002				1,44

Figure A.8



Limite d'Atterberg :

Tableau A.9

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Masse de la tare	4	3,69 5	3,93 1	3,40 7	3,84 4	3,69	3,70 9	3,84 4
Masse du sol humide + la tare	9,98	11,5 12	10,4	9,41	11,1	13,4 4	9,29	9,25
Masse du sol sec + la tare	8,23	9,23	8,53	7,69	9,05	10,6 8	7,73	7,76
Masse d'eau	1,75	2,28 2	1,87	1,72	2,05	2,76	1,56	1,49
Masse du sol sec	4,23	5,53 5	4,59 9	4,28 3	5,20 6	6,99	4,02 1	3,91 6
Teneur en eau	41,3 71	41,2 29	40,6 61	40,1 59	39,3 78	39,4 85	38,7 96	38,0 49
Moyenne %	41,300		40,410		39,431		38,423	
Moyenne Générale %	39,89							

Tableau A.10

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Masse de la tare	4,24	4,11 9	3,75	3,75	3,81 8	3,60 4	3,84 3	3,49 9
Masse du sol humide + la tare	5,97	5,3	5,42	5,74	5,21	5,29	5,02	5,49

Masse du sol sec + la tare	5,69	5,11	5,15	5,43	4,98	5,01	4,84	5,16
Masse d'eau	0,28	0,19	0,27	0,31	0,23	0,28	0,18	0,33
Masse du sol sec	1,45	0,99	1,40	1,68	1,16	1,41	1,00	1,66
Teneur en eau	19,3 10	19,1 73	19,2 86	18,4 52	19,7 93	19,9 15	18,0 54	19,8 68
Moyenne %	19,241		18,869		19,854		18,961	
Moyenne Générale %	19,23							

Tableau A.11 2%

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	17		23		29		33	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	3,99	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide tare) (Mh +Mt)	10,3 0	10,1 7	10,2 8	10,7 2	10,8 0	10,0 8	10,7 5	10,2 0
Masse (du sol sec + tare) (Md +Mt)	8,60	8,10	8,40	8,80	8,70	8,55	9,00	8,50
Masse d'eau ; Mw (g)	1,70	2,07	1,88	1,92	2,10	1,53	1,75	1,70
Masse du sol sec ; Md (g)	4,50	4,31	4,91	4,84	4,71	5,09	5,35	4,23
Teneur en eau ; W(%) ; Mw/Md	0,38	0,48	0,38	0,40	0,45	0,30	0,33	0,40
M moy(%)	37,8 1	47,9 5	38,2 2	39,7 5	44,5 9	30,1 1	32,7 0	40,1 8
WL	42,88		38,98		37,35		36,44	
	38,912							

Figure A.9

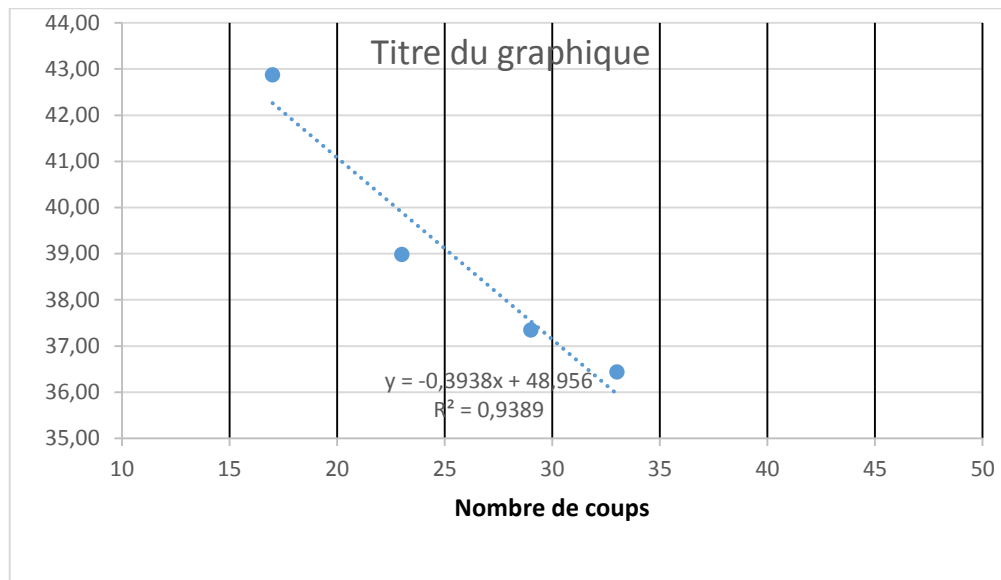


Tableau A.12

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,23	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	7,22	6,08	6,10	6,34	7,68	6,43	5,32	6,13
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	6,80	5,57	5,69	5,90	7,20	6,04	4,90	5,65
Masse deau ; Mw (g)	0,42	0,51	0,41	0,44	0,48	0,38	0,42	0,48
Masse du sol sec ; Md (g)	3,08	2,08	1,85	2,05	3,22	1,22	1,67	1,58
Teneur en eau ; W(%) ; Mw/Md	0,14	0,25	0,22	0,21	0,15	0,32	0,25	0,30
M moy(%)	13,6 5	24,5 9	22,1 9	21,4 5	14,8 0	31,5 8	25,2 1	30,3 4
Wp	19,12		21,82		23,19		27,78	
	22,98							

Tableau A.13

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	16		24		27		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	3,99	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	9,69	9,17	10,28	9,72	9,98	8,08	9,75	10,20
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	8,07	7,60	8,33	8,07	8,29	6,78	8,10	8,58
Masse d'eau ; Mw (g)	1,62	1,57	1,95	1,65	1,69	1,30	1,66	1,62
Masse du sol sec ; Md (g)	3,96	3,81	4,85	4,11	4,30	3,33	4,45	4,31
Teneur en eau ; W(%) ; Mw/Md	0,41	0,41	0,40	0,40	0,39	0,39	0,37	0,38
M moy(%)	40,94	41,26	40,16	40,21	39,21	39,06	37,22	37,55
WL	41,10		40,18		39,13		37,39	
	39,2							

Figure A.10

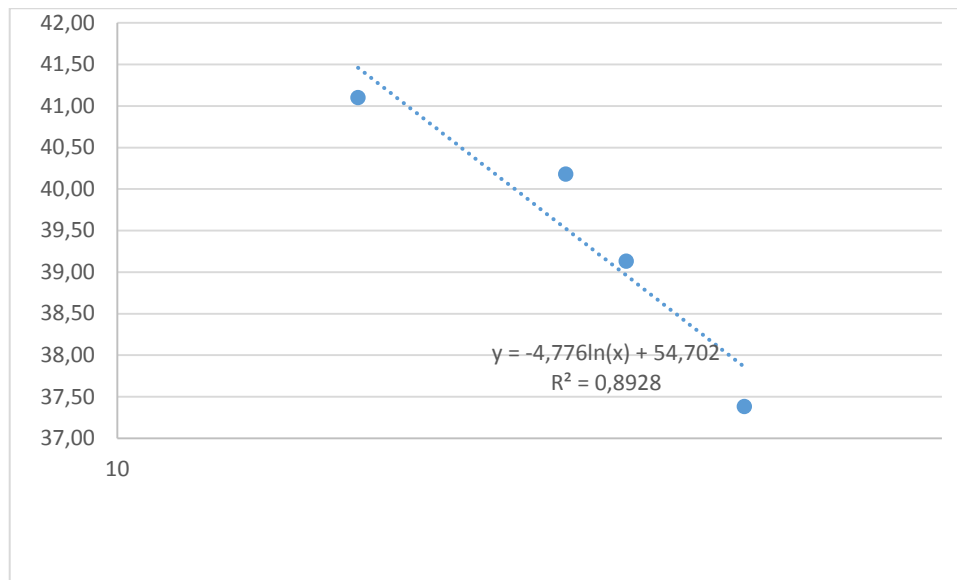


Tableau A.14 4%

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	16		23		26		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	3,14	3,79	3,49	3,96	3,99	3,45	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	11,21	10,60	11,09	10,66	11,98	10,90	11,79	10,90
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	8,70	8,70	9,10	8,60	9,90	8,90	9,80	9,10
Masse deau; Mw (g)	2,51	1,90	1,99	2,06	2,08	2,00	1,99	1,80
Masse du sol sec ; Md (g)	5,56	4,91	5,61	4,64	5,91	5,45	6,15	4,83
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,45	0,39	0,35	0,44	0,35	0,37	0,32	0,37
M moy(%)	45,16	38,70	35,45	44,41	35,20	36,70	32,38	37,16
WL	41,93		39,93		35,95		34,77	

Figure A.11

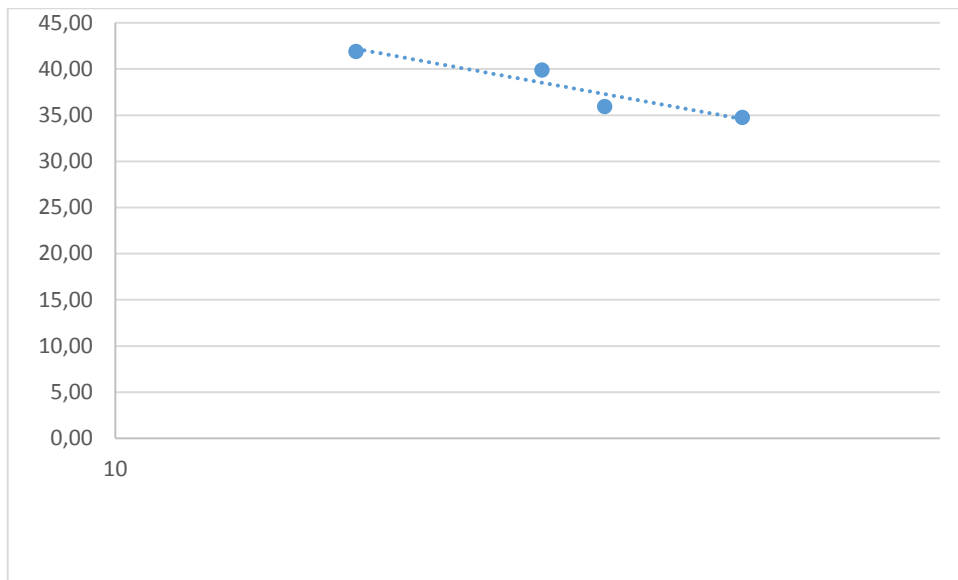


Tableau A.15

Tare N	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,23	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	6,20	5,70	5,80	5,63	6,31	5,29	5,37	5,82
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	5,70	5,30	5,40	5,30	5,85	5,19	4,99	5,55
Masse deau; Mw (g)	0,50	0,40	0,40	0,33	0,46	0,10	0,38	0,27
Masse du sol sec ; Md (g)	1,98	1,81	1,56	1,45	1,87	0,37	1,76	1,48
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,25	0,22	0,26	0,23	0,25	0,28	0,22	0,18
M moy(%)	25,28	22,08	25,67	22,74	24,65	27,67	21,70	18,35
Wp	23,68		24,21		26,16		20,03	

Tableau A.16

Nombre de coups	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2

Masse de tare ; Mt(g)	3,14	3,79	3,49	3,96	3,99	3,45	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	10,2 5	10,4 3	10,3 1	10,2 2	10,4 0	10,7 8	10,7 9	9,90
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	8,25	8,51	8,41	8,46	8,65	8,80	8,88	8,38
Masse deau; Mw (g)	2,00	1,92	1,90	1,76	1,75	1,98	1,92	1,51
Masse du sol sec ; Md (g)	5,11	4,72	4,92	4,50	4,65	5,35	5,23	4,11
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,39	0,41	0,39	0,39	0,38	0,37	0,37	0,37
M moy(%)	39,1 5	40,6 1	38,6 3	39,1 5	37,6 7	37,0 2	36,6 8	36,7 9
WL	39,88		38,89		37,34		36,73	

Figure A.12

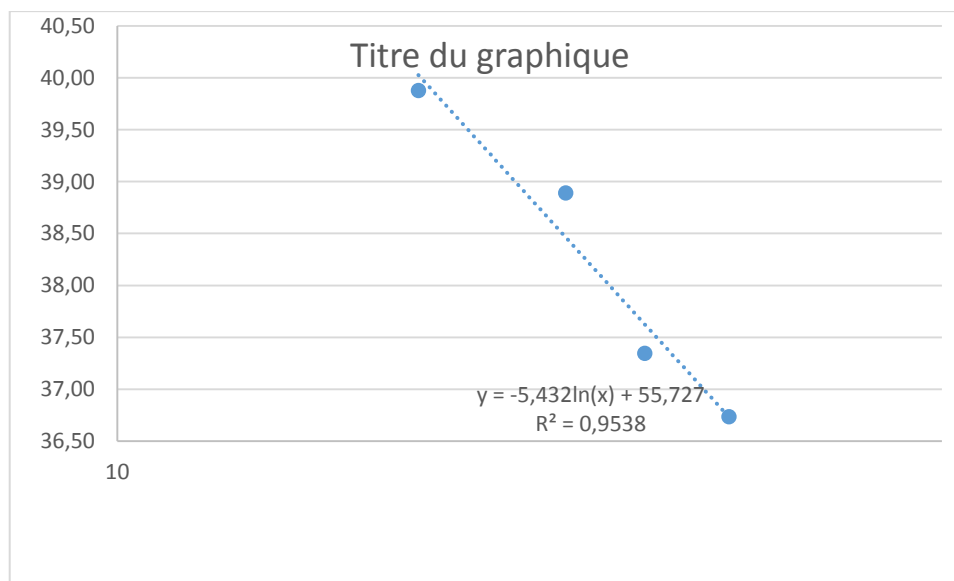


Tableau A.17

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,23	4,07
Masse (du sol	5,58	5,52	5,52	5,43	5,68	5,29	5,37	5,82

humide+tare) (Mh +Mt)								
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	5,23	5,16	5,18	5,16	5,36	5,20	4,98	5,49
Masse deau; Mw (g)	0,35	0,37	0,34	0,27	0,32	0,09	0,39	0,34
Masse du sol sec ; Md (g)	1,51	1,67	1,34	1,30	1,38	0,38	1,74	1,42
Teneur en eau ; W(%);Mw/M d	0,23	0,22	0,25	0,21	0,23	0,24	0,23	0,24
M moy(%)	23,2 6	21,9 9	25,3 0	21,0 4	23,0 4	23,6 1	22,5 3	23,7 0
Wp	22,62		23,17		23,33		23,11	

Tableau A.18 6%

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	17		22		28		32	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	4,00	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	9,50	9,16	10,2 3	9,71	9,90	8,22	9,70	9,80
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	7,90	7,60	8,01	8,57	7,78	7,55	8,20	8,30
Masse deau; Mw (g)	1,60	1,56	2,22	1,14	2,12	0,67	1,50	1,50
Masse du sol sec ; Md (g)	3,80	3,81	4,53	4,61	3,78	4,09	4,55	4,03
Teneur en eau ;	0,42	0,41	0,49	0,25	0,56	0,16	0,33	0,37

W(%);Mw/Md								
M moy(%)	42,1 5	40,9 8	48,9 9	24,8 4	56,0 3	16,3 7	32,9 6	37,2 1
WL	41,57		36,92		36,20		35,09	

Figure A.13

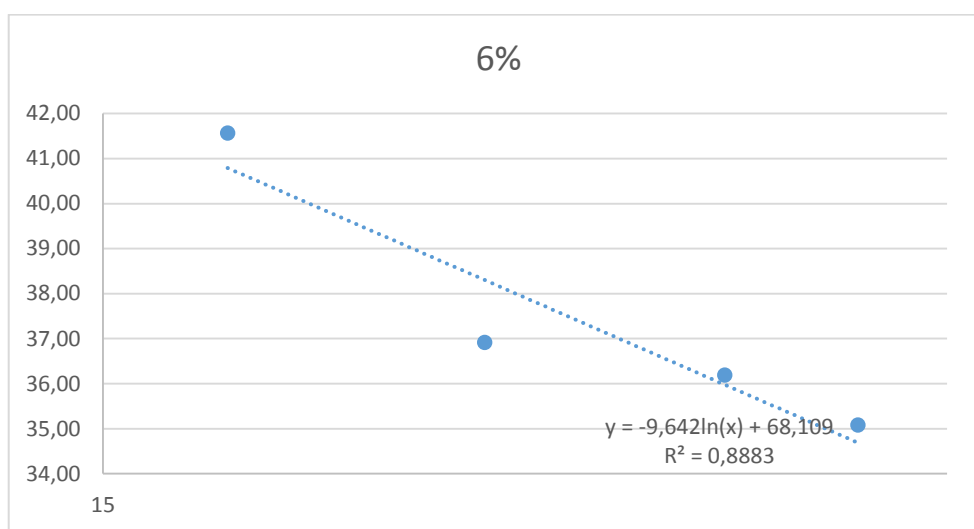


Tableau A.19

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,23	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	5,40	5,08	5,01	5,34	5,68	6,33	4,22	5,19
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	5,05	4,78	4,79	5,06	5,26	6,05	4,04	4,97
Masse deau; Mw (g)	0,35	0,31	0,22	0,28	0,41	0,28	0,18	0,22
Masse du sol sec ; Md (g)	1,33	1,29	0,95	1,21	1,28	1,22	0,81	0,90
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,26	0,24	0,23	0,23	0,32	0,23	0,22	0,24

M moy(%)	26,3 6	23,6 6	23,2 1	22,7 3	32,3 9	22,8 5	22,2 8	24,5 0
Wp	25,01		22,97		27,62		23,39	

Tableau A.20

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	17		23		29		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	4,00	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	10,50	10,16	10,80	10,50	10,01	10,22	10,10	10,10
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	8,90	8,30	9,00	8,60	8,40	8,47	8,48	8,51
Masse deau; Mw (g)	1,60	1,86	1,80	1,90	1,61	1,75	1,62	1,59
Masse du sol sec ; Md (g)	4,80	4,51	5,51	4,64	4,40	5,01	4,83	4,24
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,33	0,41	0,33	0,41	0,37	0,35	0,34	0,37
M moy(%)	33,36	41,25	32,64	40,96	36,56	34,90	33,53	37,49
WL	37,31		36,80		35,73		35,51	

Figure A.14

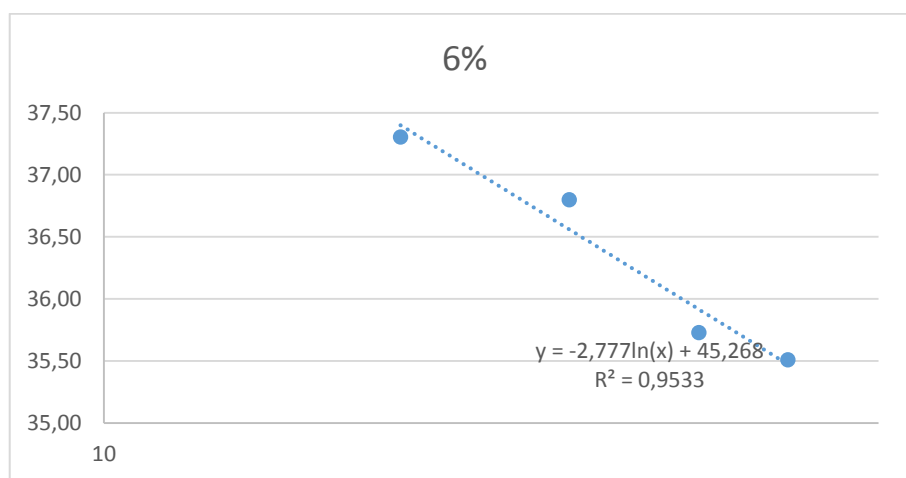


Tableau A.21

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,23	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	5,30	5,22	5,11	5,90	5,63	6,30	5,22	5,19
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	4,97	4,91	4,89	5,45	5,26	6,10	4,81	4,97
Masse deau; Mw (g)	0,33	0,31	0,22	0,45	0,37	0,20	0,41	0,22
Masse du sol sec ; Md (g)	1,25	1,42	1,05	1,60	1,28	1,28	1,58	0,90
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,26	0,22	0,21	0,28	0,29	0,16	0,26	0,24
M moy(%)	26,4 4	22,0 1	20,5 2	28,1 8	29,0 0	15,6 9	26,1 4	24,5 0
Wp	24,23		24,35		22,34		25,32	

Tableau A.22 8%

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	18		22		29		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	4,00	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	10,2 5	10,2 6	10,8 8	10,7 1	10,9 0	10,2 2	10,7 9	10,7 7

Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	8,67	8,65	8,97	9,03	9,15	8,54	9,10	9,10
Masse deau; Mw (g)	1,58	1,61	1,91	1,68	1,75	1,68	1,69	1,67
Masse du sol sec ; Md (g)	4,57	4,86	5,48	5,07	5,15	5,08	5,45	4,83
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,35	0,33	0,35	0,33	0,34	0,33	0,31	0,35
M moy(%)	34,60	33,13	34,83	33,14	33,95	33,04	31,00	34,57
WL	33,87		33,99		33,50		32,79	

Figure A.15

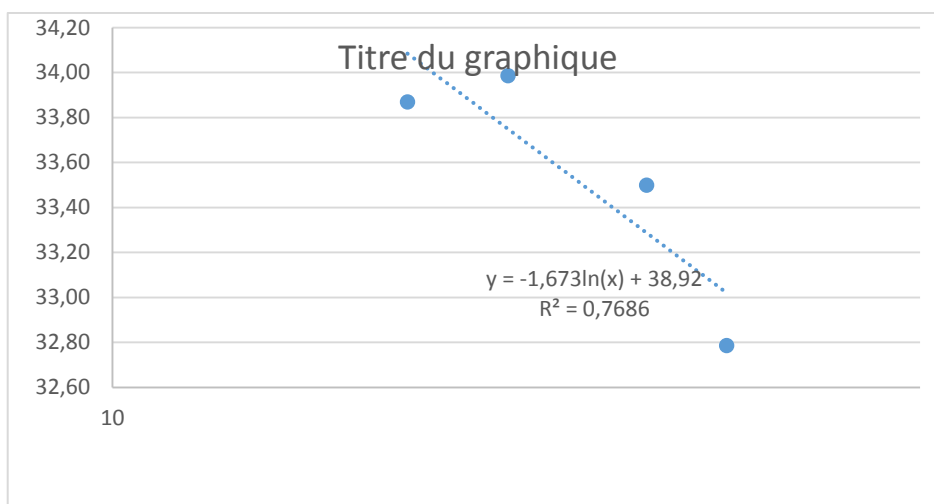


Tableau A.23

Tare N	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,23	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	5,35	5,27	5,30	5,11	5,80	6,35	5,22	5,29

Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	4,99	4,92	5,00	4,85	5,43	6,03	4,83	5,02
Masse deau; Mw (g)	0,36	0,35	0,30	0,26	0,37	0,32	0,39	0,27
Masse du sol sec ; Md (g)	1,27	1,43	1,16	1,00	1,45	1,21	1,60	0,95
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,28	0,24	0,26	0,26	0,26	0,27	0,25	0,28
M moy(%)	28,3 9	24,4 4	25,9 1	26,0 8	25,5 9	26,5 6	24,5 6	28,3 6
Wp	26,42		25,99		26,07		26,46	

Tableau A.24

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	18		23		28		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	4,00	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	10,3 0	9,61	9,88	10,5 2	10,1 0	9,29	10,7 0	9,80
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	8,60	7,97	8,21	8,75	8,50	7,80	9,10	8,30
Masse deau; Mw (g)	1,70	1,64	1,67	1,77	1,60	1,49	1,60	1,50
Masse du sol sec ; Md (g)	4,50	4,18	4,73	4,79	4,50	4,34	5,45	4,03
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,38	0,39	0,35	0,37	0,36	0,34	0,29	0,37
M moy(%)	37,8 1	39,2 4	35,3 2	36,9 6	35,5 2	34,3 0	29,3 5	37,2 1
WL	38,53		36,14		34,91		33,28	

Figure A.16

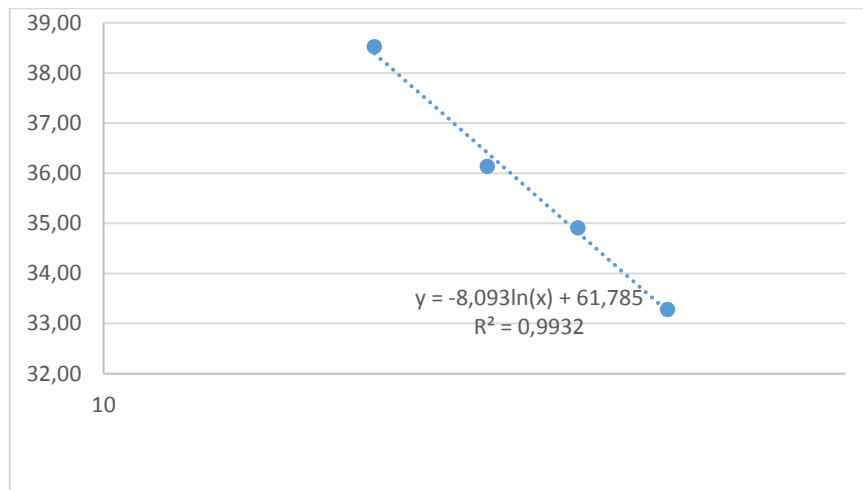


Tableau A.25

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,62	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	5,44	5,12	5,30	5,14	5,71	6,31	5,22	5,20
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	5,10	4,78	4,98	4,88	5,35	6,01	4,90	4,96
Masse deau; Mw (g)	0,34	0,34	0,32	0,26	0,36	0,30	0,32	0,24
Masse du sol sec ; Md (g)	1,38	1,29	1,14	1,03	1,37	1,19	1,28	0,89
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,25	0,27	0,28	0,25	0,26	0,25	0,25	0,27
M moy(%)	24,6 7	26,6 1	28,1 2	25,3 2	26,3 5	25,3 2	25,1 6	26,9 1
Wp	25,64		26,72		25,84		26,03	

Tableau A.26 10%

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	17		22		29		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	4,00	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	11,30	10,61	10,88	10,73	10,20	10,22	10,70	10,10
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	9,40	8,80	9,00	8,90	8,30	9,10	8,90	9,00
Masse deau; Mw (g)	1,90	1,81	1,88	1,83	1,90	1,12	1,80	1,10
Masse du sol sec ; Md (g)	5,30	5,01	5,51	4,94	4,30	5,64	5,25	4,73
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,36	0,36	0,34	0,37	0,44	0,20	0,34	0,23
M moy(%)	35,88	36,13	34,10	37,05	44,14	19,84	34,28	23,25
WL	36,01		35,57		31,99		28,77	

Figure A.17

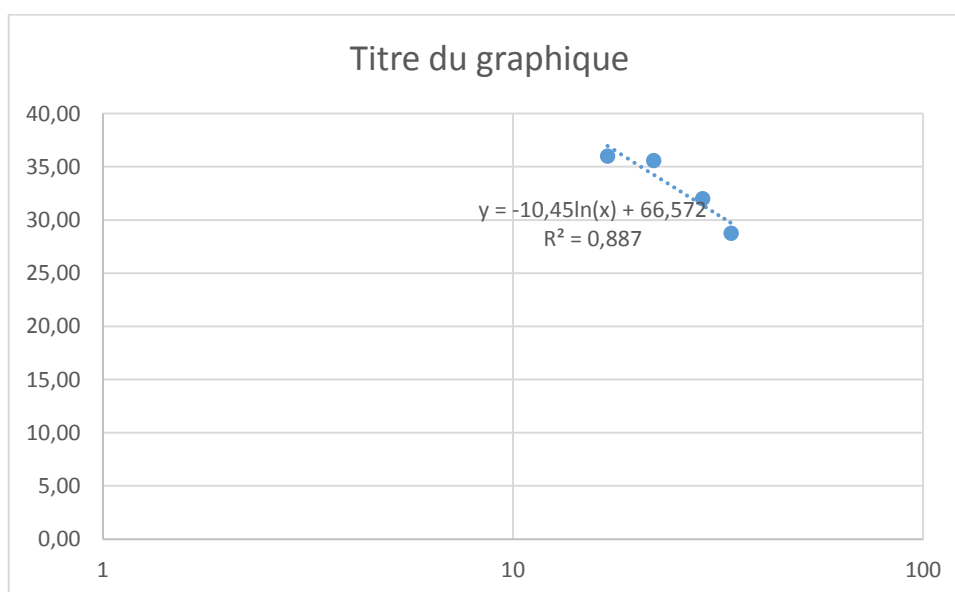


Tableau A.27

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	4,72	4,49	3,84	3,85	3,98	4,83	3,60	4,07
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	6,44	6,19	5,33	5,40	5,89	6,30	5,38	5,26
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	6,07	5,80	5,01	5,04	5,47	5,97	5,00	5,00
Masse deau; Mw (g)	0,37	0,39	0,32	0,36	0,42	0,33	0,38	0,26
Masse du sol sec ; Md (g)	1,35	1,31	1,17	1,19	1,49	1,15	1,40	0,93
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,27	0,30	0,27	0,30	0,28	0,29	0,27	0,28
M moy(%)	27,4 5	29,7 3	27,4 0	30,1 6	28,2 6	28,8 2	27,1 4	27,9 0
Wp	28,59		28,78		28,54		27,52	

Tableau A.28

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	17		22		29		34	
Tare N	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Masse de tare ; Mt(g)	4,10	3,79	3,49	3,96	4,00	3,46	3,65	4,27
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	10,3 0	10,5 1	10,6 8	10,7 1	10,4 4	10,4 0	10,2 0	10,4 0
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	8,99	8,60	8,91	9,00	8,85	8,70	8,62	8,85
Masse deau; Mw (g)	1,31	1,91	1,77	1,71	1,59	1,70	1,58	1,55
Masse du sol sec ; Md (g)	4,89	4,81	5,42	5,04	4,85	5,24	4,97	4,58

Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,27	0,40	0,33	0,34	0,33	0,32	0,32	0,34
M moy(%)	26,8 1	39,7 2	32,6 3	33,9 4	32,7 6	32,4 2	31,7 8	33,8 4
WL	33,26		33,28		32,59		32,81	

Figure A.18

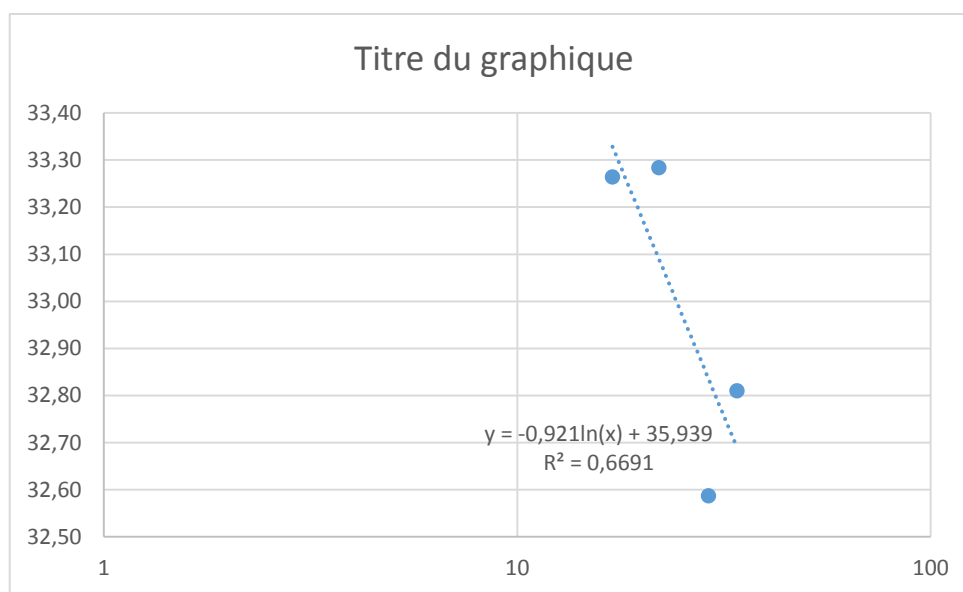


Tableau A.29

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	E1	E2	F1	F2	G1	G2	H1	H2
Masse de tare ; Mt(g)	3,72	3,66	3,75	3,85	3,98	4,83	4,09	4,01
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	5,44	5,12	5,20	5,54	5,90	6,39	6,36	5,30
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	5,07	4,79	4,88	5,17	5,50	6,03	5,87	5,00
Masse deau; Mw (g)	0,37	0,33	0,32	0,37	0,40	0,36	0,49	0,30
Masse du sol sec ; Md (g)	1,35	1,13	1,13	1,32	1,52	1,21	1,78	0,99
Teneur en eau ;	0,27	0,29	0,28	0,28	0,26	0,30	0,28	0,30

W(%);Mw/Md								
M moy(%)	27,4 5	29,2 0	28,3 2	28,0 9	26,3 9	29,8 8	27,5 3	30,3 0
Wp	28,33		28,21		28,13		28,92	

Essai de bleu de méthylène

Tableau A.30

Essai N°1	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS
2%	30	60	2
4%	30	55	1.83
6%	30	50	1.66
8%	30	45	1.5
10%	30	40	1.33

Figure A.19

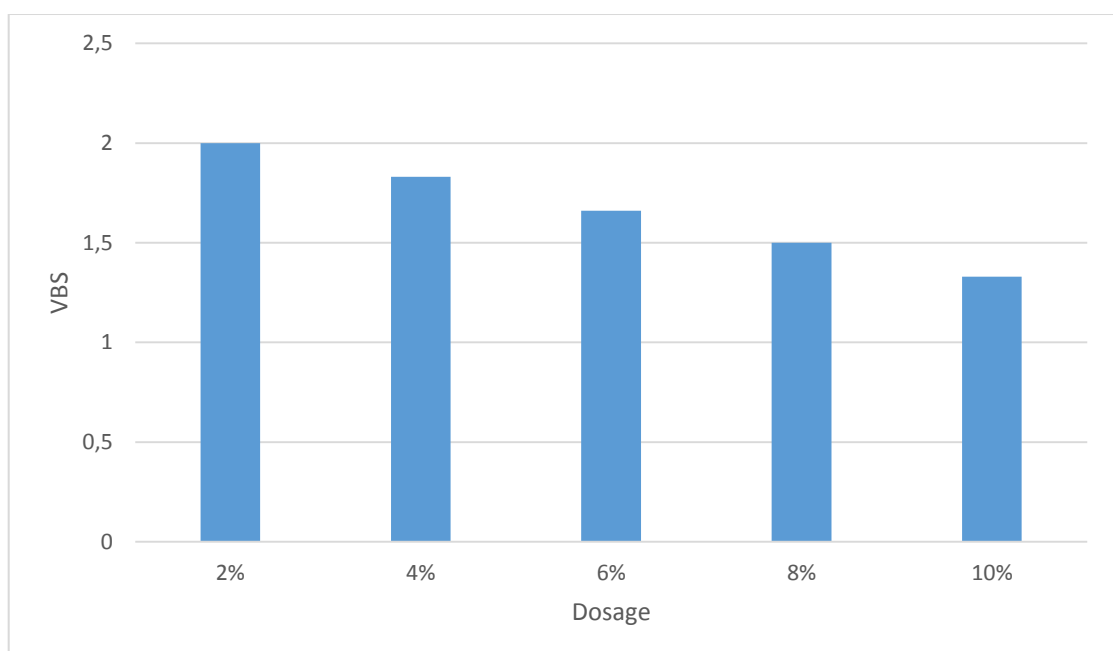
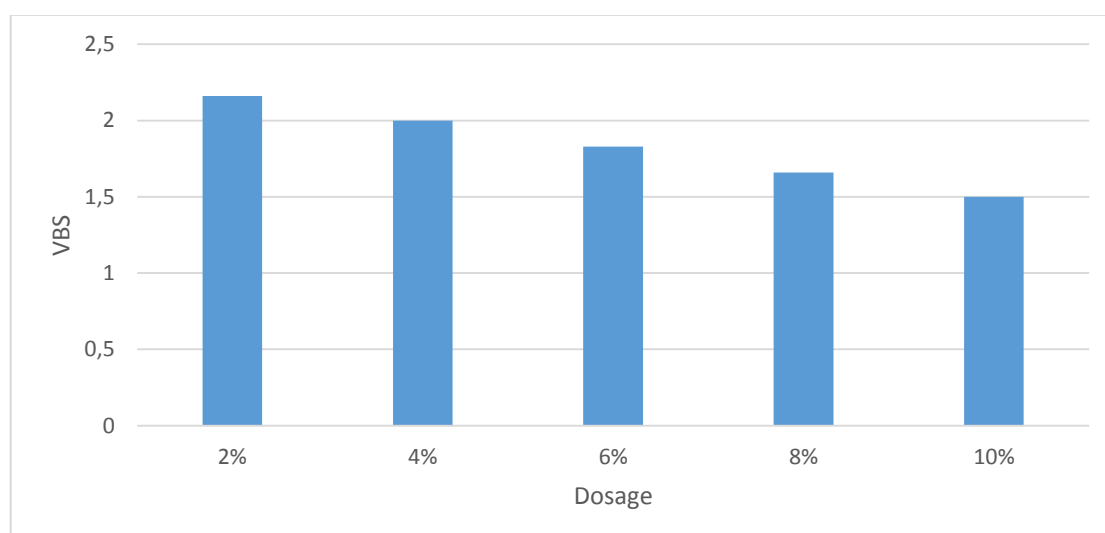


Tableau A.31

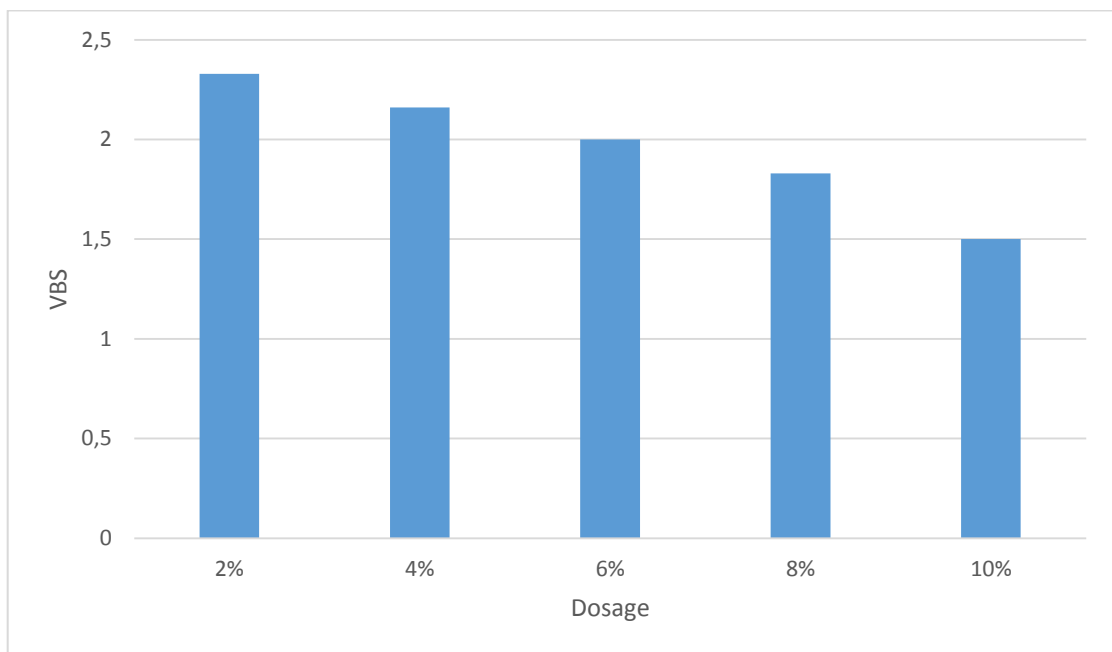
Essai N°2	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS
Ciment 2%	30	65	2.16
Ciment 4%	30	60	2
Ciment 6%	30	55	1.83
Ciment 8%	30	50	1.66
Ciment 10%	30	45	1.5

Figure A.20**Tableau A.32**

Essai N3	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS
----------	------------------	--	-----

Ciment 2%	30	70	2.33
Ciment 4%	30	65	2.16
Ciment 6%	30	60	2
Ciment 8%	30	55	1.83
Ciment 10%	30	50	1.5

Figure A.21



Essai Proctor

Tableau A.33

Teneur en eau approximative (%)	10%	12%	14%	16%	18%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942
Masse du sol humide avec moule (g)	3395,30	3482,30	3633,10	3687,40	3677,20
Masse du sol humide (g)	1685,40	1772,40	1923,20	1977,50	1967,30
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,79	1,88	2,04	2,09	2,08
Masse de la tare (g)	145,70	147,40	143,80	147,10	148,10

Masse sol humide + tare (g)	389,70	464,40	526,80	288,38	653,40
Masse sol sec + tare (g)	369,00	432,50	481,50	270,00	579,30
Masse d'eau (g)	20,70	31,90	45,30	18,38	74,10
Masse du sol sec (g)	223,30	285,10	337,70	122,90	431,20
Teneur en eau W (%)	9,27	11,19	13,41	14,95	17,18
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,64	1,69	1,80	1,83	1,78

Tableau A.34

Teneur en eau approximative (%)	10%	12%	14%	16%	18%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942
Masse du sol humide avec moule (g)	3351,80	3397,50	3640,30	3696,90	3660,50
Masse du sol humide (g)	1642,71	1688,41	1931,21	1987,81	1951,41
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,74	1,79	2,05	2,11	2,07
Masse de la tare (g)	143,70	147,20	145,30	144,60	140,60
Masse sol humide + tare (g)	238,00	315,80	411,00	325,20	403,60
Masse sol sec + tare (g)	231,10	301,70	378,80	300,40	364,80
Masse d'eau (g)	6,9	14,10	32,20	24,80	38,80
Masse du sol sec (g)	87,40	154,50	233,50	155,80	224,20
Teneur en eau W (%)	7,89	9,13	13,79	15,92	17,30
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,55	1,62	1,80	1,82	1,77

Tableau A.35

Teneur en eau approximative (%)	10%	12%	14%	16%	18%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942
Masse du sol humide avec moule (g)	3362,60	3396,40	3642,10	3682,30	3672,10
Masse du sol humide (g)	1653,51	1687,31	1933,01	1973,21	1963,01
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,75	1,79	2,05	2,09	2,08
Masse de la tare (g)	147,40	145,30	144,60	147,10	144,10
Masse sol humide + tare (g)	392,40	392,60	536,40	290,50	563,30
Masse sol sec + tare (g)	372,10	367,50	492,60	272,90	501,60
Masse d'eau (g)	20,30	25,10	43,80	22,60	61,70
Masse du sol sec (g)	224,70	222,20	348,00	125,80	357,50
Teneur en eau W (%)	9,03	11,30	12,59	13,99	17,25
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,59	1,60	1,8	1,81	1,77

Tableau A.36 2%

Teneur en eau approximative (%)	14%	16%	18%	20%	22%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942
Masse du sol humide avec moule (g)	3430,1	3492,8	3676,4	3635,9	3605,2
Masse du sol humide (g)	1721,01	1783,71	1967,31	1926,81	1896,11
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,827	1,894	2,088	2,045	2,013
Masse de la tare (g)	144,50	145,20	142,50	135,50	147,80
Masse sol humide + tare (g)	422,20	424,00	428,95	418,00	425,00
Masse sol sec + tare (g)	397,00	393,80	392,50	378,80	382,60
Masse d'eau (g)	25,20	30,20	36,45	39,20	42,40
Masse du sol sec (g)	252,50	248,60	250,00	243,30	234,80
Teneur en eau W (%)	9,98	12,15	14,58	16,11	18,06
Masse volumique sèche (g/cm³) ; $\rho_a = \rho_b / (1+W)$	1,60	1,63	1,76	1,70	1,65

Tableau A.37 4%

Teneur en eau approximative (%)	14%	16%	18%	20%	22%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942

Masse du sol humide avec moule (g)	3424,9	3530,8	3620,5	3560,1	3530,0
Masse du sol humide (g)	1715,81	1821,71	1911,41	1851,01	1820,91
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,821	1,934	2,029	1,965	1,933
Masse de la tare (g)	143,50	145,20	142,50	135,50	147,00
Masse sol humide + tare (g)	420,20	426,00	436,90	421,00	423,00
Masse sol sec + tare (g)	395,00	395,80	396,50	381,50	380,70
Masse d'eau (g)	25,20	30,20	40,40	39,50	42,30
Masse du sol sec (g)	251,50	250,60	254,00	246,00	233,70
Teneur en eau W (%)	10,02	12,05	15,91	16,06	18,10
Masse volumique sèche (g/cm³) ; $\rho_d = \rho_b / (1 + W)$	1,59	1,66	1,74	1,66	1,61

Tableau A.38 6%

Teneur en eau approximative (%)	14%	16%	18%	20%	22%
Masse du moule (g)	1716,1	1716,1	1716,1	1716,1	1716,1
Volume du moule (cm ³)	928,6	928,6	928,6	928,6	928,6
Masse du sol humide avec moule (g)	3510	3570,9	3620,7	3633,98	3600,07
Masse du sol humide (g)	1793,9	1854,8	1904,6	1977,88	1883,97
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,932	1,997	2,051	2,065	2,029
Masse de la tare (g)	18,40	17,10	20,62	20,56	12,41
Masse sol humide + tare (g)	64,90	64,90	59,66	64,65	56,72
Masse sol sec + tare (g)	55,52	58,51	53,79	57,48	48,70
Masse d'eau (g)	4,48	6,39	5,87	7,17	8,02
Masse du sol sec (g)	37,12	41,41	33,17	36,92	36,29
Teneur en eau W (%)	12,07	15,43	17,70	19,42	22,10

Masse volumique sèche (g/cm³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,69	1,72	1,73	1,72	1,66
--	------	------	------	------	------

Tableau A.39 8%

Teneur en eau approximative (%)	14%	16%	18%	20%	22%
Masse du moule (g)	1716,1	1716,1	1716,1	1716,1	1716,1
Volume du moule (cm ³)	928,6	928,6	928,6	928,6	928,6
Masse du sol humide avec moule (g)	3470,6	3510,13	3590,03	3560,44	3520,86
Masse du sol humide (g)	1754,5	1794,03	1873,93	1844,34	1804,76
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,88	1,93	2,01	1,98	1,94
Masse de la tare (g)	10,17	20,70	17,10	12,40	12,47
Masse sol humide + tare (g)	32,22	61,30	63,30	56,84	56,94
Masse sol sec + tare (g)	29,61	55,69	56,20	49,88	47,72
Masse d'eau (g)	2,61	5,61	7,10	6,96	7,22
Masse du sol sec (g)	19,44	34,99	39,10	37,48	37,25
Teneur en eau W (%)	13,43	16,03	18,16	18,57	19,38
Masse volumique sèche (g/cm³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,65	1,66	1,71	1,65	1,59

Tableau A.40 10%

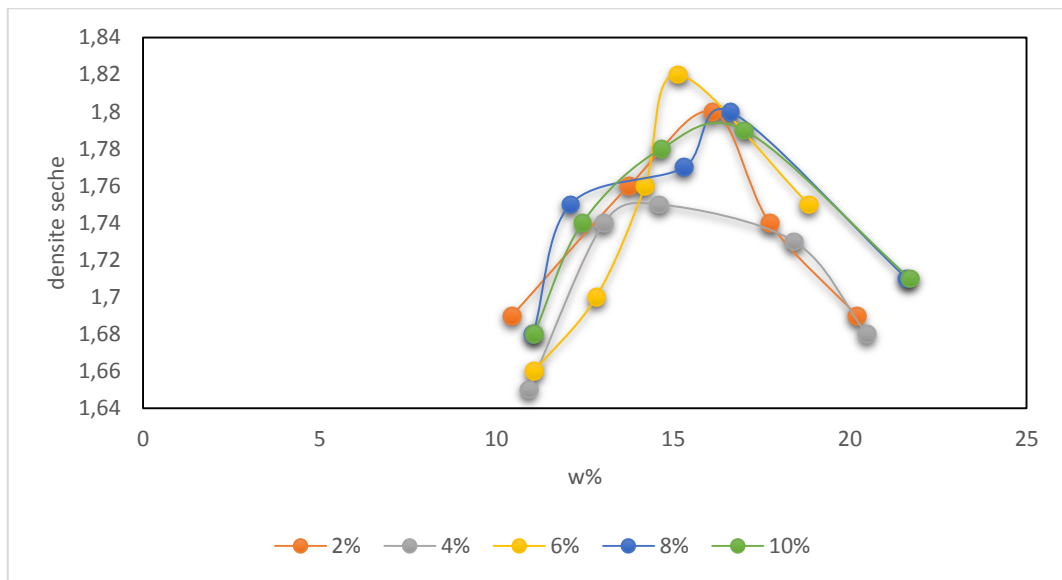
Teneur en eau approximative (%)	14%	16%	18%	20%	22%
Masse du moule (g)	1716,1	1716,1	1716,1	1716,1	1716,1
Volume du moule (cm ³)	928,6	928,6	928,6	928,6	928,6
Masse du sol humide avec moule (g)	3480,63	3530,01	3575,07	3552,4	3540
Masse du sol humide (g)	1764,53	1813,91	1858,97	1836,3	1823,9
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,90	1,95	2,00	1,97	1,96
Masse de la tare (g)	18,40	20,50	13,40	20,56	20,62

Masse sol humide + tare (g)	62,55	63,99	65,98	56,33	60,10
Masse sol sec + tare (g)	56,51	57,99	57,28	50,20	53,20
Masse d'eau (g)	6,04	6,00	8,70	6,13	6,90
Masse du sol sec (g)	38,11	37,49	43,88	29,64	32,58
Teneur en eau W (%)	15,85	16,00	19,83	20,68	21,18
Masse volumique sèche (g/cm³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,66	1,68	1,69	1,67	1,61

Tableau A.41

		14%	16%	18%	20%	22%
2%	Wopt	9,98	12,15	14,58	16,11	18,06
	γ_d	1,60	1,63	1,76	1,70	1,65
4%	Wopt	10,02	12,05	15,91	16,06	18,10
	γ_d	1,59	1,66	1,74	1,66	1,61
6%	Wopt	12,07	15,43	17,70	19,42	22,10
	γ_d	1,69	1,72	1,73	1,72	1,66
8%	Wopt	13,43	16,03	18,16	18,57	19,38
	γ_d	1,65	1,66	1,71	1,65	1,59
10%	Wopt	15,85	16,00	19,83	20,68	21,18
	γ_d	1,66	1,68	1,69	1,67	1,61

Figure A.19



Essai C.B.R immédiat

Tableau A.39

Enfoncements	0	0,67 5	1,2 5	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement (KN)	0	0.34 6	0.4 23	0.56 4	0.62 7	0.92 2	1.20 1	0.24 9
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm (%)	4.70							
Indice C, B, R immédiat à 5mm (%)	4.63							
Indice C, B, R max (%)	4.70							

Tableau A.40

Enfoncements	0	0,67 5	1,2 5	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement (KN)	0	0.37 5	0.44 2	0.57 5	0.63 3	0.92 5	1.25 1	1.26 9
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm (%)	4.74							

Indice C, B, R immédiat à 5mm (%)	4.64
Indice C, B, R max (%)	4.74

Tableau A.41

		0	2	4	6	8	10
Temps (s)	Enfoncement (mm)						
0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,675	0.346	0.325	0.546	0.685	0.800	0.801
4	1,25	0.423	0.395	0.789	0.788	0.988	1.113
6	2	0.564	0.547	0.977	1.225	1.682	1.895
8	2,5	0.627	0.722	1.013	1.299	1.828	2.031
15	5	0.922	0.924	1.148	2.008	2.347	2.478
23	7,5	1.201	1.173	1.587	2.789	3.002	3.028
35	10	1.249	1.234	1.748	3.104	3.285	3.798
ICBR à 2, 5mm (%)		4.70	5.41	7.59	9.73	13.69	15.21
ICBR à 5mm (%)		4.63	4.64	5.76	10.08	11.78	12.43
I CBR max (%)		4.70	5.41	7.59	10.08	13.69	15.21

2	0,675	0.357	0.305	0.520	0.712	0.854	0.897
4	1,25	0.442	0.403	0.809	0.783	1.024	1.243
6	2	0.575	0.534	0.966	1.244	1.722	1.906
8	2,5	0.633	0.729	1.041	1.309	1.850	2.101
15	5	0.925	0.934	1.111	2.128	2.373	2.463
23	7,5	1.251	1.167	1.466	2.755	3.057	3.111
35	10	1.269	1.255	1.751	3.119	3.345	3.843
ICBRà 2, 5mm(%)		4.74	5.46	7.80	9.81	13.86	15.74
ICBRà5mm(%)		4.64	4.69	5.57	10.68	11.91	12.36
ICBRmax(%)		4.74	5.46	7.80	10.68	13.86	15.74

Figure A.24

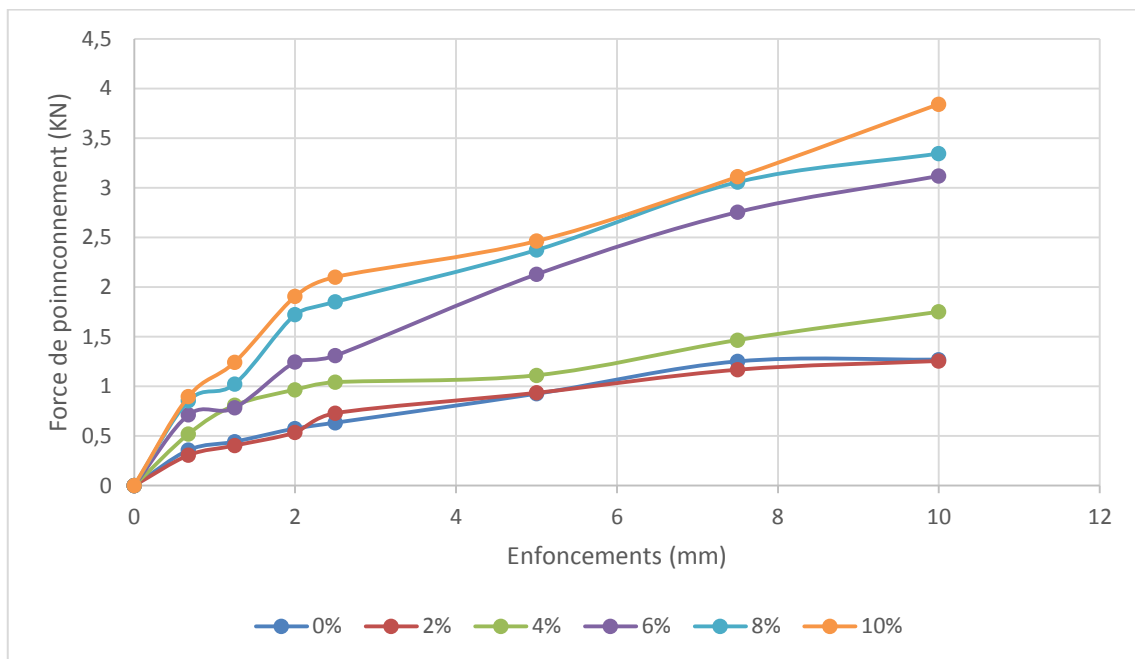
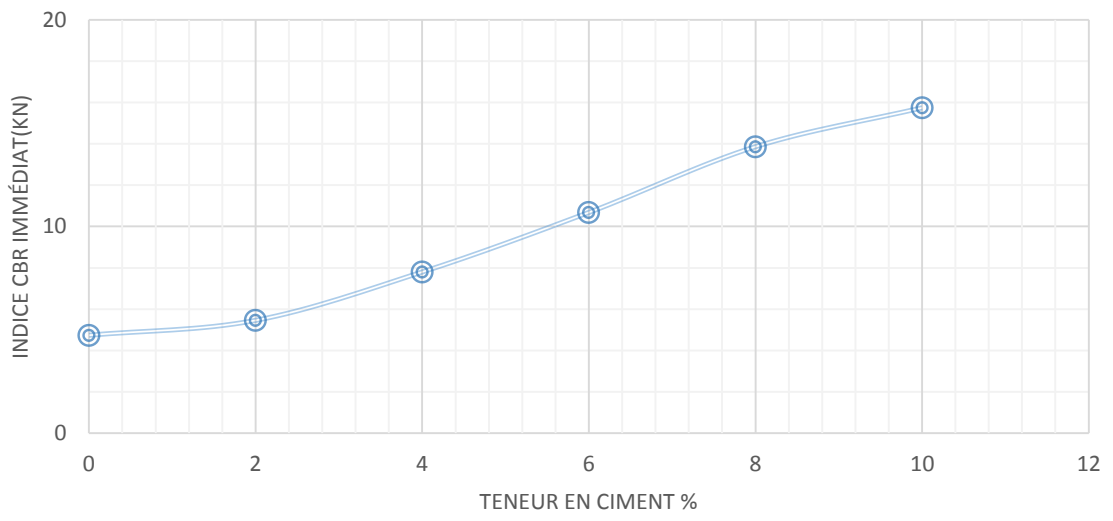


Figure A.25

moyenne



Compression simple

Tableau A.43

Ciment (%)	0	2	4	6	8	10
Force 1 jour	0,043	0,058	0,07	0,088	0,1	0,12
Rc (kpa)	219,11	295,54	356,69	448,41	509,55	611,46
Force 7 jours	0,043	0,162	0,214	0,25	0,29	0,32
Rc (kpa)	219,11	825,48	1090,45	1273,89	1477,71	1630,57

Figure A.26

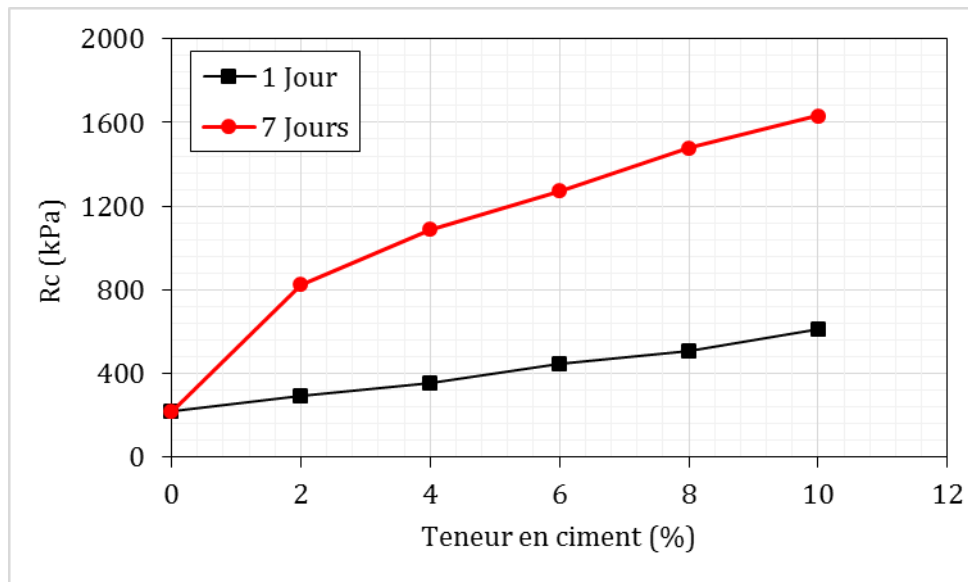
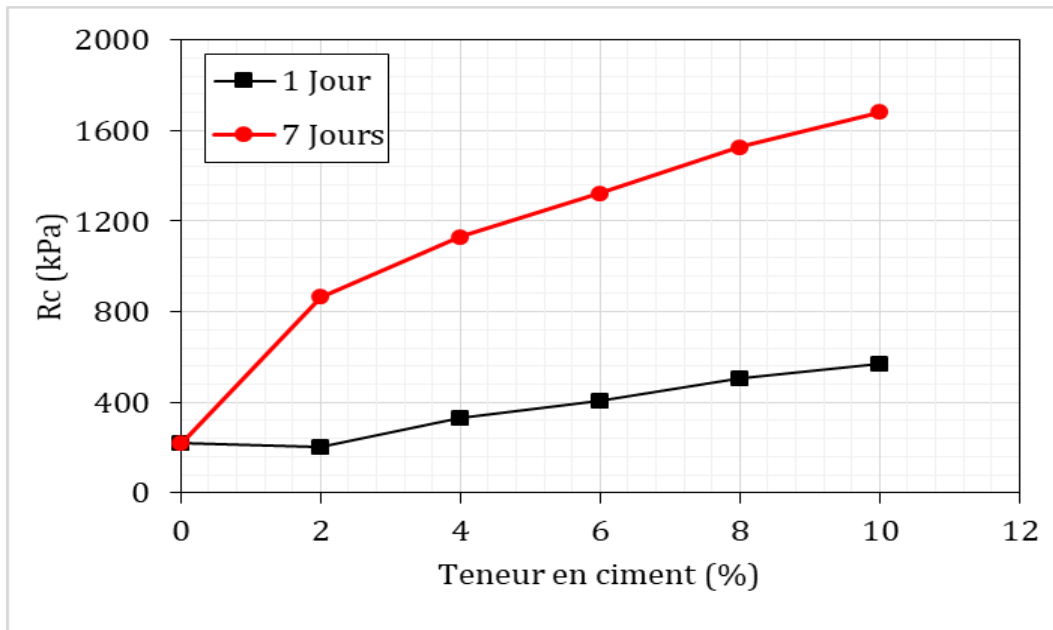


Tableau A.44

Ciment (%)	0	2	4	6	8	10
Force 1 jour	0,043	0,04	0,065	0,08	0,099	0,112
Rc (kpa)	219,11	203,82	331,21	407,64	504,46	570,70
Force 7 jours	0,043	0,17	0,222	0,26	0,3	0,33
Rc (kpa)	219,11	866,24	1131,21	1324,84	1528,66	1681,53

Figure A.27



Cisaillement direct

Figure A.28

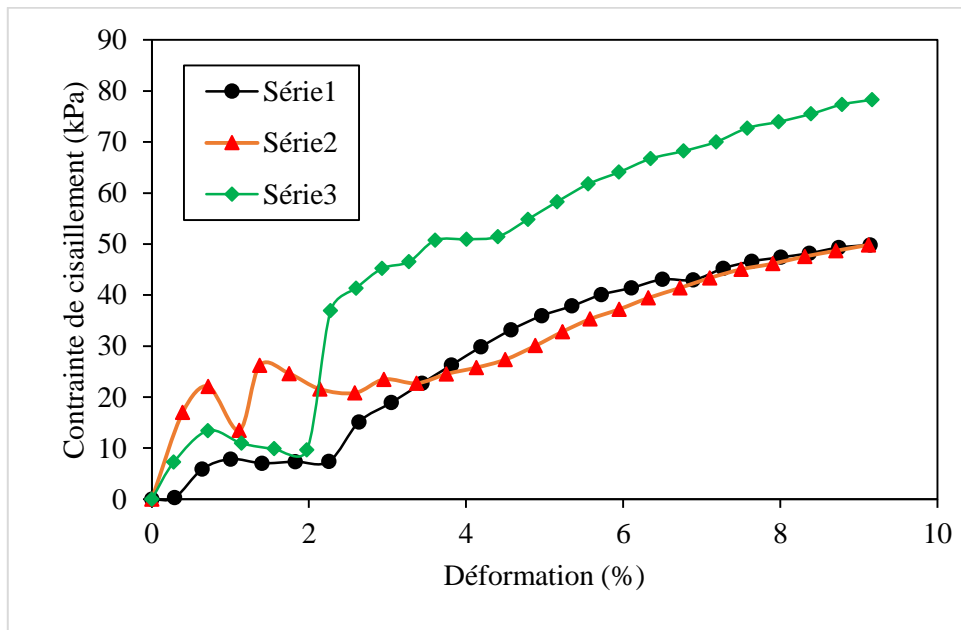


Figure A.29

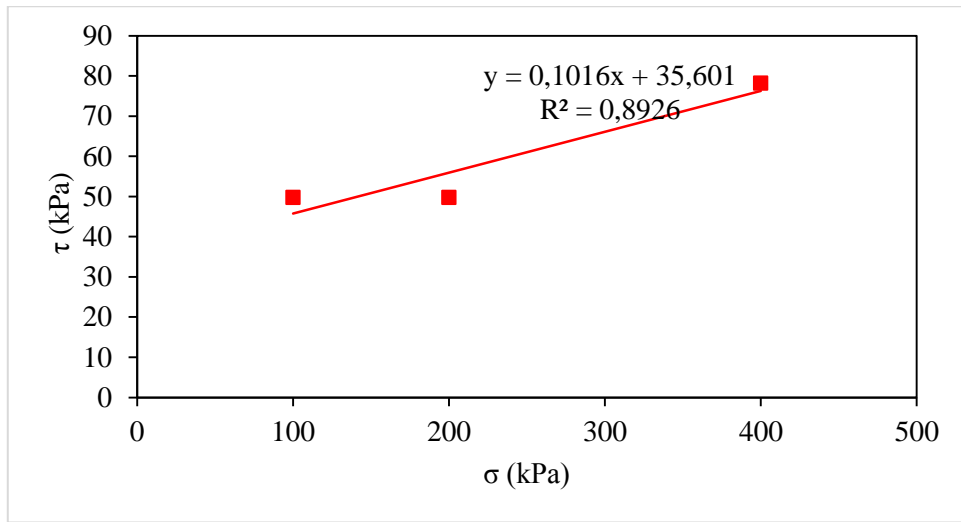


Figure A.30 2%

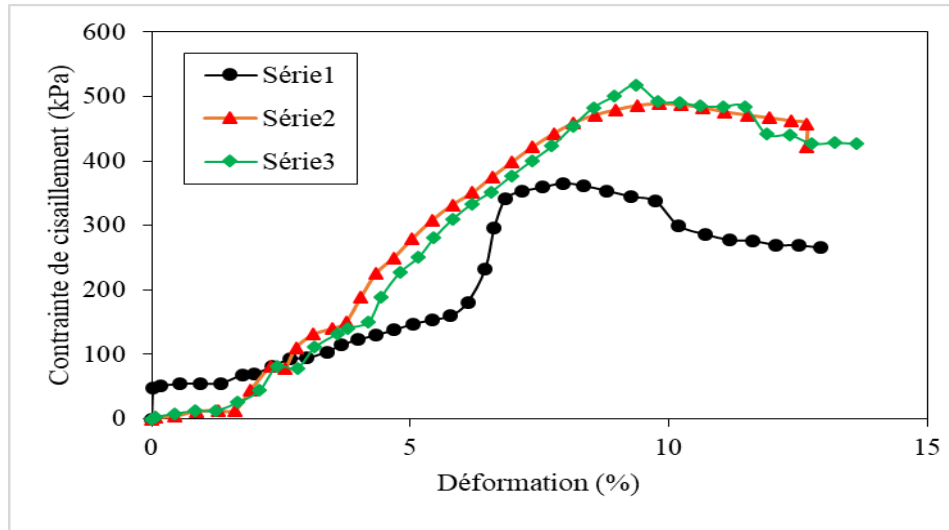


Figure A.31

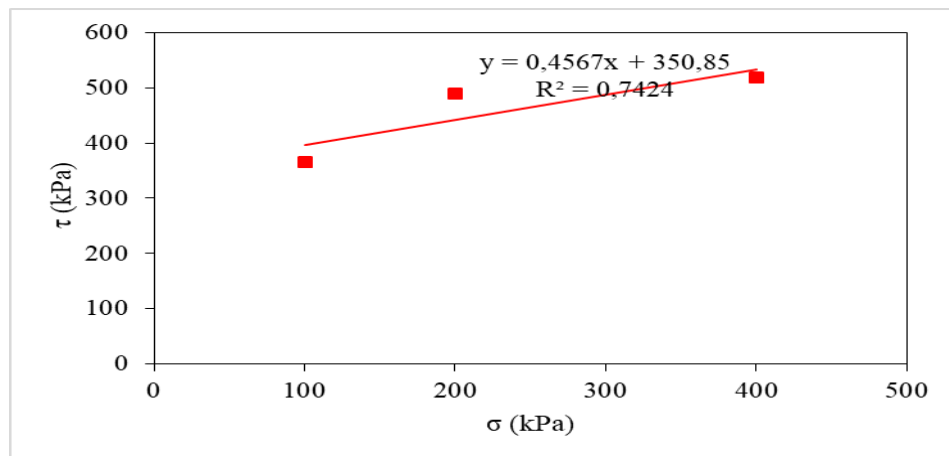


Figure A.32

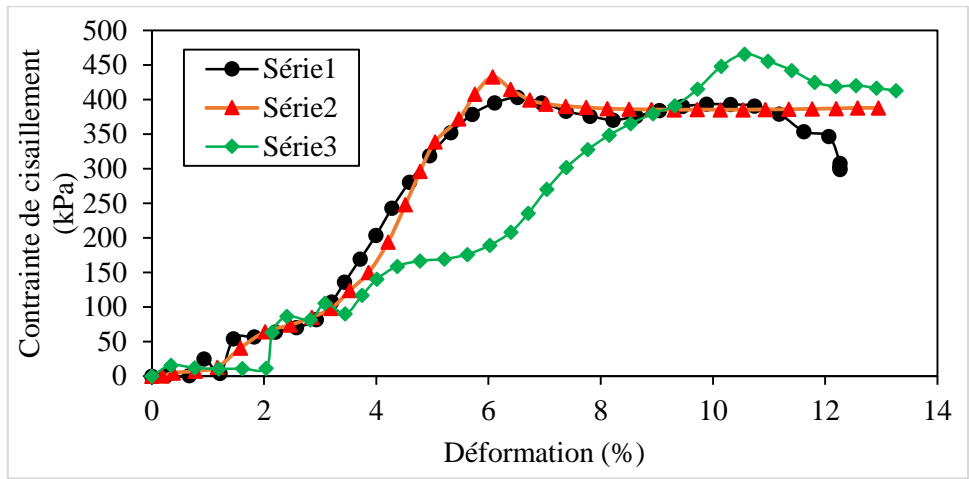


Figure A.33

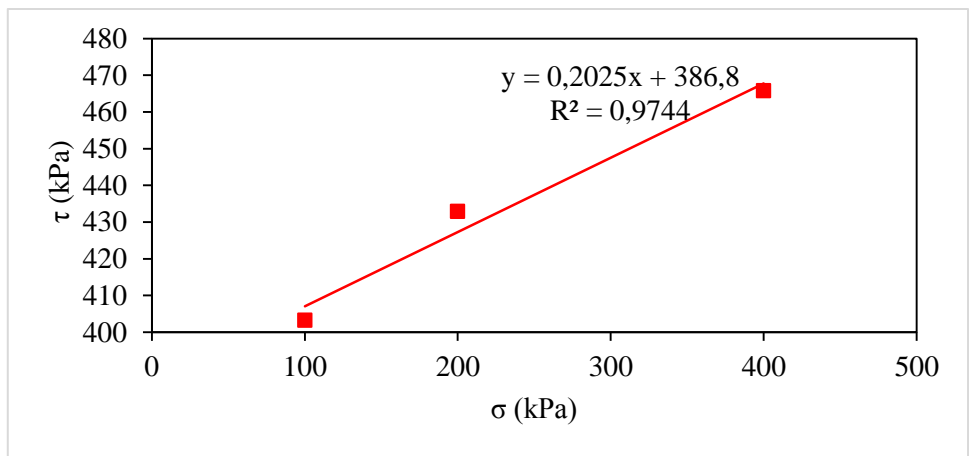


Figure A.34 4%

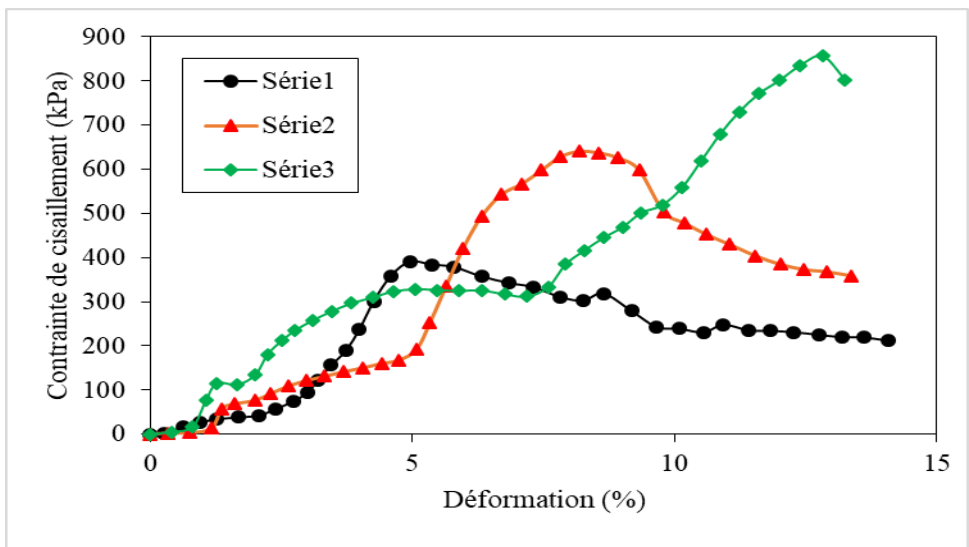


Figure A.35

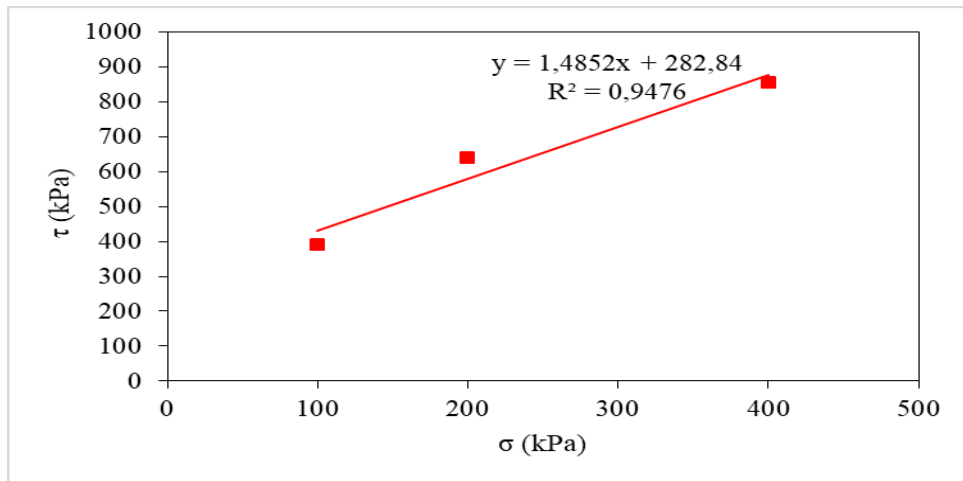


Figure A.36

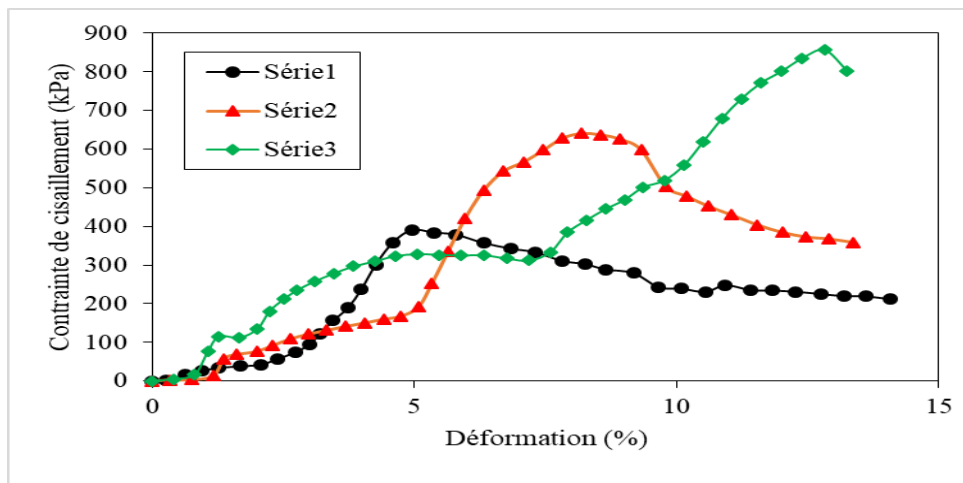


Figure A.37

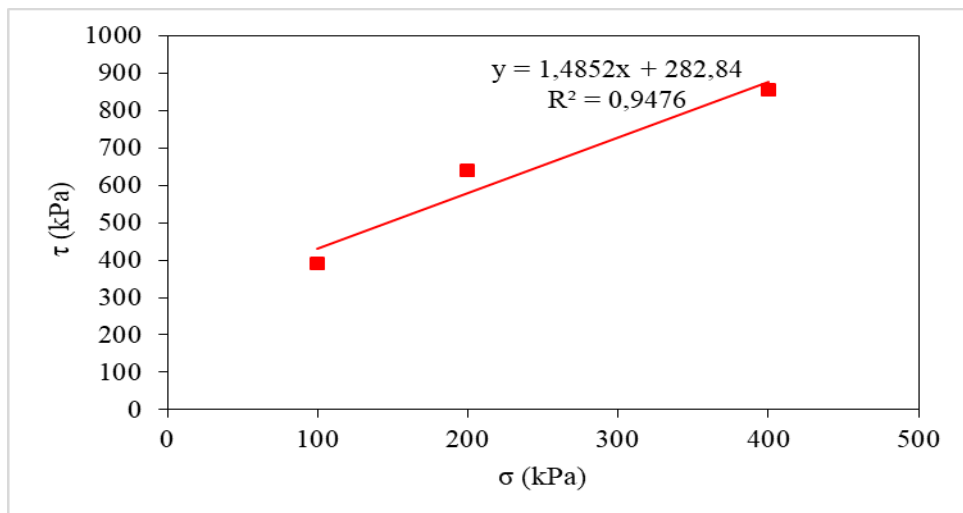


Figure A.38 6%

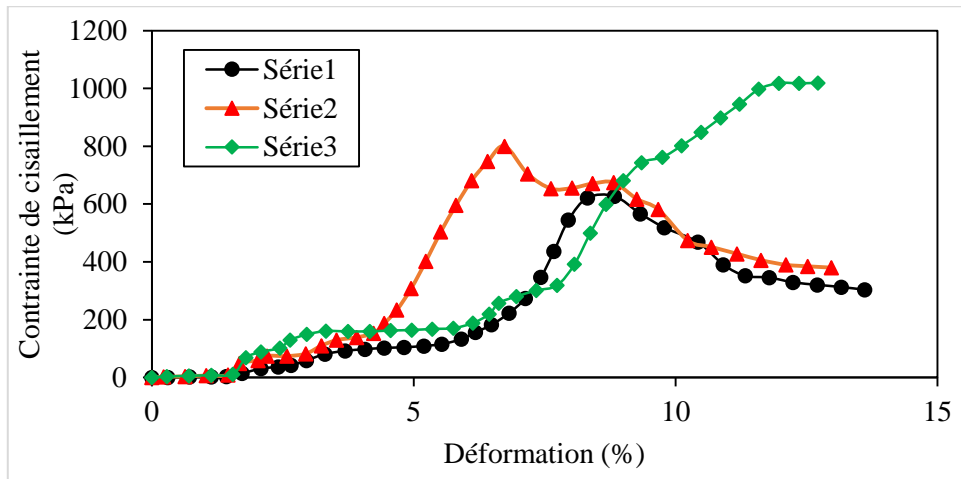


Figure A.39

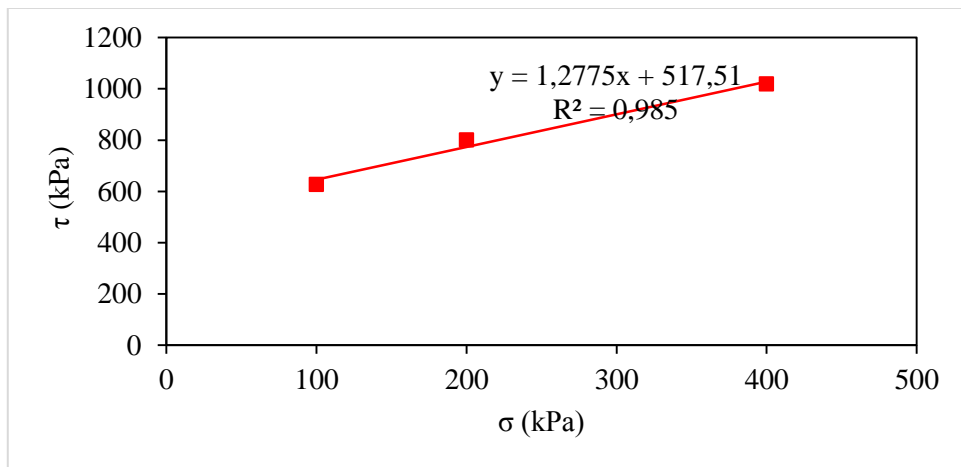


Figure A.40

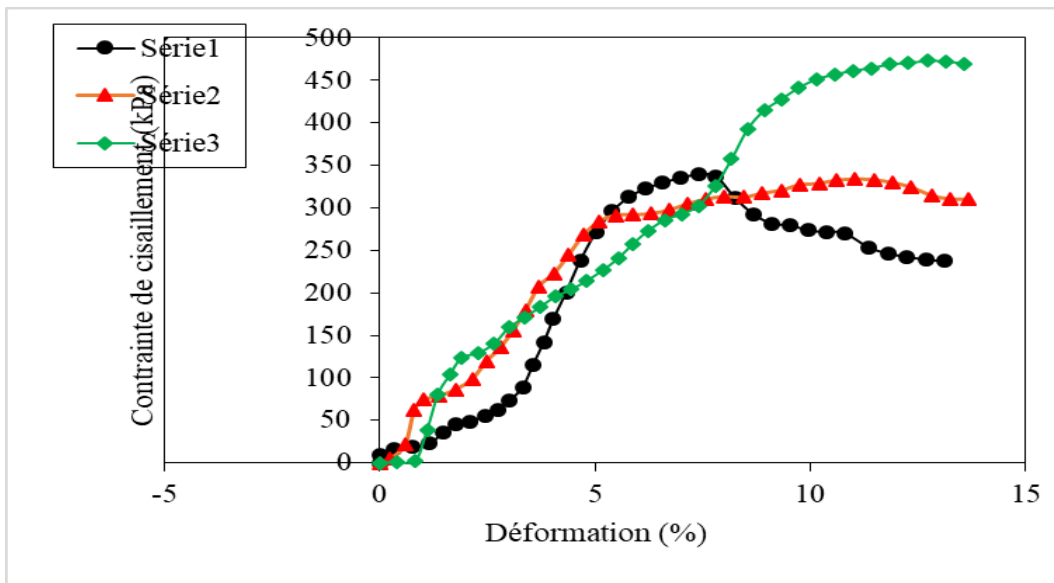


Figure A.41

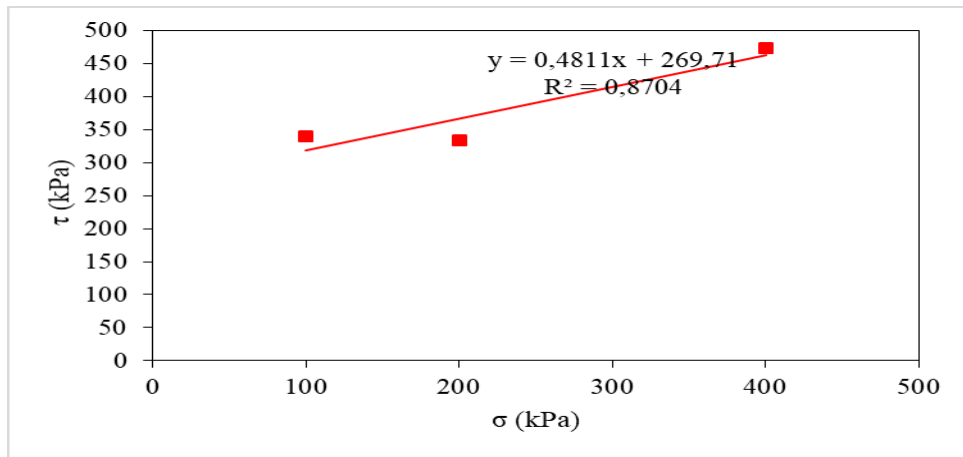


Figure A.42 8%

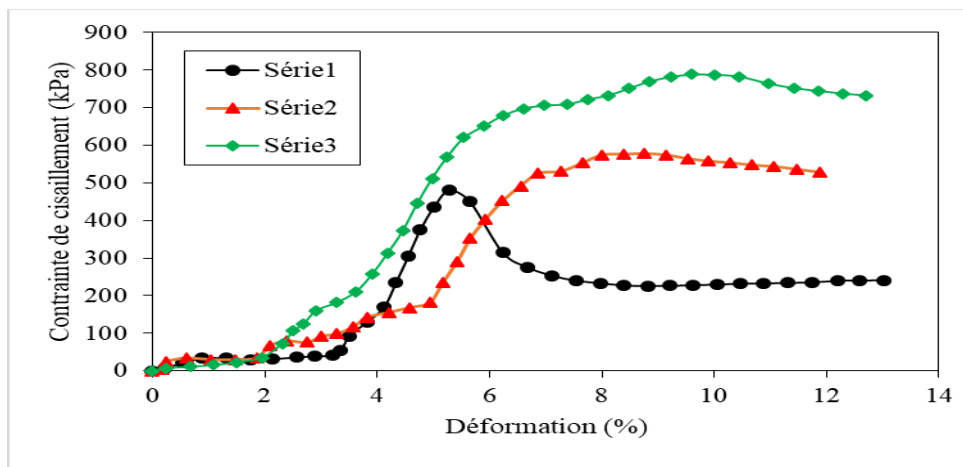


Figure A.43

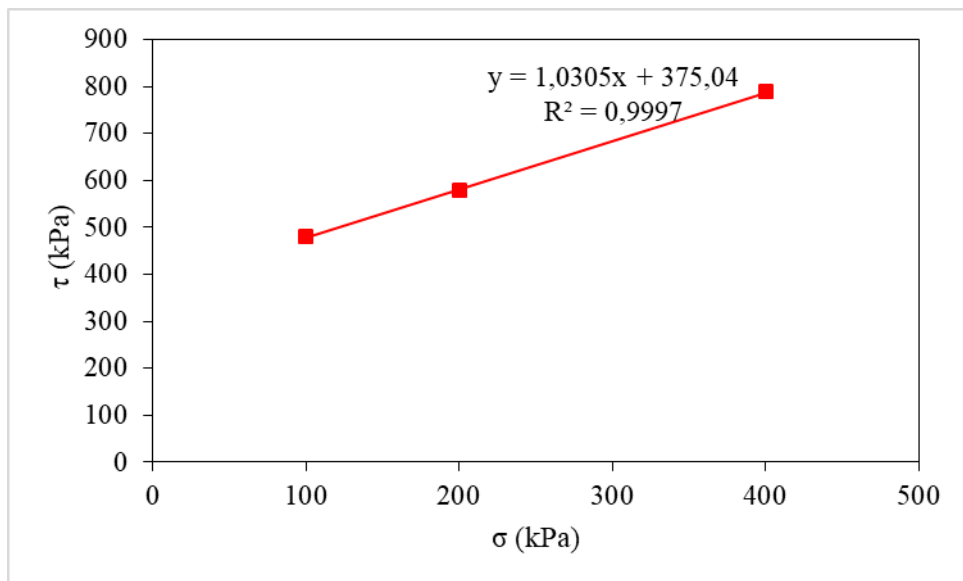


Figure A.44

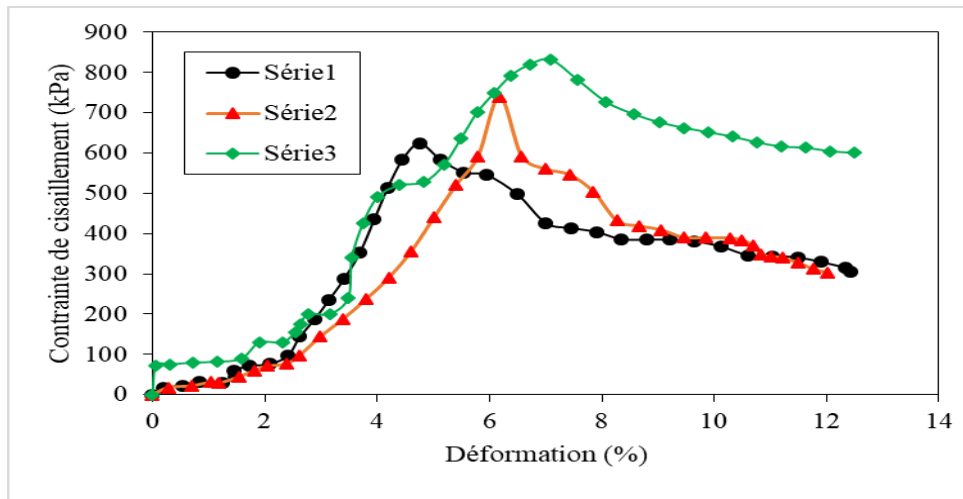


Figure A.45

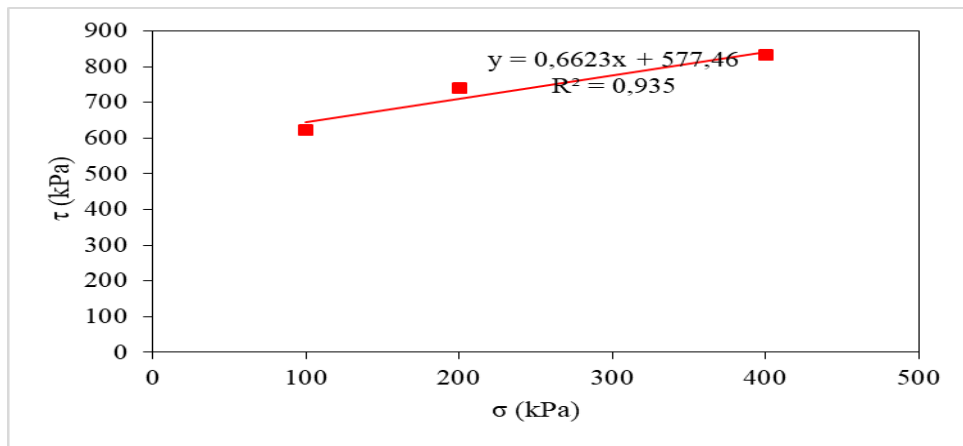


Figure A.46 10%

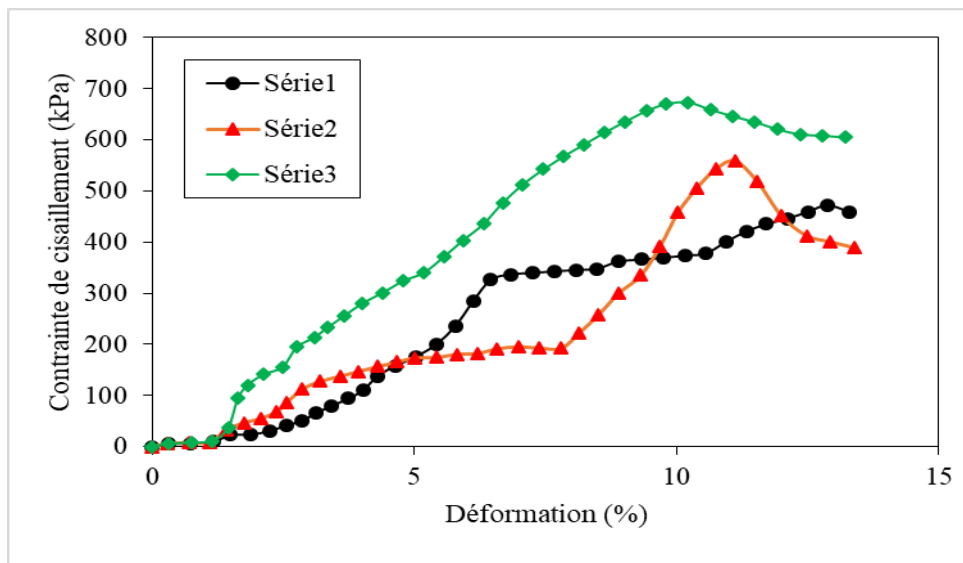


Figure A.47

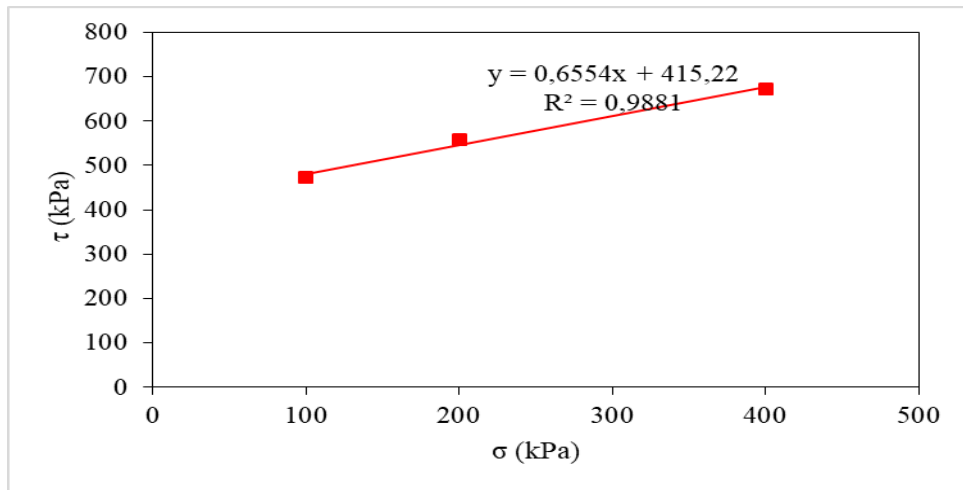


Figure A.48

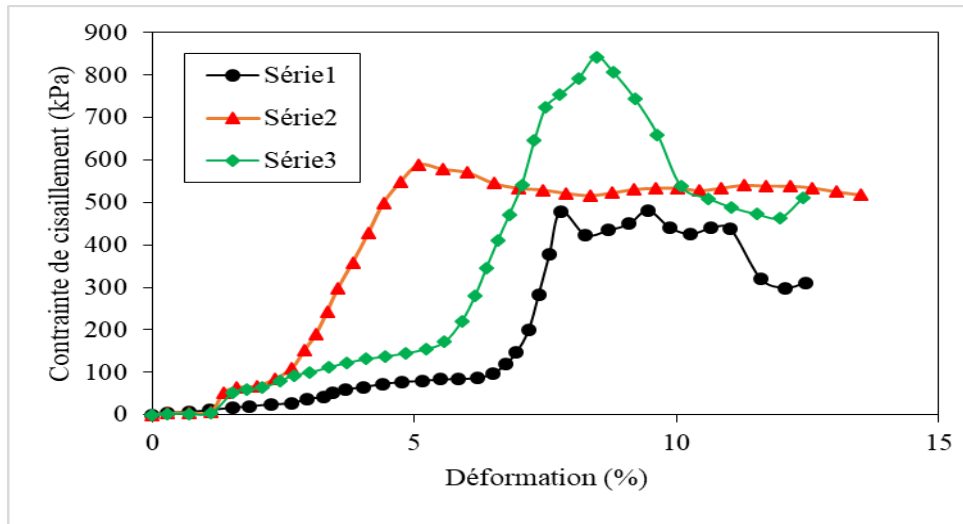


Figure A.49

