

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Laboratoire de Recherche en Géo Matériaux Environnement et Aménagement
(LGEA)

MEMOIRE DE MASTER 2

Spécialité : Génie Civil

Option : *Géotechnique et environnement*

Présenté par :

Mokrani lynda

Theme:
La chaux et ciment



Devant le jury, composé de :

Mr MELBOUCI Bachir, professeur à l'UMMTO,
Mr BOU DLAL Omar, maître assistant (A) à l'UMMTO,
Mme ALKAMA FARIDA, maître assistante (A) à l'UMMTO,
Mme UH YUGLIUBH FL à l'UMMTO,

Président.
promoteur.
Examinatrice.
..... Examineur.

Promotion : 2012/2013



Dédicaces

Je dédie ce travail.

- *A mes chers parents. Qui m'ont toujours conseillé et orienté.*
- *A mes frères.*
- *A mes sœurs.*
- *à tous ceux qui me sont chers.*

Mokrani Lynda

Introduction

La région de Kabylie, située au Nord de l'Algérie, dispose de terrains marneux qui affleurent à la surface. Il serait donc intéressant de connaître ce matériau dans le but de son utilisation dans d'éventuelles réalisations de certains ouvrages de Génie Civil (couches de chaussées, remblais).

Dans cette présente étude, une synthèse bibliographique sur les caractéristiques de la marne a été effectuée. La marne un matériau intermédiaire entre l'argile et le calcaire, pouvant se présenter sous plusieurs aspects, variant beaucoup d'un site à un autre. Cependant, les résultats d'une étude faite sur ce matériau provenant d'un endroit donné ne peuvent être représentatifs du comportement des marnes de Kabylie en général.

Ce mémoire consiste à caractériser, à identifier et à stabiliser le matériau marneux. C'est un matériau altérable et potentiellement gonflant, c'est à dire qu'il présente une grande sensibilité à l'eau. C'est ainsi qu'un certain nombre d'orientations sur les solutions techniques de sa stabilisation sont proposées. On notera parmi les ajouts hydrauliques (la chaux et le ciment) qui sont des stabilisants très utilisés et qui nous permettent de bénéficier de leur efficacité.

Cette étude est menée au laboratoire et comporte les chapitres suivants :

- Le premier chapitre, est un chapitre d'introduction avec une synthèse bibliographique portant sur la reconnaissance des sols fin sur les comportements de marne remaniée.
- Le deuxième chapitre consiste à identifier le matériau marneux par l'ensemble des essais d'identification au laboratoire.
- Le troisième chapitre traite la stabilisation de la marne par des ajouts hydrauliques (chaux et ciment) à l'essai Proctor.
- Le quatrième chapitre est consacré à la stabilisation de la marne avec ajouts hydrauliques à l'essai CBR.
- Le cinquième chapitre est réservé aux essais de cisaillement de la marne avec les différents ajouts hydrauliques.
- Le sixième chapitre; traiter la marne avec des ajouts hydrauliques à l'essai oedomètre.

Enfin, une conclusion générale qui résume les intérêts de l'étude et présente les recommandations essentielles à une bonne utilisation de ces liants.

I.1. Mécanique des sols

La mécanique des sols est une science jeune. Les premiers fondements peuvent être attribués à **COULOMB (1773)**, mais **TERZAGHI** a véritablement initié la mécanique des sols moderne (**1936**).

La mécanique des sols est l'application des lois mécaniques et hydrauliques au matériau sol. Comparé aux nombreux autres matériaux étudiés en mécanique, les bétons, les aciers, les plastiques, le bois..., le sol présente deux originalités. C'est tout d'abord un milieu discontinu qu'il faudra donc étudié à la fois dans sa globalité et dans sa composition élémentaire.

I.2. Domaines d'application

Les domaines d'application de la mécanique des sols sont nombreux et variés. Ils concernent la profession des travaux publics, ainsi que celle du bâtiment.

1. Milieus naturels

Le domaine d'application de la mécanique des sols ne se limite pas aux constructions ; il comprend également des milieux naturels tels que les versants (problèmes de glissement de terrain) et les berges de cours d'eau ou de retenues.

2. Ouvrages en sol

Les ouvrages où le sol est le matériau de base sont aussi bien : des remblais (routes, voies ferrées, barrages, digues de bassins en terre, plates-formes maritimes...) ; ou des déblais (talus, canaux, bassins...).

3. Ouvrages mixtes

Dans les ouvrages mixtes, le sol intervient en relation avec un autre matériau, le béton ou l'acier par exemple. Les conditions d'ancrage dans le sol sont souvent primordiales pour des ouvrages tels que :

- les murs de soutènements (béton, terre armée, sol renforcé par géotextile...) ;
- les palplanches utilisées dans les canaux, les ports, les constructions urbaines... ;
- les parois moulées (à fonction étanchéité ou à fonction soutènement).

4. Fondations d'ouvrages ou de bâtiments

Dans l'étude des fondations, le sol et l'ouvrage ne constituent pas un ensemble mixte, mais deux ensembles dont il s'agit de connaître les interactions. Les mécaniciens des sols distinguent :

- les fondations superficielles (semelles ou radiers) ;
- les fondations profondes (pieux, puits, barrettes).

I.3. Synonyme du Sol

Le sol est défini par opposition au mot roche, dans sa définition géotechnique. C'est un agrégat naturel de grains minéraux, séparables par une action mécanique légère. Le sol est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. On conçoit donc que la limite entre un sol et une roche altérée ne soit pas définie nettement. Le sol est un matériau meuble, ce caractère étant fondamental. Il ne suffit cependant pas à définir un sol naturel car certains matériaux produits par l'homme présentent aussi ce caractère. Par exemple les sous produits miniers et les granulats concassés (sable, gravier, ballast...) sont aussi des matériaux meubles. Le mécanicien des sols étudie donc aussi bien des sols naturels que des matériaux fabriqués artificiellement à partir de sols ou de roches et présentant un caractère meuble.

Le terme de « sol » est général. Selon la norme (*NF XP 94-010*), un sol est défini comme étant un « agglomérat constitué :

- de particules solides séparables par trituration sous l'eau provenant soit de la désagrégation des roches par altération mécanique ou chimique sous l'effet d'agents naturels, soit de la décomposition d'organismes vivants, végétaux ou animaux, soit d'une activité industrielle

Le terme de sol, selon cette définition, convient à de nombreux matériaux :

- les formations géologiques superficielles comme les dépôts de sédiments quaternaires, les roches endogènes altérées (arènes de gneiss, altérites de schistes)
- les formations géologiques sédimentaires anciennes constituées de roches « tendres » (marnes, argiles, sables ...)

Selon (**Holmes et Clark .1985**) ; les roches sédimentaires se composent de:

- * 82% de roches à grains fins (marnes, schistes, argiles) ;
- * 12% de calcaires.

Dans notre cas, on s'intéresse aux roches sédimentaires pour étudier le matériau marne.

Les marnes sont des roches relativement tendres, qui subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et des hommes.

On montre les différents roches dans des figures (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13).

I.3.1. Quelques roches sédimentaires (cas des marnes)



Figure1.1: Marne noire à Jurassique - Hérault



Figure2.1 : La terre noire de bassin versant les Alpes-1993



Figure 3.1 : Marne gris bleu Jurassique - Murviel



Figure 4.1 : La marne gréseuse de M' douha



Figure 5.1 : Marne gréseuse vin Trias - Neffies



Figure 6.1 : Calcaire marneux -Carleucas



Figure 7.1 : Calcaire marneux -Hortus



Figure 8.1 : Marne -Calcaire coquillier



Figure 9.I : La marne bleue



Figure 10.I : Une marne carbonifère



Figure 11.I : Marnes noires - l'Oxfordien



Figure 12.I : Marnes noires - Draix



Figure 13.I : Marnes noires - Roubine

I.4. Définition de la marne

Les marnes sont des roches meubles, dont les principaux constituants sont des argiles d'une part, des carbonates de chaux d'autre part. Les propriétés sont très variables selon les proportions de l'un et de l'autre. Elles forment une famille de sol qui se situe entre les argiles et les calcaires.

- Les argiles franches : $0 < \% \text{ carbonates} < 10 \%$.
- Argiles marneuses : $10\% < \% \text{ carbonates} < 70\%$;

- Les marnes : $30\% < \% \text{carbonates} < 90\%$;
- Calcaire marneux : $70\% < \% \text{carbonates} > 90\%$.

Les argiles marneuses et marnes sont de propriétés voisines de celles des argiles.

Leur sensibilité à l'eau diminue lorsque la proportion de calcium augmente.

En géotechnique, les marnes sont dites évolutives. Elles présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau ; elles deviennent gonflantes et non durables, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de génie civil et infrastructures. Néanmoins, cette dernière demeure assez faible pour céder aux manipulations de mise en œuvre (*K. Mehidi, 1997*).

I.4.1 La marne se développe suivant deux processus

a- Par l'action mécanique (écrasement, attribution)

Cela se produit durant l'exécution des travaux, sous l'effet des engins de chantier ou alors au sien d'un remblai, sous l'effet de charges statiques ou dynamiques.

b- Par modification interne

Les liaisons sont détruites au sien du matériau par dissolution du ciment ou par des phénomènes physico-chimiques.

L'évolution des marnes peut causer une modification des caractéristiques géotechniques du sol pouvant ne pas correspondre aux conditions dans les quelles, elle est réutilisée (sensible à l'eau, compactage, propriétés mécaniques que requière la stabilité des remblais.....).

En outre, la destruction progressive de la structure naturelle des blocs présents dans les remblais peut engendrer un réarrangement du matériau et par conséquent des tassements. Ces derniers résultent du remplissage des vides entre bloc ou alors du fait que la densité du matériau produite par la destruction des blocs est supérieure à celle des blocs eux même.

I.5.1. Formation des marnes

Les marnes contiennent des argiles provenant soit de l'altération des massifs émergés, ce sont des argiles héritées soit de la reprise des sols ou se mêlant les argiles héritées et les argiles néoformées. Acheminées par un réseau hydrographique, les niveaux argileux se déposent dans le bassin de sédimentation. Les marnes auront une origine détritique ou l'héritage domine ou alors une origine chimique ou les minéraux argileux s'étaient, dans le cas, à partir d'ions en solution dans l'eau.

Pendant et après le dépôt, les phénomènes de diagenèse interviennent, aboutissant ainsi à la formation du matériau dit « marne ».

I.5.2. Classement des marnes en Algérie

Le tableau N°1.I : Montre les différents types des marnes qui existent sur la paye d'Algérie par rapport à les caractéristiques minéralogiques, granulométriques et comportement des types de marnes:

Tableau 1.I : Représente le classement en Algérie

Ordre	Types de marnes	Minéraux argileux dominants	Texture	Sensibilité à la battance	Sensibilité à la Fissuration
1	Vert-clair grises	Interstratifiés (30 à 85%)	Limono-argileuse Limono-argileuse	Limitée Limitée	Moyenne à excellente Excellente
2	Vert-clair armées	Interstratifiés (30 à 85%)	Limono-argileuse	Limitée	Moyenne à excellente
3	Brunes épaisses	Interstratifiés (45 à 85%)	Argilo-limoneuse	limitée	Moyenne
4	Bleues compactes brunes armées	Illite (35%) Interstratifiés (25%) Interstratifiés (45 à 85%)	Argileuse Argilo-limoneuse	Faible Limitée	Excellente Moyenne

I.5.3. Identification visuelle : Il existe deux sortes de marne qui sont les suivants :

a. Les marnes saines

Elles se présentent sous forme de massifs de couleur grisâtre. Elles sont compactes et n'ont pas subi un quelconque chargement concernant leurs caractéristiques physiques et mécaniques.



Figure 14.I : D'une couleur grisâtre - M'douha

b. Les marnes altérées

Leur couleur est jaune. Elles ont subi une modification de leurs caractéristiques physiques et chimiques causant par conséquent une dégradation des propriétés mécaniques.



Figure 15.1 : D'une couleur jeune- La Lieude Hérault

I.5.4. Genèse des marnes

Dans les étapes proprement chimiques du cycle sédimentaire, les néoformations dominent (carbonates, silex, phosphate). Au cours du dépôt, et après celui-ci, interviennent les phénomènes de diagénèse (somme de processus de formation des roches à partir des boues).

a. Diagénèse des carbonates

D'après l'étude de la sédimentologie des carbonates, on a distingué deux types de phénomène diagénétique :

- Ceux qui affectent la composition minéralogique et chimique (remplacement, recristallisation, dissolution, cimentation, formation de nodules).
- Ceux qui altèrent la structure (fracturation, déformation, plastique, tassement par dessiccation).

b. Diagénèse des minéraux argileux

Les transformations diagénétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage.

L'ensemble des phénomènes diagénétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité des phénomènes qui se sont produits.

I.5.5. Les dégradations qui peuvent engendrer par sols marneux

Le problème principal est le *gonflement/retrait* qui cause des fissures apparaissant clairement sur les constructions et sur les routes. Ces fissures occasionnent des ouvertures dans les fenêtres et les portes et elles se propagent dans la maçonnerie et la structure de l'ouvrage.

Les ouvrages sont sujets au gonflement principalement dans la structure et la maçonnerie du bâtiment. Parmi ces derniers, Les maisons individuelles, construites sans mesures de précaution de construction sur ce type de sol, sont sujettes à des dégradations et des fissures au niveau des poteaux, des murs de remplissage et des fondations (radier, semelle superficielle, ou filante et les pieux). Voir figure N° 16.I : (Derriche Z et al.2002), Figure N°18.I (Freeah 2006).

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (terrassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement. Voir figure N°17.I (Derriche Z et al.2002).

Ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al. ,1987) voir figure N° (19.I et 20.I) (Freeah 2006 et Mouroux et al, 1988). Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols fins gonflants aux U.S.A (1976) ont été chiffrés à environ 2.25 milliards de dollars.

* Cas des bâtiments



Figure 16.I : Fissure sur les murs et Fissures diagonales (Derriche Z et al.2002)

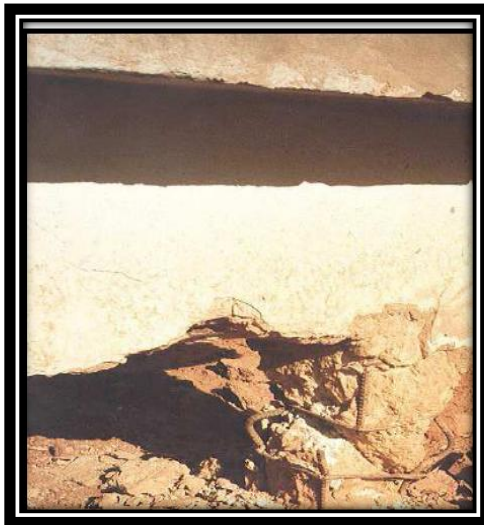


Figure 17.I : Cisaillement au niveau des nœuds (Derriche Zet al.2002).

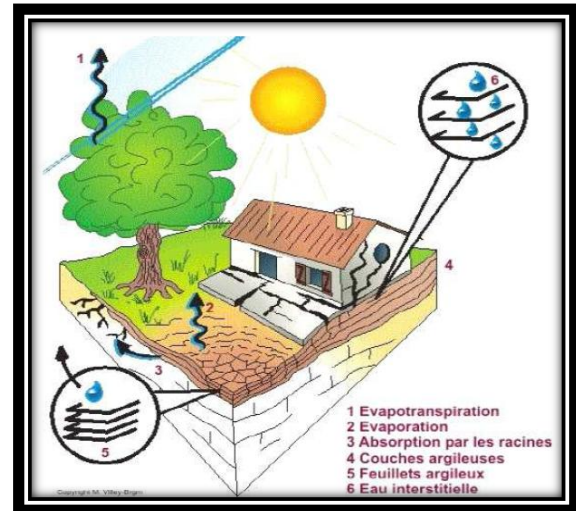


Figure 18.I : Risque à prendre en compte lors de la construction (Freeah 2006).

Les figures N° (19.I et 20.I) illustrent les différents types de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait. (Freeah 2006 et Mouroux et al, 1988).

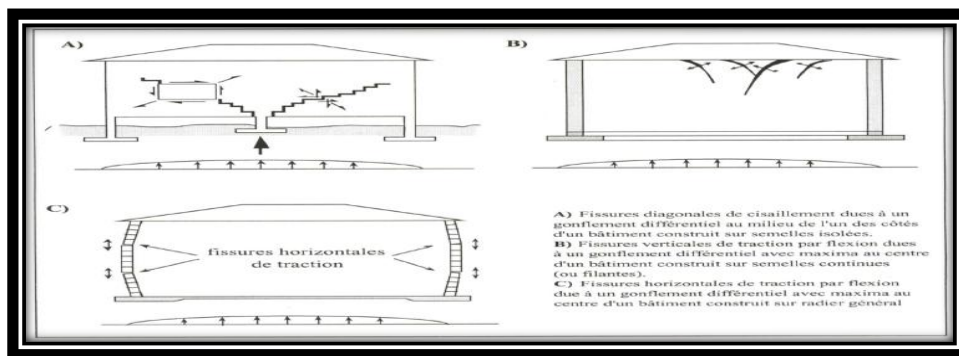


Figure 19.I : Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1988).

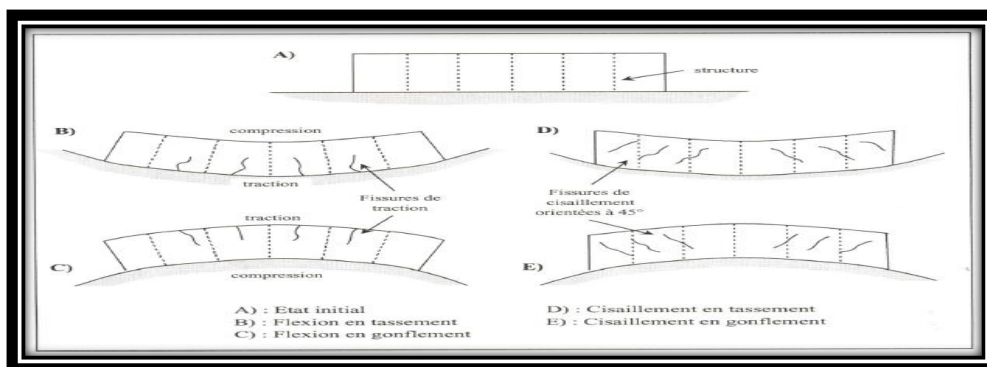


Figure 20.I : Formes de Dégâts Sur des Bâtiments Reposant sur des terrains gonflants

***Cas des chaussées**

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée.

Ce phénomène est causé par des variations de teneur en eau du sous sol. D'après (**Jennings 1962**), il peut être attribué au climat et à la surcharge. D'autres auteurs signalent que sur les routes d'importance moyenne, il ya apparition de divers type de fissures. Les désordres subits par la chaussée se résument (**Freeah 2006**) (figures 21, 22).



Figure 21.1 : Dégradation des routes (**Freeah 2006**).



Figure 22.1 : Dégradation de Chaussées (**Jennings .1962**).

Le bassin versant marneux de la région des Terres noires est responsable de plus de 40% des apports de sédiments fins (**Brochot 1993**), la **figure (N°23.1)** montre que les matériaux solides transportés par les rivières (la taille des matériaux sont des fines transportées par les cours d'eau), et la fragilité des matériaux (la marne noire) lorsque il ya un contact avec une quantité importante d'eau qui a subie un écoulement entre 700 et 800 g/l. ces observations ont été constatées en **1993 par (Antoine et al)**.

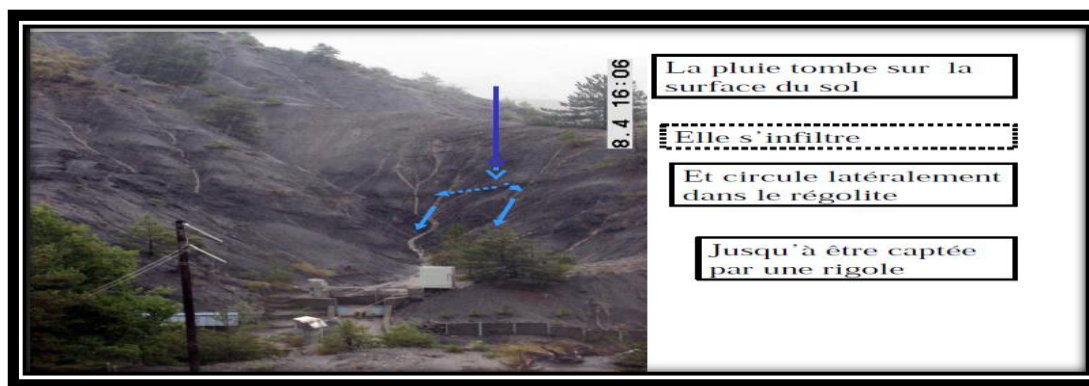


Figure 23.1 : La marne noire –Draix (Brochot 1993)



Figure 23.1 : Un écoulement marneux-Draix de 700 à 800 g/l

(Antoine et al. 13 août 1993)

I.5.6. L'altération des marnes

L'altération des marnes se traduit essentiellement par une dégradation de la structure de la roche en surface sous l'effet de divers mécanismes (Buffalo 1989 et Gallart 1989).

La couverture, le drainage, la morphologie, la stratification par rapport au pendage, le climat, agissent simultanément sur l'altération des marnes.

Cependant, le facteur le plus affluant est le drainage des nappes. On citera, parmi les paramètres d'altération :

- La détérioration des propriétés mécaniques,
- La diminution du poids volumiques sec,
- La modification des caractéristiques chimiques,
- L'apparition des fissures,
- L'évolution de la marne (matériaux argileux),
- Le chargement de couleur de l'état naturel,
- L'augmentation de la teneur en eau de saturation.

Le processus d'altération s'effectue suivant les deux catégories complémentaires ci-après :

a. L'altération physique et mécanique

L'altération physique provoquée par la dessiccation et l'humidification a pour conséquence l'apparition de fissures pour laquelle la tension superficielle est rigoureusement exigible. De plus, elle détruit les liaisons entre les agrégats près de la surface est montrée sur la **figure N°24.I**.

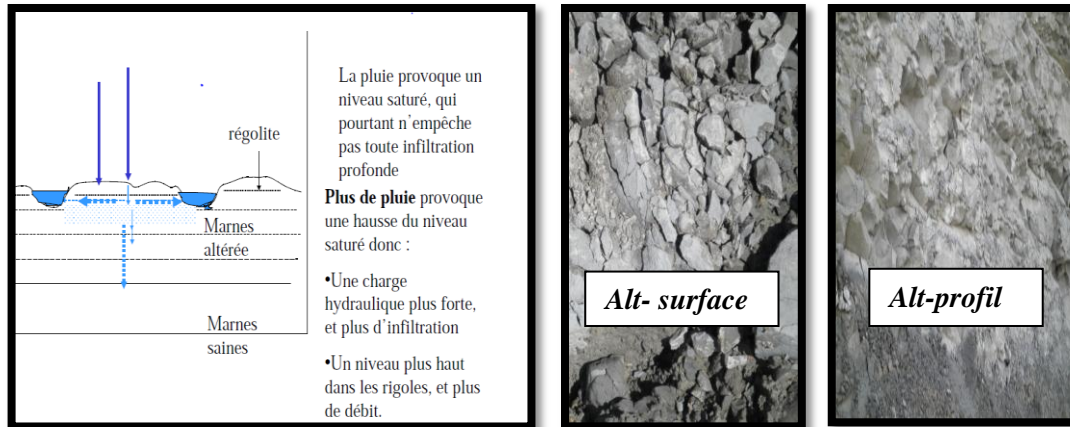


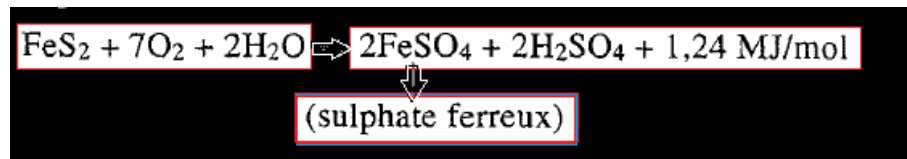
Figure 24.I : Altération de la surface et le profil de M'douha

b. L'altération chimique

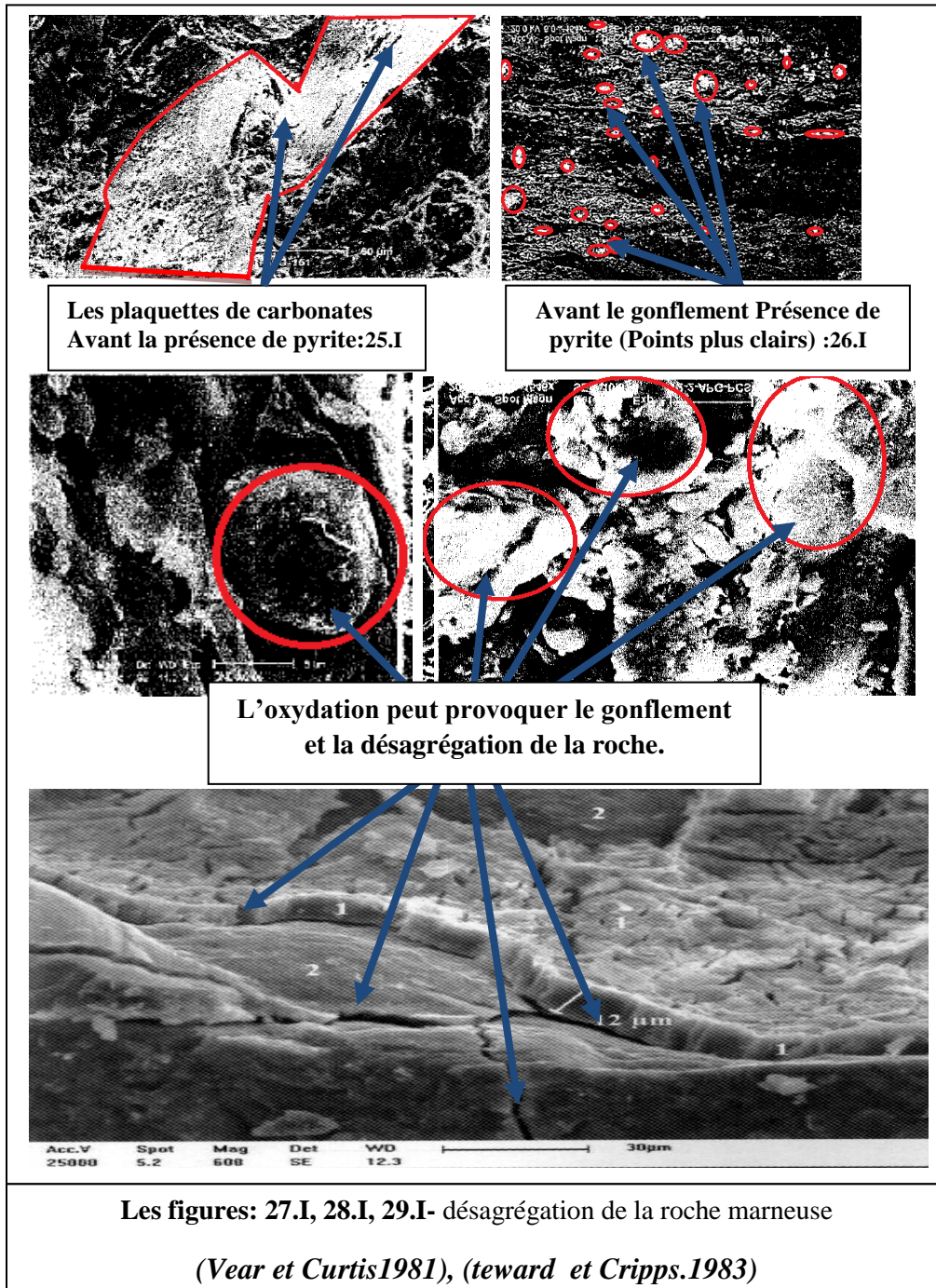
L'écoulement de l'eau et l'oxydation entraînent une transformation des divers minéraux. (C. Le Bouteiller, 2011).

La présence de pyrite: Les pyrites sont des minéraux qui sont souvent rencontrés dans les roches sédimentaires, mais en général comme minéral accessoire. L'oxydation de la pyrite est alors donnée comme une cause de l'altération de ces roches par plusieurs auteurs (Harper et al. 1979; Steward et Cripps- 1983; Taylor- 1988; Chigira- 1990; Coulthard et Bell- 1993 ; Rakontondratsima et al. 1993).

L'oxydation de la pyrite conduit à la formation d'acide sulfurique, qui peut déstabiliser les minéraux argileux comme le chlorite ou l'illite (Steward et Cripps, 1983), ou réagir avec la calcite et donner naissance au gypse, par exemple (Taylor, 1988 ; Harper et al, 1979). Le processus d'oxydation de la pyrite est complexe et présente plusieurs étapes de réactions (Taylor, 1988) :



Etape 1



I.5.6.1. Les profils d'altération

Les profils d'altération effectués sur les parois d'incisions permettent de distinguer deux variantes selon le type de marnes:

a. Marnes vert-clair

On note de la base au sommet:

1. La roche-mère constituée de marnes vert-clair de l'Oligocène.
2. Horizon désagrégé (10 à 15 cm): constitué de marnes altérées *1* et *2* sont séparés par un plan de rupture.

3. Une croûte de battance (1 à 1.5 cm): la granulométrie argilo-limoneuse y affectées de micro glissements gravitaires de la couche altérée est sensible selon (*Finlayson et al. 1987*).

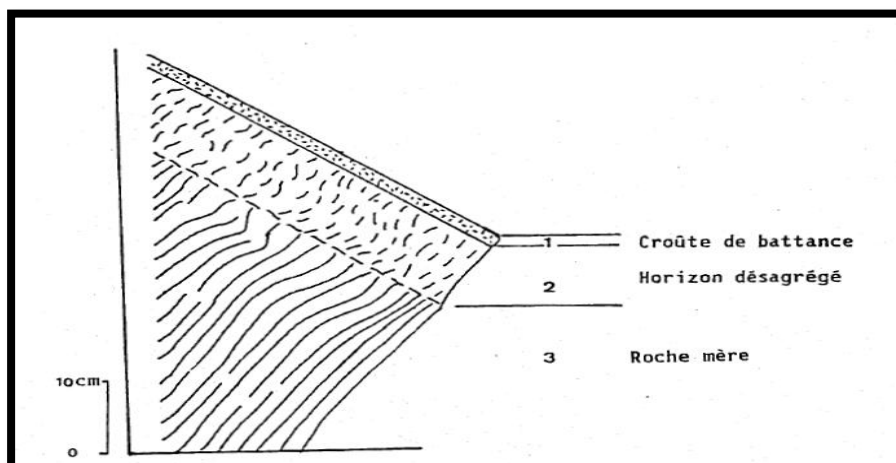


Figure 30.1 : Profil d'altération schématiquement des marnes vert-clair (*Finlayson et al. 1987*)

b. Marnes bleues compactes

La désagrégation de la roche en surface est facilitée par l'ouverture de fractures à la surface. Les marnes sont débitées en parallélépipèdes sur une épaisseur de 10 à 15 cm. De ce fait d'importants éboulements se produisent durant la période sèche. Des profils d'altération comparables ont été décrits dans les marnes miocènes de la région de *Dehesas de Ghadix* en *Espagne* et dans les marnes noires du Callovien inférieur et moyen en France. Selon (*Buffalo 1989*).

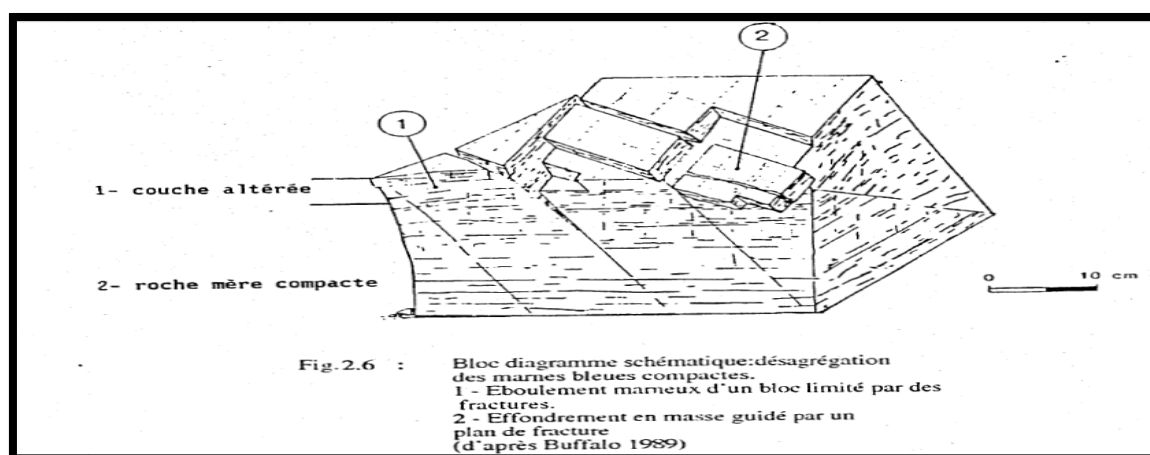


Figure 31.1 : Altération la roche mère en surface (*Buffalo. 1989*)

*Gel et dégel

Dans le cas de roches à sédiments, il y a d'une part toujours de l'eau présente dans le matériau. En effet, les marnes, du fait de leur structure en feuillet et de leur affinité électrostatique avec les molécules d'eau, sont très difficilement dé-saturées. D'autre part, la marne est un matériau à rupture fragile plutôt que ductile, sa résistance à la rupture en traction de la marne est de **2MPa**. Par contre **10MPa** pour le calcaire ou **28 MPa** pour le quartzite (*d'après Ahrens, 1995*). La marne est donc a priori particulièrement sensible au phénomène de gélifraction.

*Humectation et dessiccation

L'humectation d'un échantillon de marnes desséché, provoque l'emprisonnement des bulles d'air dans les clivages ouverts. L'eau est attirée dans les fentes capillaires par une force de succion, cette force se traduit par une pression sur les bulles d'air. La pression hydrostatique développée agit sur les parois, ce qui produit une contrainte de traction qui tend à prolonger la fissure par écartement des lèvres. La succession d'une série de cycles peut détacher totalement les feuillets d'argile. La composition minéralogique et granulométrique influence l'efficacité de la désagrégation à la suite des cycles humectation - dessiccation.



Figure 32.I : Dessiccation (M'douha)



Figure 33.I : Humectation (M'douha)

I.6. Caractéristiques physiques des sols**I.6.1. Poids volumique, teneur en eau, indice des vides, saturation, porosité**

Les valeurs suivantes sont obtenues en laboratoire à partir d'essais très simples tels que pesée et passage à l'étuve.

Tableau 2.I : Ce tableau permet de retrouver les relations

γ_h	[kN/m ³]	le poids volumique du sol humide dans l'état où il se trouve ;
γ_d	[kN/m ³]	le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre) ;
γ_w	[kN/m ³]	le poids volumique de l'eau, égal à 9,81 kN/m ³ ;
γ_s	[kN/m ³]	le poids volumique des grains solides (en général compris dans la fourchette 26 à 28 kN/m ³) ;
W	[%]	la teneur en eau : rapport du poids d'eau au poids de sol sec ;
W_{sat}	[%]	la teneur en eau à saturation : l'eau garnit tous les vides ;
e		l'indice des vides, rapport du volume des vides (air + eau) au volume des grains ;
n		la porosité, rapport du volume des vides au volume total ;
S_r	[%]	le taux de saturation, rapport du volume d'eau au volume des vides ;
γ_{sat}	[kN/m ³]	le poids volumique du sol saturé ;
γ'	[kN/m ³]	le poids volumique immergé : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$.

*(En considérant que le poids de l'air est nul).

I.6.2. Les relations entre les paramètres physiques

<p>[1] $n = \frac{V_v}{V} *$</p> <p>[2] $n = \frac{e}{1+e}$</p> <p>[3] $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$</p> <p>[4] $n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$</p>	<p>[5] $e = \frac{V_v}{V_s} *$</p> <p>[6] $e = \frac{n}{1-n}$</p> <p>[7] $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$</p> <p>[8] $e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$</p>	<p>[9] $w = \frac{W_w}{W_s} *$</p> <p>[10] $w = e \cdot S_r \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$</p> <p>[11] $w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$</p> <p>[12] $w = S_r \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$</p>
<p>[13] $S_r = \frac{V_w}{V_v} *$</p>	<p>[14] $S_r = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$</p>	<p>[15] $S_r = \frac{w}{w_{sat}} (\gamma_d \text{ constant})$</p>
<p>[16] $\gamma = (1+w) \cdot \gamma_d$</p> <p>[19] $\gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$</p>	<p>[17] $\gamma = \gamma_d + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$</p> <p>[20] $\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{1+e}$</p>	<p>[18] $\gamma = (1-n) \cdot \gamma_s + n \cdot S_r \cdot \gamma_w$</p>
<p>[21] $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$</p>	<p>[22] $\gamma_d = (1-n) \cdot \gamma_s$</p>	<p>[23] $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w *$</p>
<p>[24] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$</p>	<p>[25] $\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1-n)$</p>	<p>[26] $\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$</p>

D'autre part, c'est un matériau triphasique formé de grains solides, d'eau et d'air. Nous verrons que les phases non solides jouent un rôle fondamental.

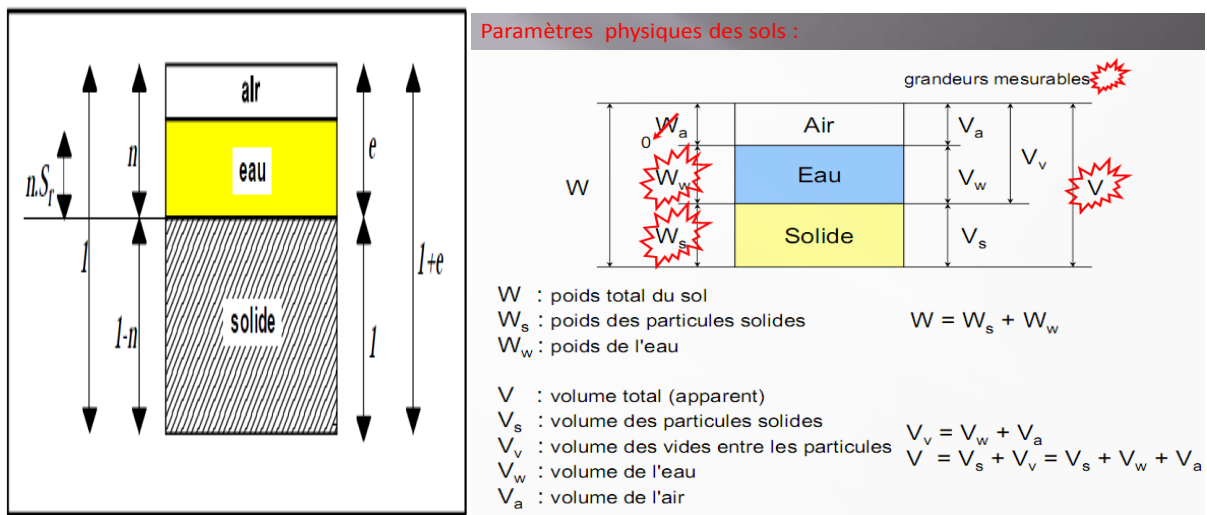


Figure 34.I : Schéma simplifié des trois phases du sol

I.6.3. granulométrie

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à D . On l'obtient par tamisage pour les grains de dimension supérieure à 80 mm et

par sédimentométrie pour les grains de dimension inférieure à 80 mm. En densimétrie, D est le diamètre d'une sphère de même poids que le grain mentionné sur les figures suivantes (35, 36).

En tamisage c'est la maille du tamis. Soit D_x la dimension de grain correspondant à x % en poids de tamisât (ce qui passe au travers du tamis). On appelle coefficient d'uniformité (ou de HAZEN) le rapport D_{60}/D_{10} . Un sol tel que $D_{60}/D_{10} < 3$ est dit à granulométrie uniforme ; un sol tel que $D_{60}/D_{10} > 3$ est dit à granulométrie étalée.

La courbe de la figure 2 ci-après : $D_{60} = 0,5$ mm et $D_{10} = 4$ mm, donne $D_{60}/D_{10} = 125$.

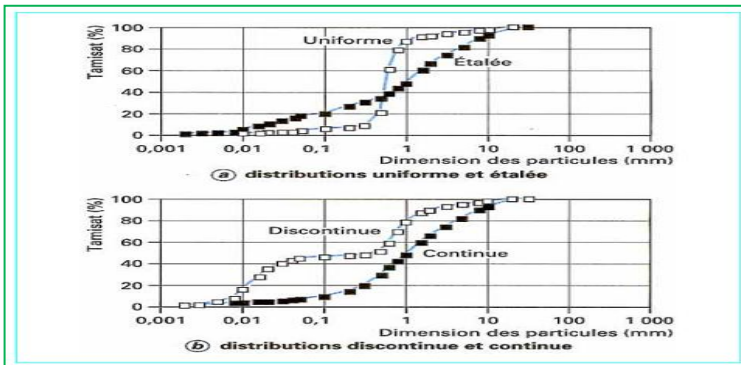


Figure 36.I : Analyse granulométrique sédimentométrique



Figure 35.I : Analyse granulométrique par tamisage – N P 18-560

I.7. Propriétés colloïdales des sols fins

On appelle sol fin un sol comportant au moins 50 % (en poids) des grains de dimension inférieure à 80 mm. Le comportement d'un sol fin est très lié à sa teneur en eau, mais aussi à sa structure cristalline et à sa composition minéralogique.

I.7.1. Rôle de l'eau dans le sol

Plus un sol est fin, plus la surface spécifique des grains est grande et plus l'eau, molécule polarisée, a un rôle important en étant à l'origine de forces d'attraction électrique entre les grains. L'eau adsorbée est de l'eau attirée par polarité par les particules d'argiles. Elle constitue une fine pellicule qui entoure le grain, et qui peut être éliminée totalement, seulement par un chauffage très intense (200 à 300°). Cette eau, très visqueuse, joue le rôle de lubrifiant des grains. L'eau libre, qui circule librement entre les grains, et que l'on peut éliminer à l'étuve à 100° environ crée des attractions dues au phénomène de capillarité.

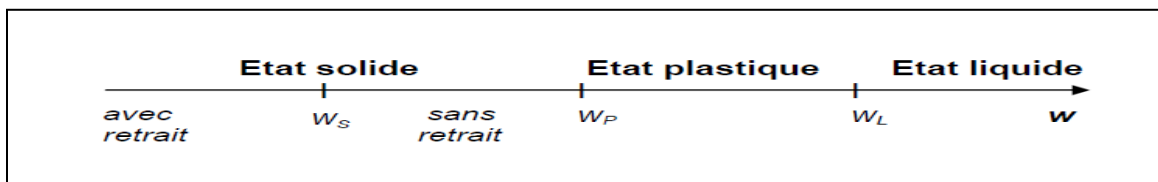
- ❖ En laboratoire, ce rôle de l'eau est couramment appréciée par des essais qui mesurent les teneurs en eau de changement d'état liquide, plastique, solide, aussi appelées **limites d'Atterberg** :
 - w_L = limite de liquidité,
 - w_P = limite de plasticité.
- ❖ On appelle indice de plasticité la valeur : $I_P = w_L - w_P$.

Un essai, moins courant, mesure w_R = limite de retrait qui permet de distinguer l'état solide sans retrait où l'eau capillaire est présente et un état solide avec retrait où l'eau capillaire est en partie éliminée. L'élimination de l'eau capillaire entraîne une diminution de volume (fentes de

retrait). Ce phénomène de retrait, plus ou moins sensible selon les argiles, a une importance fondamentale dans les problèmes d'étanchéité des bassins : un bassin étanché par un sol argileux peut voir son étanchéité compromise par les fentes de retrait s'il est maintenu vide pendant une certaine période, surtout par climat chaud.



Figure 37.I : Limites d'ATTERBERG – NF P 94-051



L'indice de plasticité $I_P = w_L - w_P$ a un intérêt tout à fait fondamental.

Ainsi, pour les chantiers de terrassement, des matériaux pour lesquels $I_P > 30$ sont difficiles à mettre en place et à compacter.

Il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique. Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau 3.I : Degré de plasticité des sols

Tableau 3.I – Degré de plasticité des sols	
Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_P < 5$	Sol non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_P < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_P < 50$	Sol plastique
$50 < I_P$	Sol très plastique

I.7.2. Un autre essai caractérisé les sols fins

La valeur de bleu de méthylène du sol (*VBS*). Il mesure la quantité de méthylène adsorbée sur les grains de sol. La *VBS* s'exprime en grammes de bleu pour *100 grammes* de sol.

Comme l'indice de plasticité, l'essai au bleu est illustré par les différentes composantes sur (la figure 38) pour qualifier le sol au sens de la norme - *NF P 94-068*.



Figure 38.I : Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse (Valeur de bleu de méthylène) - NF P 94-068

I.7.2. Matières organiques

Certains sols, issus de dépôts géologiquement récents, peuvent contenir de la matière organique. On les identifie in situ à leur couleur grise à noire, à la présence de débris végétaux et à leur odeur.

Au laboratoire, la teneur globale en matière organique se mesure sur le résidu passant à **0,4 mm**, préalablement séché à **65°**, que l'on fait réagir à l'eau oxygénée. Un deuxième étuvage permet par différence de connaître le poids et donc la teneur en matière organique.

Au-delà de :

- 2 à 3 % de matière organique: l'utilisation des sols en remblais peut engendrer des problèmes de tassements à long terme.
- Les sols contenant plus de 5 % de matière organique: sont à proscrire.

I.7.3. Compactage des sols

L'essai Proctor permet de tracer la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, pour une énergie de compactage donnée. Cette courbe permet de mettre en évidence un optimum de poids volumique. Pour la construction de remblai de grande masse (barrages, remblais routiers...), on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Normal ; en couches de chaussée on se réfère presque exclusivement à l'essai Proctor Modifié, réalisé avec une énergie supérieure. Cet essai permet de déterminer deux grandeurs fondamentales, en particulier pour le déroulement et le contrôle des chantiers de terrassement :

- w_{OPN} (ou w_{OPM}) teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal (ou Modifié) ;
- gd_{OPN} (ou γ_{dOPM}) poids volumique sec à l'Optimum Proctor Normal(ou Modifié).

Si l'énergie de compactage croît, les courbes deviennent plus pointues. L'eau étant incompressible, ces diverses courbes ont pour enveloppe l'hyperbole :

$$w_{sat} = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$$

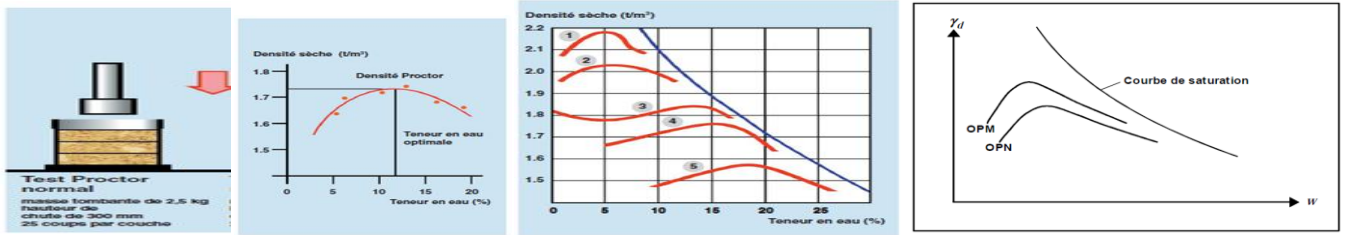


Figure 39.I: Compactage des sols et courbe Proctor

I.8. Classifications des sols

2.8.1. L'abaque triangulaire de Taylor, (montrer sur la figure40) qui utilise seulement la granulométrie, et qui permet de baptiser un sol (argile, limon, sable, limon argilo-sableux.

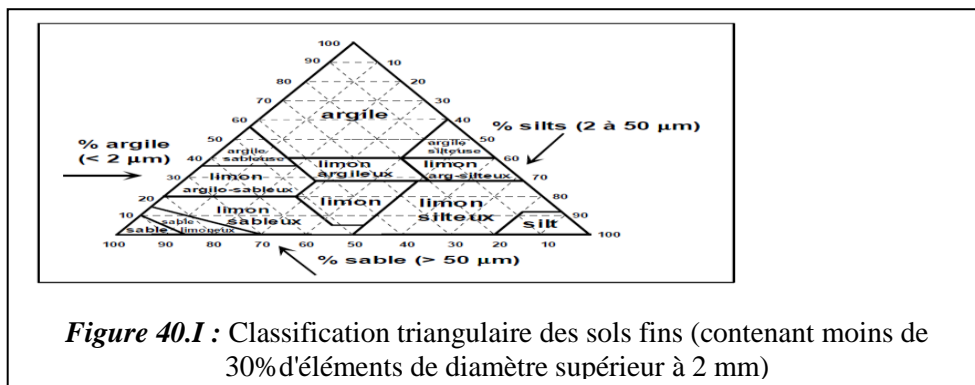


Figure 40.I : Classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm)

I.8.2. Le diagramme de Casagrande qui concerne les seuls sols fins et qui fait intervenir les limites d'Atterberg voir figure N°41.I.

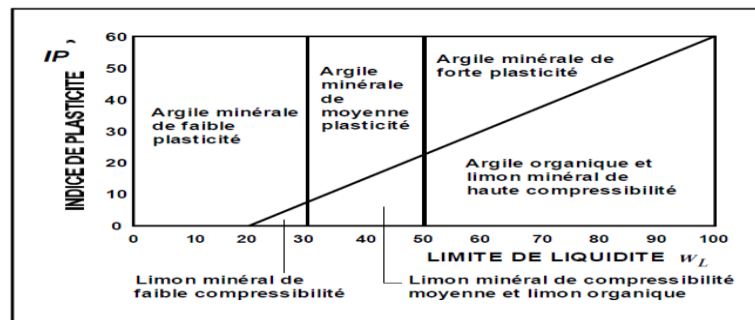


Figure 41.I a : Abaque de plasticité de Casagrand

- la classification normalisée (NF P 11-300) de septembre 1992 qui remplace l'ancienne classification dite RTR (Recommandations pour les Terrassements Routiers) réalisée par le LCPC et le SETRA, très utilisée en géotechnique routière et qui donne des renseignements pratiques sur l'aptitude des sols à être utilisés en remblai. Les sols d'indice faible (par exemple A1) sont les plus sensibles à l'eau.

Tableau 41.1.b : (Tableau simplifié) Classification des sols (NFP 11-300).

Sols FINS A $d_{max} \leq 50$ mm et $d_{35} < 0,08$ mm	$VBS \leq 2,5^*$ ou $IP \leq 12$	A₁ : limons peu plastiques, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...
	$12 < IP \leq 25^*$ ou $2,5 < VBS \leq 6$	A₂ : sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes...
	$25 < IP \leq 40^*$ ou $6 < VBS \leq 8$	A₃ : argiles et argiles mameuses, limons très plastiques...
	$IP > 40^*$ ou $VBS > 8$	A₄ : argiles et argiles mameuses très plastiques
Sols sableux ou graveleux avec fines B $d_{max} \leq 50$ mm et $d_{35} \geq 0,08$ mm	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} < 2$ mm $0,1 \leq VBS \leq 0,2$	B₁ : sables silteux...
	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} < 2$ mm $VBS > 0,2$	B₂ : sables argileux (peu argileux)...
	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} \geq 2$ mm $0,1 \leq VBS \leq 0,2$	B₃ : graves silteuses...
	$d_{12} \geq 0,08$ mm $d_{70} \geq 2$ mm $VBS > 0,2$	B₄ : graves argileuses (peu argileuses)...
	$d_{12} < 0,08$ mm $\leq d_{35}$, $VBS \leq 1,5^*$ ou $IP \leq 12$	B₅ : sables et graves très silteux...
	$d_{12} < 0,08$ mm $\leq d_{35}$, $VBS > 1,5^*$ ou $IP > 12$	B₆ : sables et graves argileux à très argileux.
Sols comportant des fines et des gros éléments C $d_{max} > 50$ mm	$d_{12} < 0,08$ mm ou $d_{12} > 0,08$ mm et $VBS > 0,1$	C : Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières.
Sols insensibles à l'eau D $VBS \leq 0,1$ $d_{12} \geq 0,08$ mm	$d_{max} \leq 50$ mm $d_{70} < 2$ mm	D₁ : sables alluvionnaires propres, sables de dune...
	$d_{max} \leq 50$ mm $d_{70} \geq 2$ mm	D₂ : graves alluvionnaires propres, sables...
	$d_{max} > 50$ mm	D₃ : graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires...

* paramètre dont le choix est à privilégier.

I.9 : Caractéristiques mécaniques des sols

Les caractéristiques mécaniques des sols peuvent être séparées en deux catégories : on parle des caractéristiques mécaniques de compressibilité des sols d'une part, et des caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement des sols d'autre part.

L'approximation de **Terzaghi** consiste à considérer que le sol est composé de deux milieux couplés, l'ossature granulaire et l'eau interstitielle.

- Dans un **sol saturé**, les contraintes totales se répartissent entre le squelette solide (contraintes effectives) et l'eau (pression interstitielle isotrope u). D'où la relation très importante de **Terzaghi** telle que :

$$\checkmark \quad \sigma = \sigma' + u ;$$

$$\checkmark \quad \tau = \tau'.$$

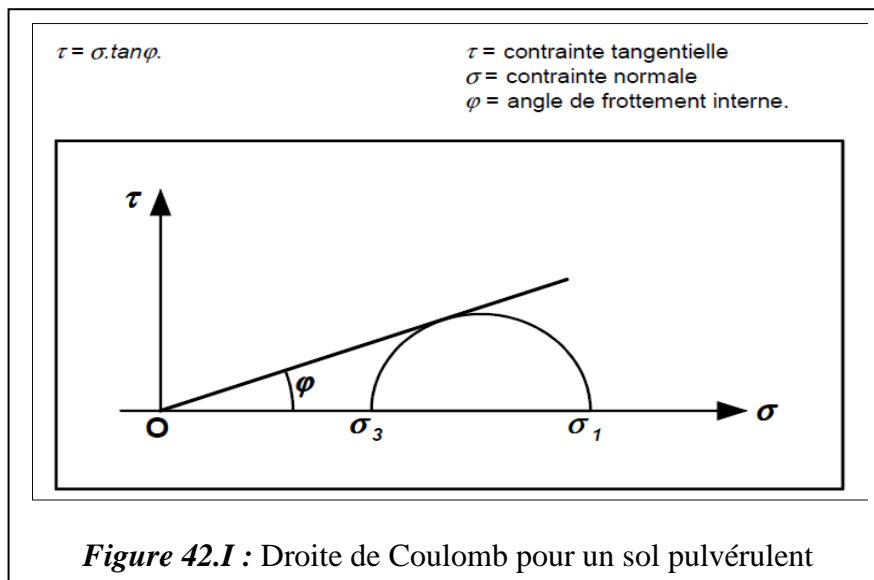
- Dans un sol **non saturé**, la phase liquide n'est plus continue. Donc, si l'on néglige les contraintes de capillarité, u est partout nul :

$$\checkmark \quad \sigma = \sigma' ;$$

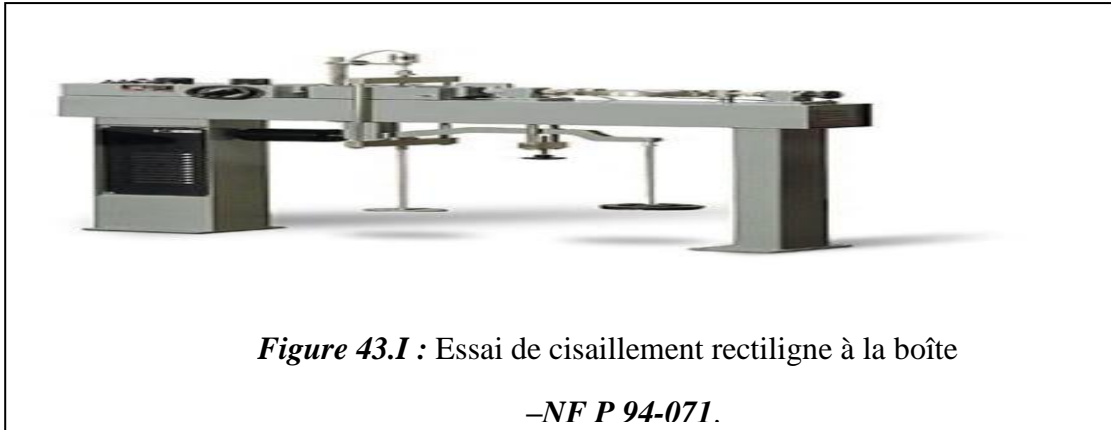
$$\checkmark \quad \tau = \tau'.$$

I.9.1. Sols pulvérulents (sables et graviers)

Ces sols étant perméables, il est habituellement considéré qu'il ne s'y développe pas de pression interstitielle. Il est constaté par l'expérience que la courbe intrinsèque dans le plan de **Mohr** peut être correctement assimilée à une droite passant par l'origine. L'angle ϕ qu'elle forme avec l'axe σ .

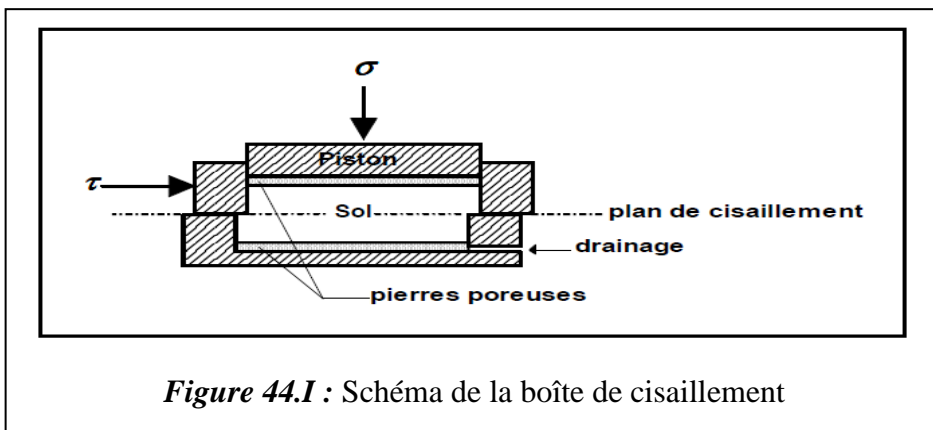


Pour déterminer l'angle ϕ , on peut utiliser en laboratoire l'essai de cisaillement, ou **essai à la boîte de Casagrande**. Il consiste à appliquer une contrainte normale à un échantillon de sol maintenu en conditions drainées, puis à le soumettre à un cisaillement horizontal jusqu'à la rupture.

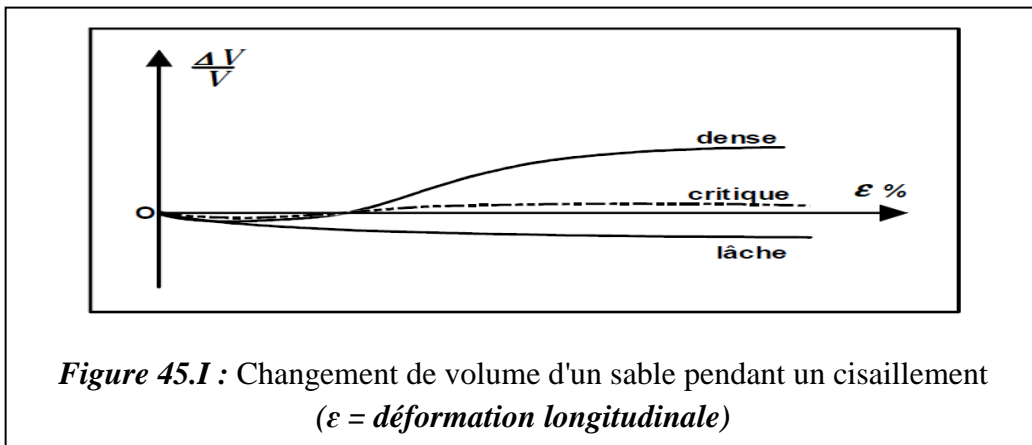


La courbe intrinsèque s'obtient directement en reportant les couples (σ, τ) où σ est la contrainte normale appliquée pendant une rupture et τ la contrainte de cisaillement mesurée pour la rupture.

Cet essai s'interprète en considérant que la **courbe intrinsèque** est une droite (droite de **Coulomb**), l'angle qu'elle fait avec l'axe des σ étant l'angle de frottement interne ϕ . Cet essai simple est de moins en moins utilisé pour les sols fins.



Au cours d'un chargement, pour un sable dense, il y a **dilatance**. Un sable lâche, au contraire, se contracte lors du cisaillement. La densité critique est la densité initiale telle que la déformation volumique de l'échantillon [$\Delta V / V$] reste nulle pendant tout le cisaillement.



I.9.2. Sols fins (sol cohérent)

Un sol fin normalement consolidé se trouve généralement dans un état de densité inférieure à la densité critique. D'où une tendance pendant le cisaillement à la diminution de volume, ce qui entraîne l'augmentation des pressions interstitielles.

Pour déterminer les paramètres de la courbe intrinsèque d'un sol fin, l'essai de laboratoire le plus courant est l'essai triaxial.

Trois types d'essais triaxiaux sont couramment pratiqués

- Dans l'essai consolidé, drainé (CD), les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol).

Donc à tout instant $u = 0$. Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite.

- Dans l'essai consolidé, non drainé avec mesure de u (CU), l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé.
- Dans l'essai non consolidé non drainé (UU), les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer u_c , cohésion non drainée. L'angle de frottement interne est généralement supposé nul.

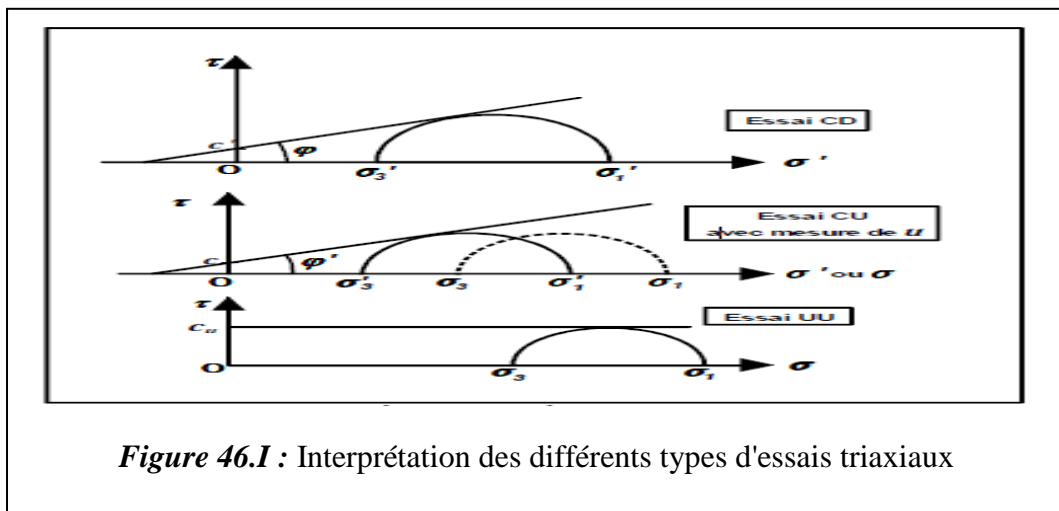
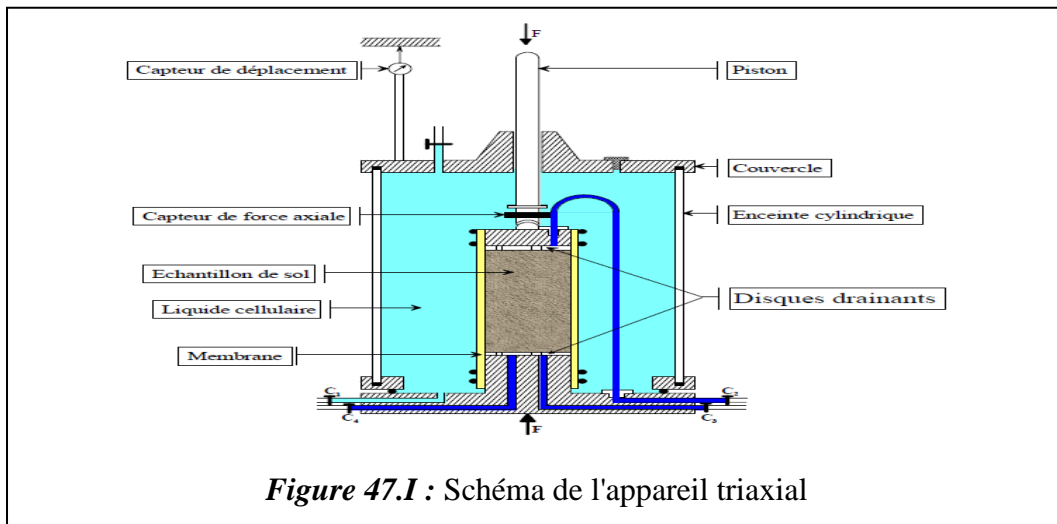


Figure 46.1 : Interprétation des différents types d'essais triaxiaux

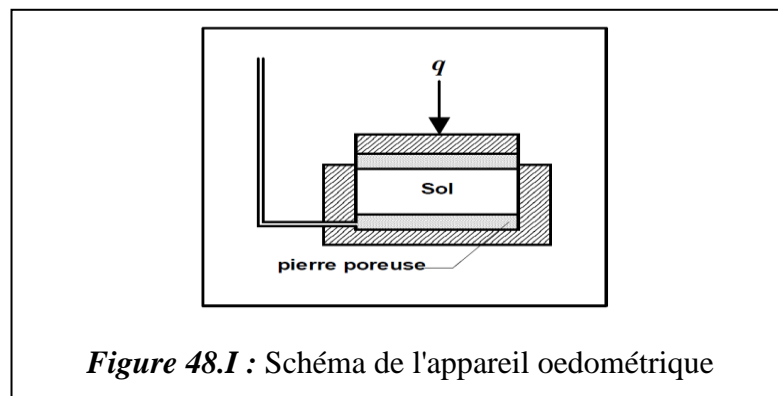


L'essai triaxial est le plus classique, mais il existe d'autres essais :

1. compression isotrope (triaxial) ;
2. essai oedométrique ;
3. compression simple ;
4. essai de cisaillement alterné à la boîte ;
5. essai au scissomètre de laboratoire.

***Tassement et consolidation**

I.9.2.1. Le tassement est la déformation verticale d'un sol soumis à des charges extérieures (fondation, remblais, digues,...). Selon (**NF P 94 – 090 essai eodmètre**), la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est-à-dire au fait qu'ils peuvent diminuer de volume.



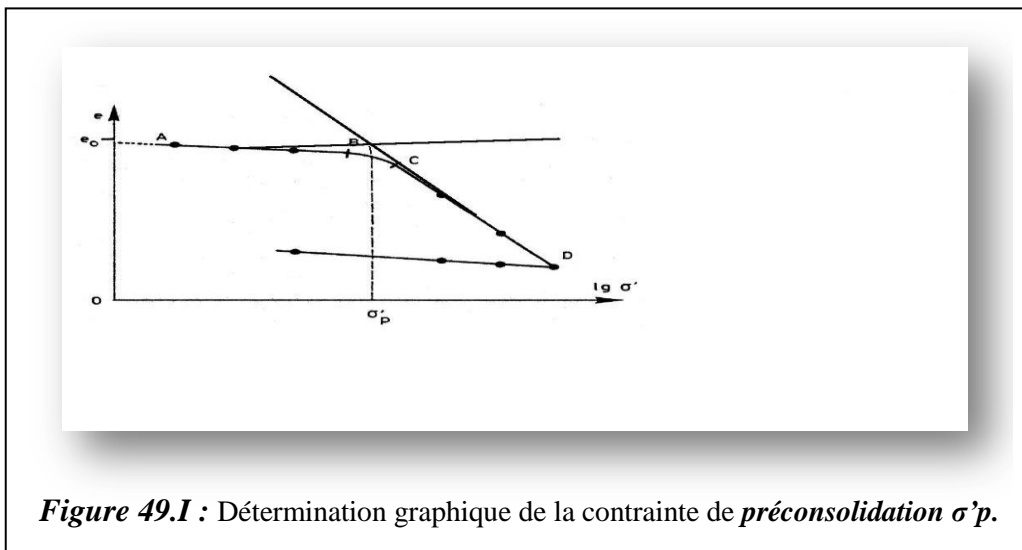
Au-delà de ce stade, le tassement du sol se manifeste toujours, et est dû à un réarrangement des grains sans évacuation de l'eau interstitielle, et à des déformations plastiques des couches d'eau adsorbées entourant les grains argileux sous des contraintes effectives constantes dans le temps. Un tel phénomène est appelé fluage, et la consolidation dans cette étape est dite

consolidation secondaire ou fluage. Ce tassement évolue très lentement et est prépondérant ans les sols pratiquement imperméables comme la vase et la tourbe.

- **compressibilité** est le phénomène de diminution de volume. Cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs. (d'après Magnan, 1991)

La compressibilité d'un sol peut résulter de trois phénomènes

- La compression du squelette solide,
- La compression de l'eau et de l'air qui remplissent les vides,
- L'évacuation de l'eau contenue dans les vides.



I.9.2.2. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité

Soit σ'_p la pression de préconsolidation, trois cas sont possibles, selon la valeur de σ_0 la contrainte effective verticale appliquée à un sol situé à la profondeur z .

1) Sol surconsolidé $\sigma'_p > \sigma_0$ (noté : **O.C**)

Un sol est dit surconsolidé s'il a subi au cours de son historique une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres.

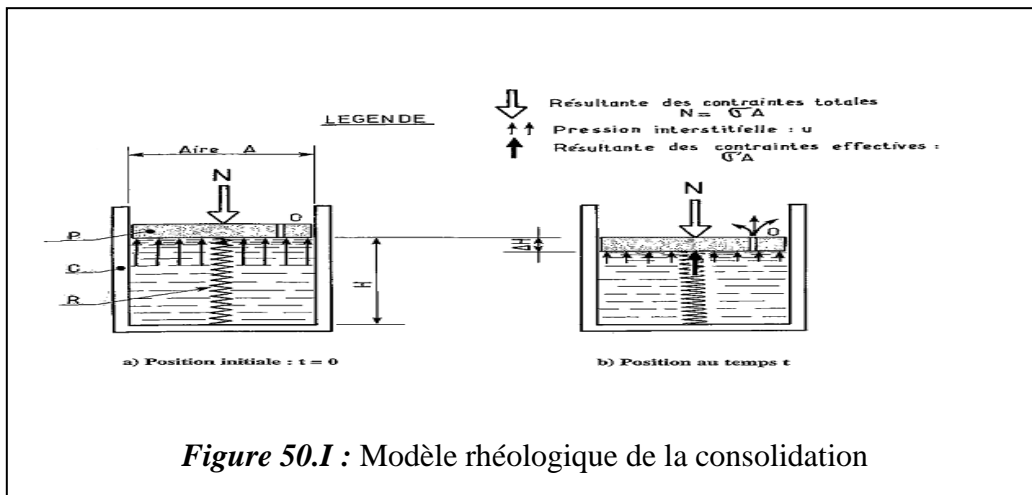
2) sol normalement consolidé $\sigma'_p = \sigma_0$ (noté : **N.C**)

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieures à celles de l'actuelle.

3) Sol sous consolidé $\sigma'_p < \sigma_0$ (noté : **U.C**)

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur poids propre, il s'agit de récents remblais mal ou non compactés ou bien d'une vase.

I.9.2.3. La consolidation



La consolidation primaire et secondaire

Le phénomène du tassement est loin d'être instantané, il peut durer des années si la couche compressible est épaisse et sa perméabilité est faible. L'expérience oedométrique a permis de voir que la perméabilité du matériau jouait un grand rôle, en effet le tassement n'est pas possible dans un matériau saturé que si l'eau peut être expulsée.

I.10. Conclusion

Des généralités ont été exposées dans ce chapitre, sur les sols fins et les sols grenus tout en présentant leur comportement sous différentes sollicitations.

Le sol comme matériau hétérogène, présente lors de son étude un comportement complexe, cette complexité s'accroît d'avantage dans le cas savoir les comportements mécaniques et physiques de sol. Notre but est d'étudier expérimentalement le matériau marne de notre région (Grande Kabylie). L'identification de ces matériaux fera l'objet du chapitre suivant.

II. Introduction

Tout projet de construction, que ce soit une route, un pont ou un bâtiment doit être étudié avec des données complètes, ce qui suppose une bonne reconnaissance du sol donc la géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols en vue de leur application en construction civile. C'est une science empirique basée sur les données recueillies lors des essais en laboratoire.

En général, le simple examen visuel permet de donner un nom au matériau étudié « la marne ».



Figure 1.II : La zone de prélèvement

II.1. Origine du matériau utilisé

Le matériau étudié dans ce travail est un matériau local souvent rencontré dans la région de la **Grande Kabylie**. La marne est prélevée d'un site au «*cimetière M'douha* » à côté de la rue *Malouli Ahmed*. La marne est prélevée à une profondeur entre *10m* et *15m*.

II.1.1. Localisation géographique des marnes de la région de Tizi-Ouzou

D'après le géologue français **DANIEL RAYNOND** (chercheur C.N.R.S), la marne est répartie sous tout le nord-est de Tizi-Ouzou. En effet, en carte géographique de la région de la grande Kabylie localise le gisement dans toute la vallée qui contourne le **Djebel Sidi-Balloua** et **Aissa-Mimoun**. L'étendue va de **Timizart** à **Mekla** nord, de **Freha** à **Aghribe** vers le nord-est puis de **Boudjima** à **Makouda** vers le nord en tirant jusqu'à **Oulad-Ouaret** par le nord-est et est limitée à l'Ouest par l'Oued **Sebaou**. Elle est par ailleurs sise à l'ouest à Drâa **Ben Khedda** et **Boukhalfa**. La superficie des cites marneux est évaluée à 470 Km^2 .

Puis nous avons fait étude pour connaître les différents essais d'identification au laboratoire de la **faculté de Mouloud Mammeri de TIZI OUZOU** minéraux constituant nos matériaux et

faciliter et ainsi explication de leurs comportements. Nous avons aussi procédé aux essais de détermination des caractéristiques physiques et mécaniques et d'identification géotechnique.

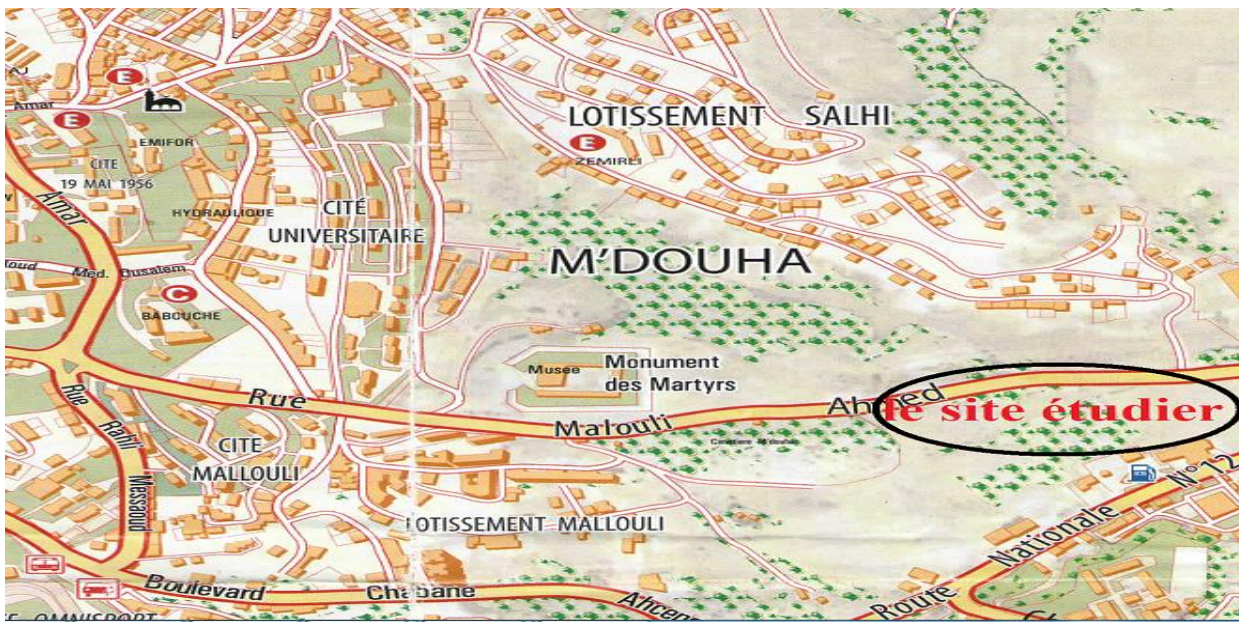


Figure 2.II : La carte géographique de M'douha



Figure 3.II: Le site sur Google Earth

II.3. Identifications des matériaux

Après concassage manuel des blocs marneux, des échantillons ont été soumis au séchage dans une étuve à la température 105°C pendant 24 heures. Par la suite, une étude d'identification a été réalisée au laboratoire. Cette étude comporte les différents essais suivants :



Les essais d'identification au laboratoire de la faculté de *Mouloud Mammeri de TIZI OUZOU* Avant de procéder aux essais mécaniques, nous avons réalisé une série d'essais permettant l'identification des matériaux à étudier :

- Granulométrie,
- Teneur en eau,
- Limites d'Atterberg,
- Masse volumique,
- Indice des vides et le degré de saturation,
- Essai de Proctor,
- Essai de C.B.R.

II.3.1. Analyse granulométrique

❖ Analyse granulométrie par sédimentation

L'analyse granulométrique de la marne pour les particules inférieure ou égale à **80 mm** se fait par la sédimentation.

La sédimentation c'est un essai complète l'analyse granulométrique par tamisage du sol (*norme NFP 94- 056*) ce qui peut être nécessaire à la description et la classification.

La méthode utilise le fait que dans le milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des particules fines est fonction de leur dimension.

▪ But de l'essai

C'est la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules de sols de dimension inférieure à **0.08mm**.

▪ Principe de l'essai de sédimentation

- ✓ Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08mm), et récupérer le tamisât, sécher l'échantillon dans une étuve jusqu' au poids constant, prendre à **70g** de tamisât sec. Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée et solution à **5%** d'*hexamétaphosphate de sodium* ($\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6, 10 \text{H}_2\text{O}$).



Figure 5.II : Appareil Agitateur et Solution.

- ✓ Laisser imbiber pendant au moins **15 heures** à température ambiante;
- ✓ Agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur manuel, retirer l'agitateur manuel et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai),
- ✓ Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre; procéder à la prise des lectures du densimètre et de la température aux temps suivant(en minutes): (**0.5 -1 -2 -5 – 10 -20- 40 – 80 – 240- 1440**)

- ✓ Calculer le pourcentage des tamis et complète la courbe granulométrique.



Figure 6.II : Essai de Sédimentation.

Tableau 1.II : Les résultats essai de sédimentation.

D (mm)	Pourcentage sur tamis 80µm
0,1609	68,52
0,1138	68,52
0,0805	68,52
0,0391	68,05
0,0283	67,93
0,0219	67,33
0,0166	66,15
0,0134	64,96
0,0108	59,86
0,0047	58,67

Les résultats de cet essai sont raccordés avec les résultats de l'essai de la granulométrie dans la courbe granulométrique si dessus.

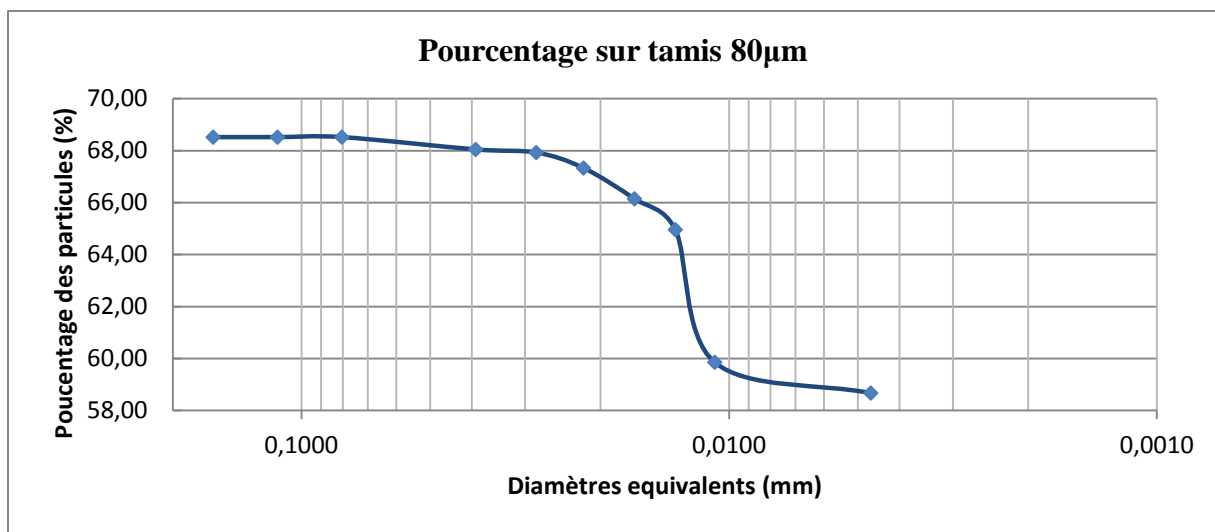


Figure 7.II : Analyse sédimentométrique de la marne.

II.3.2. La teneur en eau

La norme NF P90-050 (octobre 1991) a pour objet la détermination de la teneur en eau pondérale, par la méthode de l'étuvage. La teneur en eau pondérale (W) est rapport de la masse de l'eau interstitielle (m_w) par la masse des grains solides (m_d).

- $w(\%) = \frac{m_w}{m_d} \cdot 100\%$

Avec :

$$\begin{cases} m_w = m_2 - m_3 \\ m_d = m_3 - m_1. \end{cases}$$

Tableau2.II : Les résultats détermination de la teneur en eau

Echantillon N°	1	2	3
Masse totale du sol humide : m_2 (g)	65.7	89.6	138.3
Masse totale du sol sec : m_3 (g)	63.5	86.4	132.4
Masse de tare : m_1 (g)	24.5	23.8	26.9
Masse de l'eau : m_w (g)	2.2	3.2	5.9
Masse du sol sec : m_d (g)	39	62.6	105.5
Teneur en eau (%)	5.64	5.11	5.60
Teneur en eau Moyenne (%)	5.45		

II.3.3. Masses volumiques

La masse volumique humide (ρ_h) sera déterminée par pesée hydrostatique (avec un échantillon paraffiné). Connaissant (ρ_h) et (w) on déduira la masse volumique sèche d'un élément de roche (ρ_h).

Tandis que la masse volumique des grains solides sera déterminée au pycnomètre à eau.

a. Détermination de la masse volumique humide " ρ_h " :

La densité humide est déterminée par pesée hydrostatique (avec échantillon paraffiné) selon la norme NF P94-053(masse volumique des sols fins). Le résultat est résumé dans le tableau suivant :



Figure 8.II : La méthode par hydrostatique

Tableau 3.II : Détermination de la densité humide

	1	2	3
Masse de l'échantillon humide (g)	66.3	68.6	66.3
Masse humide d'échantillon paraffiné à l'air (g)	74.1	77.6	79.6
Masse de l'échantillon paraffiné immergé (g)	32.1	33.4	30.9
Masse de la paraffine (g)	7.8	9	13.3
Volume brut (cm ³)	42	44.2	48.7
Volume de la paraffine (cm ³)	8.67	10	14.78
Volume net (cm ³)	33.33	34.2	33.92
ρ_h (g/ cm ³)	1.99	2.00	1.95
ρ_h moyenne (g/ cm ³)	1.98		

b. Détermination de la masse volumique sèche " ρ_d " :

La masse volumique sèche d'un échantillon de roche est déterminé selon la norme **NF P94-064 (novembre 1993)** par la méthode de pesée hydrostatique. Elle constitue un paramètre utilisé notamment pour déterminer la compacité et la porosité d'une roche.

Elle représente le quotient de sa masse sèche (m_s) par le volume (v) qu'il occupe (y compris l'air qu'il contient) :

$$\rho_d \text{ (g/cm}^3\text{)} = \frac{m_s}{v} ;$$

$$p_s = p_h / (1 + w) = p_h / (1.0545).$$

L'essai consiste à peser l'échantillon de roche sec (m_s), paraffiner aussitôt après la totalité de sa surface extérieure puis peser de nouveau et procéder à la pesée hydrostatique (tableau4).

Figure 4.II : Détermination de la densité sèche

Volume totale (V_t en cm^3)	33.33	34.2	33.92
Masse humide P_h (g)	66.3	68.6	66.3
Masse des grains solides P_s (g)	62.87	65.05	62.87
Densité sèche (g/cm^3)	1.88	1.90	1.85
ρ_d moyennes (g/cm^3)	1.88		

c. Densité des particules solides (ρ_s) :

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau, de la masse volumique des grains solides de sol. Elle s'applique sur échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm.

La densité des particules solides est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\rho_s = \rho_w \frac{m_2 - m_1}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3}$$

Avec :

- m_1 : masse du pycnomètre vide ;
- m_2 : masse du pycnomètre avec échantillon ;
- m_3 : masse du pycnomètre + eau + échantillon ;
- m_4 : masse du pycnomètre plein d'eau ;
- ρ_w : Masse volumique de l'eau égale à 1000kg/m^3 .

Le résultat de notre essai est le suivant :

- M_1 : masse du pycnomètre vide = 359.1 g
- M_2 : masse du pycnomètre avec échantillon = 409.1 g
- M_3 : masse du pycnomètre + eau + échantillon = 1513.4 g



Figure 9.II : Matériels utilisés

- M_4 : masse du pycnomètre plein d'eau = 1483.4 g

$$\rho_s = 2.5 \text{ g/cm}^3.$$

La masse volumique des grains solides : 2.5 g/cm^3 .

II.3.4. Indice des vides, degré de saturation

a. Indice des vides "e"

L'indice des vides permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire, si notre matériau est dans l'état serré ou lâche.

Il est défini comme étant le rapport du volume des vides (V_v) au volume des grains solides (V_s).

$$e = V_v / V_s : \text{ (L'indice des vides peut être supérieur à 1)}$$

Sachant que *l'indice des vides* dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule : $e = [\rho_s / \rho_d] - 1$

Donc *l'indice des vides* est : $e = 0.3298 = 32.98\%$.

b. Degré de saturation "S_r" :

Le degré de saturation indique dans laquelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau (V_e) au volume des vides (V_v)

s'exprime en pourcentage : $S_r = \frac{v_e}{v_v} \cdot 100$; (Lorsque le sol est saturé, $S_r = 100\%$)

La dépendance du degré de saturation des paramètres connus (ρ_s , ρ_w , w et e) est illustrée par la formule : $S_r = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w}\right) \cdot \left(\frac{w}{e}\right)$

Donc le *degré de saturation* est : 41.31%

- **Interprétation :**

Les indices des vides de matériau (la marne) est nettement faible ; ceci explique que ce matériau se représente sous forme de blocs compactes.

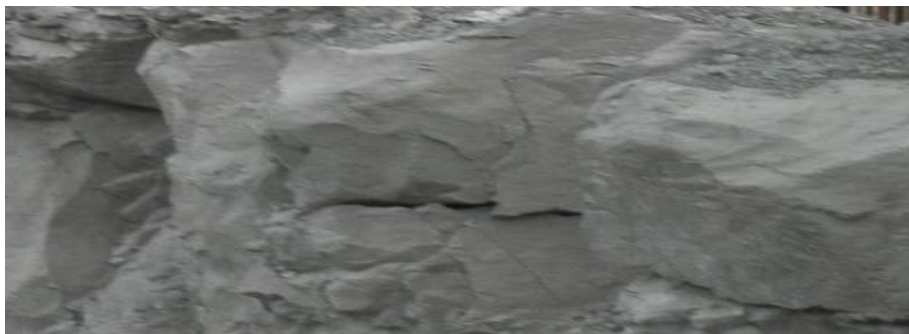


Figure 10.II : *Le matériau sous forme des blocs*

D'après la (*K.Mehani- 1997*) les roches marneux est la calcite qui permet aux grains de reste coller les uns sur les autres, réduisant ainsi le volume des vides.

II.3.5. Limites d'Atterberg

Cet essai est pratiqué sur la fraction granulométrique dont les particules ont une dimension inférieure à **0.40mm** et qu'on appelle sol fin, on fait croître la teneur en eau de façon homogène (malaxage), il passe progressivement de l'état solide à l'état plastique, puis à l'état liquide.

La norme **NF P94-51 (mars 1993)** destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg (limites de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau) s'applique aux sols dont les éléments ont une dimension inférieure à 0,4mm.

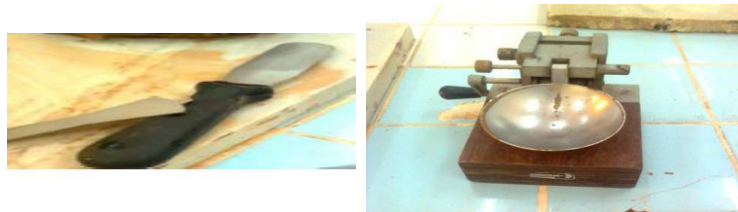


Figure11.II : *L'appareil de Casagrand*

Les limites d'Atterberg sont les paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état. Se sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particules d'un sol.

- a. La limite de liquidité (w_l): teneur en eau au point de transition des entre les états liquide et plastique.

C'est la teneur en eau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1cm des lèvres de la rainure pratiquée dans l'échantillon placé dans une coupelle après 25choes.

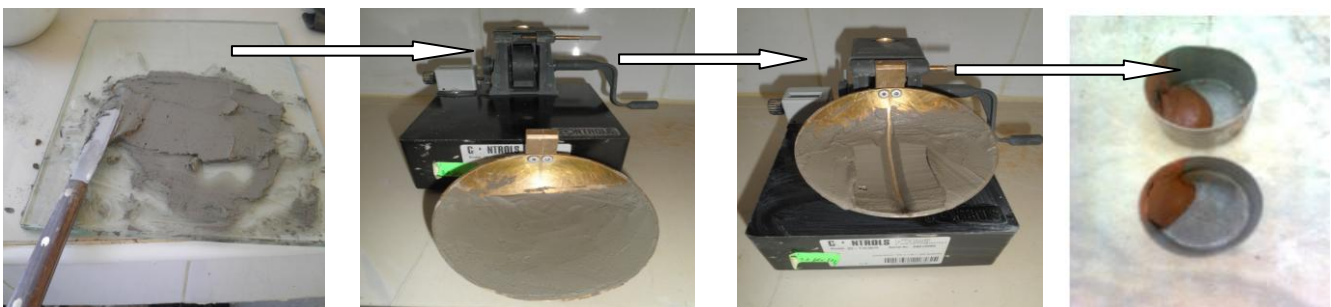


Figure 12.II : *La manière de préparation l'échantillon*

b. La limite de plasticité (w_p):

La teneur en eau au point de transition entre les états plastique et solide.

C'est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint $3,0 \pm 0,5$ mm. La dimension fixée à une longueur comprise entre 10 et 15 cm et, se fissure.



Figure 13.II : La limite de plasticité

c. L'indice de plasticité (I_p): différence des limites (w_l) et (w_p). cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

Avec :

$$I_p = W_l - W_p$$

Les résultats obtenus au laboratoire sont repris sous forme de tableau 5 :

Tableau 5.II : Représentation les résultats de la limite de liquidité

	1 ^{er} essai		2 ^{eme} essai		3 ^{eme} essai	
Nombre coups	22 coups		29 coups		35 coups	
Masse totale humide (g)	36.7	36.2	37.2	34.5	32.6	35.4
Masse totale sec (g)	34.0	33.4	34.9	31.6	30.6	33.2
Masse de la tare (g)	24.5	23.7	26.8	21.1	22.9	25.2
Masse de l'eau (g)	2.7	2.8	2.3	2.9	2	2.2
Masse de sol sec (g)	9.5	9.7	8.1	10.5	7.7	8.0
Teneur en eau (%)	28.42	28.86	28.39	27.62	25.97	27.50
Moyenne	28.64		28.00		26.73	

On trace la courbe de la teneur en eau en fonction de nombre des coups, on tire w_l à 25 coups à l'échelle logarithme ;

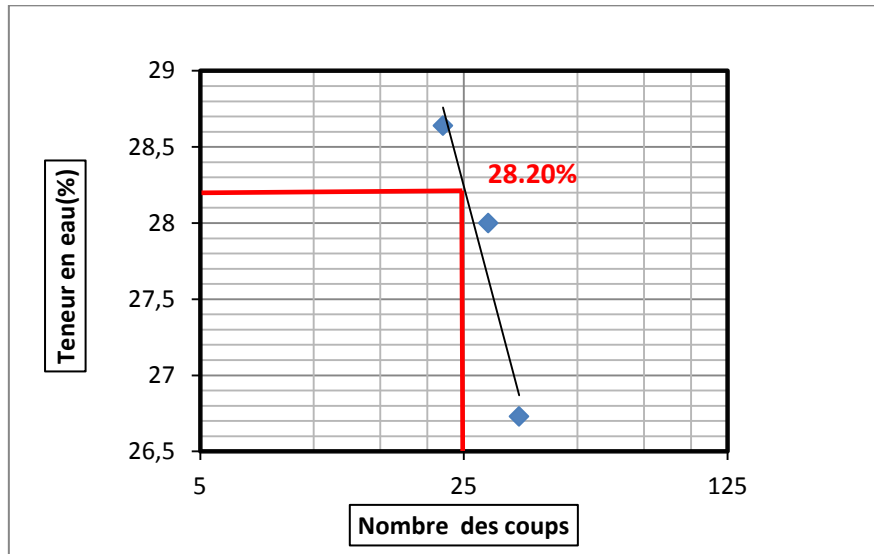


Figure 14.II : la limite de liquidité

À partir de cette courbe on tire la limite de liquidité à 25 coups est égale 28.20%

Donc :

$$W_l (\%) = 28.20\%$$

Tableau 6.II : Calculant la limite de plasticité

	1	2	3
Masse totale humide (g)	110.3	110.3	37.7
Masse totale sec	109.2	109.3	36.9
Masse de la tare (g)	104.4	104.4	32.9
Masse de l'eau (g)	1.1	1	0.8
Masse de sol sec (g)	4.8	4.9	4.1
Teneur en eau %	22.91	20.40	19.51
W_p (%) moyenne	20.94%		

Donc :

$$W_p (\%) = 20.94\%$$

Tableau 7.II : Représente détermination l'indice de plasticité

Limites Atterberg	échantillon
La limite de liquidité w_l (%)	28.25
La limite de plasticité w_p (%)	20.94%
L'indice de plasticité I_p (%)	07.31%

Indice le plasticité : $I_p = w_l - w_p$

$I_p = 7.31\%$

- **Interprétation les résultats :** il ressort que le matériau marneux est riche en carbonates d'après *Dakshanamurthy et Raman* (classification la teneur de carbonates), sont des indices de plasticité plus faible d'après *Cornell* et *J.M. TCHOUANINANA* (classification indice de plasticité).

*Limites d'Atterberg et indice de plasticité d'après (*Cornell, 1951.et J.M. TCHOUANINANA1999*).

Tableau 8.II : Classification indice de plasticité

Indice de plasticité I_p	Etat- du sol
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 - 40	plastique
> 40	plastique

A partir de ce tableau on déduit que ce matériau marneux est peu plastique car :

$5 < I_p < 15$

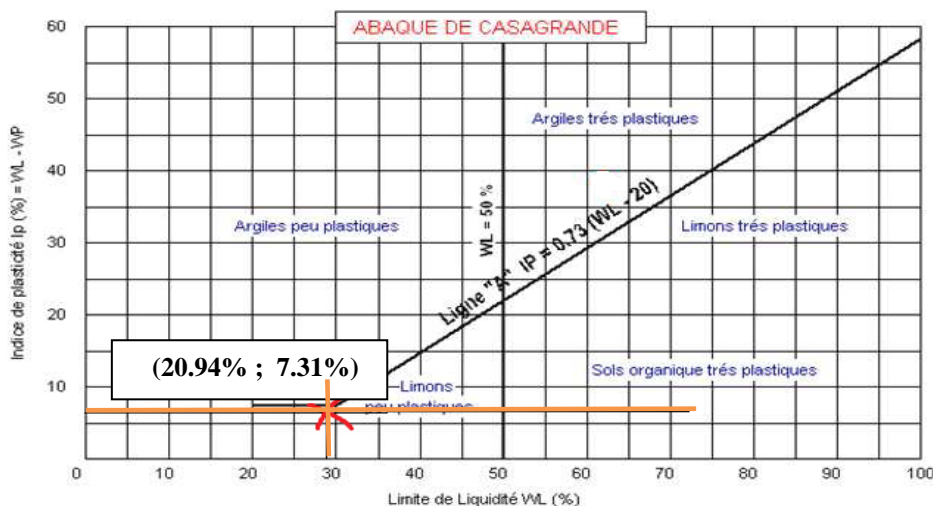


Figure 15.II : Le matériau marneux est peu plastique situé au dessus de la ligne de A.

*Qualificatif selon la teneur en carbonate qu'a été proposées par *Dakshanamurthy et Raman (1973)* :

Tableau 9.II: Représentation des teneurs de Carbonate

Qualificatif	
$0 \leq C_{ca} < 10$	non mameux
$10 \leq C_{ca} < 30$	faiblement mameux
$30 \leq C_{ca} < 70$	mameux
$70 \leq C_{ca} < 90$	calcaro-mameux
$90 \leq C_{ca} \leq 100$	calcareux, crayeux *)

d. Si en a déterminé l'indice de liquidité et l'indice de plasticité on détermine l'indice de consistance I_c qui permet d'apprécier la consistance des sols plastique par la plage des valeurs présenté dessous. Il se calcule par la formule suivante :

$$I_c = \frac{w_l - w_p}{I_p}$$

Ce qui nous d Ce tableau donne un indice consistance est **3.10**

$I_c = 3.10$

*Etat du sol en fonction de l'indice de consistance qu'a été classé dans un tableau par *J.M.TCHOUANINANA -1999* dans le cas des sols fins.

Tableau10.II : Classer l'indice de consistance

Indice de consistance I_c	Etat- du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

II.3.6.L'essai Proctor

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale. Selon la norme française *NF P 94-093* avec le moule, sur un échantillon dont son diamètre est inférieur ou égale à **3.15 mm ($D \leq 3.15 \text{ mm}$)**. On réalise (05) échantillons avec des différents pourcentages d'eau.

L'optimum Proctor : est la teneur en eau w pour laquelle le sol atteint, pour une énergie de compactage donné, un ρ_d *maximal*.

- ✓ Exécution de l'essai : Pour l'essai **PROCTOR NORMAL**, le remplissage est fait en **03** couches.

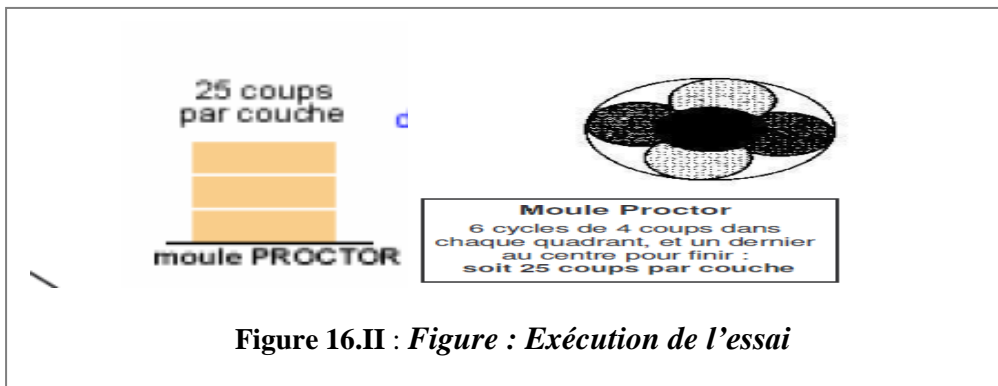


Figure 16.II : Figure : Exécution de l'essai

✓ Expression des résultats ;

Tracer la courbe $\rho_d = f(w)$, avec pour points de la courbe les coordonnées suivantes pour chaque point :

- En abscisse : w , teneur en eau ;
- En ordonnée ρ_d qui s'exprime :

$$\rho_d = \frac{(P_2 - P_1)}{(1 + \omega).V_{\dots\dots}}$$

✓ *Diagramme PROCTOR simple* : C'est un diagramme qui comporte une courbe Proctor unique, donnant, pour une énergie de compactage donnée, (w_{opt} et $\rho_{d Max}$).

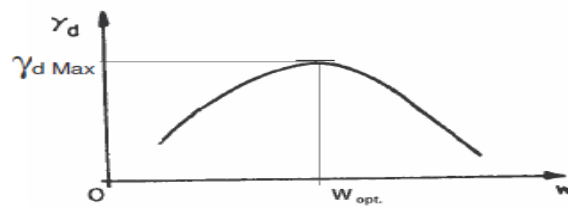


Figure 17.II : L'optimum Proctor

Représentation les résultats de l'essai Proctor monter sur le tableau suivant **N°11.II** :

Tableau11.II : Les résultats de Proctor

Pourcentage d'eau ajouté (%)	12	14	16	20
Masse de sol humide (g)	1909.0	2068.4	2051.4	1965.1
Masse du sol sec (g)	1720.6	1823.3	1782.9	1648.3
Masse d'eau (g)	188.4	245.1	268.5	316.8
Teneur en eau (%)	10.95	13.44	15.06	16.12
Densité sèche (g/cm ³)	1.81	1.92	1.88	1.78

De ces résultats on peut tracer la courbe Proctor qui la densité sèche en fonction de la teneur en eau et déterminer ces caractéristiques optimales.

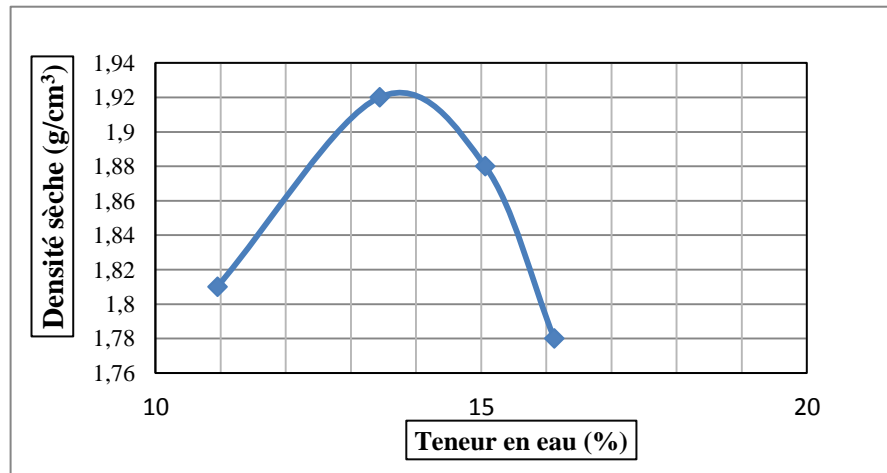


Figure 18.II : courbe Proctor normale

En constate que la densité sèche optimale maximale égale **1.922 g/cm³** et la teneur en eau optimale est de **13.70%**.

II.3.7. Essai CBR

Cet essai a pour but, d'évaluer la portance d'un sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou les assises de chaussées et pour la confection des remblais et les couches de forme, en fonction de sa teneur en eau Selon la *norme NF P 94-078 (décembre 1992)*, on réalise un essai CBR par immersion.

✓ Principe de l'essai :

Il consiste à poinçonner un matériau, après immersion dans l'eau pendant 4 jours.

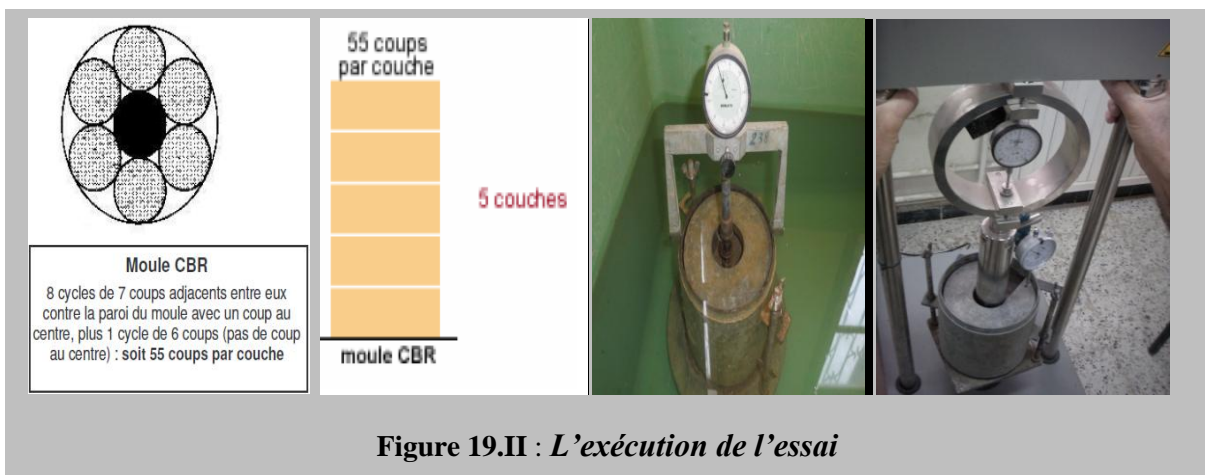


Figure 19.II : L'exécution de l'essai

✓ L'indice CBR est par convention, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} I_{(2.5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{13.35} \\ I_{(5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{20} \end{cases}$$

Le gonflement linéaire relatif G dans le cas de CBR immersion est calculé par :

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100$$

Avec : * Δh est le gonflement mesuré (mm) ;


* H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.0 mm.

Tableau12.II : Représentation les résultats obtenus après immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement(KN)
0.625	3	0.0688
1.25	6	0.1376
2.0	8	0.1834
2.5	9	0.2064
5.0	16	0.3669
7.5	23	0.5275
10.0	29	0.6651


$$\left. \begin{aligned} I_{(2.5\text{mm})} &= \frac{0.2064 \times 100}{13.35} = 1.546 \\ I_{(5\text{mm})} &= \frac{0.3669 \times 100}{20} = 1.834 \end{aligned} \right\}$$

I C.B.R= 1.834



- La teneur en eau adsorbée:

Tableau13.II : Les teneurs en eau à l'optimale

W(%) avant l'immersion	13.70%
W(%) après l'immersion	14.03 %
L'eau adsorbée (%)	0.33%
Le gonflement = 0.04 mm	

- **Interprétation :**

En remarque le gonflement est petit ce qui nous amène à dire que la marne n'est pas gonflante.

Si l'en compare avec les autres résultats qu'a été étudié sur plusieurs sites de Tizi-Ouzou les marnes de Kabylie ne sont pas gonflants (*K.Mehadi 1997*).

II.3.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons identifié et présenté les caractéristiques physiques de matériau utilisé considéré comme données indispensables pour toute étude géotechnique.

I.11. Introduction

L'étude fine des constituants des sols intéresse plusieurs domaines dont la géologie et la pédologie. La géotechnique routière valorise le sol comme matériau de construction et s'intéresse au sol dans ses interactions avec les agents chimiques de traitement. L'étude géotechnique comporte une identification du sol naturel et une détermination fine des caractéristiques mécaniques du sol traité.

Ce chapitre est destiné à décrire la complexité du sol et de ses constituants et à faire le point sur les connaissances relatives aux mécanismes de stabilisation des sols à l'aide de traitements chimiques.

Nous nous attacherons à présenter les actions des agents stabilisants avec les sols conduisant à un traitement réussi. Il existe plusieurs techniques de construction, de stabilisation et de confortement, ils ont été utilisés dans le domaine de génie civil afin de résoudre les problèmes vécus. Les solutions salines, l'ajout de sable et les traitements par liants hydrauliques (chaux, ciment, cendres volantes, ...) les traitements organiques (huiles, goudrons, bitumes, résines naturelles, polymères, ...) et les techniques préventives sont les techniques les plus utilisées.

La stabilisation des sols avec un liant (chaux, ciment) a pour but d'améliorer ses propriétés afin de lui conférer des caractéristiques à court terme (modification des teneurs en eau) et à long terme (amélioration des caractéristiques géotechniques).

a) Raisons d'application du traitement des sols marneux à la chaux et au ciment

1. Raison économique

Un faible pourcentage en chaux (1 à 3 %) est généralement suffisant pour l'amélioration du comportement des sols fins. Le traitement à la chaux sert à limiter les besoins en matériaux d'emprunt et a diminué les coûts liés à leur transport et à l'impact des mouvements de camions sur le chantier et sur ses voies d'accès puis faire améliorer la productivité : la circulation des engins est facilitée et les temps d'arrêt aux intempéries sont réduits, ce qui permet d'abaisser sensiblement les coûts de chantier et de diminuer les délais d'exécution et augmenter essentiellement la durée de vie des structures (remblais, couches de forme) et diminution de leur coût d'entretien.

2. Raison écologique

En plus de l'aspect économique, le traitement a un intérêt écologique, puisque la valorisation des ressources locales en matériaux, limite l'ouverture des carrières et des dépôts, atténuant ainsi l'impact du projet sur le milieu naturel. Le traitement participe, en l'optimisation des mouvements des terres, à la réduction des nuisances causées aux riverains et à la faune et la flore en diminuant les transports à l'extérieur du chantier.

3. Raison technique

A partir de l'étude effectuée au laboratoire et selon les critères exigés par le guide du traitement des sols (Selon *le GTR 92* (Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme, *LCPC, SETRA, 1992*), on a constaté qu'un pourcentage en chaux de 2% additionné est suffisant pour sa valorisation dans un remblai routier.

- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique) ;
- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité);
- Colmater les vides que l'on peut supprimer.

b) Effets des liants hydrauliques sur les sols

L'ajout d'un liant au sein du sol provoque une modification de sa teneur en eau. Cet effet est plus sensible avec la chaux ou le ciment. Le choix du type de chaux dépend de la teneur en eau du sol:

* Si le sol est trop humide, la chaux vive (CaO) est préconisée car elle :

- augmente la teneur en solide du sol, d'où une diminution relative de la teneur en eau.
- consomme de l'eau lors de son hydratation : $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \Rightarrow \text{Ca(OH)}_2$.
- favorise l'évaporation du fait de l'exothermicité de la réaction d'hydratation.

Il est admis que chaque pourcent de chaux vive introduite dans les sols permet de réduire d'un pourcent la teneur en eau.

- si le sol est à la teneur en eau Proctor, on préconise l'utilisation de la chaux éteinte, Ca(OH)_2 ;
- si le sol est trop sec, on pourra utiliser le lait de chaux, c'est-à-dire une suspension d'hydroxyde de calcium.

Remarque: Dans ce mémoire, la chaux éteinte a été utilisée avec des teneurs en eau optimales.

*Effet régulateur de l'état hydrique

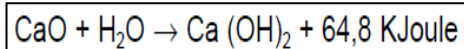
Certaines propriétés de la chaux présentent des avantages particuliers pour traitements de sols.

1. Basicité :

La chaux est fortement basique ; les solutions présentent un pH supérieur à 12.

2. Hydratation : (*Modou DIOP.2002*)

La chaux vive est très avide d'eau. En s'hydratant, elle s'éteint avec un fort dégagement de chaleur. (*Bekkouche et al. 2002*).



Cette propriété est utilisée, par exemple, pour assécher des sols très imprégnés d'eau.

3. Flocculation:

La chaux provoque l'agglomération et la précipitation rapides des matières colloïdales en suspension dans un liquide, ce qui modifie la consistance du milieu et le fait passer d'un l'état plastique à une structure grumeleuse stable.

c.) Les domaines d'application les ajouts

c.1) *Les domaines d'application à la chaux*

1. **Les terrassements** : le traitement des sols à la chaux peut être utilisé pour assécher les sols et remblais des chantiers, les routiers de faible portance et les rendre praticables par les véhicules et engins de terrassement en toutes saisons.
2. **Les assises de chaussées** : Le traitement en place à la chaux des assises de chaussées est une solution économique, utilisée en voirie légère (lotissements, centre commerciaux). La structure obtenue est dotée d'une certaine souplesse, qui rend la chaussée peu sensible aux variations dimensionnelles d'origine thermique et prévient l'apparition de fissures.

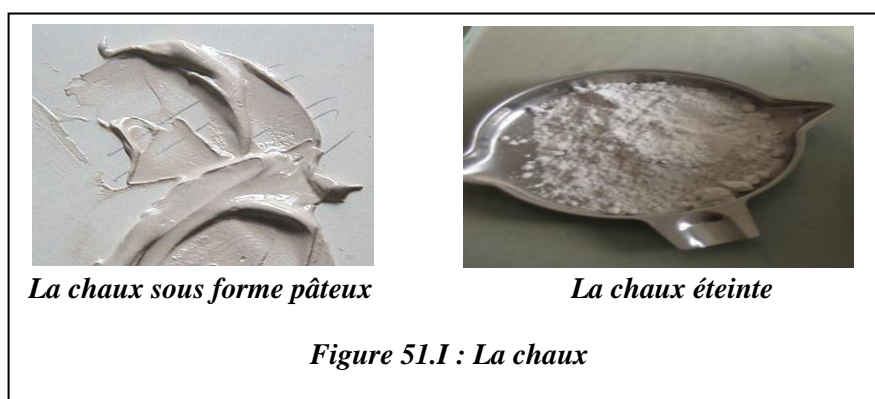
c.2) *Le domaine d'application du ciment*

Il est employé pour :

- Les remblais
- La réalisation de couches de forme de qualité ;
- Les couches de fondation ou de base de routes, la voirie à faible trafic, les parkings et aires de stockage ;
- La remise en état de chemins dégradés par le gel ou l'eau.

d) Les définitions sur la chaux et le ciment

La chaux est avant tout un oxyde de calcium (CaO) obtenu par la calcination des pierres à chaux. Celles-ci sont des carbonates de calcium (principalement la calcite - CaCO_3 -, mais aussi le calcaire, la craie et le marbre) plus ou moins impurs. Pour les transformer en chaux, on leur fait perdre leur CO_2 par calcination à la température 825°C . Le CaO obtenu est inondé d'eau, ce qui déclenche un lent processus dit extinction donnant des variétés différentes en fonction notamment de la quantité d'eau initiale : le grassello (chaux éteinte en pâte), le lait de chaux, et enfin l'eau de chaux, hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), soit la chaux "typique", bien éteinte, séchée mais pas carbonatée, se présentant sous forme de poudre.



Au fil du temps, la chaux absorbe et fixe plus ou moins lentement le dioxyde de carbone atmosphérique ou marin. Dans le cas de certains mortiers, ce processus peut s'étaler sur des siècles. Plus couramment, il est modérément court.

S'associant naturellement au carbone, la chaux redevient lentement le carbonate de calcium, la calcite dont elle a été extraite initialement par calcination. Ce processus, nommé carbonatation. Il est également possible de fixer artificiellement le carbone dans le CaO, mais le produit obtenu, le carbure de calcium, s'enflamme ou explose au contact de l'eau.

e) Les caractéristiques physiques des ajouts

e.1) Les caractéristiques physiques du ciment

Le ciment utilisé est un Ciment Portland artificiel (CEM I) provenant de la cimenterie de *Chlef (Algérie)*. Les propriétés physiques et chimiques de ce ciment sont regroupées dans le tableau N°5.I.

Tableau5.I : Les caractéristiques physiques du ciment

Caractéristiques physiques	Valeurs
Surface spécifique (cm ² /g)	3500
Consistance (%)	19
Début de prise (h, mn)	2:13
Expansion à chaud sur pâte (mm)	1,51
Caractéristiques chimiques	valeurs
Insolubles (%)	0,97
Perte au feu (%)	5,14
CaO libre (%)	0,70
SiO ₂	20,71
Fe ₂ O ₃	3,47
CaO	62,07
MgO	1,12
SO ₃	1,66

e.2) Les caractéristiques physiques de la chaux éteinte

La chaux utilisée provient de l'usine de Saida à l'Ouest Algérien, les caractéristiques de cette chaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau6.I : Les caractéristiques physique d la chaux

CaO (%)	MgO (%)	80 mm (%)	Teneur en eau libre W (%)
73.25	< à 4	96	0.5

Caractéristiques physico-chimiques de la chaux

Selon les résultats du tableau ainsi que les normes de spécification (NF 196-2, NF 044 – 145), on peut dire que la chaux hydratée de *Saida* est conforme pour son utilisation dans le traitement des routiers les remblais.

➤ Cas de la chaux éteinte

L'ajout de chaux provoque rapidement, en quelques minutes, la floculation des sols. Cette action entraîne une amélioration de la consistance qui se traduit par une augmentation de la limite de plasticité s'accompagnant ou non d'une augmentation de la limite de liquidité. Cette évolution provoque un déplacement du domaine de plasticité vers des teneurs en eau plus importantes.

Le décalage de l'indice de plasticité est lié à la quantité de chaux utilisée. L'évolution de consistance favorise la granulation du sol lors du malaxage. Différents facteurs influencent cette granulation dont la nature du sol, la teneur en eau et le dosage en chaux.

➤ **Cas du ciment**

L'action immédiate du ciment est limitée. Cependant lors de l'utilisation d'un liant hydraulique comportant une forte proportion de chaux, la floculation des argiles peut se produire. Plus généralement, les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage et de l'essai de portance immédiat. Voir (figure 52.I).



Figure 52.I Le ciment portland

f) Stabilisation (la chaux et le ciment) du sol

L'ajout des liants permet une amélioration à plus long terme des sols. L'utilisation d'un traitement à la chaux ou au ciment aboutit à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du matériau traité.

Dans le cas du traitement à la chaux, la réaction pouzzolanique permet l'acquisition de caractéristiques mécaniques intéressantes. D'après (Abdo, Perret et Locat. 1982) ont montré que ces caractéristiques augmentent graduellement sur la durée de l'étude.

Dans le cas des ciments, les caractéristiques mécaniques sont acquises dans les premiers mois bien que des augmentations des caractéristiques mécaniques sur un an et plus (Vecoven. J.1996) soient observées.

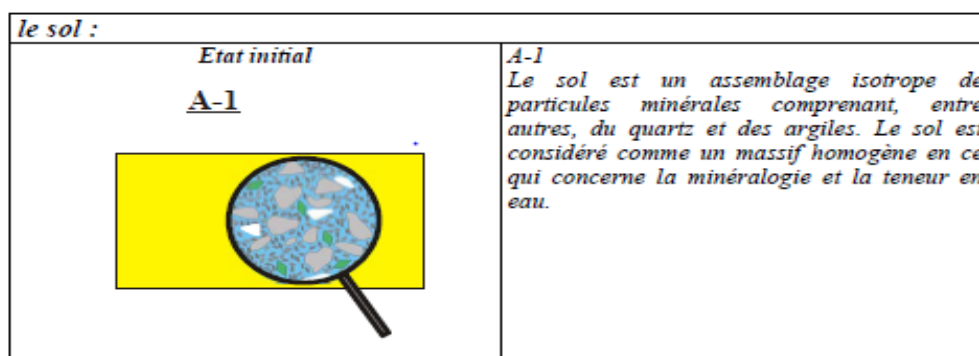


Figure53.I : le sol avant le traitement

g) Principe d'action des liants

g.1) Action de la chaux

Les C-S-H formés à partir de la kaolinite correspondent à des hydrates de type mono calcique et dicalcique. D'autres auteurs utilisent les termes de C-S-H (I) et C-S-H (II) correspondant à des températures de déshydratation différentes. Les C-A-H formés à partir des smectites sont des aluminates tri et tétracalciques. Pour la kaolinite, l'aluminate calcique formé est tricalcique.

Un dernier composé se formant au cours de la réaction pouzzolanique est signalé, il s'agit de C-S-A-H.

La réaction de la chaux sur les argiles permet donc la consommation des argiles et la formation de nouveaux minéraux aux propriétés liantes. La réalisation de cette réaction est conditionnée par la saturation initiale du sol en chaux. Un test basé sur la mesure du pH permet d'évaluer la teneur en chaux nécessaire pour que ces réactions puissent avoir lieu. Le seuil de **pH est fixé à 12,4**.

Cette observation a été faite aussi par *Derriche Z. et Lazzali F. (1997)* sur des smectites : l'addition de 8 % de chaux permet d'acquérir une résistance mécanique importante de 9 MPa, elle ne serait que de 1 MPa avec 4 % de chaux (***rupture à 45 j***). Cette différence de résistance mécanique se traduit par une nouvelle minéralogie, à savoir l'apparition de C-S-H.

L'apparition des caractéristiques mécaniques résultant de la formation de ces hydrates est progressive. Ainsi, après 28 jours de cure, seulement le tiers des caractéristiques mécaniques escomptables à 1 an sont déjà acquises.

La réaction peut avoir lieu avec la chaux. Il s'agit de la formation de calcite au contact de CO_2 . Dans le cas du traitement des sols argileux, les cristaux de calcite ainsi formés ont une propriété liante très médiocre et perturbent la stabilisation car leur développement inhibe la réaction pouzzolanique. Cette carbonatation est par contre recherchée lors de la stabilisation de matériaux calcaires tels que la craie. Les cristaux de calcite obturent alors la porosité de ces matériaux. Ils peuvent ainsi former une sorte de ciment.

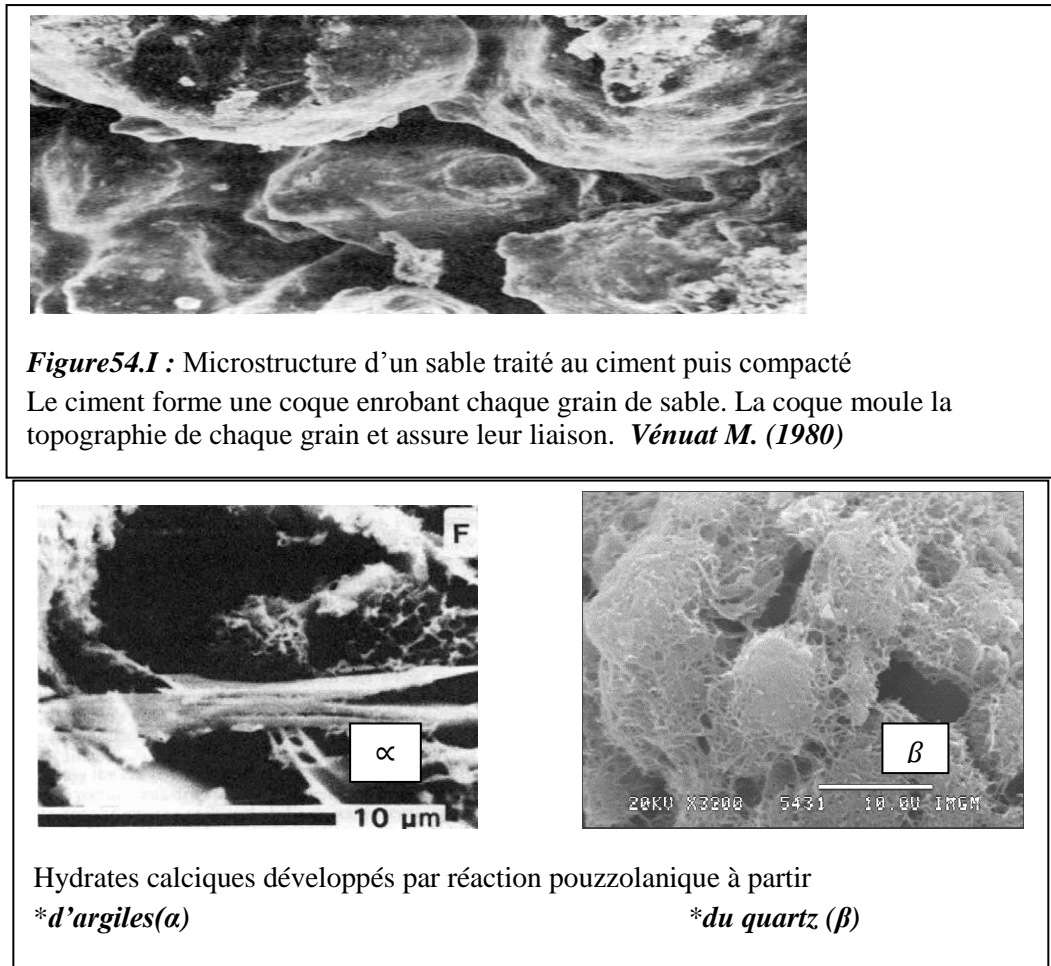
La nature des hydrates formés au cours de la réaction pouzzolanique dépend de la nature des argiles présentes dans le sol.

g.2) Action au ciment

L'objectif de la stabilisation d'un sol aux liants hydrauliques est de former rapidement les hydrates calciques. Dans le cas du ciment, il est admis qu'après 28 jours la quasi-totalité du ciment a réagi, c'est-à-dire que les caractéristiques sont presque définitives. Cet écart provient du fait que lors du traitement au ciment, les minéraux aux propriétés liantes se développent directement à partir du ciment.

Des C-S-H se forment à partir de l'alite (C3S) et de la bélite (C2S). L'hydratation de l'alite et de la bélite mais aussi des aluminates calciques provoque la libération d'un excès de chaux

qui donne de la portlandite. L'aluminat calcique permet la formation de différentes phases dont des aluminates calciques hydratés (C4AH13 et C3AH6), de l'ettringite et du monosulfoaluminate en se combinant avec le soufre. Selon *Vénuat M. (1980)*. Dans le cas des bétons et des graves/sables traités au ciment, le ciment forme une coque enrobant le granulat. Voir (figures 54.I).



Dans le cas la chaux provoque l'attaque des particules du sol qui se propage de la périphérie du cristal vers son cœur. Cette attaque s'accompagne du développement de nouveaux minéraux formant un ciment liant les particules. Le transfert des ions libérés par les argiles est permis par la présence d'eau interstitielle. Cette teneur en eau favorise la formation de ciment au sein d'une zone plus ou moins étendue autour des grains de chaux.

h.1) Mécanismes de la stabilisation le la chaux

- **Le (A. Roux, 1976)** le premier qu'a montré que : La stabilisation à la chaux (avec des dosages de 3 à 7 % et 90 jours de cure) permet la formation de nouveaux minéraux par réaction pouzzolanique : des silicates et aluminates calciques hydratés sont formés à partir des argiles.

- Cette réaction pouzzolanique est une réaction lente qui demande, à température ordinaire, plusieurs mois avant que ses résultats puissent être appréciés. Les différentes espèces en très les particules fines (microscopique) ne réagissent ni avec la même cinétique ni de la même « manière ».
- Si lors de la réaction pouzzolanique, la réactivité chimique des argiles est mesurée par la quantité d'hydrates (C-S-H et C-A-H) solubles par l'acide, alors l'ordre de réactivité est : la smectite, puis vient la kaolinite et enfin l'illite. Voir **Figure(55.I)**

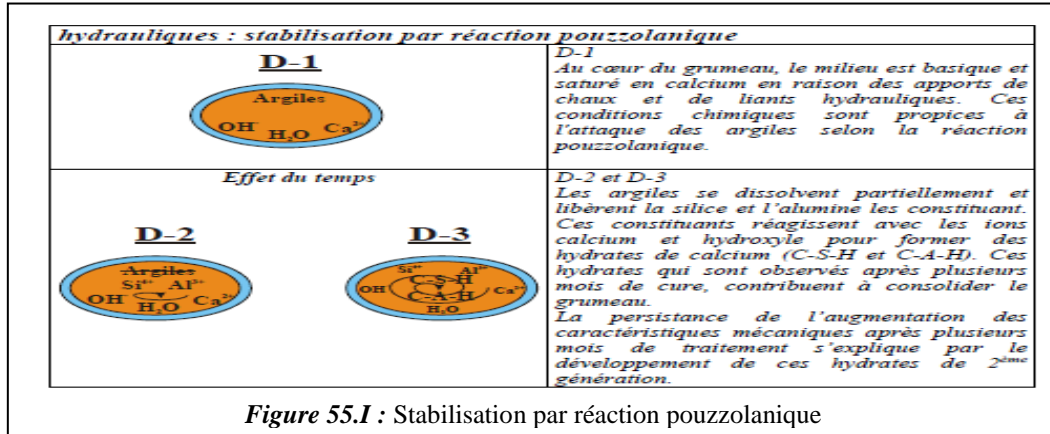


Figure 55.I : Stabilisation par réaction pouzzolanique

- En revanche du point de vue des résistances mécaniques, c'est la kaolinite qui permet l'acquisition des meilleures caractéristiques mécaniques par rapport à l'illite et la smectite.
- Ces variations de résistances mécaniques sont en relation avec les analyses minéralogiques et chimiques. D'après **Pichon H (1994)** montre que la smectite permet de former préférentiellement des aluminates calciques hydratés alors que la kaolinite donne des silicates calciques hydratés.

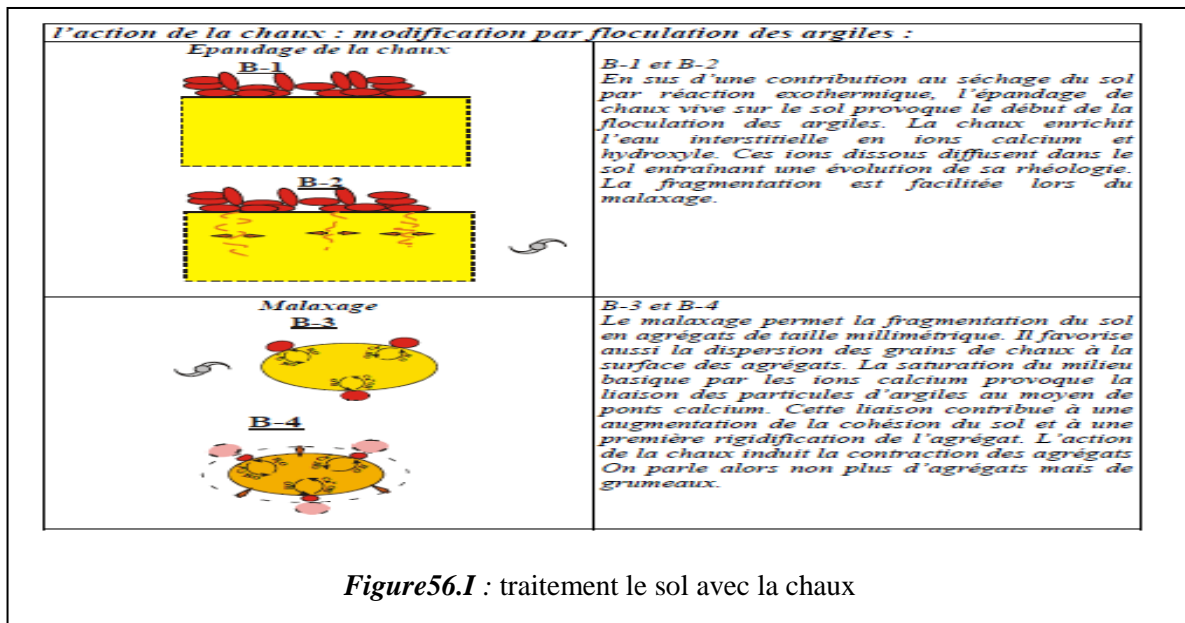
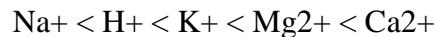


Figure56.I : traitement le sol avec la chaux

La chaux a trois actions bénéfiques lors du traitement des sols. La chaux permet :

1. La saturation de la capacité d'échange cationique. Dans le sol, les argiles ainsi que les matières organiques ont la propriété de fixer l'ion calcium. Pour les argiles, la capacité d'échange cationique correspond aux échanges:

- des cations interfoliaires. Ces échanges concernent plus particulièrement les argiles (smectite, vermiculite ...). La substitution des cations interfoliaires est d'autant plus facile que les cations ont une charge plus faible et sont de petite taille. Ainsi on peut classer les cations par ordre croissant de potentiel de remplacement :



Dans le cas des smectites, l'effet immédiat de la substitution du sodium par du calcium est la réduction du potentiel expansif de ces argiles.

- des cations de bordure. Sur les bordures d'un cristal, les charges ne sont plus équilibrées. Il apparaît alors des fonctions SiOH et AlOH. Ces fonctions sont déstabilisées en milieu basique et constituent alors une source supplémentaire de sites de fixation pour l'ion calcium.

La présence de matières organiques contribue à augmenter la capacité de fixation du calcium. Des complexes avec cet ion sont formés grâce aux groupements fonctionnels qu'elles possèdent.

2. La floculation/agglomération. Les charges négatives portées en surface des particules sont responsables de l'établissement d'un champ électrostatique autour d'elles. Ce champ permet le développement de la double couche d'eau entourant les argiles (eau libre et eau liée).

L'ajout de chaux modifie la charge superficielle des argiles et donc la structure de la double couche dont l'extension diminue. On observe alors une diminution du volume apparent des particules et une contraction du sol. De plus, il y a la formation de ponts de calcium entre les particules d'argiles. Les floccs ainsi formés sont insensibles au lavage. La floculation améliore la consistance de matériau (limite de plasticité).

3. La liaison des particules argileuses. En milieu basique et saturé en ion calcium, les argiles sont attaquées. Elles libèrent alumine et silice qui réagissent avec le calcium pour former des hydrates calciques similaires à ceux des ciments. Ces hydrates tapissent la surface des particules du sol.

- kaolinite + chaux => C-S-H + C-A-H
- smectite + chaux => C-A-H

h.2) Mécanismes de la stabilisation au ciment

Les références bibliographiques de ce paragraphe proviennent du domaine de la stabilisation des argiles pour les constructions en terre.

D'après les *travaux de (Ben Amor K. (1995))* sur la stabilisation des argiles par un liant hydraulique (le ciment), les kaolinites (100 g) fixent environ 0,3 g de Ca^{2+} et les smectites ont la capacité de fixer entre 0,5 et 0,6 g de Ca^{2+} /100 g. Ces quantités de Ca^{2+} ne sont alors plus disponibles pour la prise du ciment (**Bekkouche et al. 2002**). La quantité de Ca^{2+} libérée par 100 g de ciment (CPA 55) est d'environ **1,2g** pendant les 6 premiers jours puis diminue à

environ 0,7 g pendant les 6 jours suivants. Ces différentes valeurs de libération et de fixation de Ca^{2+} , pour un traitement à 40 % de ciment et une cure de 90 jours, montrent que la smectite consomme la totalité des ions calcium libérés par le ciment alors que la kaolinite en fixe seulement les deux tiers. La consommation de Ca^{2+} par la smectite favorise la dissolution de ciment.

Par contre, elle entrave la prise de la kaolinite est stabilisable avec le ciment car cette argile ne fixe pas la totalité des ions Ca^{2+} libérés lors de l'hydratation. L'inefficacité apparente du traitement sur les smectites est attribuée :

4. A leur caractère gonflant (cas l'essai CBR) ;
5. A l'affinité des argiles avec l'eau, qui empêche la cristallisation des hydrates du ciment.

La saturation de ces smectites par la chaux (1,15 %) n'améliore pas les propriétés physiques et mécaniques du matériau traité. **Ben Amor K. (1995)** pense que l'ion Ca^{2+} en solution saturée s'oppose à la dissolution du ciment.

Pour les briques d'argile stabilisées au liant hydraulique (le ciment), à base de cendre volante (20%) **Temini M. (1993)** indique qu'on ne peut accepter une teneur en smectites supérieure à 5 %, sans perte de résistance mécanique.

La sensibilité à l'eau des sols riches en smectites persiste après traitement. Selon (**Guettala, M.1997**) des sols argileux dont le passant à 2 μm est compris entre 20 et 50 % ne permettent pas d'obtenir l'insensibilité à l'eau. Quel que soit le dosage en ciment (de 3 à 15 % de CPA) la résistance en compression simple après une immersion de 1 j (précédée d'une cure dans une atmosphère humide d'une durée de (27 j) est quasiment nulle alors que les sols composés seulement d'illite ou d'un mélange kaolinite/illite conservent des résistances mécaniques importantes :

6. 0,2 à 0,4 MPa avec 3 % de ciment.
7. 1 MPa est dépassé pour 10 % de ciment dans le cas du mélange kaolinite/illite.

L'aptitude à la stabilisation des argiles par le ciment serait donc la même que celle décrite par Le Roux: kaolinite > illite > smectite.

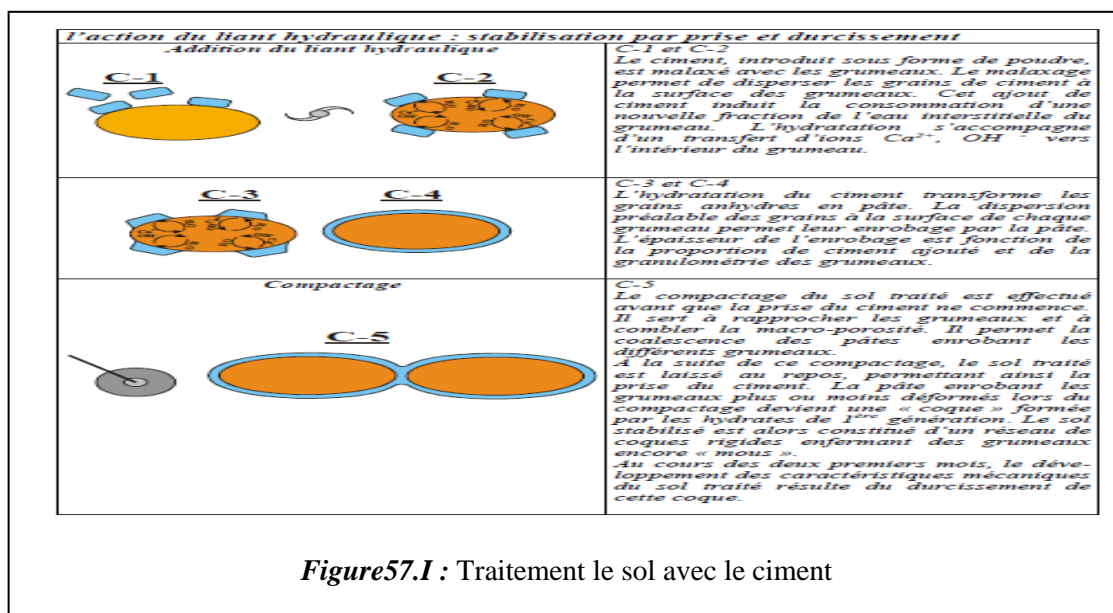
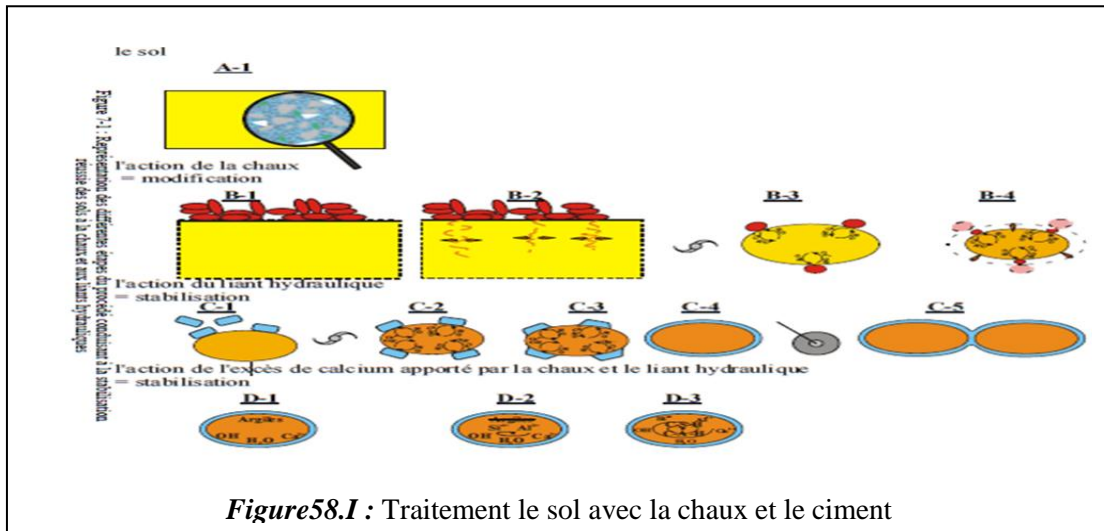


Figure57.I : Traitement le sol avec le ciment

f.3). Mécanismes de la stabilisation des sols aptes à la chaux + le ciment

Ces travaux ont permis de mieux comprendre l'action des liants à l'origine des caractéristiques mécaniques des sols stabilisés. En effet, le traitement entraîne une évolution **microstructurale et physico-chimique** du sol. Le principe d'une stabilisation réussie est schématisé ci-dessous (*Figure58.I*).



Conclusion

La technique du traitement des sols présente d'énormes avantages. Elle permet ainsi d'utiliser des matériaux non valorisables autrement. L'encadrement réglementaire prescrit des études permettant d'évaluer l'aptitude du sol lors des chantiers. Cet encadrement repose sur une bonne connaissance des mécanismes mis en jeu lors du traitement à la chaux. Pour le traitement aux liants hydrauliques, la compréhension des mécanismes est moins précise. 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.

III.1. Introduction

L'essai est réalisé selon la norme française NF P 94-093. L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol pour des conditions de compactage fixées, conduisant au meilleur compactage possible ou encore à une capacité portante maximale.

III.2. Principe de la méthode

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau mais avec l'ajout de pourcentage de chaux ou du ciment.

On obtient la courbe ($\rho_d - w$) qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale, (figure 1).

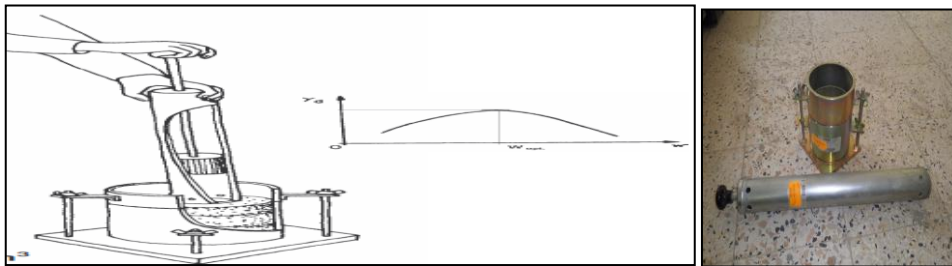


Figure 1.III: L'essai Proctor normal

III.3. Présentation des résultats à la chaux

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme de tableaux et des courbes où les densités sèches sont en fonction des teneurs en eau en tenant compte des différents pourcentages d'ajout de la chaux (0%, 2%, 4%, 6%, 10%, 13%) au matériau marne (figures: 2, 3, 4, 5, 6 et 7).

1. Cas où le pourcentage de la chaux ajoutée est 0 %

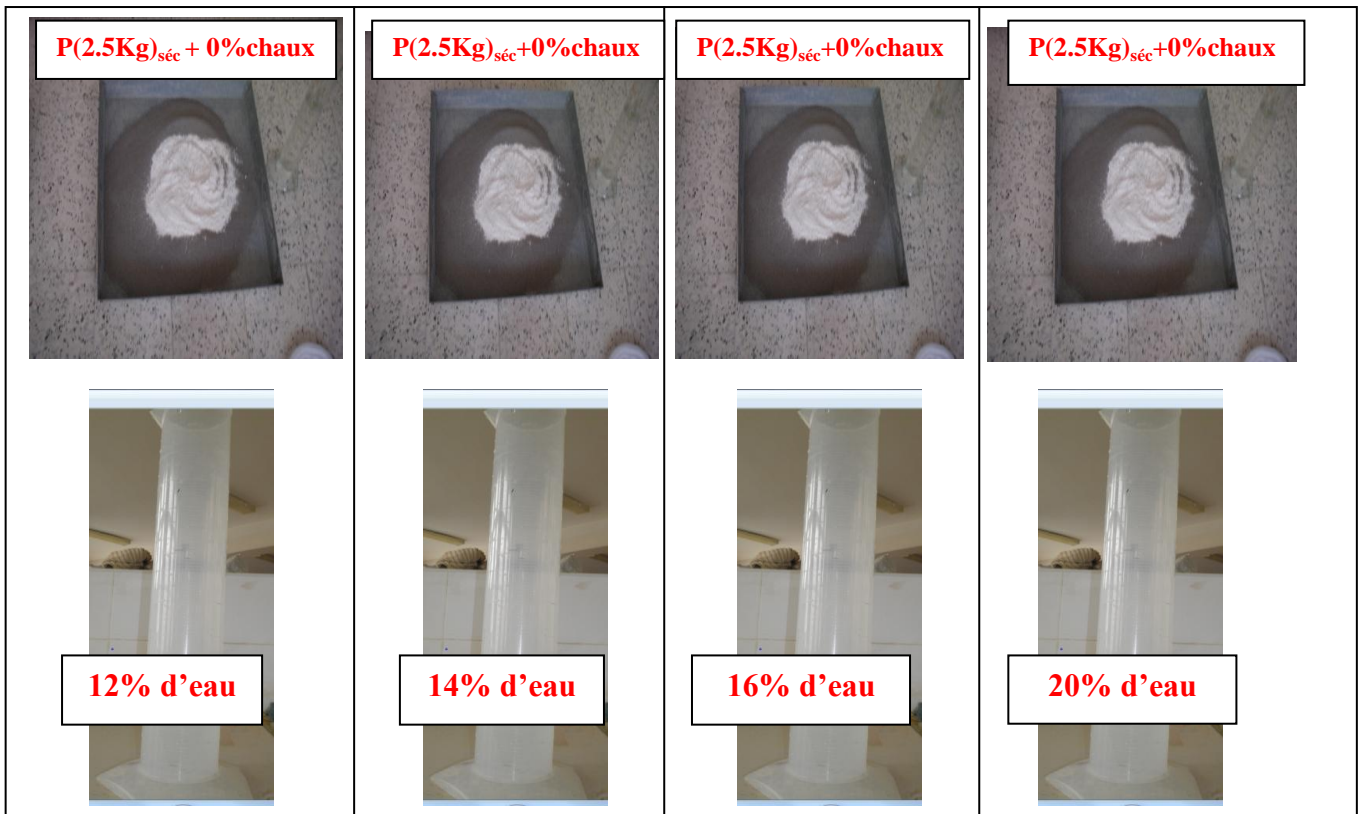


Figure 2.III : l'essai Proctor à 0% de la chaux

Tableau1.III : Les résultats obtenus à 0% de la chaux à la marne

Teneur en eau (w%)	12%	14%	16%	20%
M _h (g)	1909.0	2068.4	2051.4	1965.1
M _s (g)	1720.6	1823.3	1782.9	1648.3
W%	10.95	13.44	15.06	19.22
ρ_d (g/cm ³)	1.814	1.920	1.879	1.737
v _t (mm ³)	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵

- Le courbe de Proctor à 0% de la chaux :

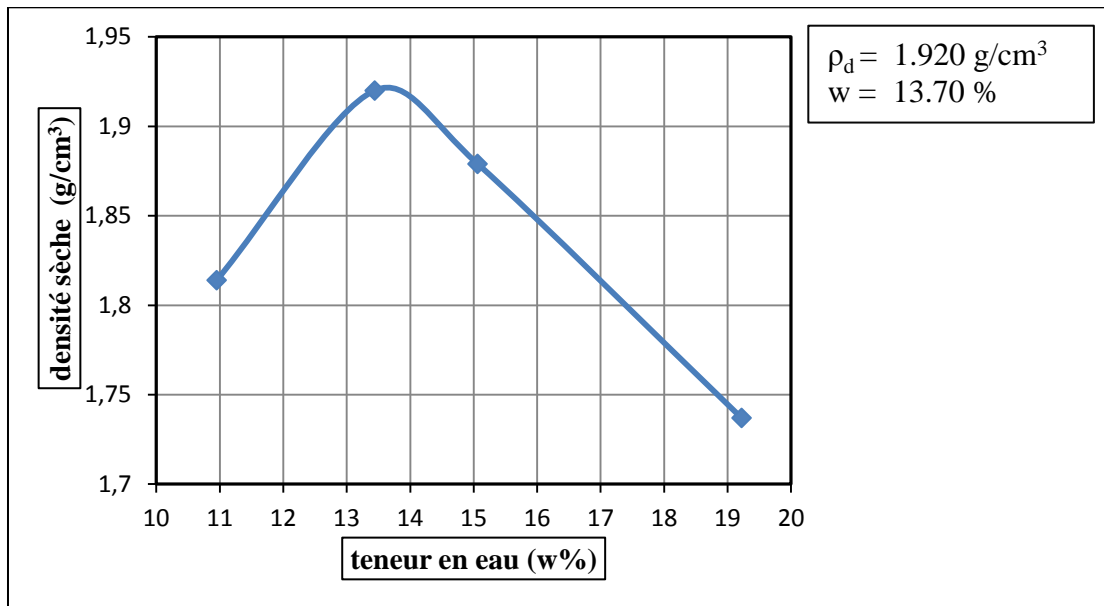


Figure 3.III: Courbe (densité sèche-teneur en eau) à 0% de la chaux

Lorsque le pourcentage de la chaux ajouté est nul, on obtient une densité sèche optimale égale 1.920 g/cm^3 et la teneur en eau optimale égale de 13.70% .

2. Cas où le pourcentage de la chaux ajoutée est 2% =50g

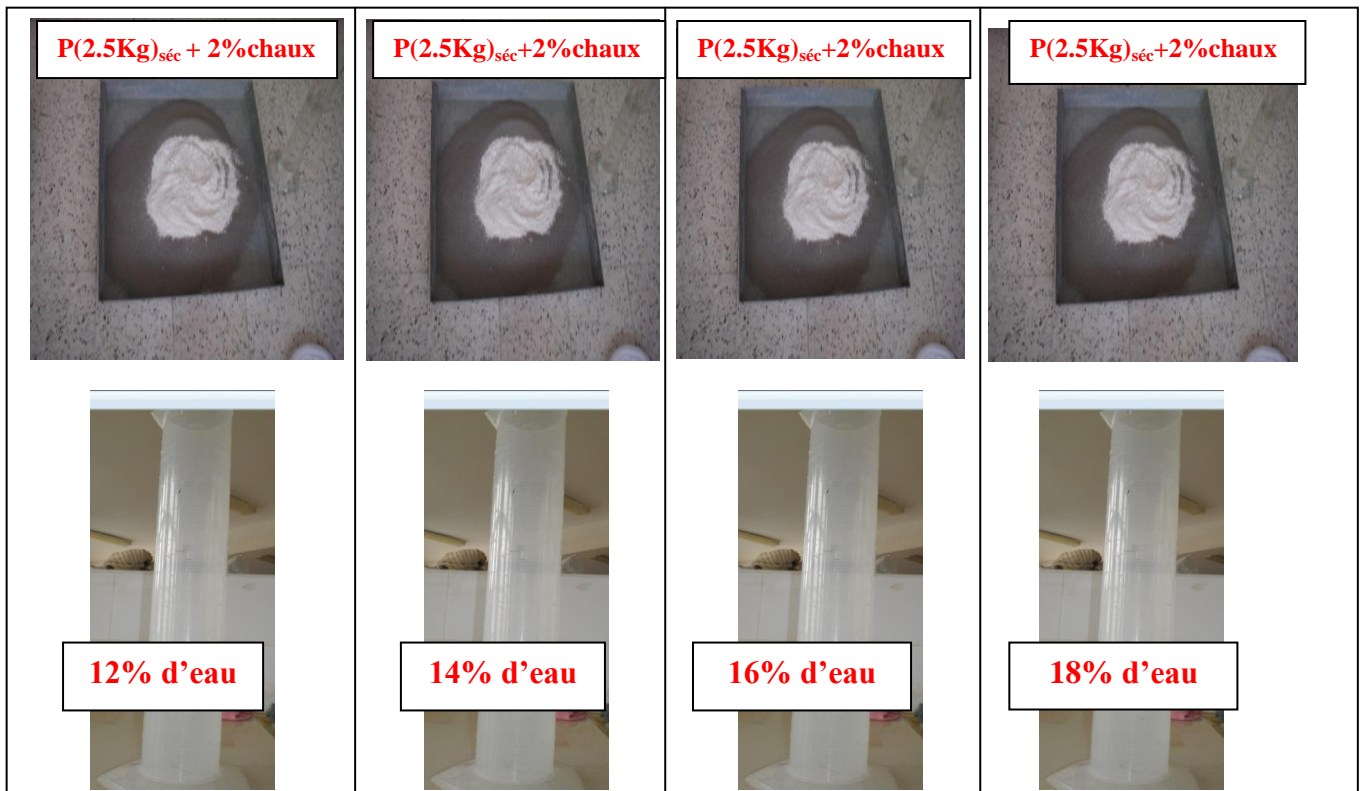


Figure 4.III: L'essai Proctor à 2% de la chaux

La courbe Proctor de la marne à 2% d'ajout de chaux

Tableau 2.III : Ce tableau indique les résultats à 2% de la chaux

Teneur en eau (w %)	12%	14%	16%	18%
M_h (g)	2012.4	2065.2	2058.2	2015.0
M_s (g)	1800.3	1828.6	1799.0	1734.8
W (%)	11.78	12.93	14.40	16.15
Densité sèche ρ_d (g/cm ³)	1.890	1.928	1.896	1.829
V_t mm ³	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5

- La courbe Proctor à 2% de la chaux

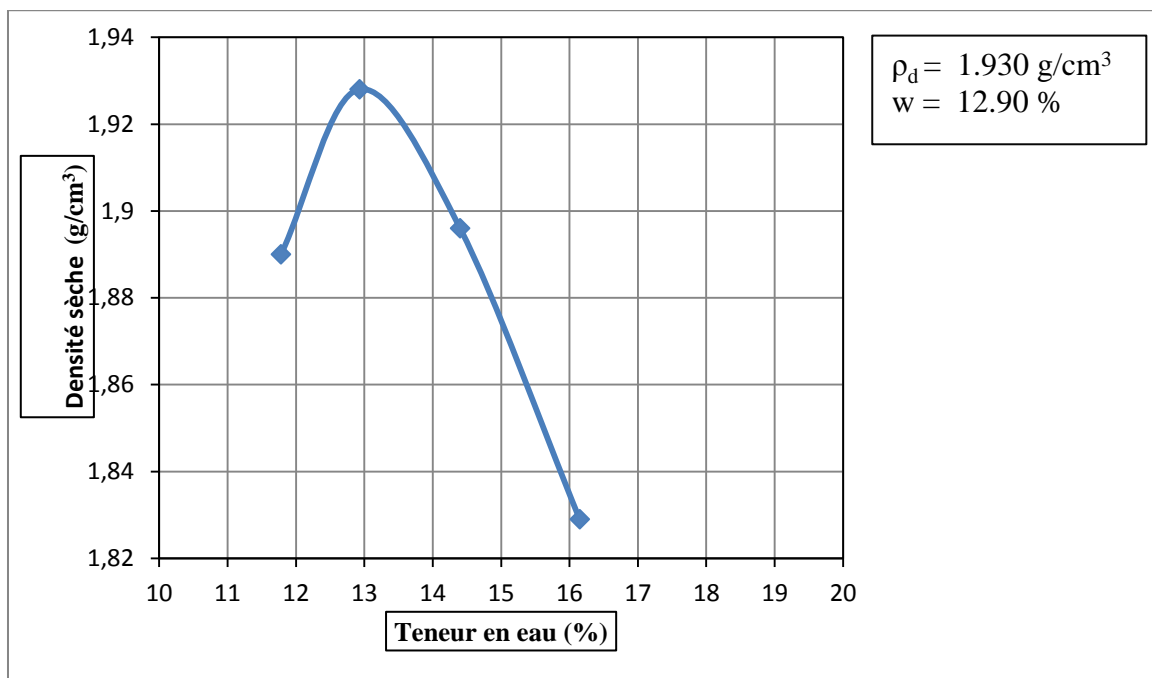


Figure 5.III: Courbe (densité sèche-teneur en eau) à 2% de la chaux

Lorsque le pourcentage de la chaux ajouté est 2%, on obtient le pic qui correspond à une densité sèche égale 1.930 g/cm^3 et à une teneur en eau optimale égale à 12.90% .

3. Cas où le pourcentage de la chaux ajoutée est 4 % = 100g

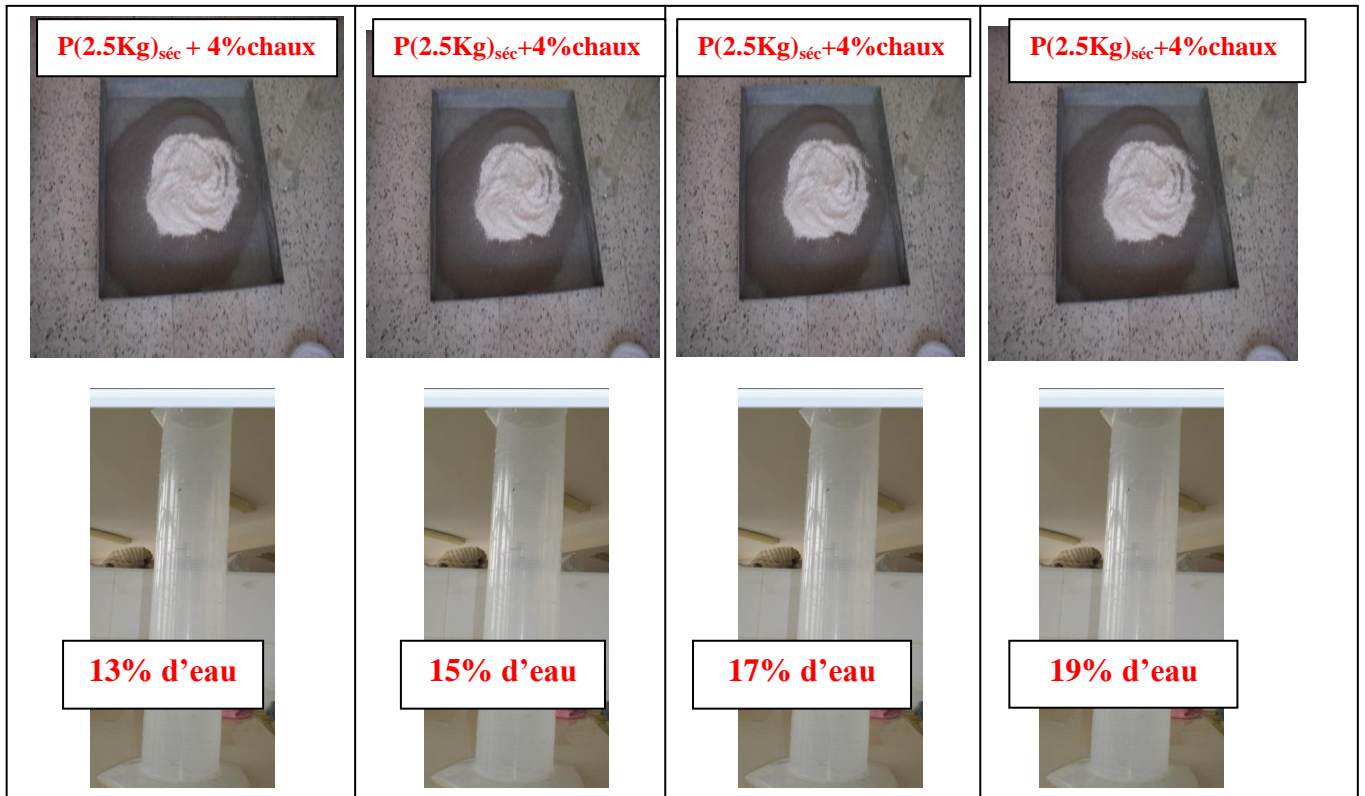


Figure 6.III: L'essai Proctor à 4% de la chaux

Tableau 3.III : Ce tableau indique les résultats à 4% de la chaux

Teneur en eau (%)	13%	15%	17%	19%
M_h (g)	1961.6	1997.8	2049.9	2005.5
M_s (g)	1745.2	1765.7	1781.6	1760.6
W (%)	12.40	13.183	15.06	16.77
Densité $\rho_d 10^{-3}$	1.840	1.86	1.878	1.81
$V_t \text{ mm}^3$	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.845×10^5

- La courbe Proctor du matériau marne à 4% de chaux :

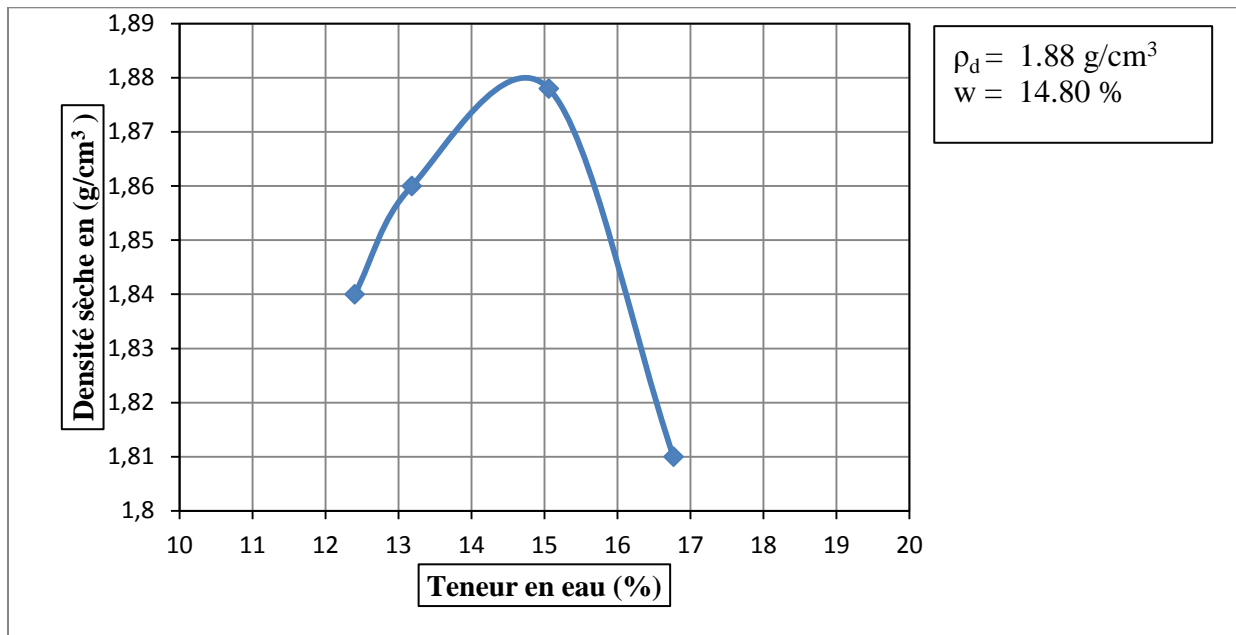


Figure 7.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 4% de la chaux

Lorsque le pourcentage de la chaux ajouté est 4%, on obtient le pic qui correspond à une densité max égale 1.88 g/cm^3 et à une teneur en eau optimale de 14.80%.

4. Cas où le pourcentage de chaux ajoutée est 6% = 150g :

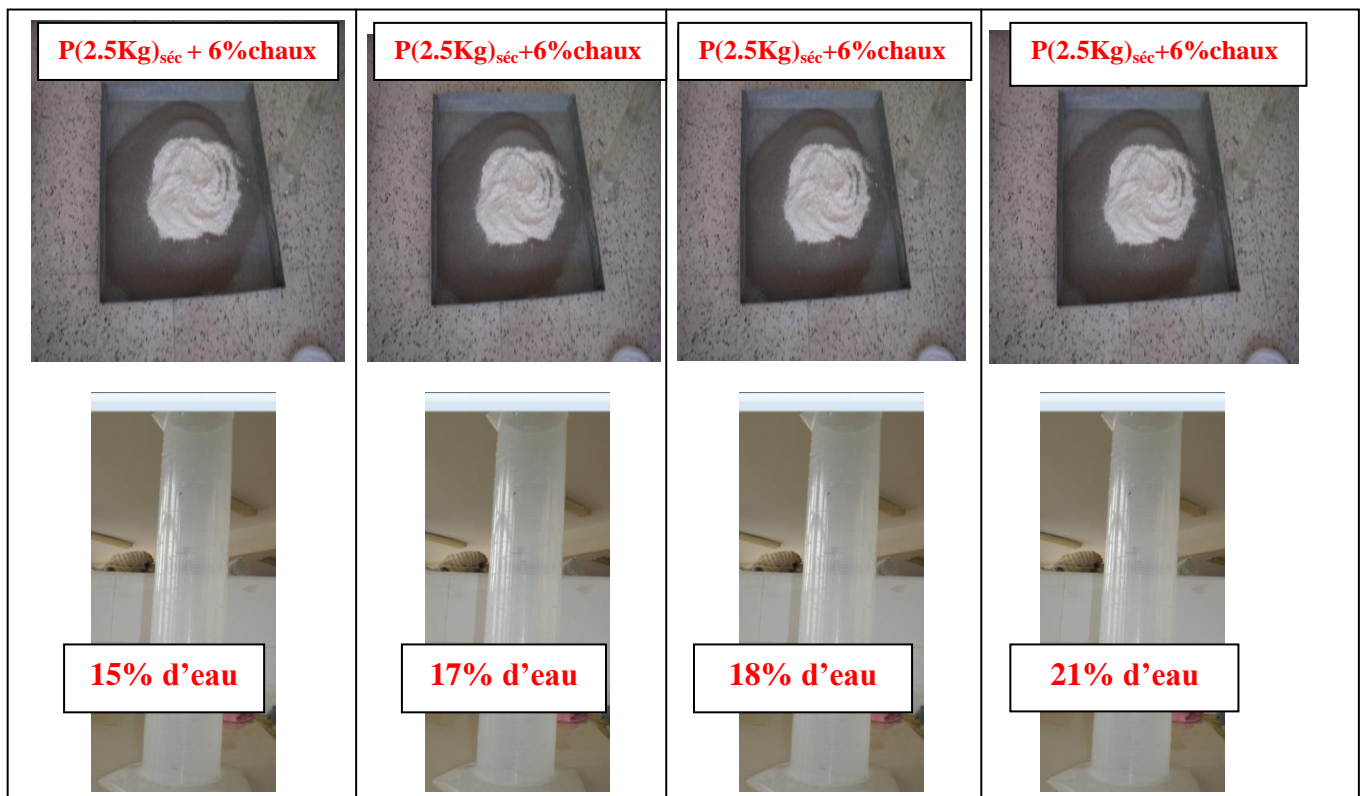


Figure 8.III: l'essai Proctor à 6% de la chaux

Tableau 4.III : Ce tableau indique les résultats de la marne à 6% de chaux

Teneur en eau %	15%	17%	18%	20%	21%
M _h (g)	1953.0	2032.1	2020.0	2005.9	1977.5
M _s (g)	1734.8	1772.2	1752.4	1718.5	1675.2
W (%)	12.278	14.700	15.270	16.724	18.045
ρ_d (g/cm ³)	1.834	1.868	1.847	1.812	1.766
v _t (mm ³)	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵

- La courbe Proctor à 6% de chaux :

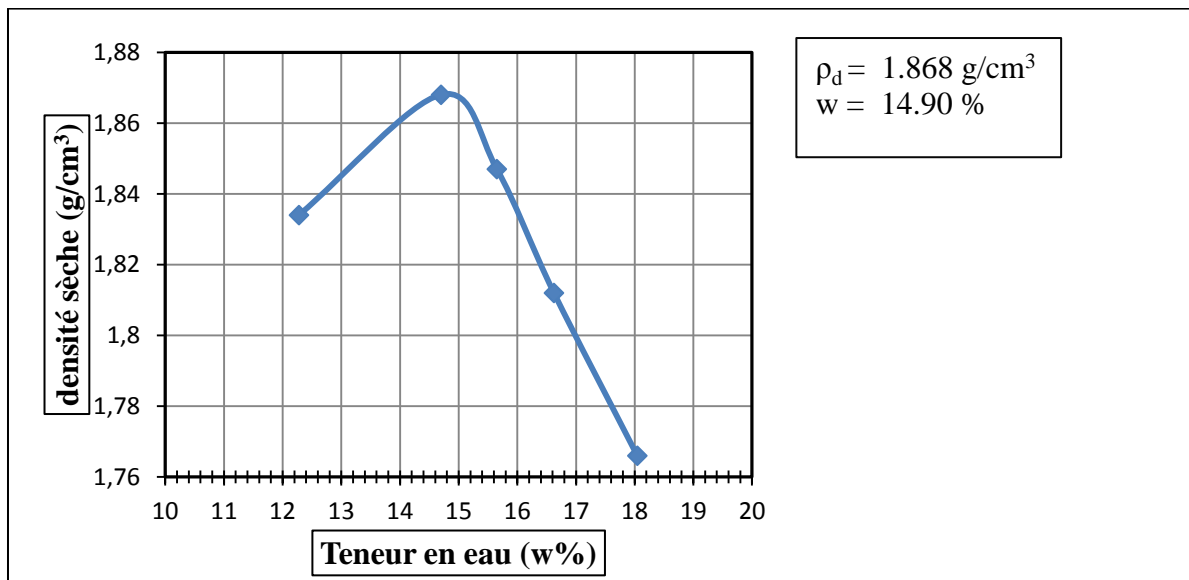


Figure 9.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 6% de chaux

Lorsque le pourcentage d'ajout est de 6% de chaux, on obtient une densité max égale à **1.868 g/cm³** et une teneur en eau optimale égale à **14.90%**.

5. Cas où le pourcentage de la chaux ajoutée est 10% = 250g :

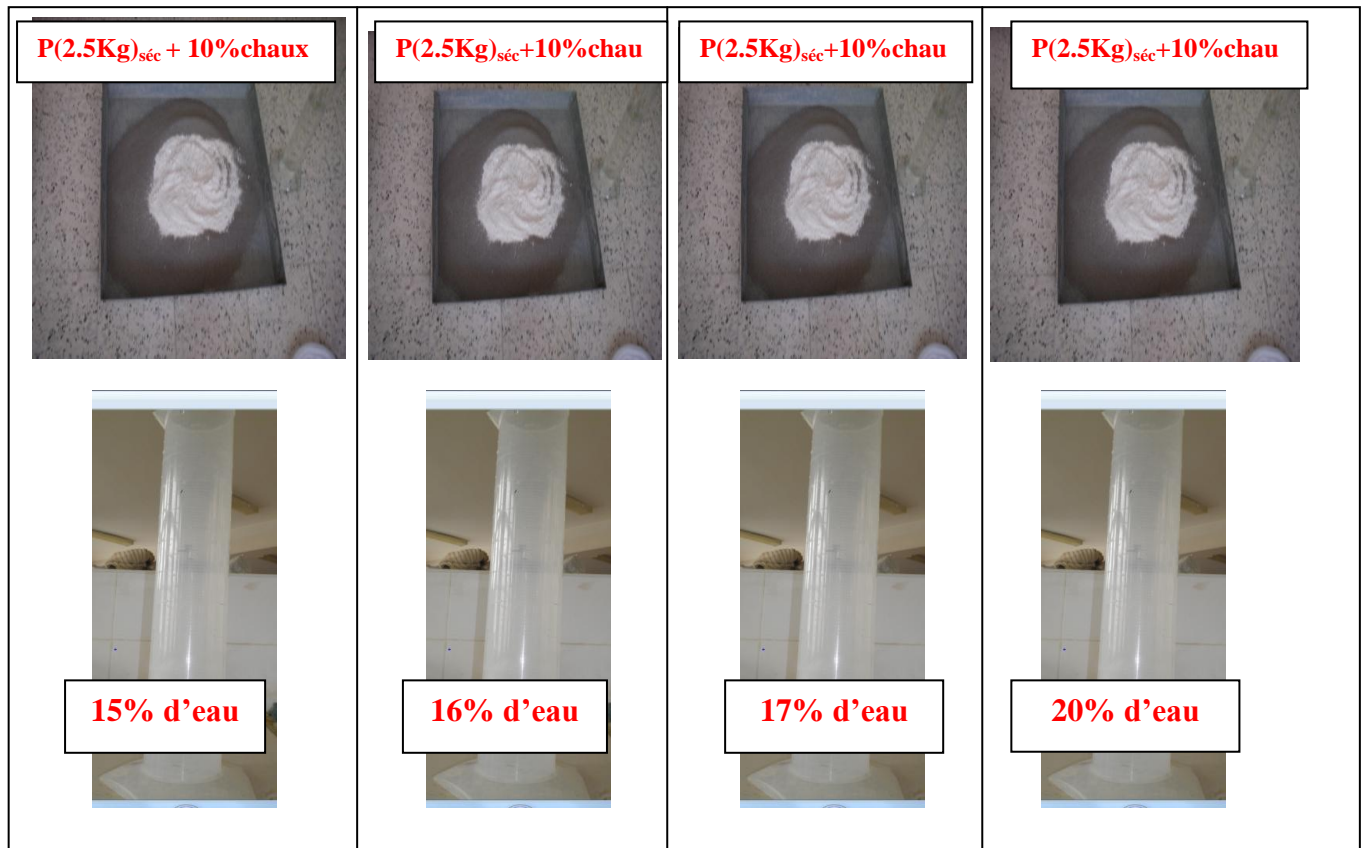


Figure 10.III: l'essai Proctor de la marne à 10% de chaux

Tableau5.III : Ce tableau indique les résultats de la marne à 10% de chaux

Teneur en eau (w%)	15%	16%	17%	20%
M _h (g)	1873.9	1925.7	1977.5	1960.4
M _s (g)	1659.5	1687.05	1714.6	1691.8
w(%)	12.91	14.14	15.33	15.89
Densité sèche ρ _d (g/cm ³)	1.749	1.778	1.807	1.784
V _t (mm ³)	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵

- La courbe Proctor de la marne à 10% de chaux

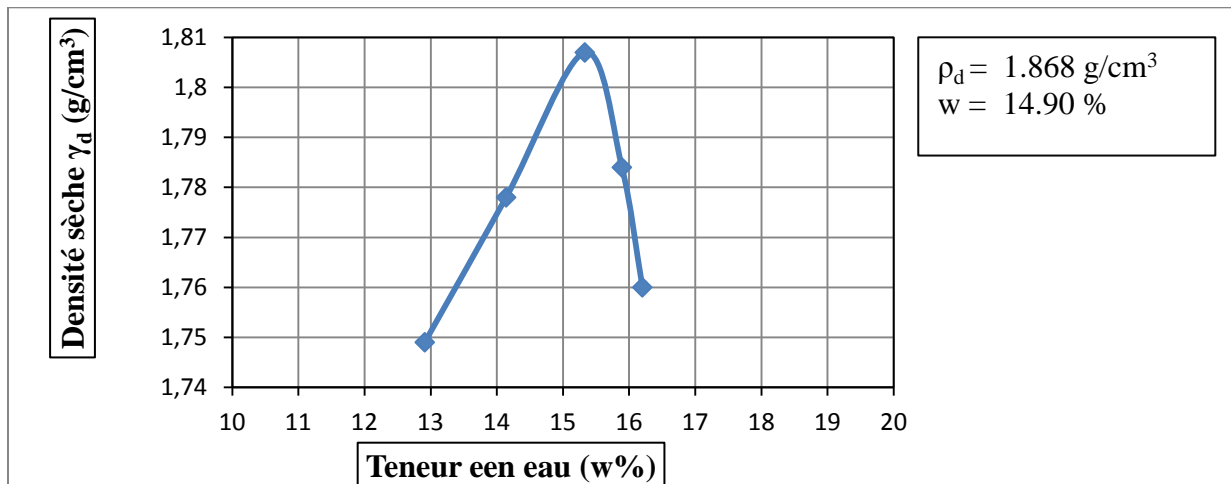


Figure 11.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 10% de la chaux

Lorsque le pourcentage de la chaux ajoutée est 10% = 250g, la densité sèche optimale obtenue est égale à 1.808 g/cm³ et la teneur en eau optimale est égale à 15.30%.

6. Cas où le pourcentage de la chaux ajoutée est 13% = 325g

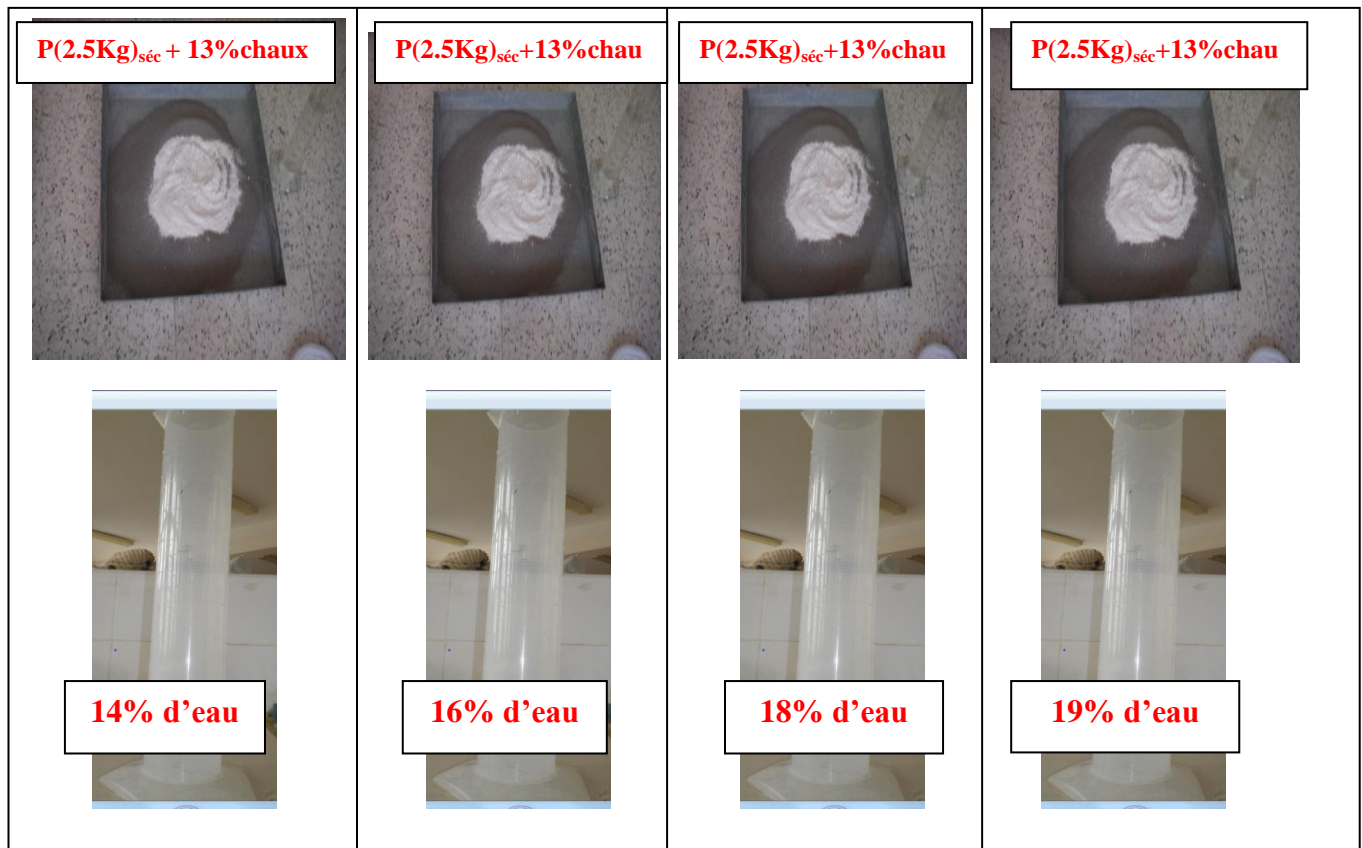


Figure 12.III: l'essai Proctor de la marne à 13% de chaux

Tableau 6.III : Ce tableau indique les résultats de la marne à 13% de chaux

Teneur en eau%	14%	16%	18%
M_h	1843.59	1905.37	1856.40
M_s	1622.88	1650.38	1593.47
w%	13.60	15.45	16.50
Densité sèche ρ_d (g/cm ³)	1.711	1.740	1.680
v_t	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5

- La courbe Proctor à 13% de chaux :

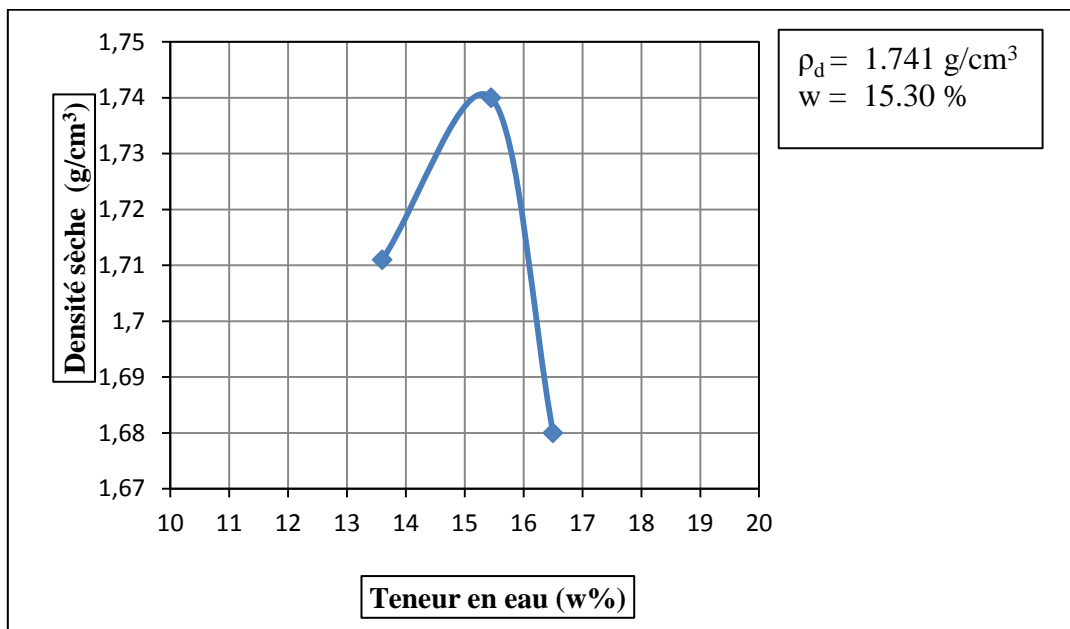


Figure 13.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 13% de la chaux

Lorsque le pourcentage de chaux ajoutée est de 13%, on obtient la densité sèche optimale max égale à 1.741 g/cm³ et la teneur en eau optimale égale à 15.3%.

- Les courbes Proctor obtenues sont portées sur la figure ci-dessous :

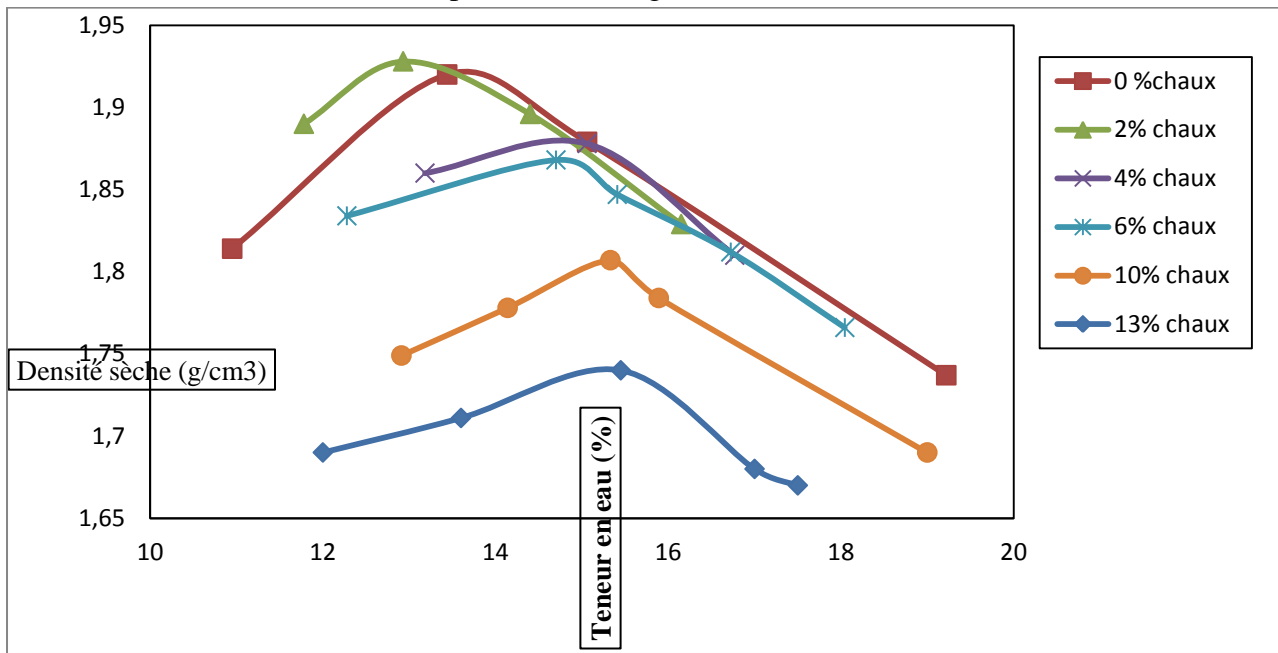


Figure III.14: Courbes Proctor de la marne stabilisée à la chaux

La courbe de la densité sèche optimale en fonction du pourcentage d'ajout de chaux

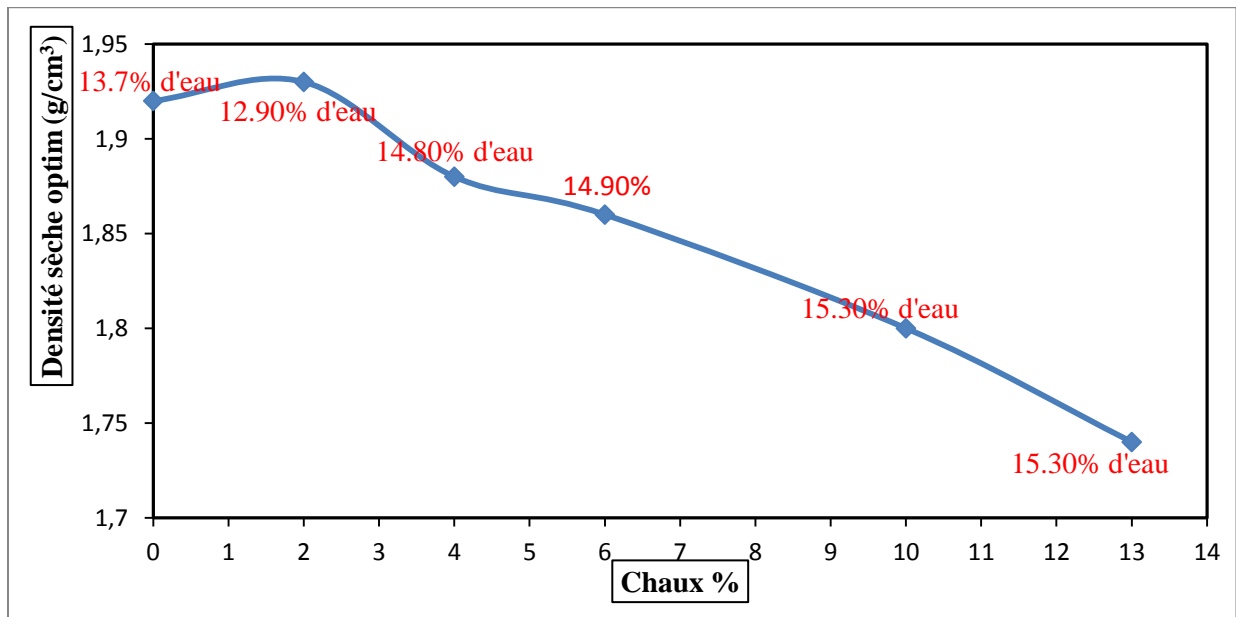


Figure 15.III: Densité sèche en fonction du pourcentage d'ajout de chaux

Tableau 7.III : Récapitulation des teneurs en eau optimales en fonction des % d'ajout de chaux

La chaux (%)	0	2	4	6	10	13
La teneur en eau optimum (%)	13.70	12.90	14.80	14.90	15.30	13.50

La courbe de la teneur en eau en fonction de la chaux

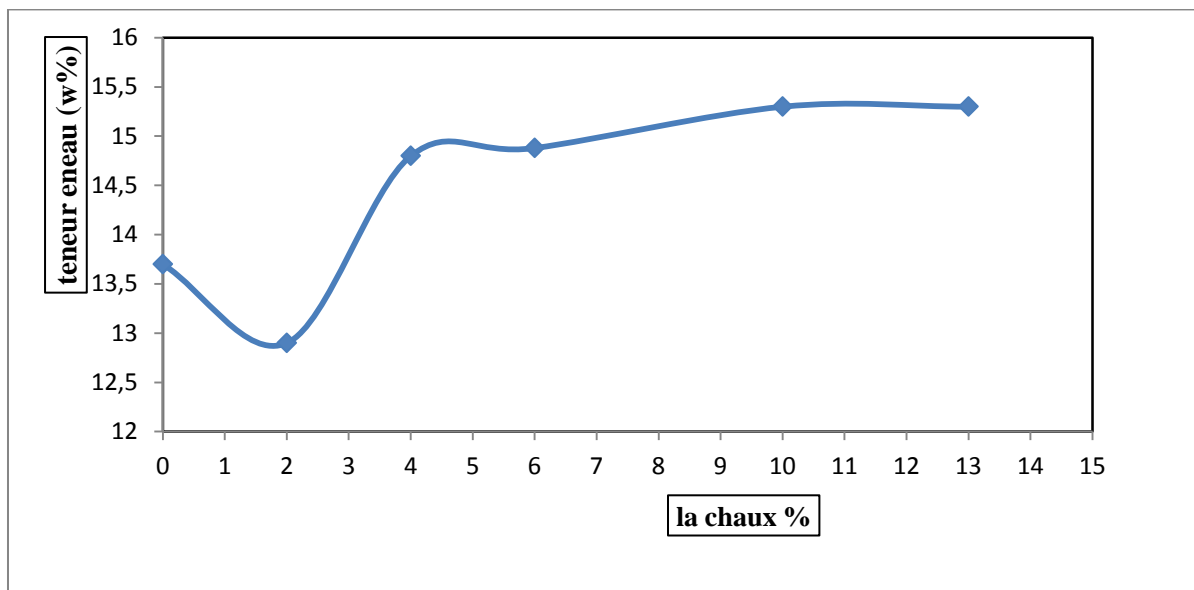


Figure 16.III: Teneur en eau en fonction du pourcentage d'ajout de chaux

Tableau 8.III : Récapitulation les densités optimales en fonction des % d'ajout de chaux

Chaux %	0	2	4	6	10	13
Densité sèche optimale $\rho_{d \text{ optim}}$ (g/cm^3)	1.920	1.930	1.88	1.86	1.80	1.74

III.4. Interprétation des résultats de l'ajout de la chaux

III.4.1 Traitement à la chaux

- D'après la figure 14, nous constatons que la sensibilité à l'eau des mélanges se traduit par des courbes Proctor de formes variées. A 0% de la chaux, la courbe Proctor présente une forme accentuée, ce qui explique la grande sensibilité du sol à l'eau.
- Pour les mélanges (la marne + % de chaux de 4, 6, 10,13%), les courbes Proctor sont déplacées vers la droite, elles présentent une forme aplatie et les optimums Proctor sont déplacés vers les teneurs en eau plus fortes. La teneur en eau optimale tend à se

stabiliser pour des ajouts de l'ordre de (10%, 13%) de chaux ; ceci traduit la faible sensibilité des mélanges à l'eau.

- Par contre, la courbe Proctor obtenue à 2% d'ajout de chaux, la teneur en eau optimale se déplace vers la gauche par rapport à la courbe à 0% d'ajout de chaux, et la masse volumique à l'optimum est augmentée. On peut déduire que le pourcentage idéal pour stabiliser le matériau marne est de 2% de chaux.

- **Traitement des sols**

Les deux techniques de traitement (la chaux et le ciment) permettent de valoriser les sols. Elles correspondent :

- À la réduction de la porosité réalisée par le compactage
- À la modification des caractéristiques physiques et mécaniques par l'utilisation d'agents chimiques.

Dans le cas des sols fins, ces deux techniques sont utilisées afin de rendre les sols aptes au terrassement.

III.4.1.La comparaison par rapport à d'autres travaux

1. Les caractéristiques de chaux est d'empêcher la variation de teneur en eau dans le sol peu plastique. En effet. Ils rendent le sol insensible à l'eau quelque soit le degré d'imbibition « *Modou DIOP. 2002* »

De manière générale, l'adjonction de chaux se traduit par les phénomènes suivants:

- Augmentation de la limite de liquidité,
- Augmentation encore plus rapide de la limite de plasticité, d'où cependant diminution de l'indice de plasticité,
- Diminution de la densité maximale Proctor.

Augmentation de la teneur en eau optimale de compactage (la courbe Proctor s'aplatit).

2. L'amélioration des caractéristiques de compactage du sol :

La densité sèche maximale diminue tandis que la teneur en eau optimale augmente. Cet effet constitue manifestement un avantage pour des sols où la teneur en eau naturelle est trop élevée. Le traitement à la chaux permet donc de transformer en quelques minutes un matériau plastique, collant et difficile à compacter, en un matériau rigide, facile à manipuler et à mettre en œuvre, et qui présente de plus une excellente portance. (www.chauxflash.be)

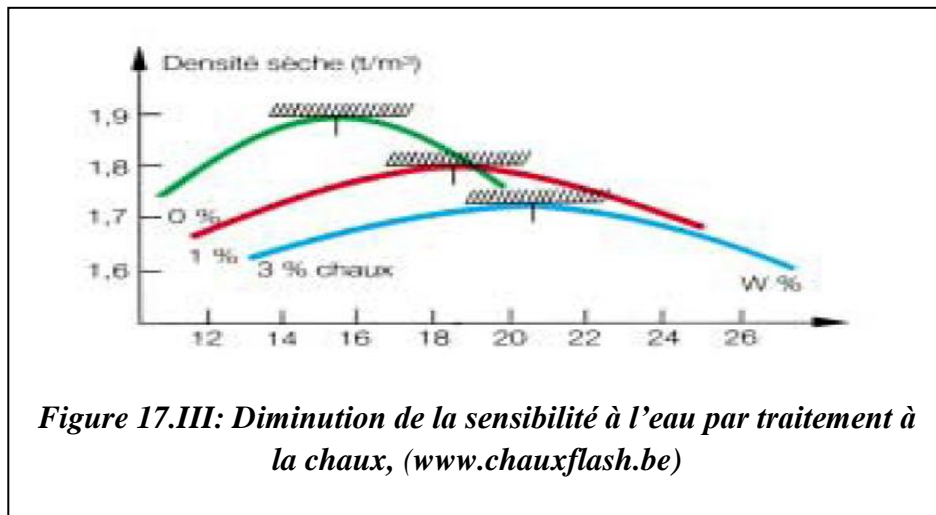
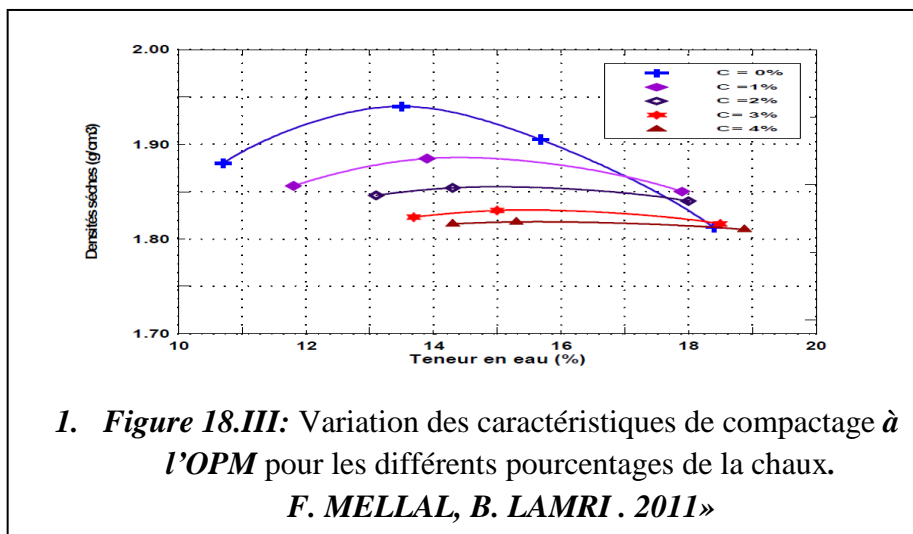


Figure 17.III: Diminution de la sensibilité à l'eau par traitement à la chaux, (www.chauxflash.be)

1. Le traitement à la chaux réduit donc la valeur maximale de la masse volumique apparente sèche et augmente la valeur de la teneur en eau optimale. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'accroissement de la surface totale des particules des mélanges traités par les grains fins de la chaux additionnée, puis la diminution de la densité sèche maximum est due à la faible masse volumique de la chaux « **F. MELLAL, B. LAMRI . 2011**»



1. Figure 18.III: Variation des caractéristiques de compactage à l'OPM pour les différents pourcentages de la chaux. F. MELLAL, B. LAMRI . 2011

3. L'amélioration du comportement des sols traités est justifiée par la présence des réactions chimiques entre les minéraux argileux et la chaux hydratée, un changement cationique puis une floculation qui sont les responsables de l'amélioration des propriétés physiques et une réaction pouzzolanique qui donne les deux principaux agents de cimentation CSH et CSA qui sont les responsables de la solidification des mélanges obtenus.

Remarque: Les réactions de stabilisation peuvent être bloquées par le risque de formation des deux minéraux expansifs nommés *ettringite* et *thaumasite* qui sont dues à la présence du sulfate dans le sol.

III.5. Les résultats obtenus avec l'ajout du ciment à la marne

- D'après les résultats obtenus, le traitement au ciment donne des résultats très satisfaisants sur le mélange (la marne+le ciment).

Cas où le pourcentage le ciment est 0% :

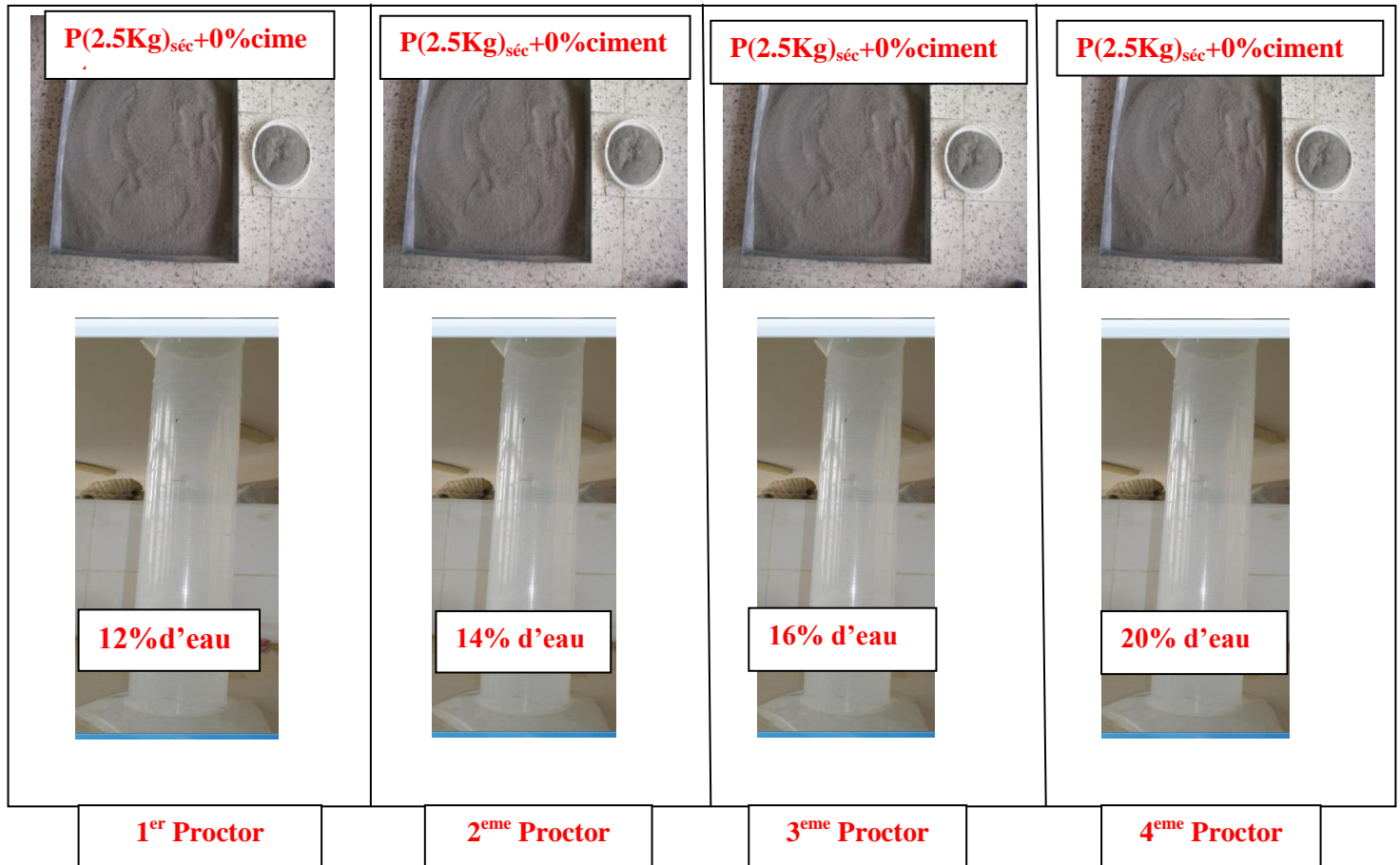


Figure 19.III: l'essai Proctor à 0% du ciment

Tableau 9.III : Ce tableau indique les résultats de l'essai Proctor de la marne à 0% du ciment

Teneur en eau (w%)	12%	14%	16%	20%
M _h (g)	1909.0	2068.4	2051.4	1965.1
M _s (g)	1720.6	1823.3	1782.9	1648.3
W%	10.95	13.44	15.06	19.22
ρ _d (g/cm ³)	1.814	1.920	1.879	1.737
v _t (mm ³)	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵

La courbe de Proctor à 0% de ciment

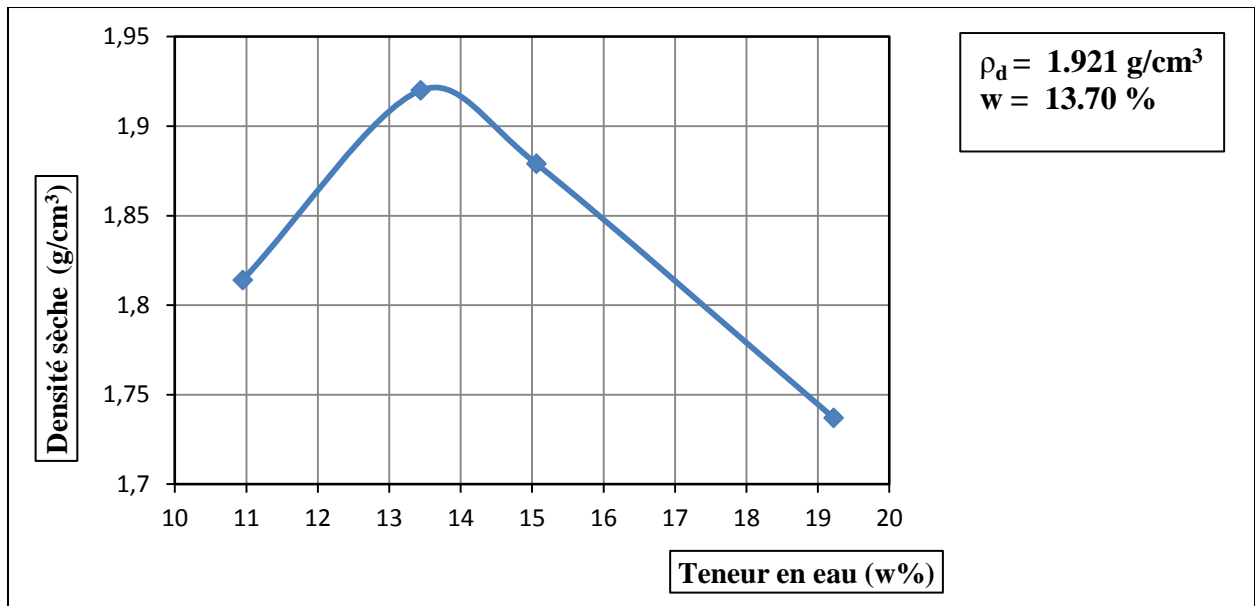


Figure 20.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 0% du ciment

Lorsque le pourcentage de ciment ajouté est égal à 0%, on obtient une densité sèche optimale max de 1.921g/cm³ correspondant à une teneur en eau optimale de 13.70%.

2. Cas où le pourcentage d'ajout de ciment = 2%

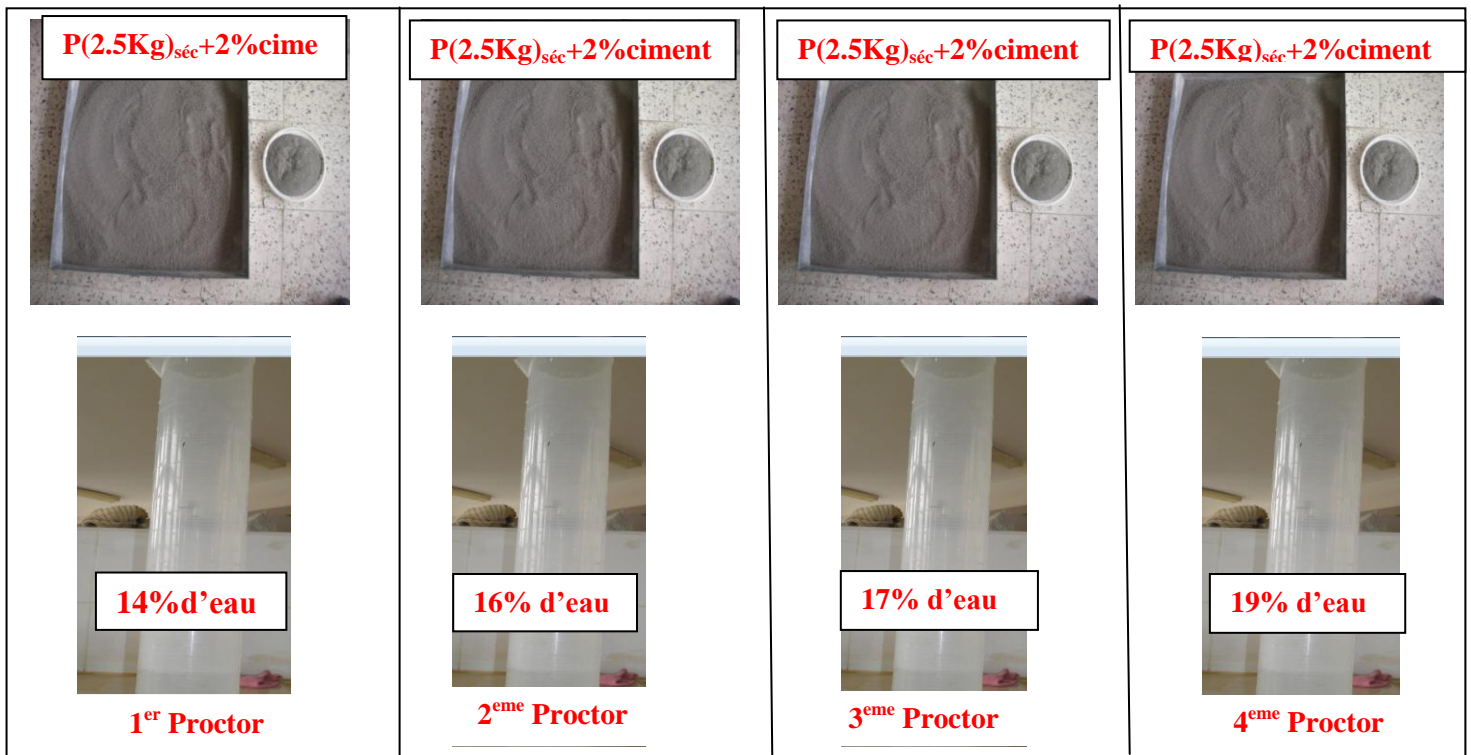
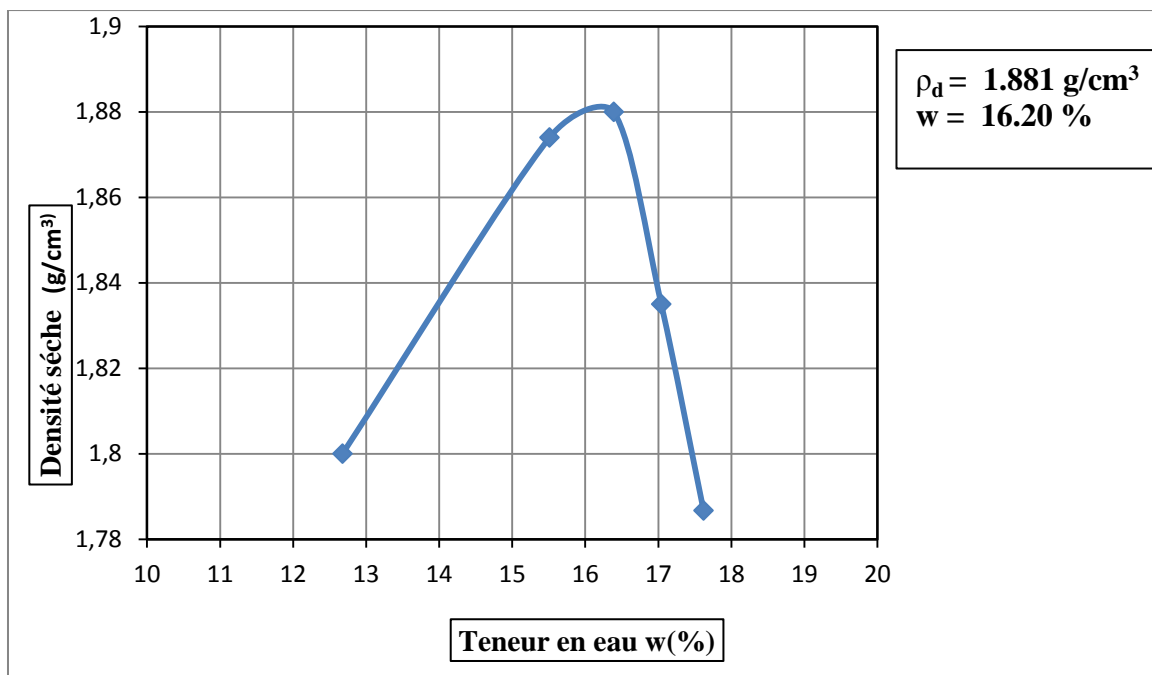


Figure 21.III: l'essai Proctor de la marne à 2% du ciment

Tableau 10.III : Ce tableau indique les résultats de la marne à 2% de ciment

Teneur en eau (w%)	14%	16%	17%	18%	19%
M_h	1946.6	2054.0	2082.8	2038.05	1993.3
M_s	1727.6	1778.1	1787.7	1741.2	1694.7
W(%)	12.676	15.51	16.39	17.04	17.62
ρ_d (g/cm ³)	1.820	1.874	1.8847	1.835	1.787
V_t (mm ³)	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5

La courbe Proctor de la marne à 2% de ciment**Figure 22.III**: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 2% du ciment

Lorsque le pourcentage de ciment ajouté est **2%**, on obtient une densité sèche optimale max de **1.881 g/cm³** et une teneur en eau optimale de **16.2%**.

3. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 4% = 100g

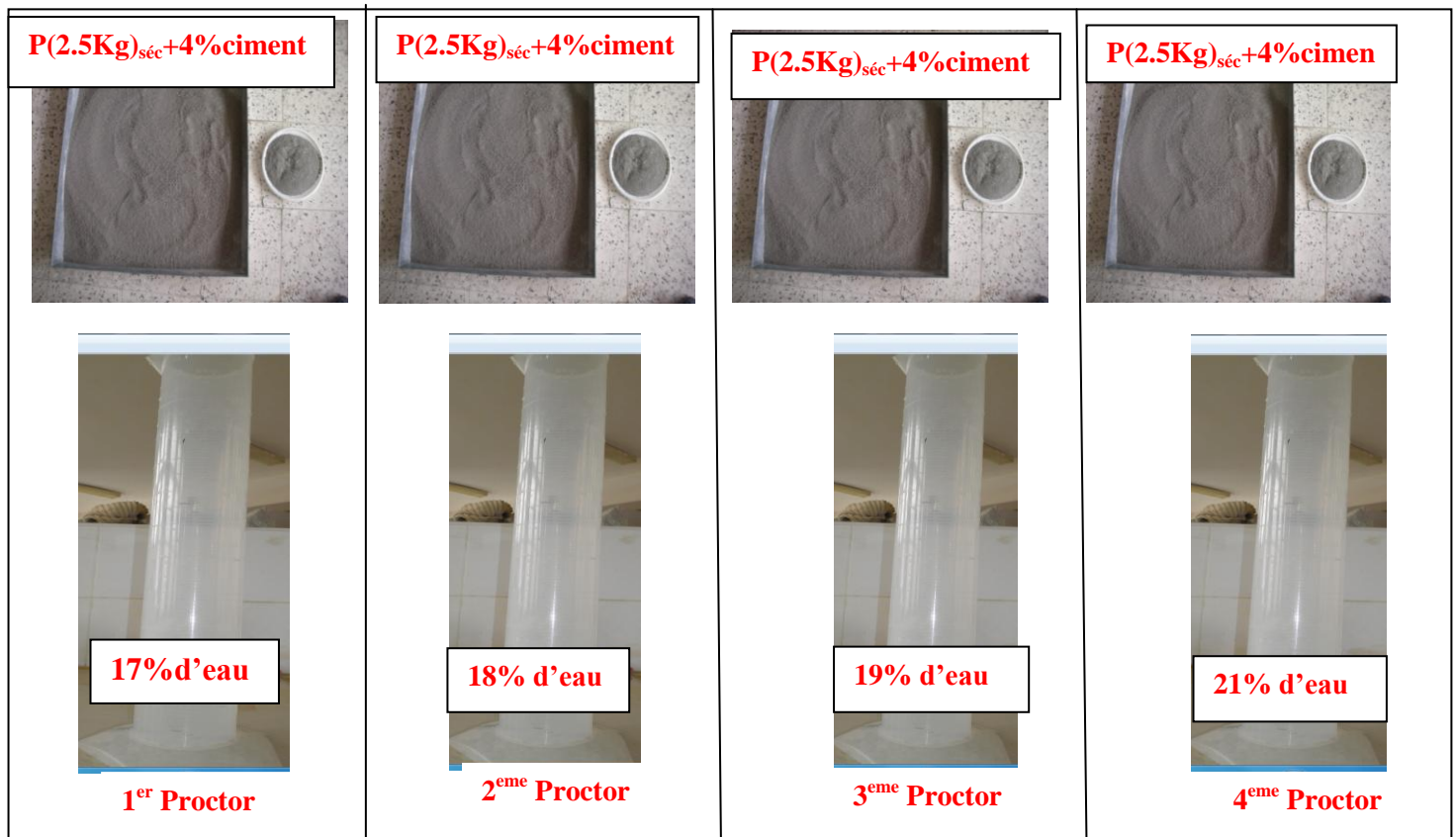


Figure 23.III: l'essai Proctor à 4% du ciment

Tableau 11.III : Résultats de l'essai Proctor de la marne à 4% du ciment

Teneur en eau w%	17%	18%	19%	21%
M _h	2040.9	2071.4	2056.15	1977.9
M _s	1763.5	1788	1754.73	1654.9
w(%)	15.730	15.850	17.17	19.51
ρ _d (g/cm ³)	1.859	1.885	1.850	1.745
v _t (mm ³)	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵	9.485×10 ⁵

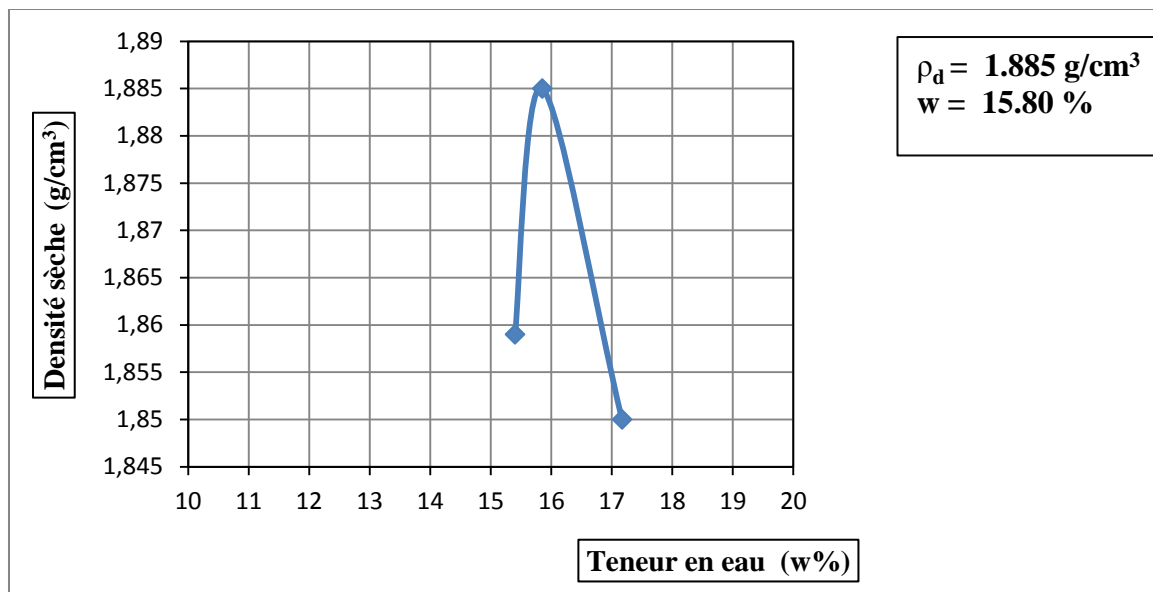
La courbe de Proctor à 4% de ciment

Figure 24.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 4% du ciment

Lorsque le pourcentage de ciment ajouté est 4%, on obtient une densité sèche optimale max égale à $1,885 \text{ g/cm}^3$ correspondant à une teneur en eau optimale de 15,80%.

4. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 6% = 150g

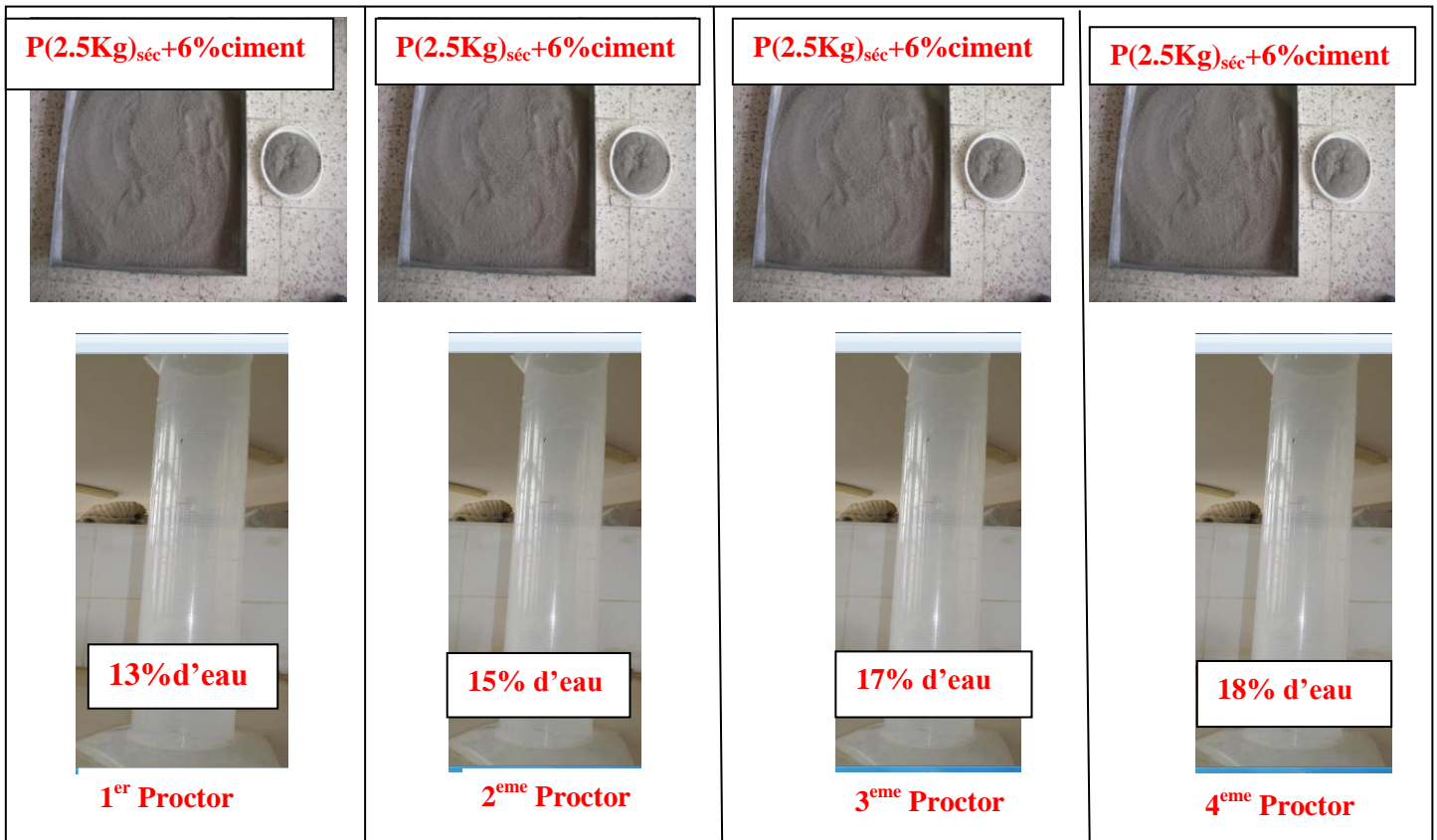


Figure 25.III: l'essai Proctor de la marne à 6% du ciment

Tableau 12.III : Résultats de l'essai Proctor de la marne à 6 % du ciment

Teneur en eau w%	13 %	15 %	17 %	18 %	20 %
M_h	1986.4	2016.5	2074.2	2080.1	2037.8
M_s	1782.3	1784.9	1810.5	1796.1	1734.0
w(%)	11.45	12.95	14.56	15.81	17.52
ρ_d (g/cm ³)	1.850	1.881	1.908	1.894	1.828
v_t (mm ³)	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5

La courbe de Proctor à 6% de ciment

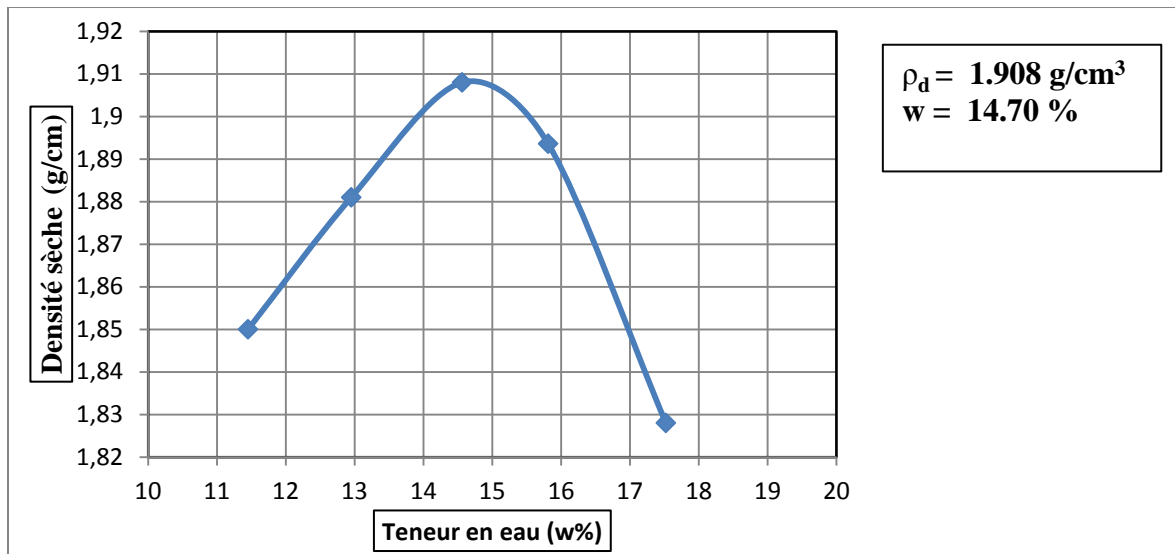


Figure 26.III: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 6% du ciment

Lorsque le pourcentage de ciment est 6 %, on obtient une densité sèche optimale égale à 1.908 g/cm³ correspondant la teneur en eau optimale égale à 14.70 %.

As où le pourcentage de ciment ajouté est 10% = 250g

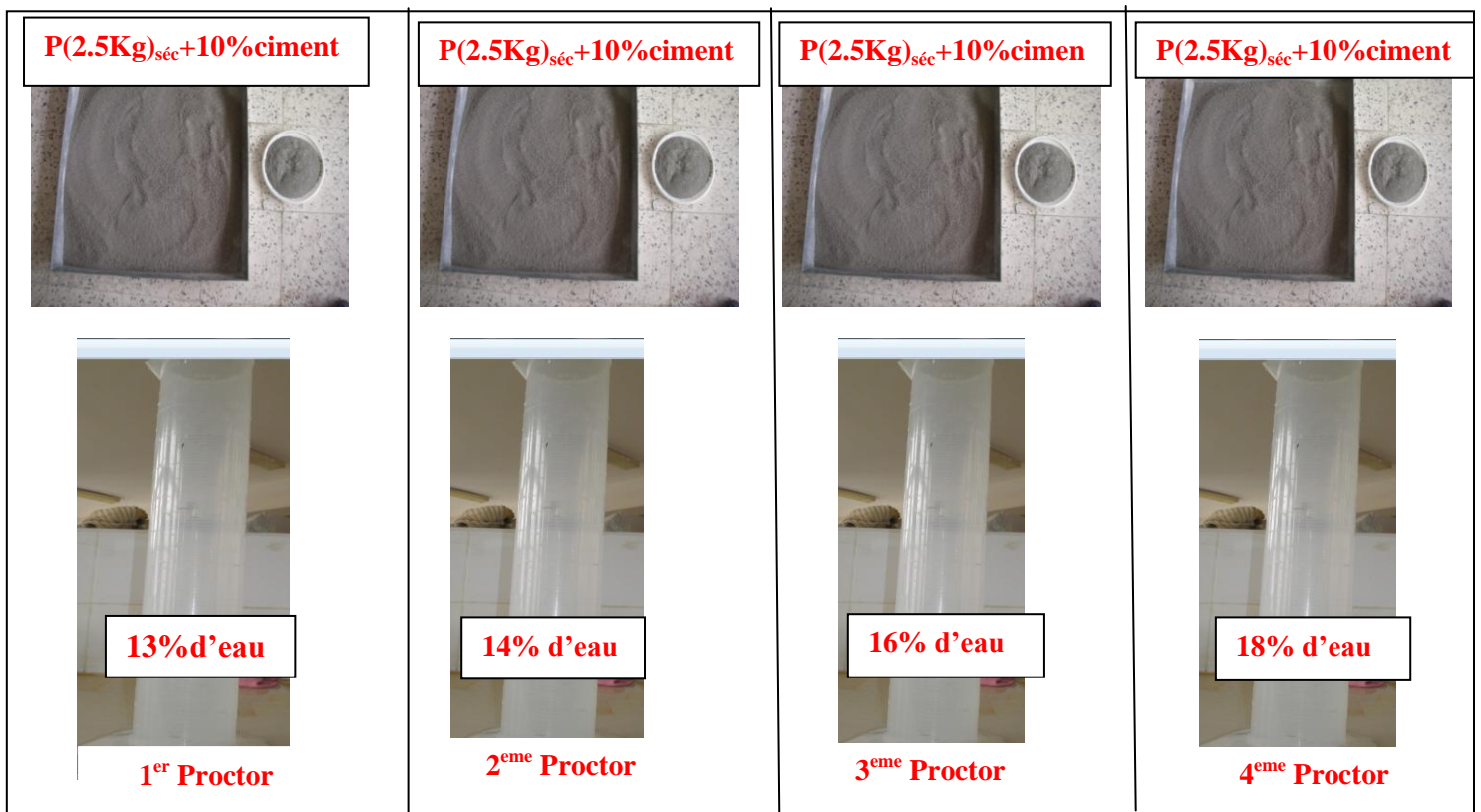
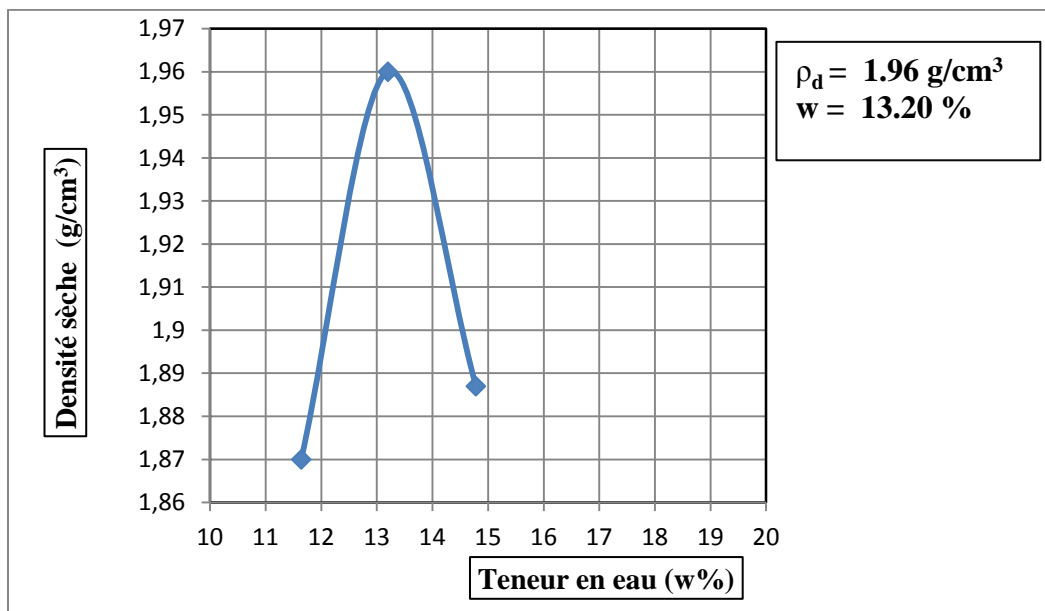


Figure 27.III: L'essai Proctor de la marne à 10% du ciment

Tableau 13.III : Résultats de l'essai Proctor à 10% du ciment

Teneur en eau w%	14 %	16 %	18 %
M_h	1979.4	2103.9	2054.9
M_s	1772.9	1858.6	1790.3
w(%)	11.64	13.198	14.78
ρ_d (g/cm ³)	1.870	1.960	1.887
v_t (mm ³)	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5

La courbe de Proctor à 10% de ciment**Figure 28.III**: courbe (densité sèche-teneur en eau) à 10% du ciment

Lorsque le pourcentage de ciment est égal à 10%, on obtient une densité optimale max de 1.96 g/cm^3 et une teneur en eau optimale égale à 13.20%.

5. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 13% = 325g

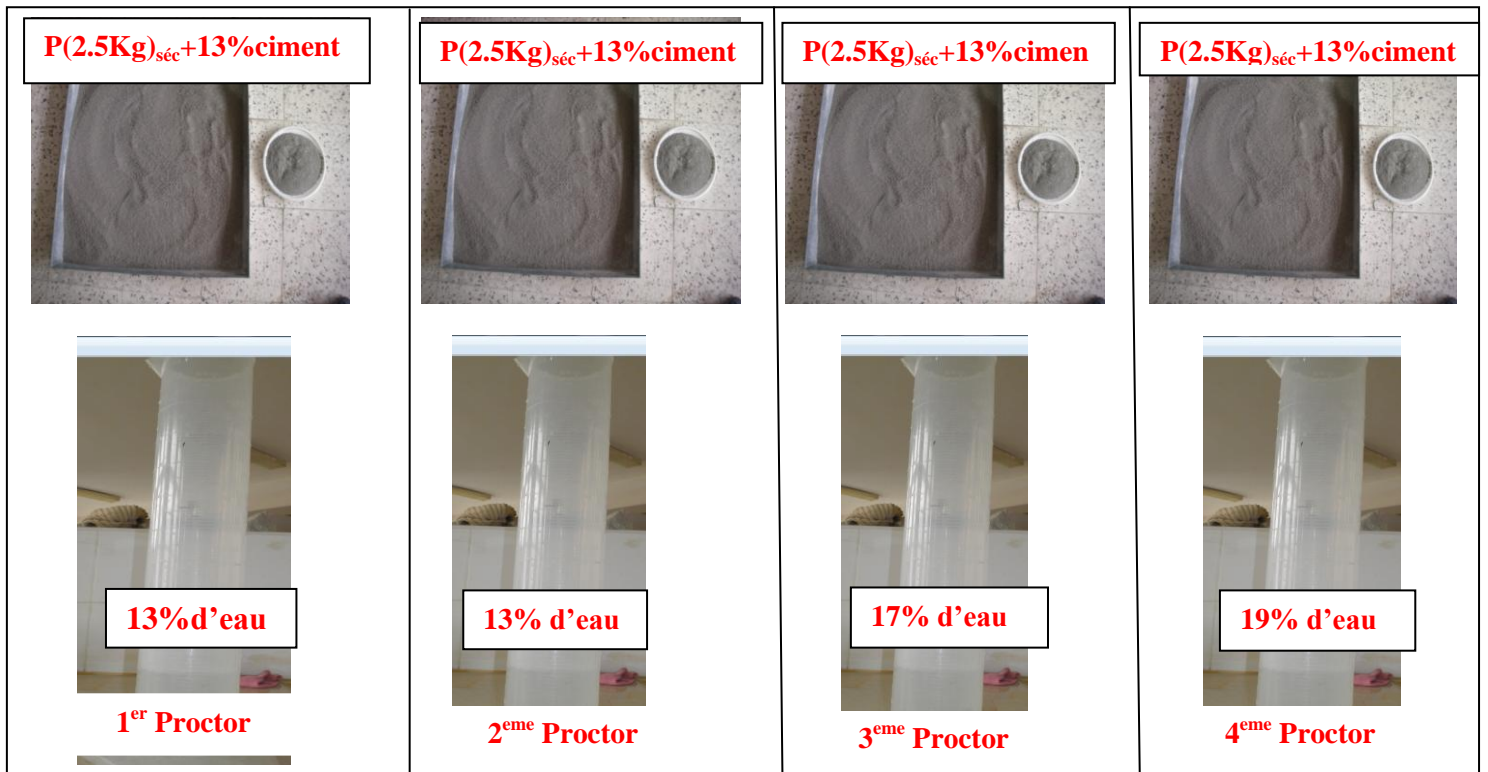


Figure 29.III: L'essai Proctor de la marne à 13% du ciment

Tableau 14.III : Résultats de l'essai Proctor à 13% du ciment

Teneur en eau w%	13 %	15 %	17 %	19%
M _h	1925.8	1962.7	2074.2	2062.5
M _s	1746	1761	1834	1797.4
w(%)	10.29	11.45	13.10	14.75
ρ_d (g/cm ³)	1.841	1.856	1.933	1.895
v _t (mm ³)	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5	9.485×10^5

La courbe Proctor à 13% de ciment

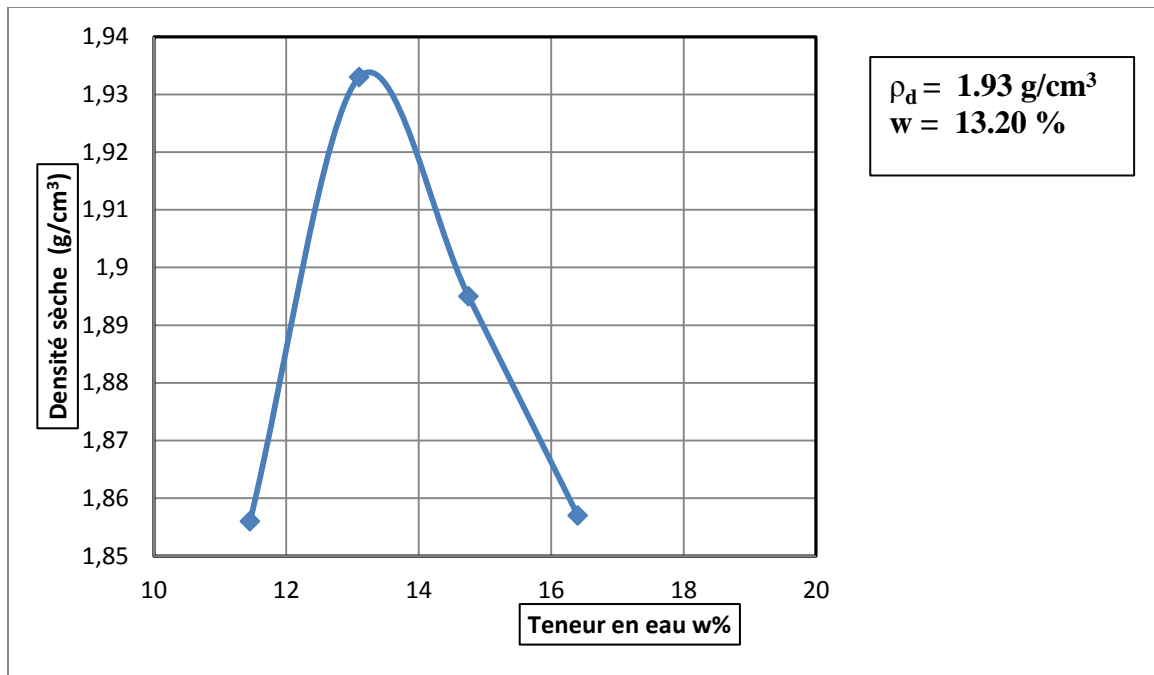


Figure 30.III: courbe (densité sèche -teneur en eau) à 13% du ciment

Lorsque le pourcentage de ciment est égal à **13%**, on obtient une densité sèche optimale de **1.93 g/cm³** correspondant l'optimum de teneur en eau égal à **13.20%**.

Les courbes Proctor obtenues de la marne en fonction du pourcentage d'ajout de ciment sont portées sur la figure ci-dessous

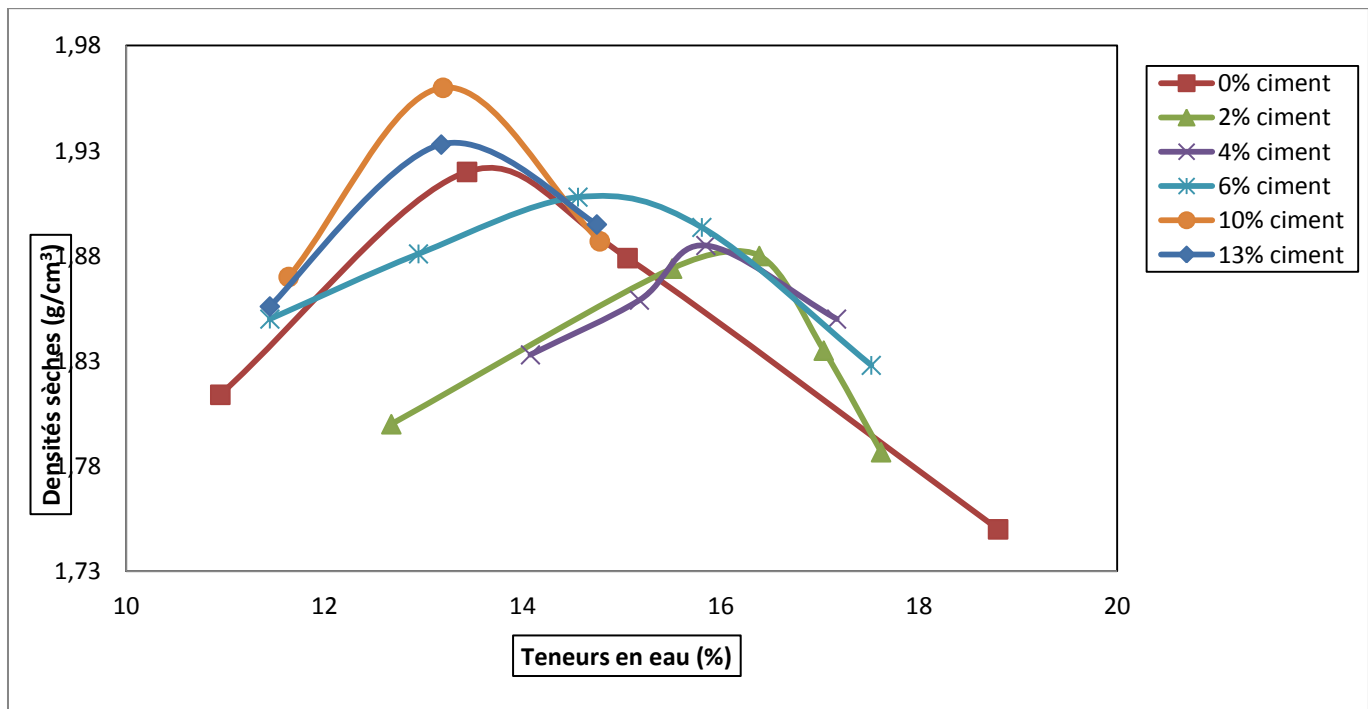


Figure 31.III: Courbes (densité sèches -teneurs en eau) au ciment

Tableau 15.III : La densité sèche de la marne en fonction du pourcentage de ciment

Le ciment %	0	2	4	6	10	13
Densité sèche optimale $\rho_{d \text{ optim}}$ (g/cm ³)	1.920	1.881	1.885	1.908	1.96	1.933

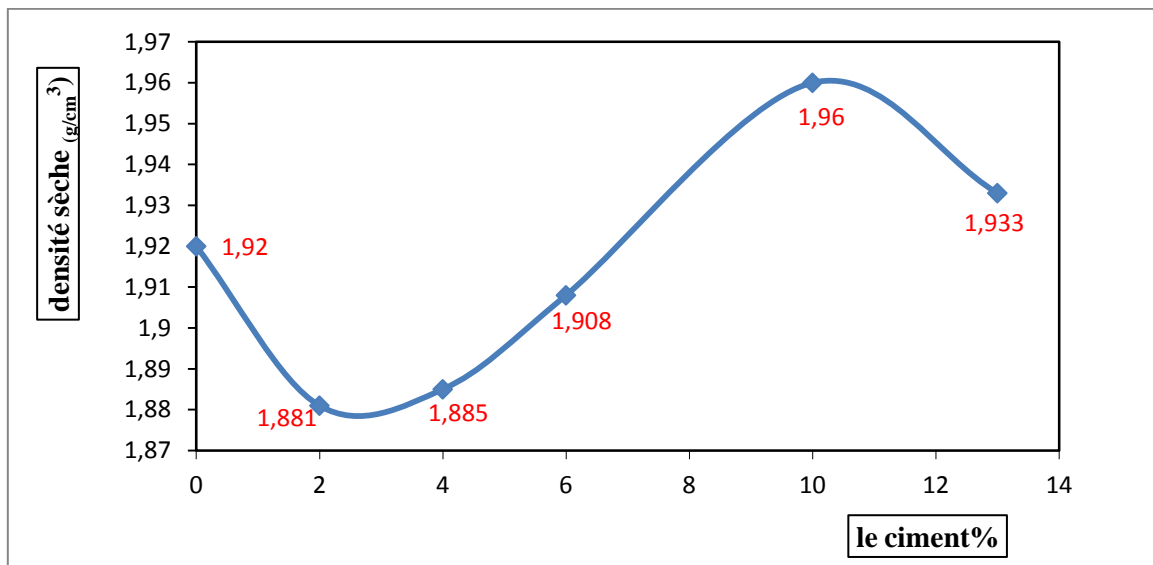


Figure 32.III: Courbe $\rho_{d \text{ optim}}$ (g/cm³) en fonction du pourcentage de ciment

Tableau 16.III : Teneur en eau en fonction de pourcentage de ciment

Le ciment %	0	2	4	6	10	13
Teneur en eau ($w_{\text{ optim}}$ %)	13.70	16.20	15.80	14.70	13.20	13.20

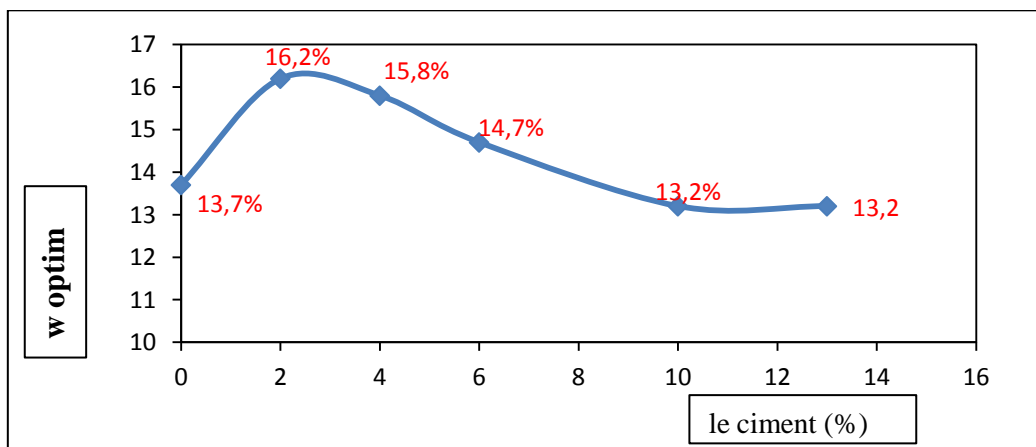


Figure 33.III: Courbe (w opt % en fonction du % de l'ajout de ciment)

III.6: Interprétations des résultats de l'ajout de ciment

On remarque que

- Pour les mélanges (la marne + % de ciment de 0, 2, 4,6%), les courbes Proctor sont déplacées vers la droite, elles présentent une forme aplatie et les optimums Proctor sont déplacés vers les teneurs en eau plus fortes. La teneur en eau optimale tend à se stabiliser pour des ajouts de l'ordre de (10%, 13%) de ciment.
 - L'optimum Proctor des mélanges (la marne +le % ciment) augmente avec une augmentation du pourcentage de ciment jusqu'à 10% (ciment) où il atteint son maximum de 1.96g/cm³ (masse volumique sèche) **figure N°32.III.**
 - A 3% d'ajout de ciment, il y a une diminution de masse volumique sèche à 1,881 g/cm³, mais avec une importante augmentation de la teneur en eau.
- A partir de 10% du ciment, on aura une stabilisation des teneurs en eau optimales qui atteignent 13.20% qui correspond à une densité sèche 1.96g/cm³. Ensuite la densité sèche diminue à 1.933 g/cm³ à 13% de ciment. Au-delà de 13% de ciment, on aura une stabilité de la teneur en eau et la densité sèche.

❖ **Explication aux autres travaux**

Tableau17.III : Résultats obtenus par l'étude de « *Modou DIOP.2002* »

% de ciment		0 %	3 %	3.5 %	4 %
ESSAI PROCTOR	W _{opm}	9.0	11.2	10.9	11.4
	γ _{d,max}	2.002	1.910	1.903	1.920

Résultats géotechniques sur la marne calcaire traitée au ciment

1. D'après les résultats de la présente étude, le ciment peut être un bon traitement pour une marne selon le GTR 2000. La tendance des résultats a mis en évidence des modifications marquées des caractéristiques physiques, qui se traduisent par une légère diminution de la limite de liquidité, une augmentation de la limite de plasticité [OKA 2000], [PAS 2005].
2. La technique de traitement est basée sur la formulation de mélanges à différents pourcentages de ciment et de matériaux médiocres, en vue d'avoir un matériau de bonne qualité à la fois économique et facile à mettre en œuvre (SETRA).

- ❖ Si on compare nos résultats aux résultats des autres travaux, on constate que les résultats obtenus confirment ceux obtenus par les autres chercheurs et les densités sèches obtenus sont assez proches de celles *Modou DIOP.2002*. Les principales conclusions sont résumées comme suit :
 - Dans la courbe (Figure N°33.III), la densité sèche atteint son minimum 1.880g/cm^3 à 3% de ciment ;
 - Elle atteint sa densité maximale 1.96 g/cm^3 à 10% de ciment.
 - L'aplatissement des courbes Proctor indiquent la réduction de sensibilité à l'eau et une augmentation de la portance du sol.
 - Réduction de la porosité par le compactage
 - L'action immédiate du ciment est limitée. Cependant lors de l'utilisation d'un liant hydraulique comportant une forte proportion de chaux, la floculation des sols peut se produire. Plus généralement, les liants hydrauliques sont considérés comme des correcteurs granulométriques améliorant les caractéristiques du sol lors du compactage (cas de ciment).
- le comportement mécanique lors du compactage, L'optimum est décalé vers des teneurs en eau plus importantes et la densité de compactage est plus faible à 2% de ciment. Dans ce cas l'allure générale de la courbe est aplatie traduisant insensibilité à l'eau du matériau. La modification du sol est importante dès un ajout de ciment en quantité importante à 10% de ciment.
- Lorsque l'adition avec le ciment est introduit sous forme de poudre qui permet de disperser les grains de ciment à la surface. Cet ajout (ciment) d'hydrate d'accompagnement d'un transfert d'ions Ca^{+2} , OH vers l'intérieur de grains du matériau (les caractéristiques chimiques et physiques).
- Le compactage du sol traité est effectué avant que la prise du ciment ne commence .il sert à rapprocher les distances entre les grains et à combler la macroporosité. Le compactage du sol traité au ciment permettant le mélange devient plus compacter.

III.7. Conclusion générale

- Le ciment rigidifie mieux et plus rapidement les sols marneux comparativement à la chaux. De même, leur résistance au gel est meilleure. En outre, les ciments portlands sont plus efficaces comparativement à la chaux :
La chaux atteint une amélioration de la densité sèche à 2% de la chaux, par contre le ciment atteint une amélioration importante un degré égal à 10% de ciment.
- On conclure que la bonne résistance à l'ajout de ciment.

IV. Introduction

Quand, dans un sol, la contrainte de cisaillement dépasse une certaine valeur critique, le sol cède et se rompt. En géotechnique, on s'intéresse davantage à la **résistance au cisaillement** des sols parce que, dans la plupart des fondations ou des ouvrages en terre, la rupture est produite par l'application de contraintes de cisaillement excessives.

La résistance au cisaillement des sols constitue une part importante de la plupart des problèmes de construction, et particulièrement des problèmes de fondation. La capacité portante des semelles et des pieux, la stabilité des talus naturels, des excavations, des barrages et des remblais, la poussée des terres contre les murs de soutènement et les tunnels, etc. sont fonction des caractéristiques de la résistance au cisaillement des sols. Il est difficile de définir la résistance au cisaillement des sols de façon rigoureuse, car le terme inclut à la fois un concept de rupture et un concept de déformation excessive.



Figure IV.1: Les problèmes de construction

IV.1. Généralité

La résistance au cisaillement est une contrainte tangentielle à la surface de la rupture d'un sol qui produite par l'ensemble de particules opposé, supporte une charge verticale ou le poids propre, voir la figure suivante:

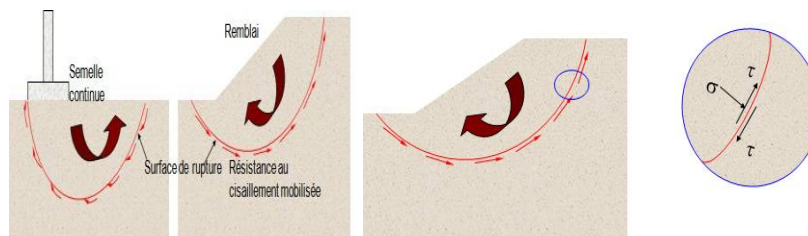
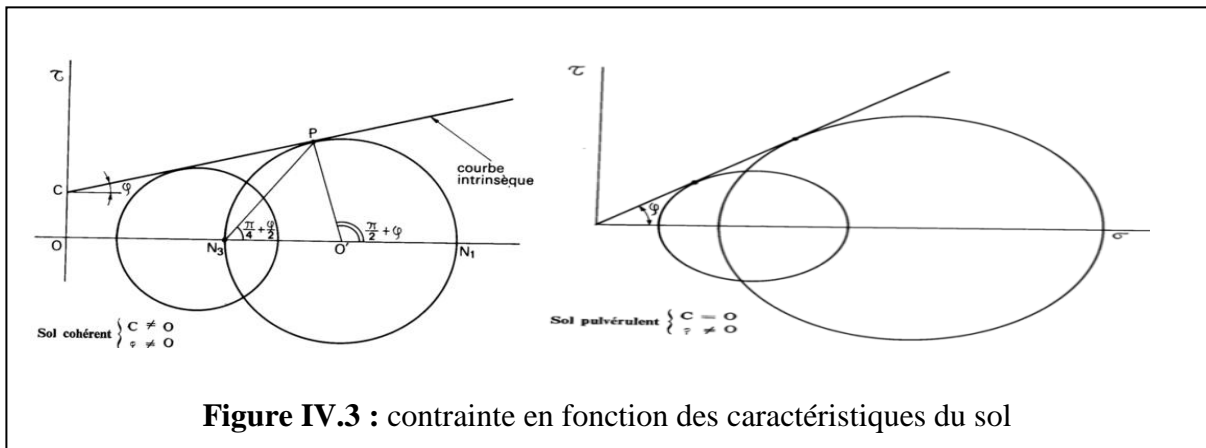


Figure IV.2 : les surfaces de rupture

Comme on peut exprime cette contrainte en fonction des caractéristiques du sol (la cohésion et l'angle de frottement) et la contrainte verticale qui dans la relation entre eux par *la loi MOHR-COULOMB*.

- τ : Contrainte tangentielle
- C : cohésion (frottement interne)
- σ : contrainte normal
- ϕ : l'angle de frottement

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi$$



IV.2. Mécanisme de rupture d'un sol

Dans un sol saturé, l'application d'une charge se porte dans un premier temps sur l'eau interstitiel puis progressivement en suite elle se repose sur le squelette solide du sol.

La rapidité de ce repos est fonction de la perméabilité du sol, Ce repos peut être instantané si le sol ne comporte pas d'éléments très fins ou argileux, dans ce cas la résistance au cisaillement au milieu est essentiellement due au frottement des grains les uns sur les autres.

✓ Elle dépend donc :

- ♦ De la nature et de la forme des grains
- ♦ De leur disposition par rapport aux directions principales du champ des contraintes

Si au contraire la perméabilité du sol est faible (charge des éléments fins) le processus de cisaillement dépend beaucoup de la vitesse d'application des contraintes.

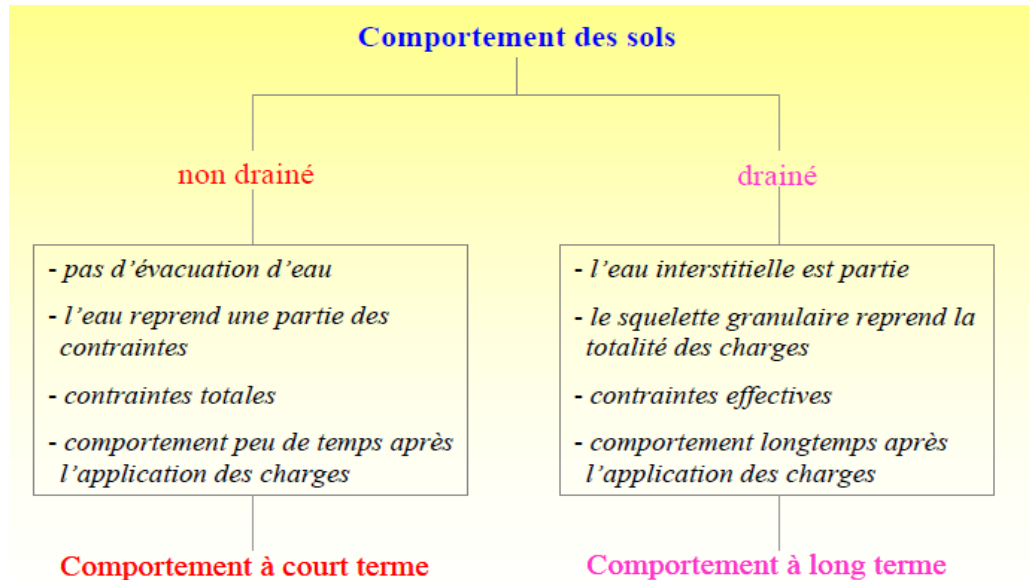
On peut donc envisager pour ces sols, deux types de comportement :

❖ **Comportement à long terme :**

Dans ce cas la pression interstitielle peut se dissiper lentement ; la résistance au cisaillement est alors celle du squelette solide. Si le squelette est constitué d'éléments argileux, sa cohésion est d'abord mobilisée.

❖ **Comportement à court terme :**

L'application brutale des contraintes, conduit à une rupture instantanée ; la résistance au cisaillement du sol est dans ce cas conditionnée par le comportement de l'ensemble solide/eau interstitielle.



Pour déterminer les caractéristiques mécaniques (ϕ et C) de n'importe quel sol on doit passer à des essais au laboratoire comme :

- ✓ L'essai de cisaillement direct.

IV.2.1. Définition

Cet essai est plus vieux par rapport à d'autres essais de cisaillement en laboratoire (essai scissomètre, essai au pénétromètre à cône suédois, essai de compression simple et l'essai triaxial).

Des expériences de COLOMB, il s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement, dont la forme la plus récente a été élaborée par **ARTHUR CASAGRANDE en 1932**. Voir ces figures 4 :

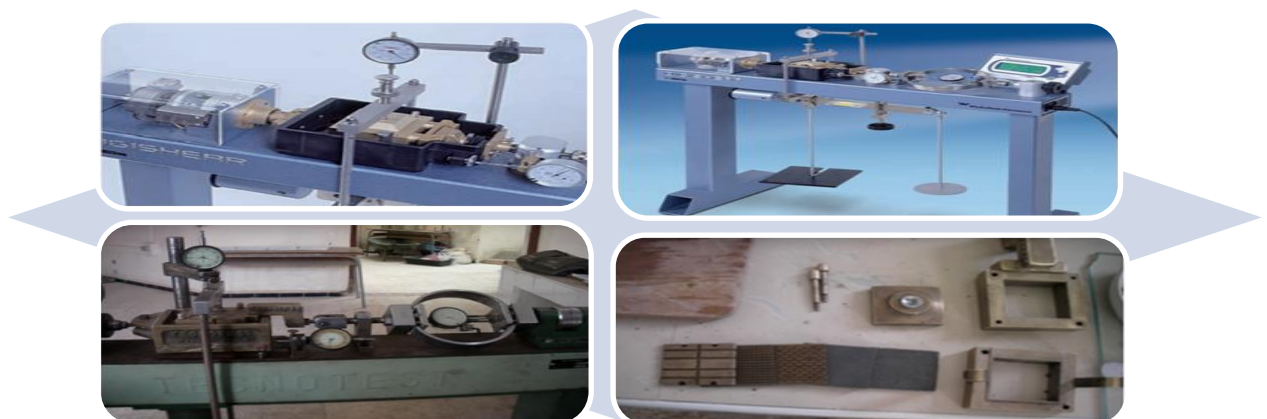
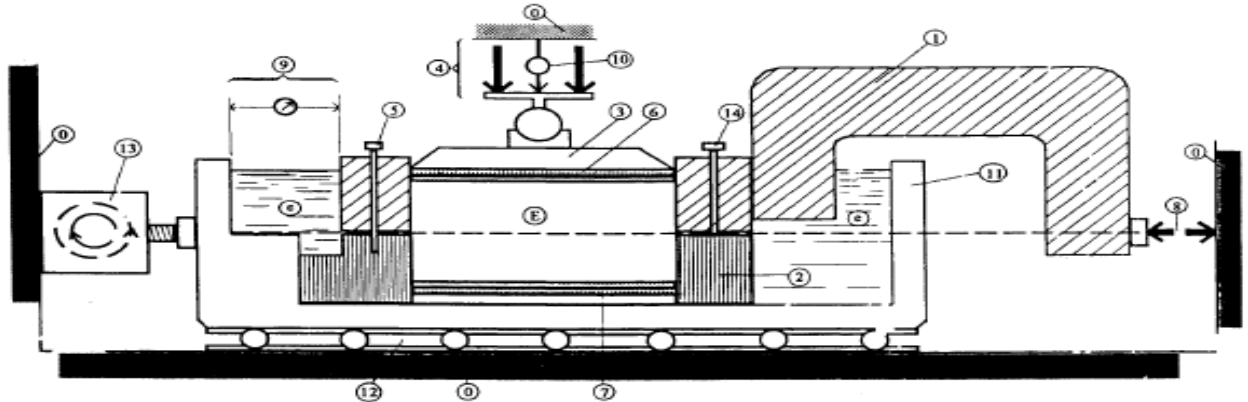


Figure IV.4 Essai de cisaillement rectiligne

L'essai de cisaillement direct à la boîte consiste à cisailier l'éprouvette de sol, qui est placée entre deux demi-boîtes, suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une force normale N et une force

tangentielle T (Figure). La demi-boîte inférieure peut se déplacer horizontalement, à vitesse de déplacement constante. Cet essai permet de représenter la résistance au cisaillement du sol par une relation entre la contrainte tangentielle τ (T/S) et la contrainte normale σ_N (N/S) sur la surface de rupture (S : surface de l'éprouvette).



- | | |
|--|---|
| 0 Bâti | 9 Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal δl |
| 1 Demi-boîte supérieure | 10 Dispositif de mesure du déplacement vertical δh |
| 2 Demi-boîte inférieure | 11 Châssis étanche |
| 3 Piston rigide | 12 Glissière sans frottement |
| 4 Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston | 13 Système de déplacement à vitesse constante |
| 5 Solidarisation des demi-boîtes | 14 Vis de soulèvement de la demi-boîte |
| 6 Plaque drainante supérieure | e Eau déminéralisée |
| 7 Plaque drainante inférieure amovible | E Éprouvette de sol |
| 8 Dispositif de mesure de l'effort horizontal T | |

Figure 4 : Schéma de la boîte de cisaillement — Exemple avec la demi-boîte inférieure mobile

Figure IV.5 : Schéma de boîte de cisaillement

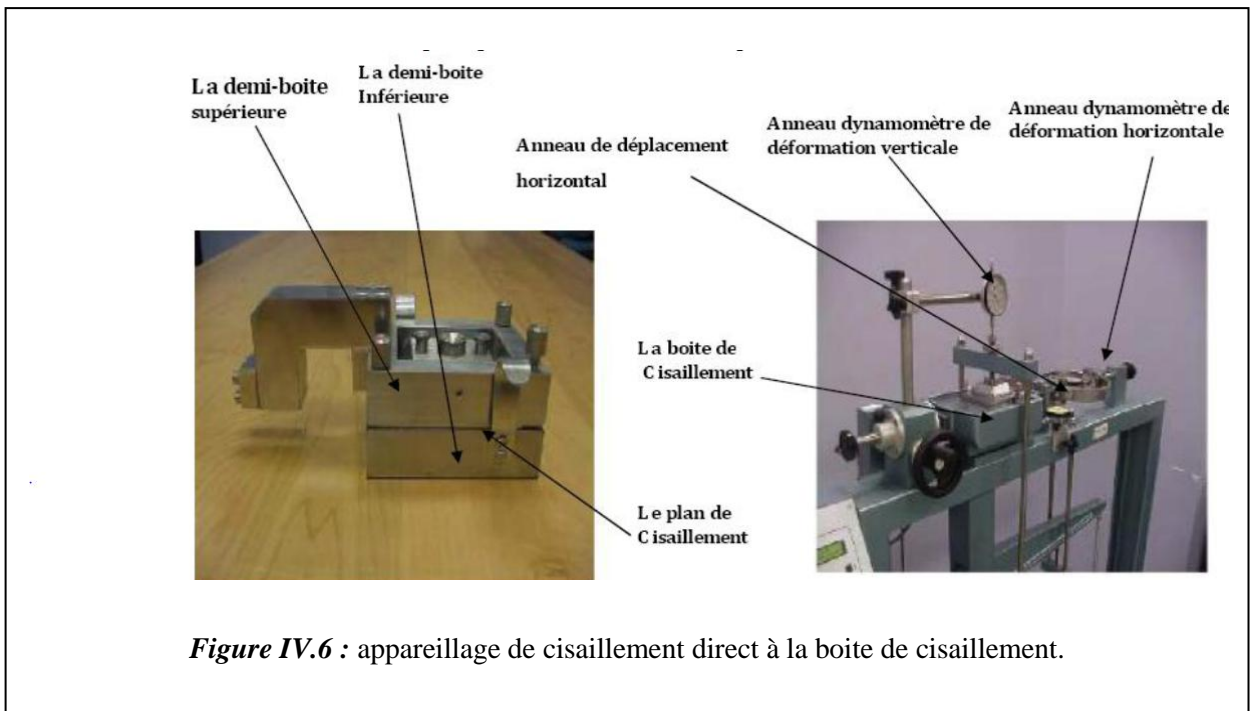


Figure IV.6 : appareillage de cisaillement direct à la boîte de cisaillement.

IV.3. Les types d’essais de cisaillement à la boîte

Tableau IV.1 : Ce tableau suivant qui résumant les essais cisaillement

Essais effectués à la		boîte de cisaillement
Type de sol	Type d’essai	Vitesse des essais
Tous les sols, pulvérulents ou cohérents	Essais drainés	Rapide ou lente suivant la perméabilité du sol
Sols cohérents ou fins de très faible perméabilité	Essais non drainés	Rapide

Ce que nous intéresse dans notre projet étude l’essai de cisaillement à la boîte à l’essai drainé.

Plusieurs auteurs ont utilisé la boîte de cisaillement direct

- (Terzaghi et Peck [1965],
- Nichiprovitch et Rasskazov (1967),
- LCPC [1987],
- Bourdeau [1997],
- Magnan [1998],
- Shirdam [1998],
- Valle [2001],
- Afriani [2003]).

Dans ce chapitre présent les résultats d’essais de cisaillement direct à la boîte réalisée au laboratoire de génie civil de l’université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

IV.4. Procédure de l’essai

Pour faire des essais de cisaillement décrit, il faut préparer la boîte de Casagrande selon la nature de l’échantillon et selon **NF P 94-071-1** : Cisaillement direct. Parce que elle dépend de :

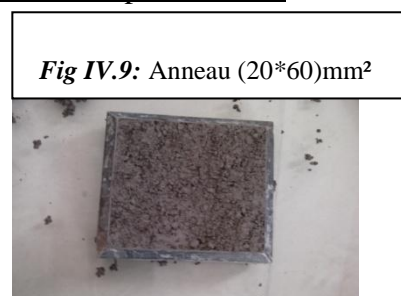
- **Sol pulvérulent** ⇒boit carre d’une largeur supérieur à 50 mm, si il ya des grosses particules (gravier) ⇒il faudra utiliser une boîte de 100mm ou de 300mm.
- **Sol cohérents** ⇒ boîte circulaire d’un diamètre intérieur ≥50 mm.

De notre cas on utilise la boîte carrée d’une section (60× 60)mm²

IV.5. Description de l’essai

Après avoir la boîte, on prépare de faire les essais selon les étapes suivant :

- Remplissage Et compactage (**fig IV.7**) ;



- Mitre la plaque rainurées et la plaque poreuse ;

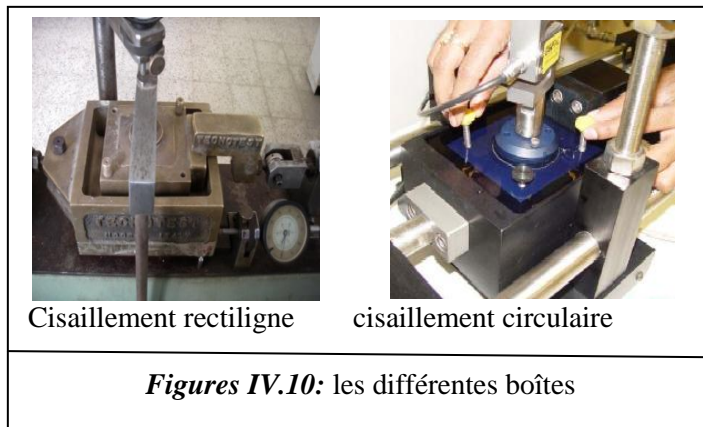


- Fixation les demi boites entre eux



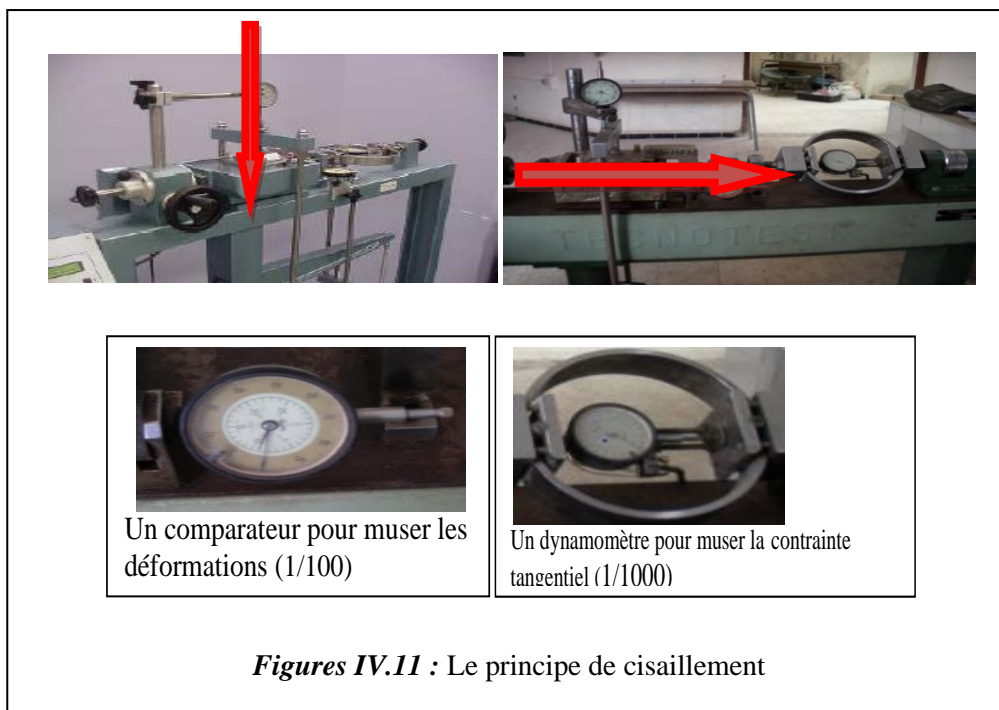
Fig IV.8: Fixation les demi-boites entre eux

- Mitre la boite sur le chariot et on position Les Comparateur pour mesure les déformations (Δh) et (Δv) Un anneau dynamométrique pour mesure la force de cisaillement



Figures IV.10: les différentes boîtes

- En fin on applique les charges verticales et on consolide le matériau à l'intervalle jusqu'à 30minutes.



- Après on lance la force horizontale avec une vitesse 0.2 mm /minute

IV.6. Interprétation de résultat

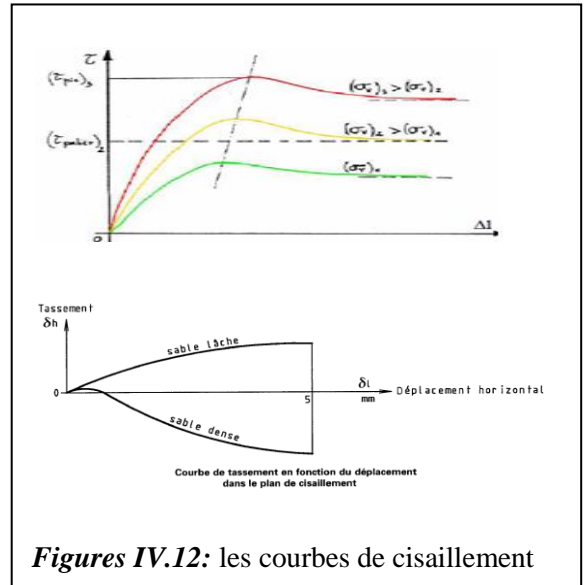
A la fin de l'essai ; on peut transformer les résultats obtenue se forme des courbe qui exprime la relation entre eux

Ces courbes la 12 ; représente la variation des contraintes tangentielle en fonctionne de la déformation pour les trois échantillons selon leur contrainte verticale

$$\tau = f(\Delta l/l)$$

Cette figure 12 montre la nature de sol qui exprimé Par :

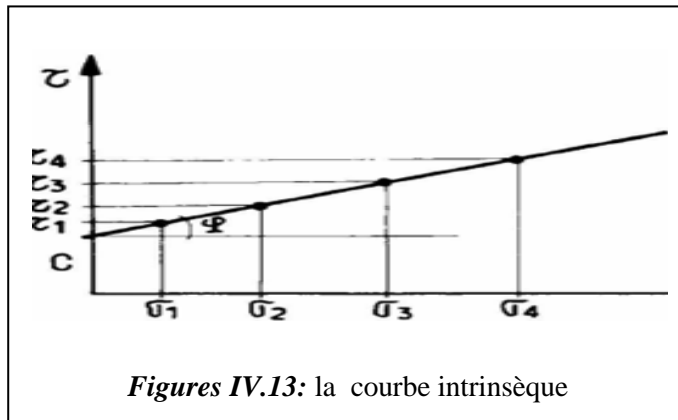
$$\Delta H/H_{\text{tassement}} = f(\Delta l/l)$$



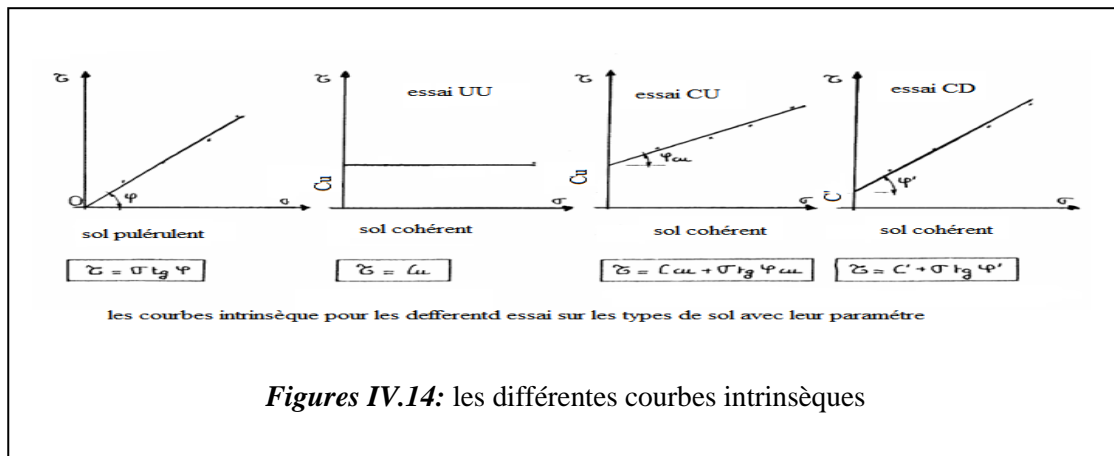
Figures IV.12: les courbes de cisaillement

Cette figure représente la courbe intrinsèque qui est déduite dans le premier graphe au pic des trois courbes qui signifiât la variation de la contrainte tangentielle en fonction des contraintes verticales :

$$\tau = f(\sigma)$$



Figures IV.13: la courbe intrinsèque



Figures IV.14: les différentes courbes intrinsèques

- De ce mémoire l'essai se fait à consolidation drainé (CU)

IV.7. Avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct❖ **Avantages**

- simple (la manipulation est facile)
- rapide (la durée d'exécution courte)
- économique (le coût n'est pas cher)

❖ **Inconvénients**

- contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture
- non uniformité de déformation dans le sol
- frottement de deux demi-boîtes
- pas de contrôle de la pression interstitielle;

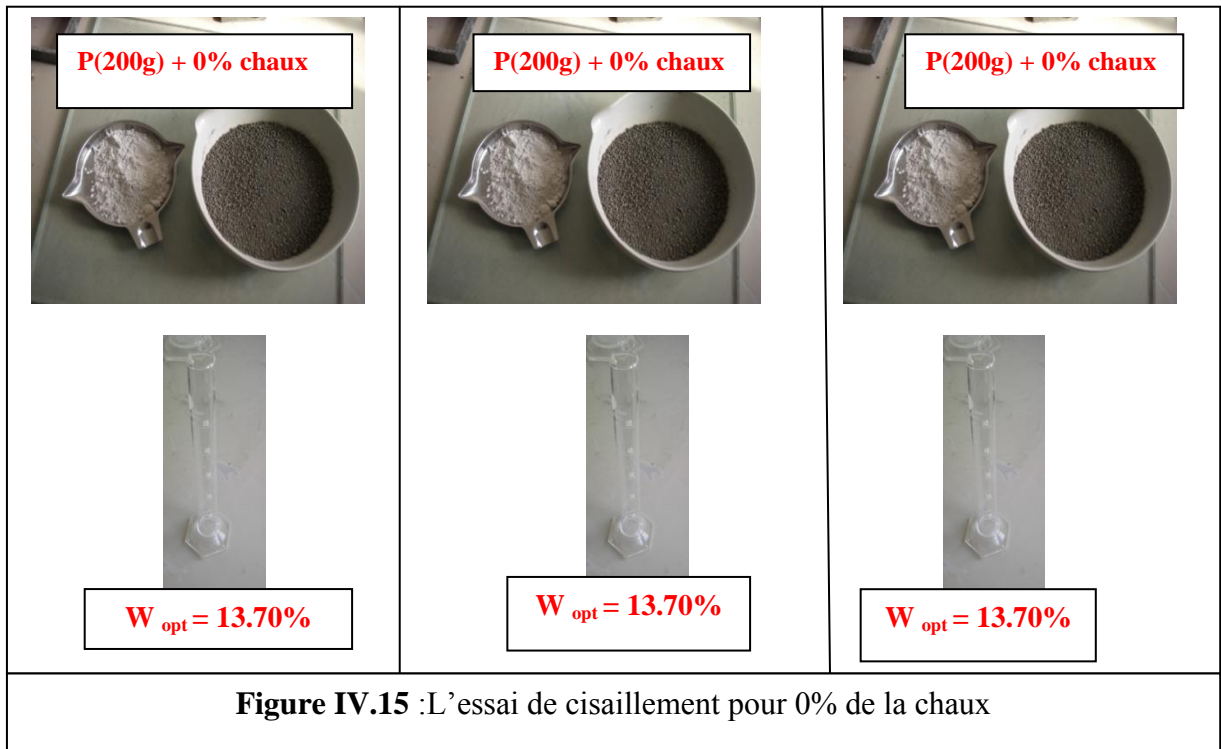
IV.8. partie : traiter la marne avec la chaux

Les essais de cisaillement à la chaux sont réalisés dans les conditions de l'optimum, c'est-à-dire des teneurs en eau optimales correspondant à chaque mélange, avec les différents pourcentages de la chaux : 0%, 2%, 4%, 6%, 10%, 13% qui permettent d'obtenir la plage de résistance au cisaillement la plus intéressante en termes de C et ϕ :

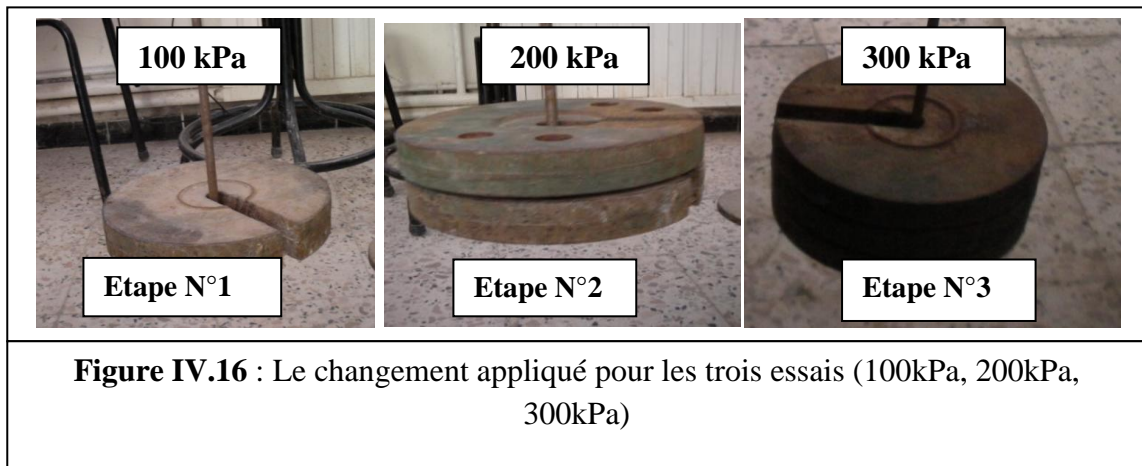
De manière générale, les principales sources qui génèrent dans un mélange sont les suivantes :

- L'adhésion entre les particules à l'issue du compactage.
- Les attractions électrostatiques et électromagnétiques.
- La succion capillaire due à l'attraction eau-particules.

1. Représentation les essais à 0% de la chaux



Les mêmes étapes sont appliquées au chargement vertical pour tous les essais de cisaillement (figure IV.16).



❖ Représentation les essais à 0% de la chaux

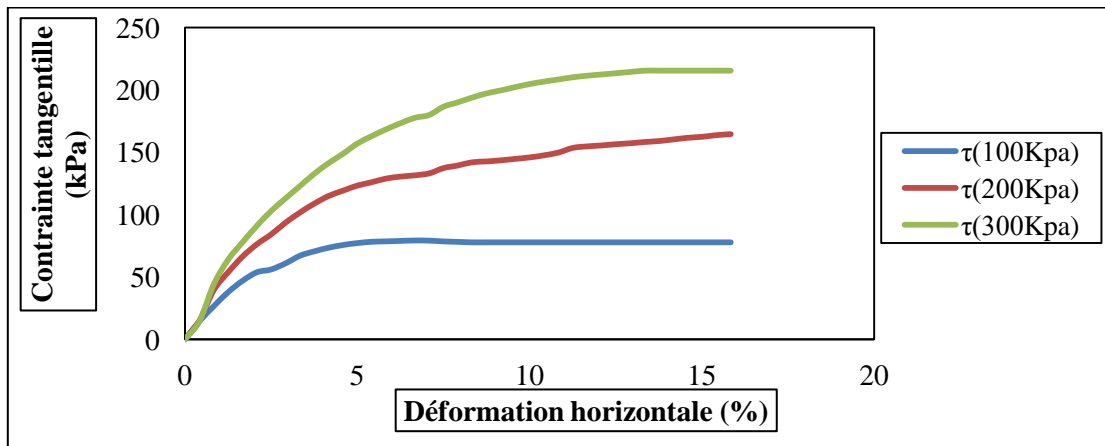


Figure IV.17 : Courbes contraintes tangentielles à 0% de la chaux

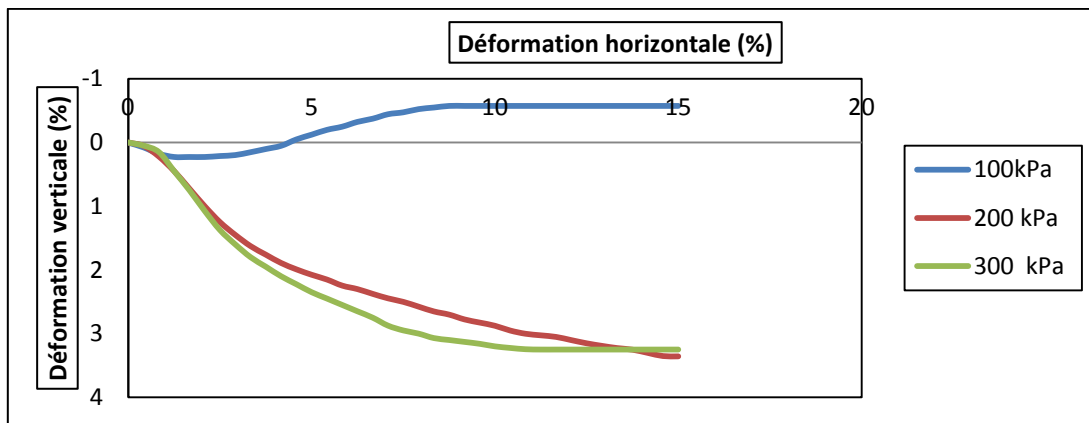


Figure IV.18 : Courbes variations de volumes à 0% de la chaux

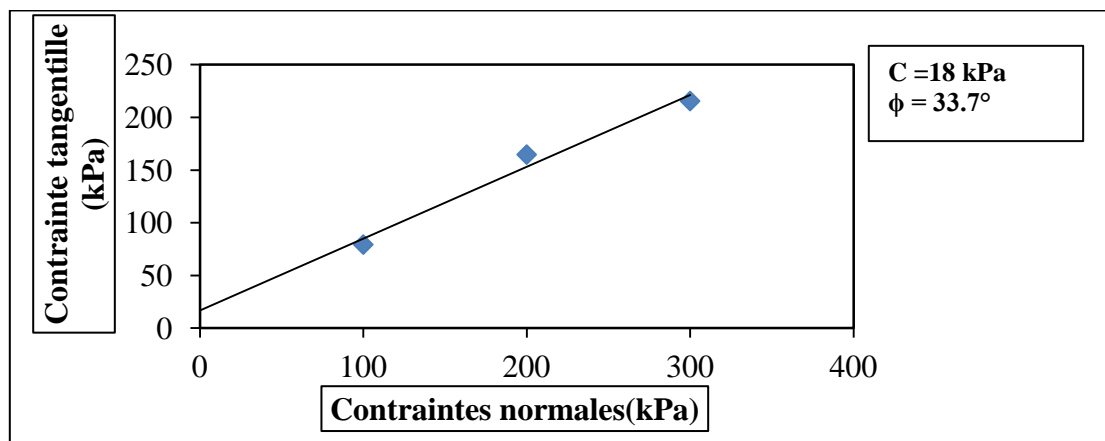


Figure IV.19 : Droite intrinsèque à 0% de la chaux

2. Représentation les essais à 2% de la chaux

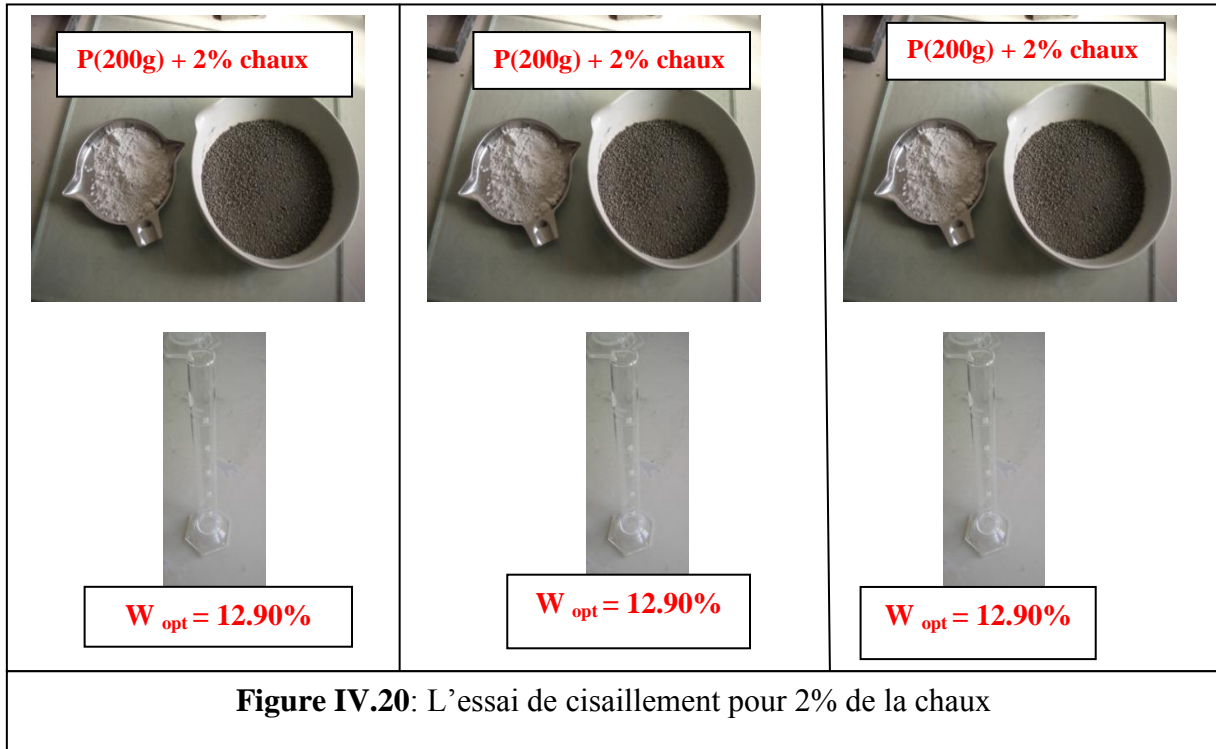


Figure IV.20: L'essai de cisaillement pour 2% de la chaux

❖ Représentation les résultats à 2% de la chaux

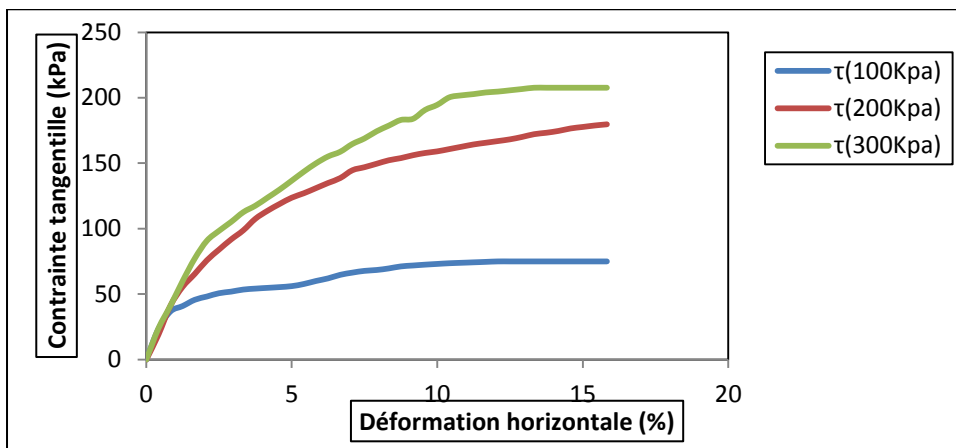


Figure IV.21: Courbes contraintes tangentielles à 2% de la chaux

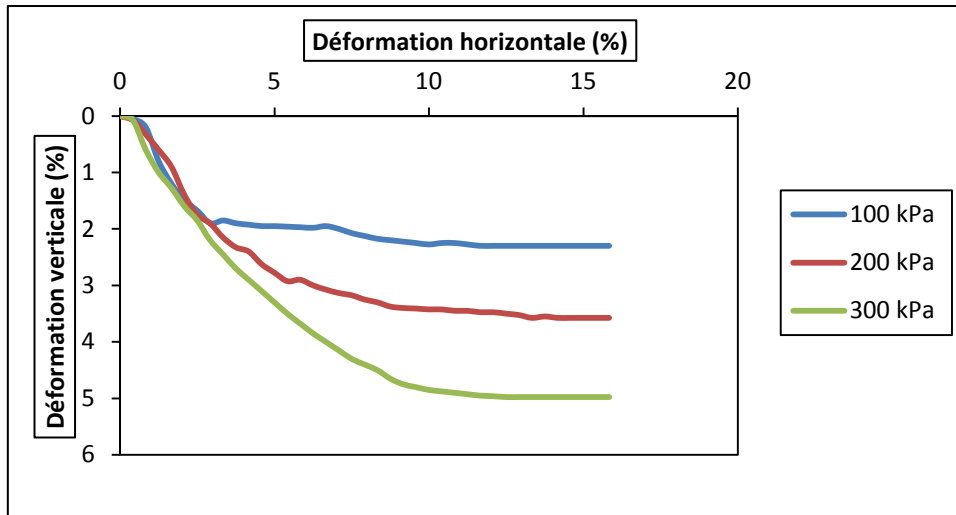


Figure IV.22 : Courbes de variations à 2% de la chaux

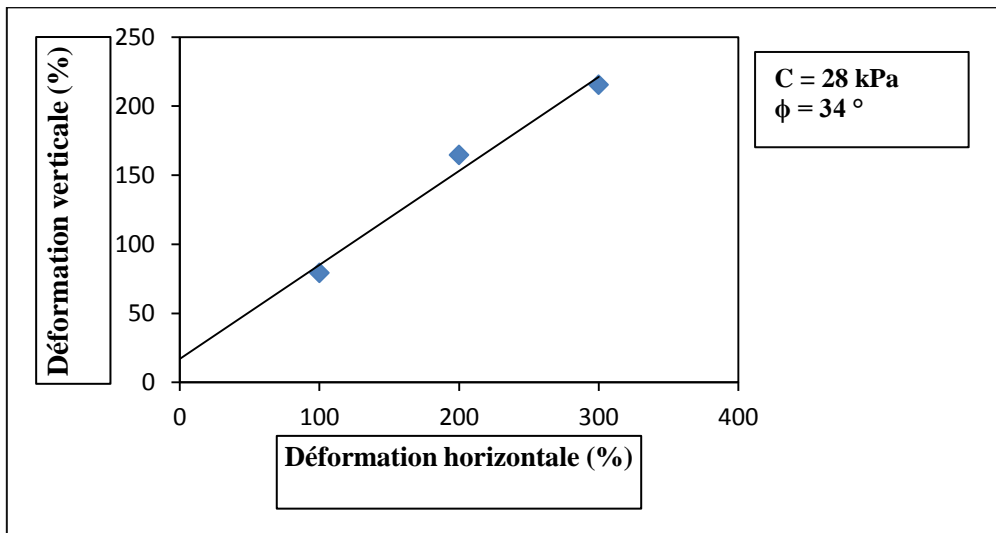


Figure IV.23 : Droite intrinsèque à 2 % de la chaux

3. Représentation les essais à 4% de la chaux

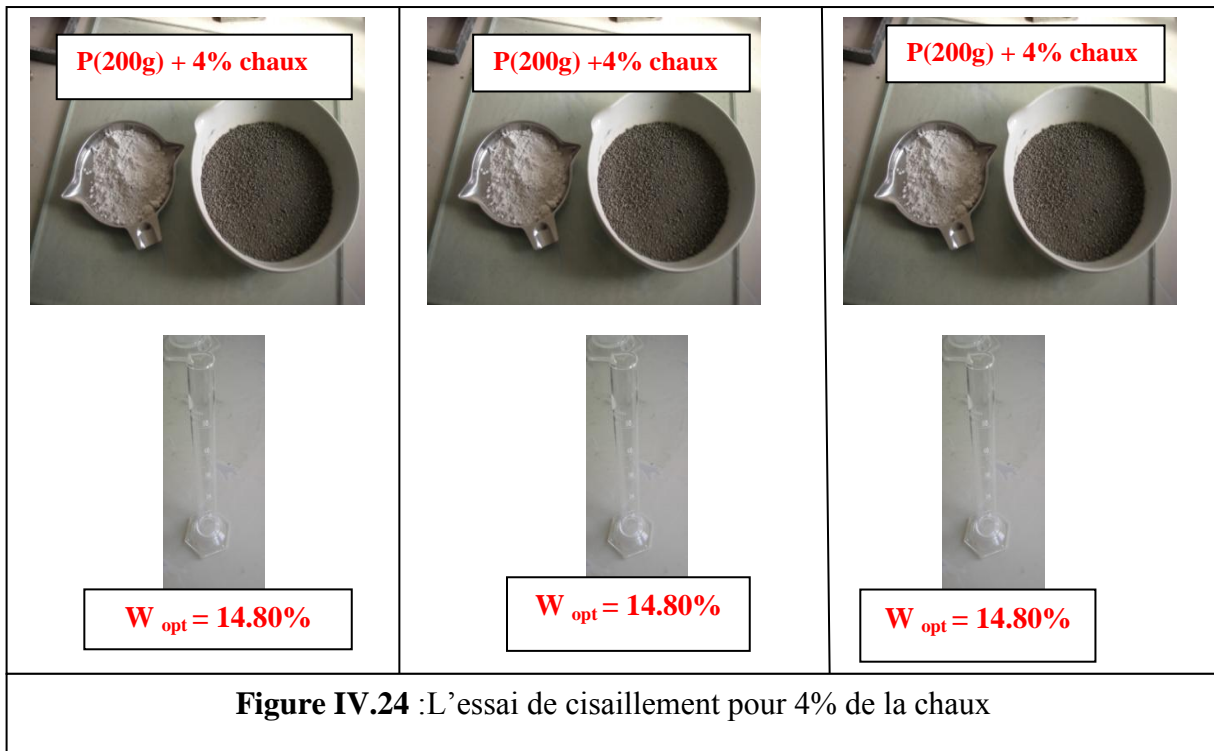


Figure IV.24 :L'essai de cisaillement pour 4% de la chaux

❖ Représentation les résultats à 4% de la chaux

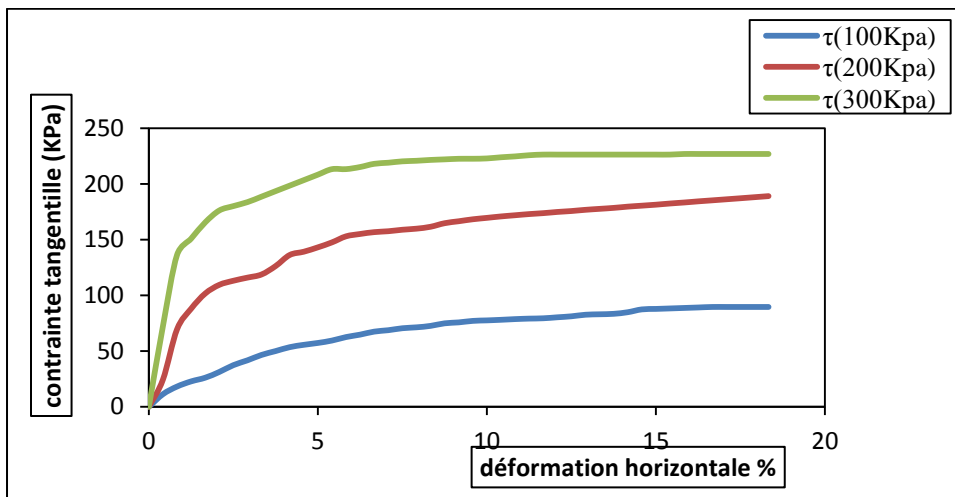


Figure IV.25 : Courbe contrainte tangentielle à 4% chaux

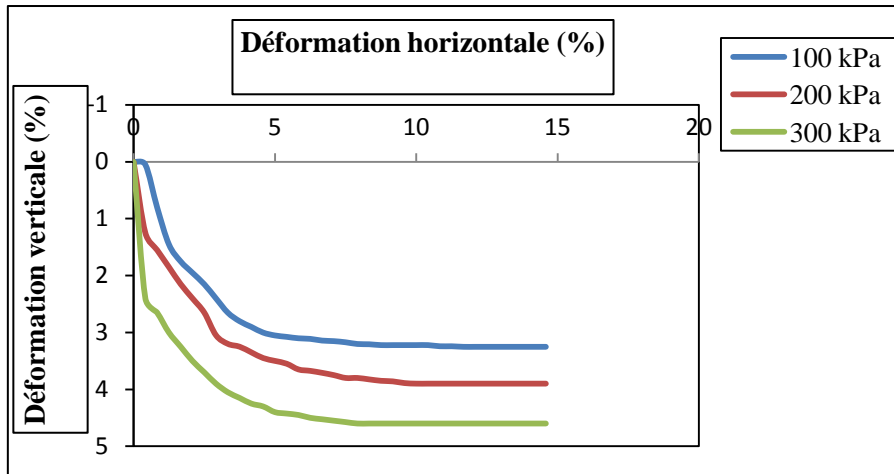


Figure IV.26 : Courbes de variations à 4% de la chaux

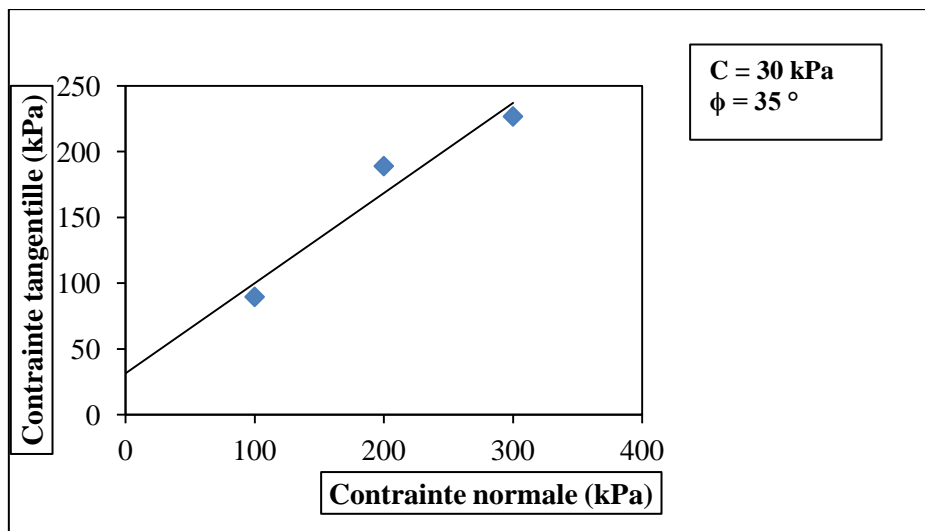
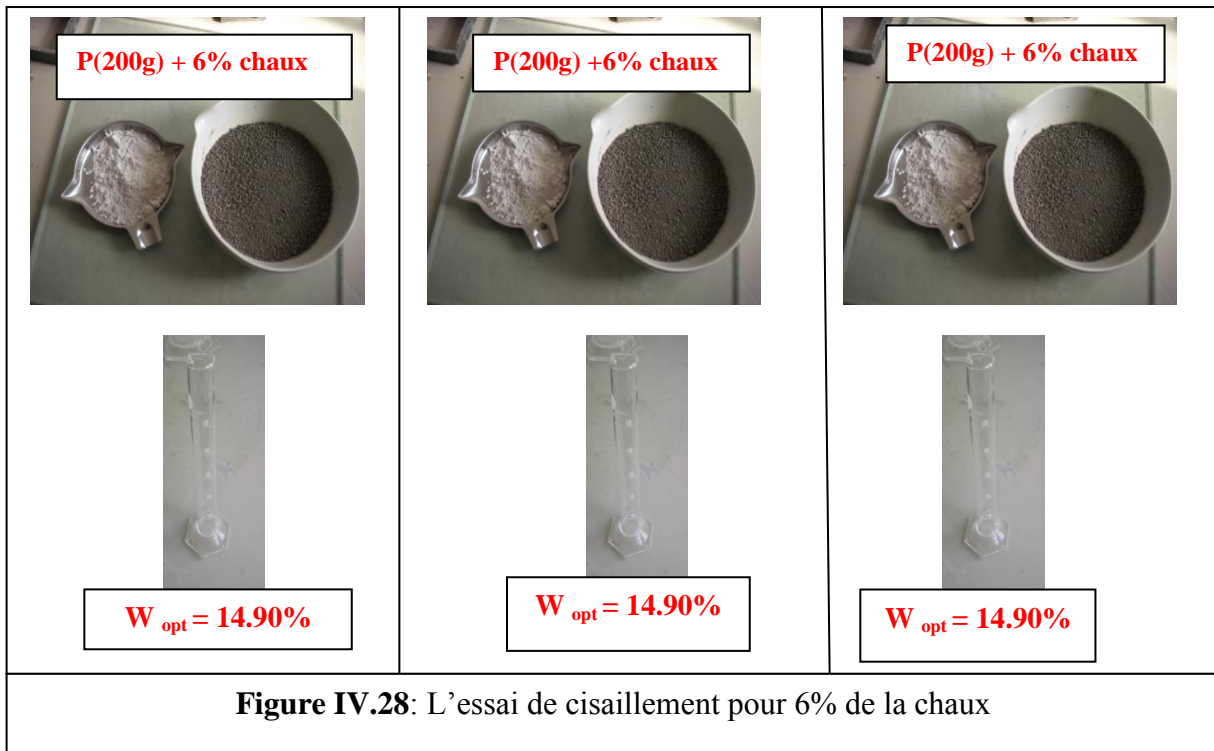


Figure IV.27 : Courbe contrainte tangentielle à 4% chaux

4. Représentation les essais à 6% de la chaux



❖ Représentation les courbes de 6 % de la chaux

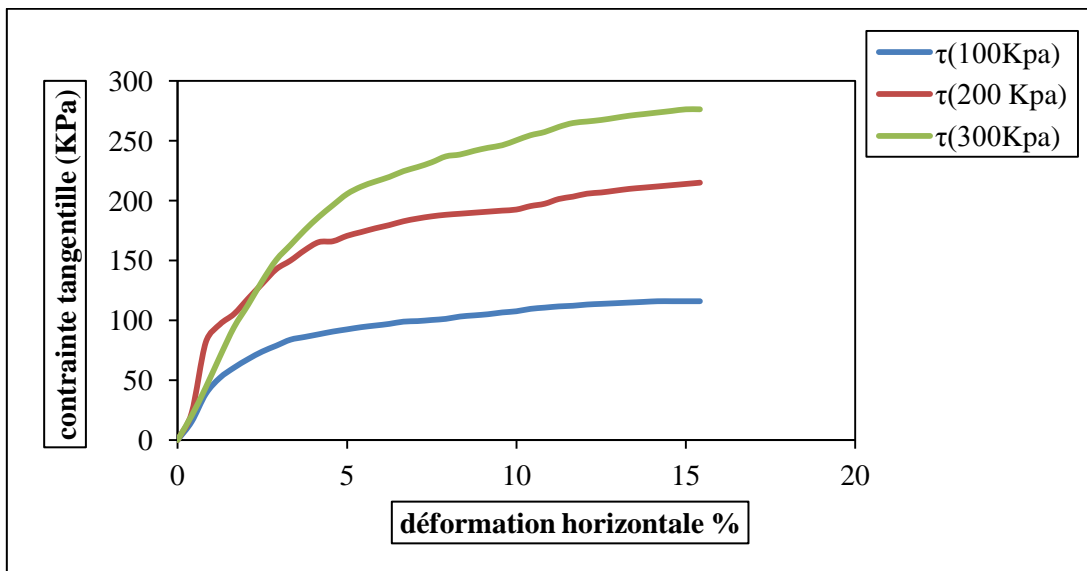


Figure IV.29: Courbes contraintes tangentielles à 6% chaux

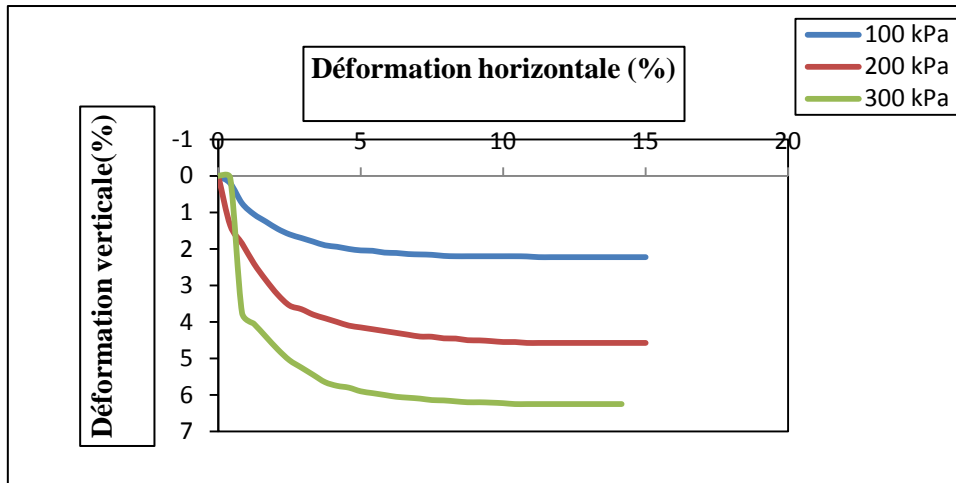


Figure IV.30 : Courbes de variations à 6% de la chaux

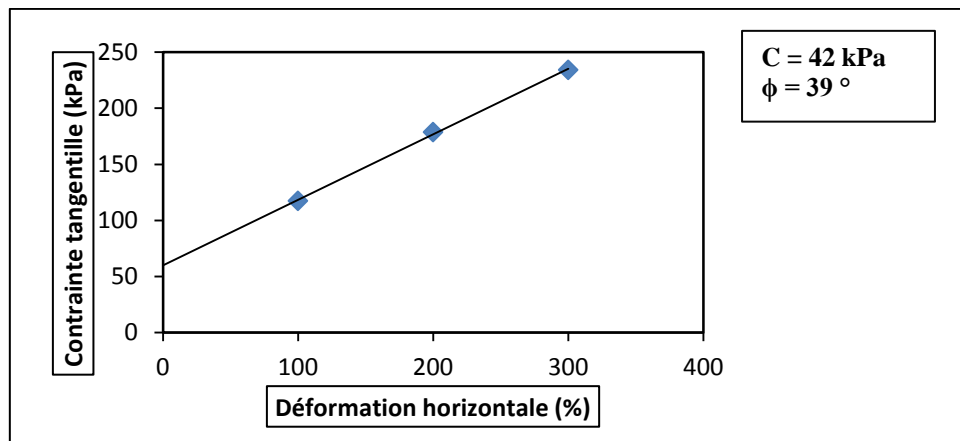


Figure IV.31 : Droite intrinsèque à 6% de la chaux

5. Représentation les essais à 10% de la chaux

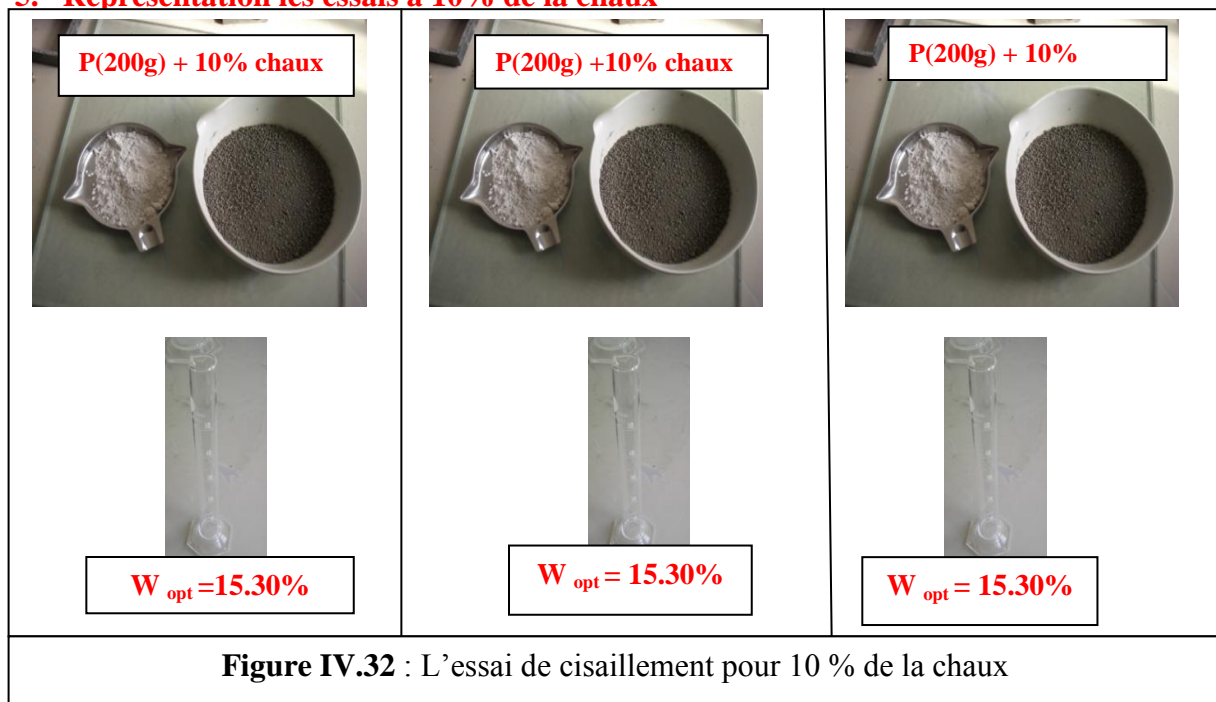


Figure IV.32 : L'essai de cisaillement pour 10 % de la chaux

❖ Représentation les résultats à 10 % de la chaux

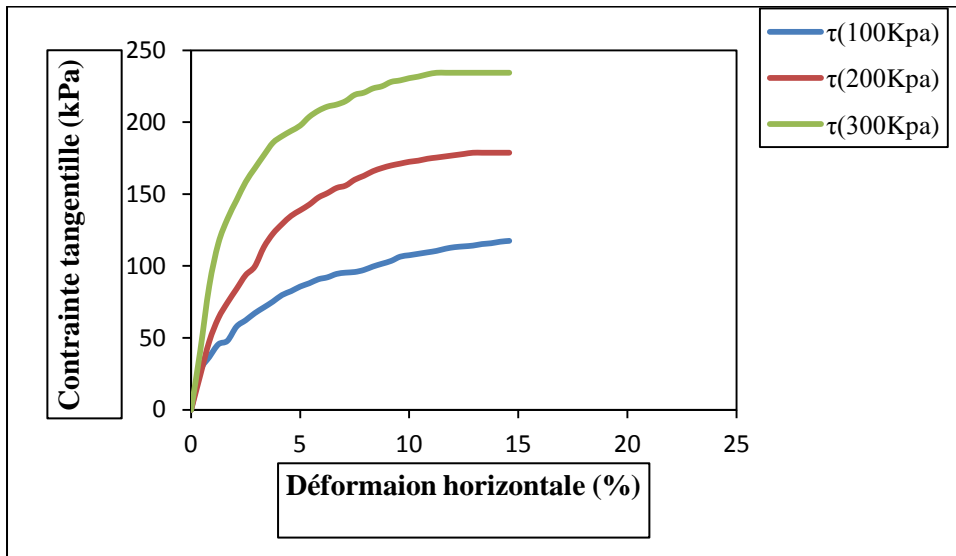


Figure IV.33 : Courbes contraintes tangentielles à 10% chaux.

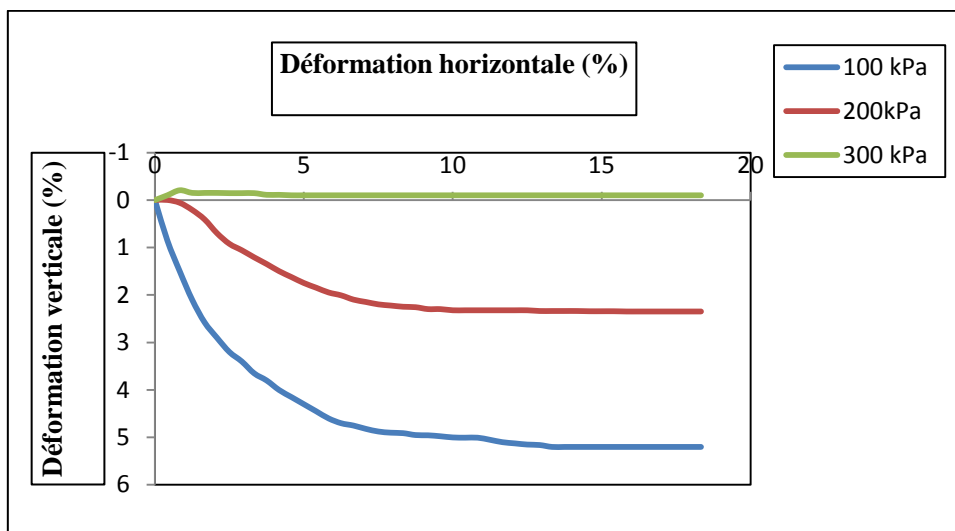


Figure IV.34 : Courbes de variations à 10% de la chaux

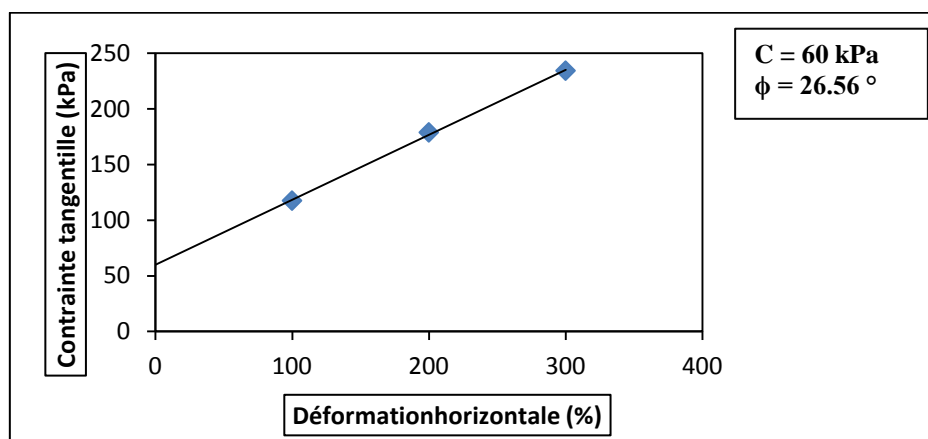


Figure IV.35: Droite intrinsèque à 10% de la chaux

6. Représentation les essais de 13% de la chaux

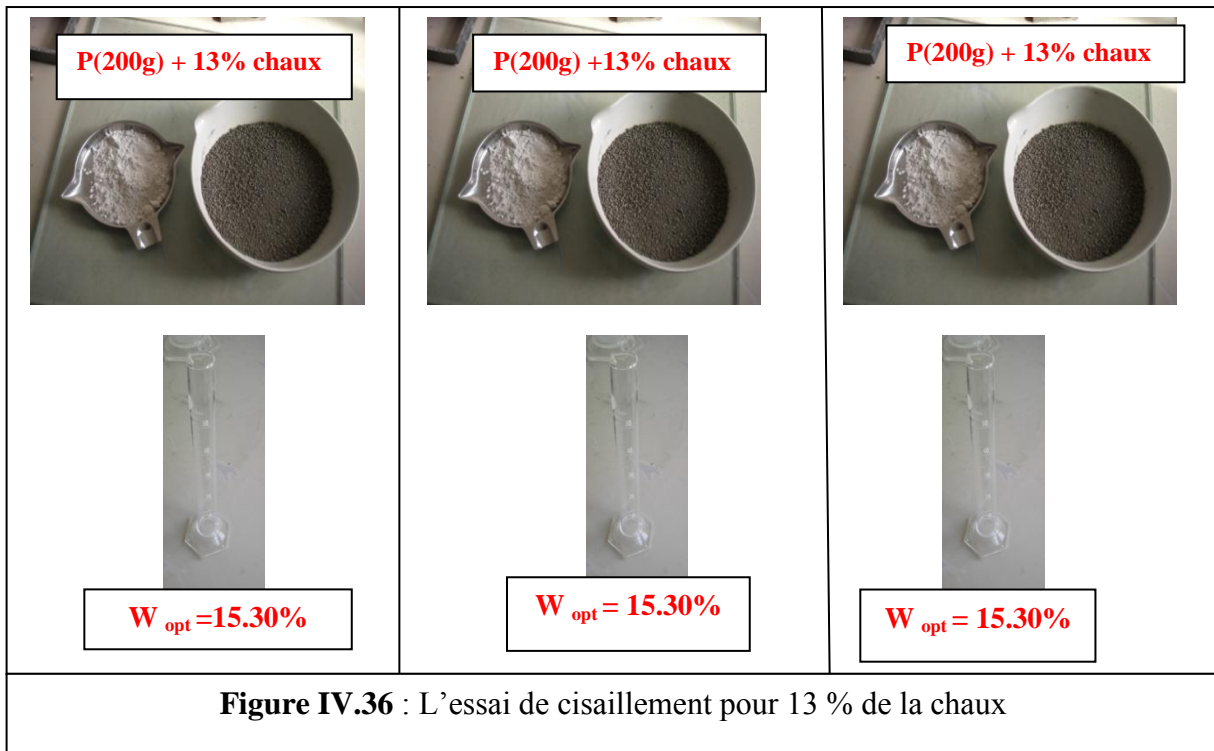


Figure IV.36 : L'essai de cisaillement pour 13 % de la chaux

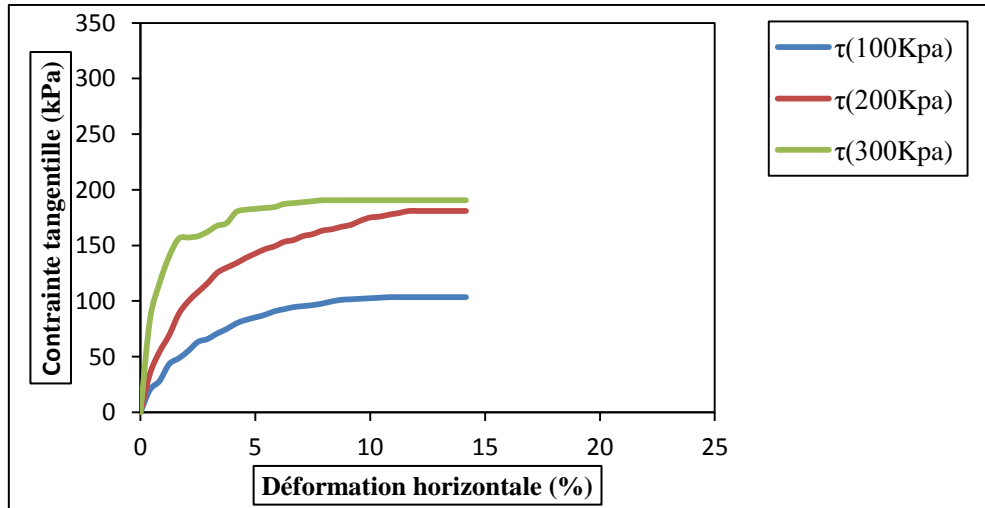


Figure IV.37 : Courbes contraintes tangentielles 13% chaux

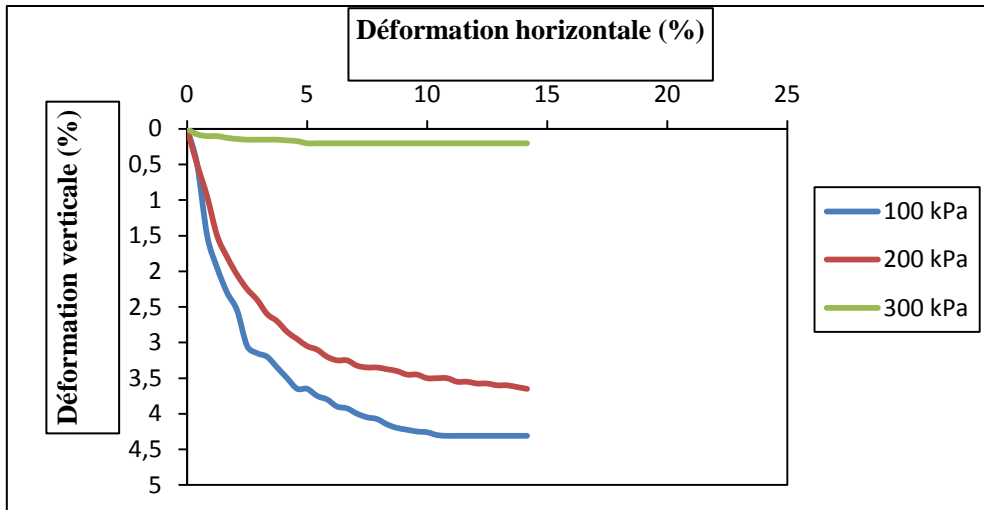


Figure IV.38 : Courbes de variations à 13% de la chaux

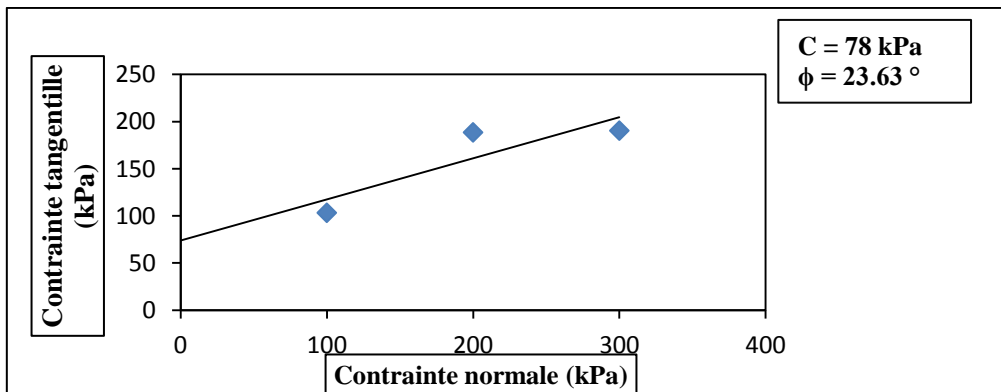
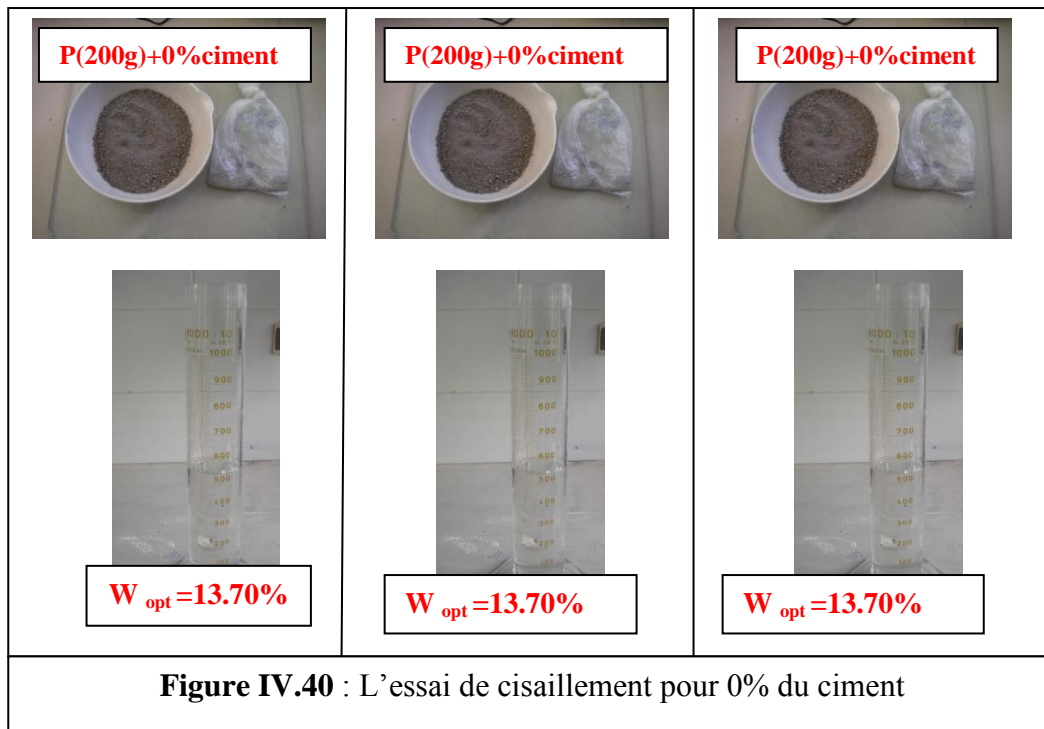


Figure IV.39 : Droite intrinsèque à 13% de la chaux.

IV.9. Partie : traitement la marne avec le ciment

Les essais de cisaillement au ciment sont réalisés dans les conditions de l'optimum, c'est-à-dire des teneurs en eau optimales correspondant à chaque mélange, avec les différents pourcentages du ciment : 0%, 2%, 4%, 6%, 10%, 13% qui permettent d'obtenir la plage de résistance au cisaillement la plus intéressante en termes de C et ϕ :

1. Représentation les essais à 0% du ciment



❖ Représentation les résultats à 0% du ciment

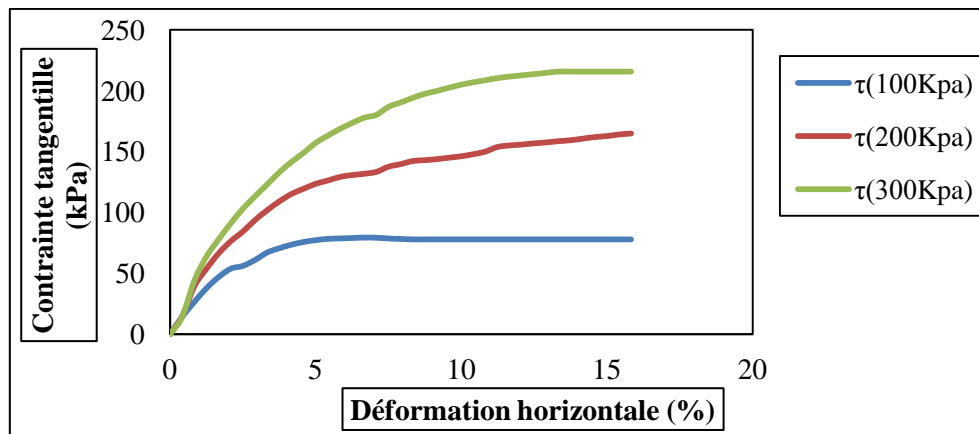


Figure IV.41 : Courbes contraintes tangentielles à 0% du ciment

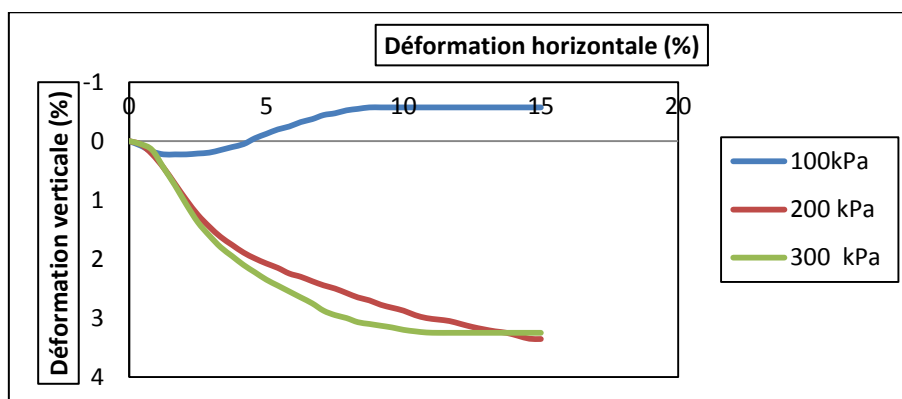


Figure IV.42 : Courbes variations de volumes à 0% du ciment

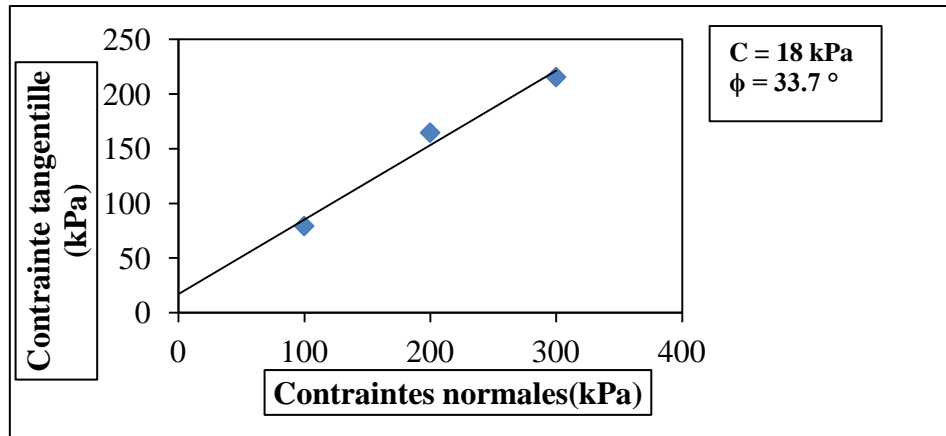


Figure IV.43 : Droite intrinsèque à 0% du ciment

2. Représentation les essais à 2% du ciment

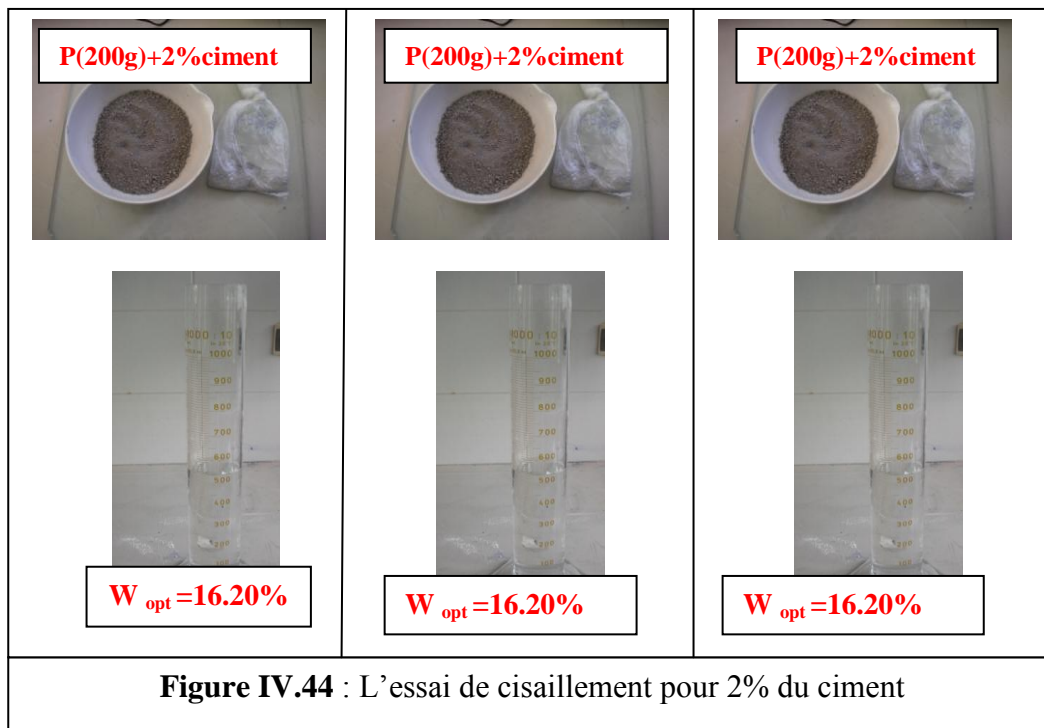


Figure IV.44 : L'essai de cisaillement pour 2% du ciment

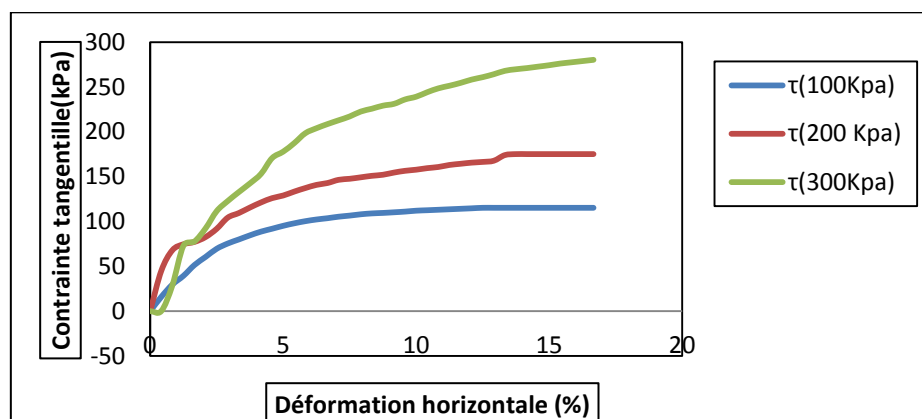


Figure IV.45: Courbes contraintes tangentielles à 2% ciment

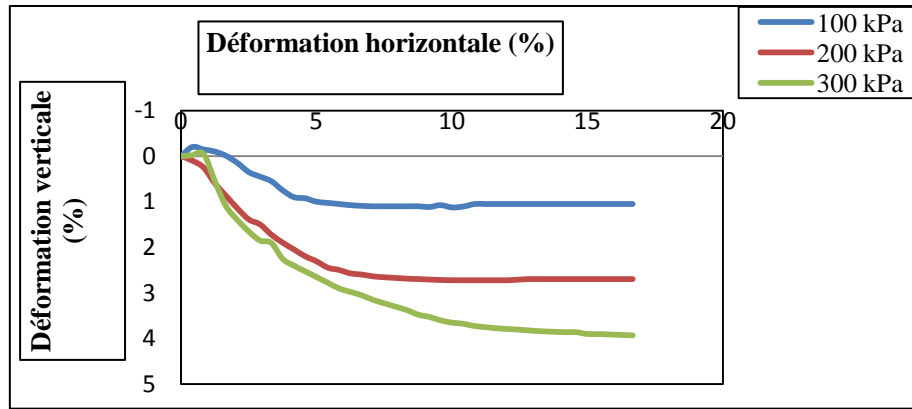


Figure IV.46 : Courbes variations de volumes à 2% du ciment

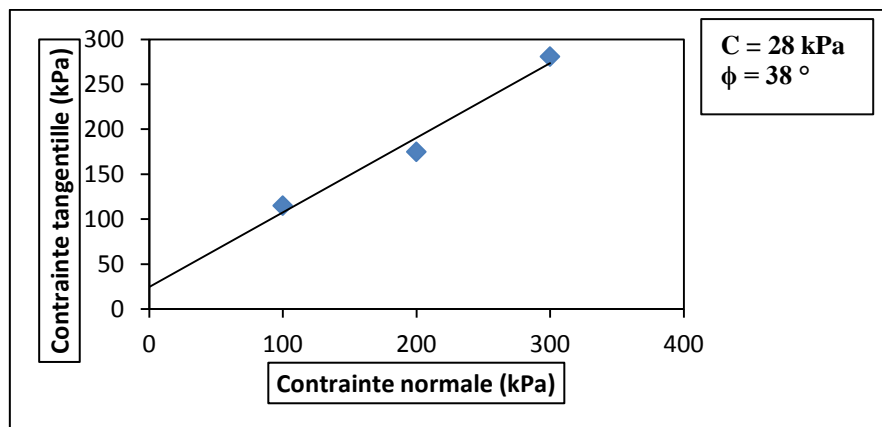


Figure IV.47 : Droite intrinsèque à 2% du ciment

3. Représentation les essais à 4% du ciment

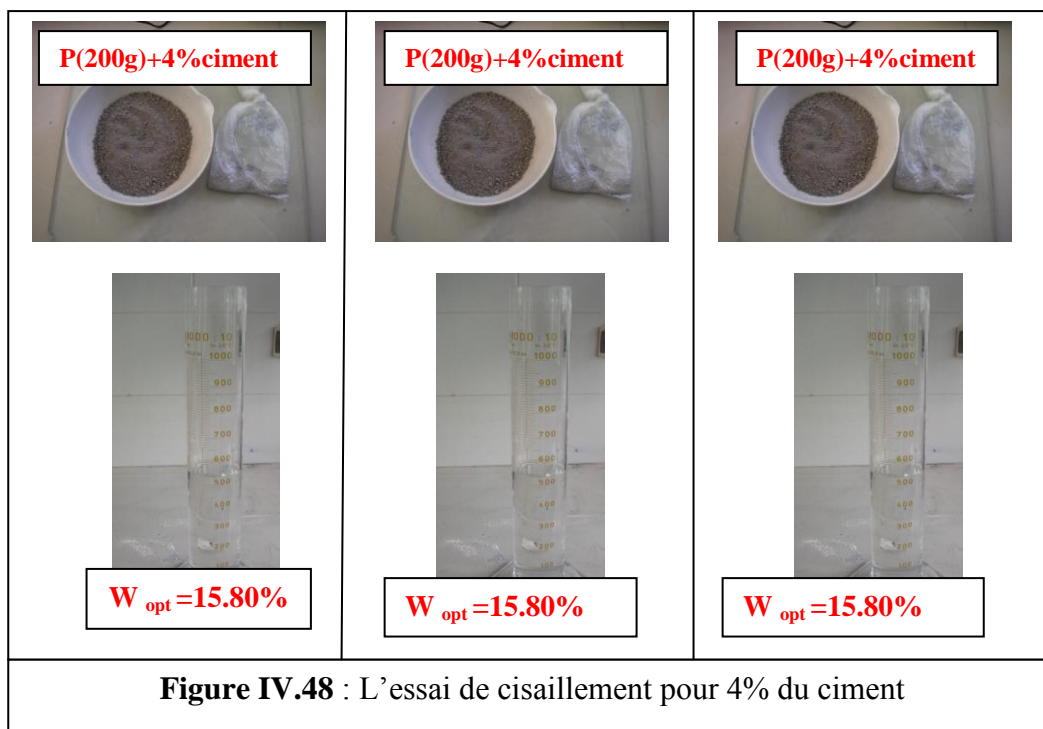


Figure IV.48 : L'essai de cisaillement pour 4% du ciment

❖ Représentation les résultats à 4% du ciment

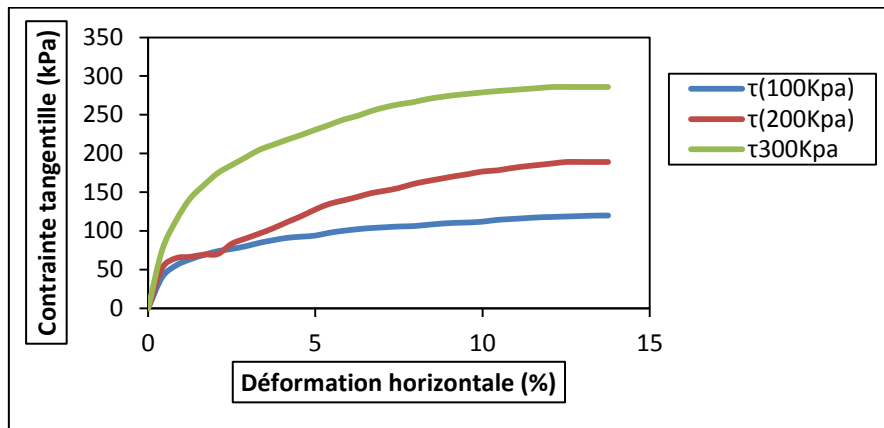


Figure IV.49 : Courbe contrainte tangentielle à 4% ciment

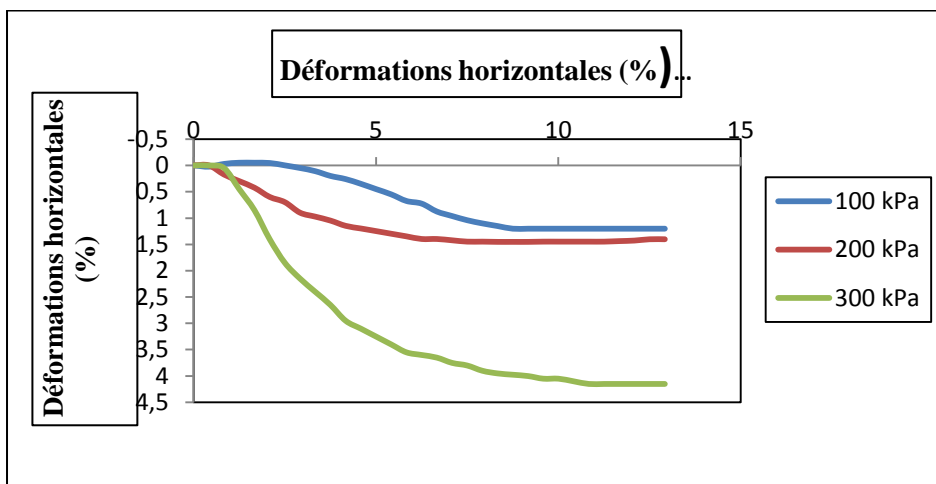


Figure IV.50 : Courbes variations de volumes à 4% du ciment

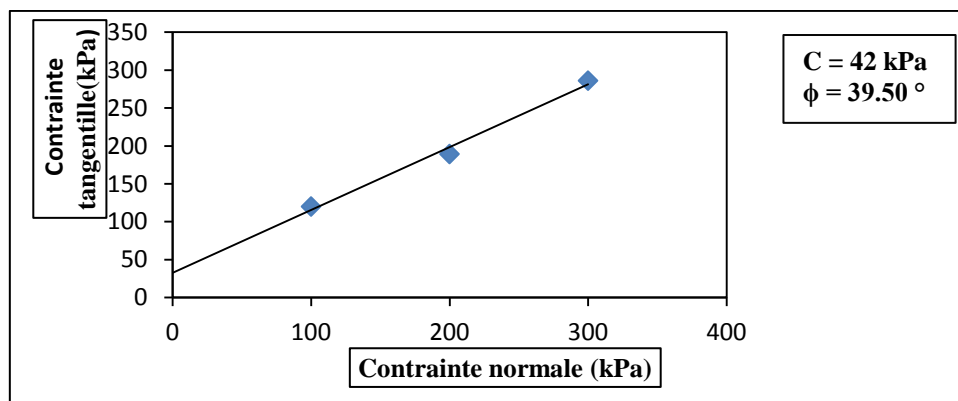


Figure IV.51 : Droite intrinsèque à 4% du ciment

• Représentation les essais à 6% du ciment

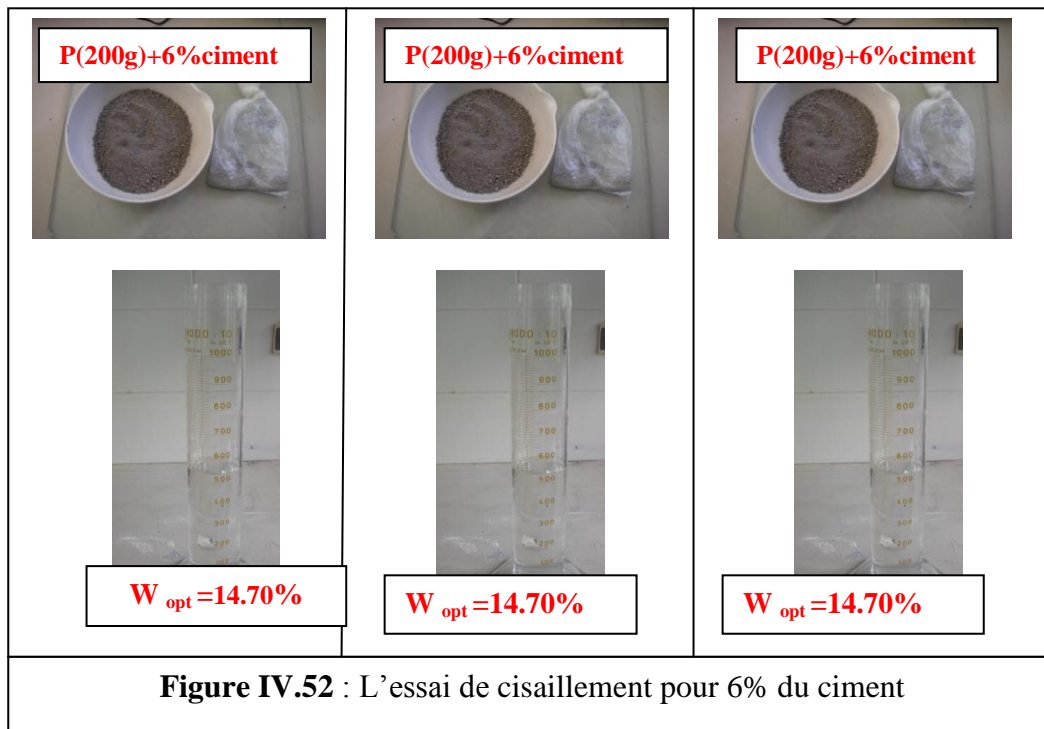


Figure IV.52 : L'essai de cisaillement pour 6% du ciment

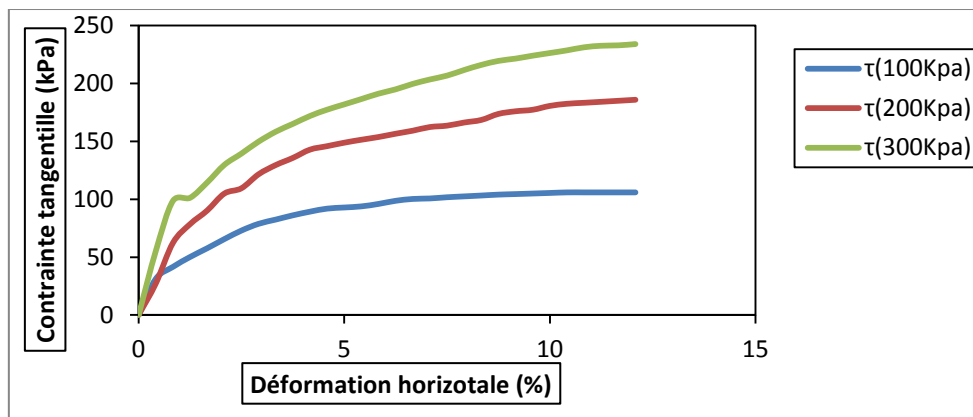


Figure IV.53 : Courbes contraintes tangentielles à 6% ciment

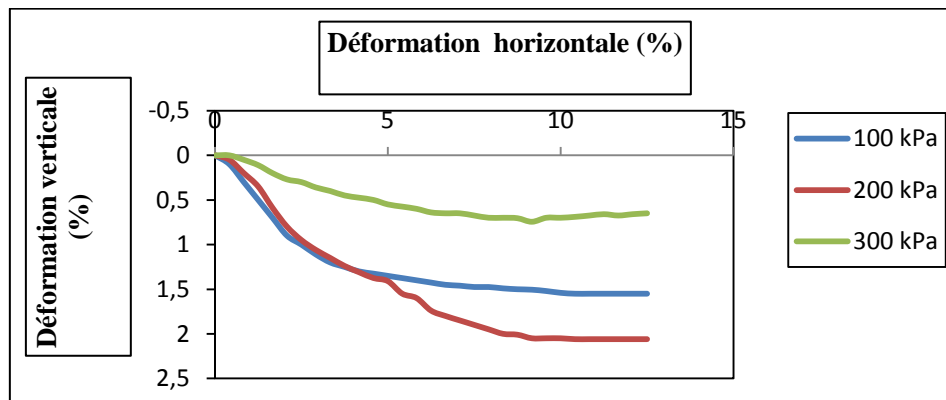


Figure IV.54 : Courbes variations de volumes à 6% du ciment

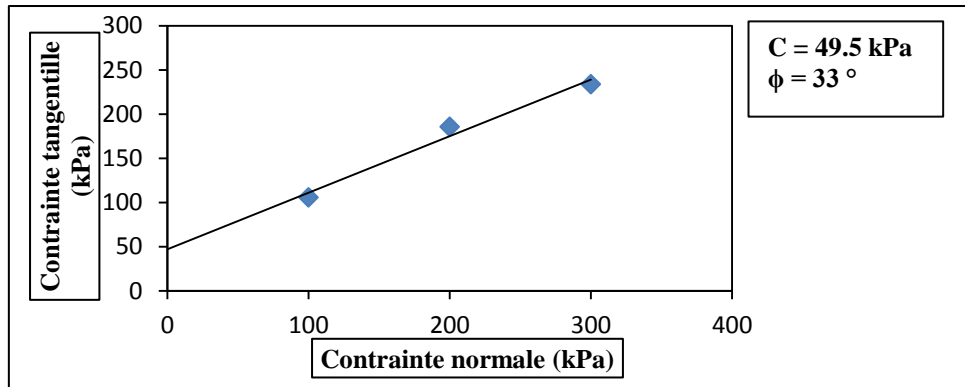


Figure IV.55 : Droite intrinsèque à 6% du ciment

4. Représentation les essais à 10% du ciment

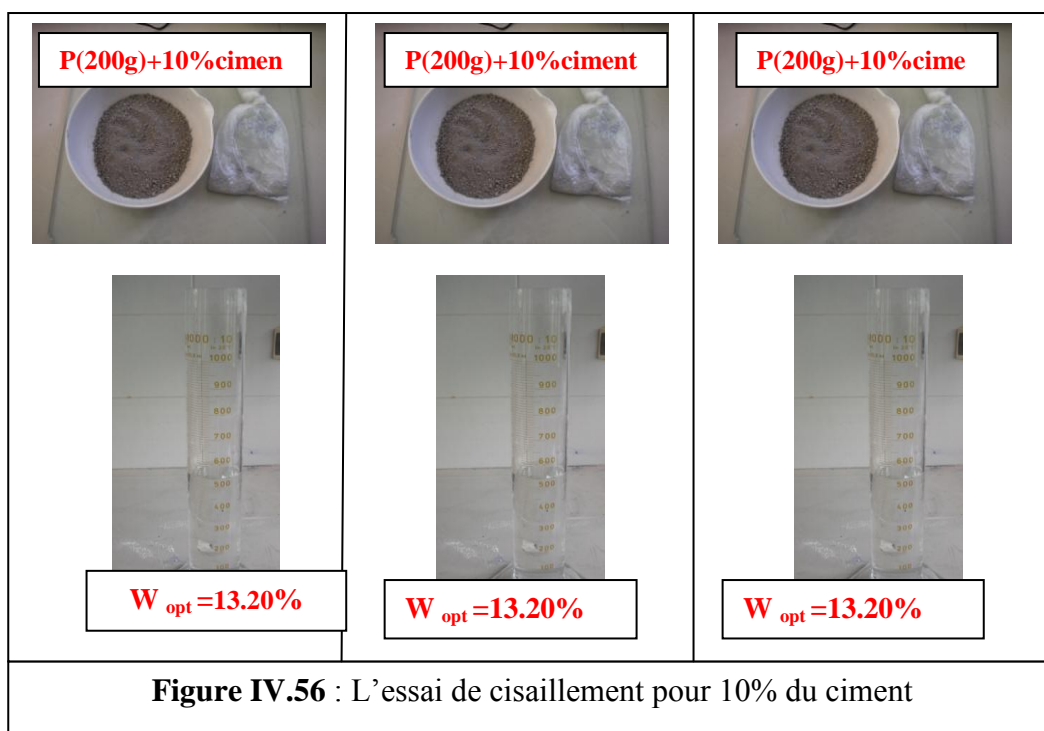


Figure IV.56 : L'essai de cisaillement pour 10% du ciment

❖ Représentation les résultats à 10% du ciment

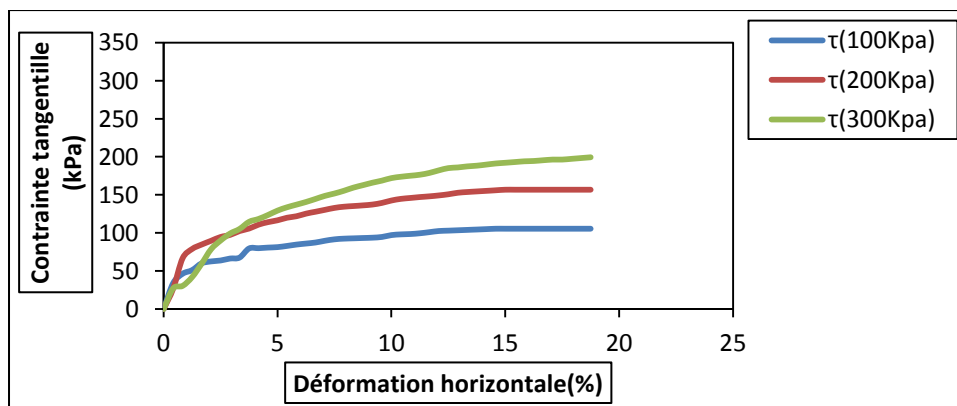


Figure IV.57 : Courbes contraintes tangentielles à 10% ciment

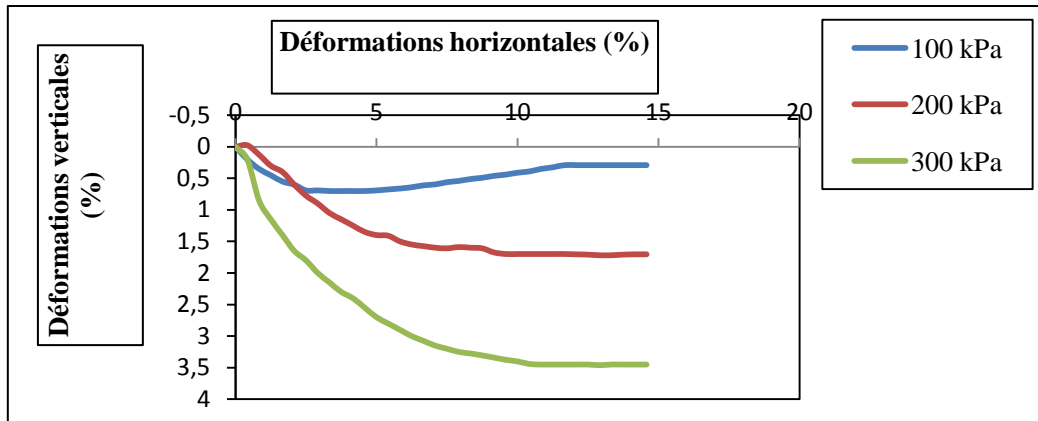


Figure IV.58: Courbes variations de volumes à 10% du ciment

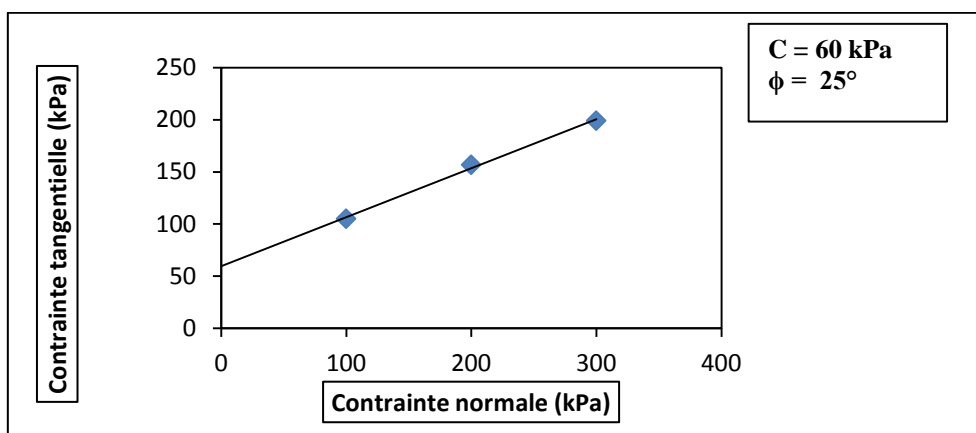


Figure IV.59 : Droite intrinsèque à 10% du ciment

5. Représentation les essais à 13% du ciment

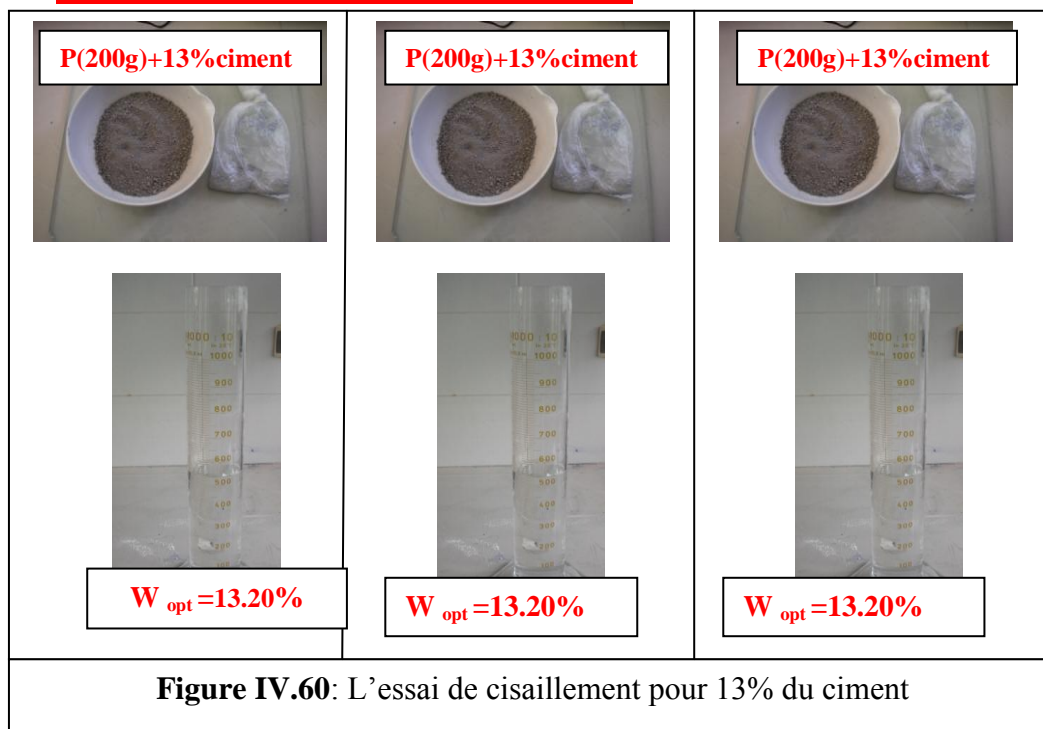


Figure IV.60: L'essai de cisaillement pour 13% du ciment

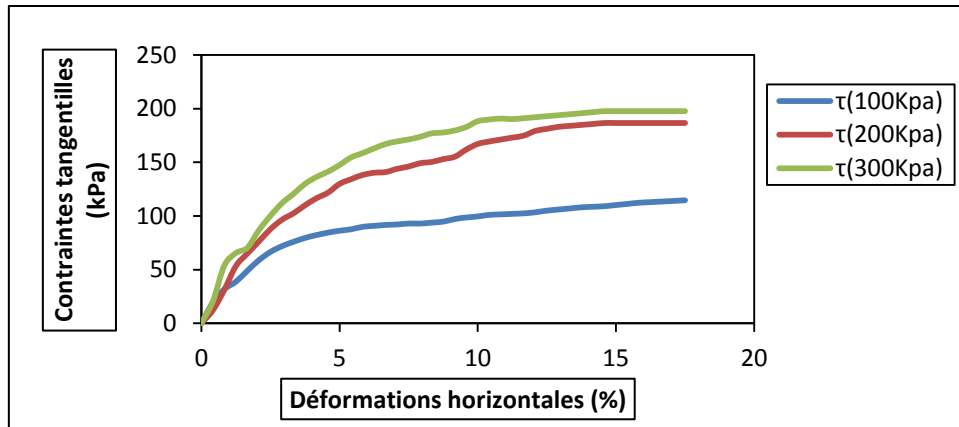


Figure IV.61 : Courbes contraintes tangentielles à 13% ciment

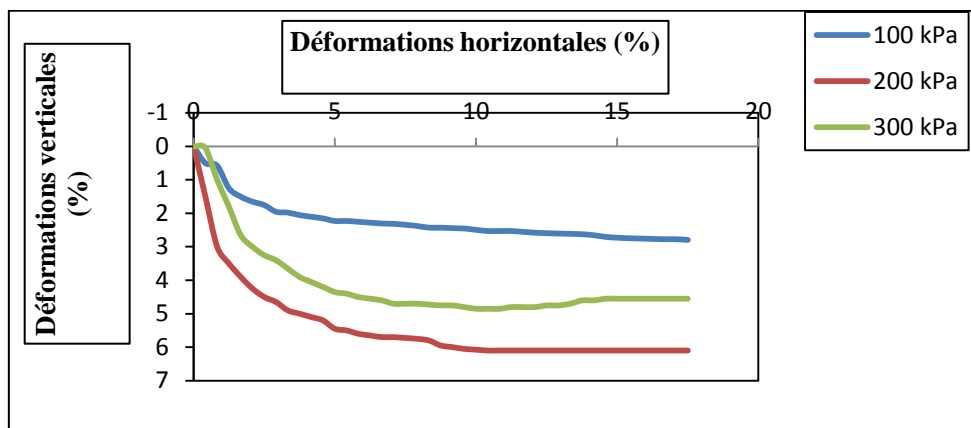


Figure IV.62 : Courbes variations de volume à 13% de ciment.

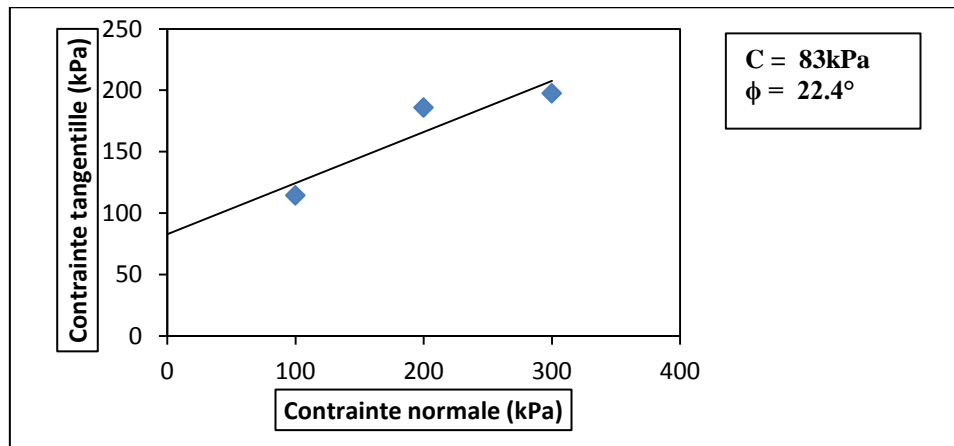


Figure 5.63: Droite intrinsèque à 13% ciment

Tableau IV.2 : Résultats des angles de frottement et des cohésions obtenus sur les marnes traitées à la chaux.

La chaux (%)	0	2	4	6	10	13
L'angle de	18	28	30	42	60	78

frottement (°)						
La cohésion (kPa)	33.7	34	35	39	26.56	23.63

Tableau IV.3 : les résultats des angles de frottements et des cohésions obtenus sur des marnes traitées au ciment.

Le ciment %	0	2	4	6	10	13
L'angle de frottement (°)	33.7	38	39.50	33	25	22.4
La cohésion (kPa)	18	28	42	49.50	60	84

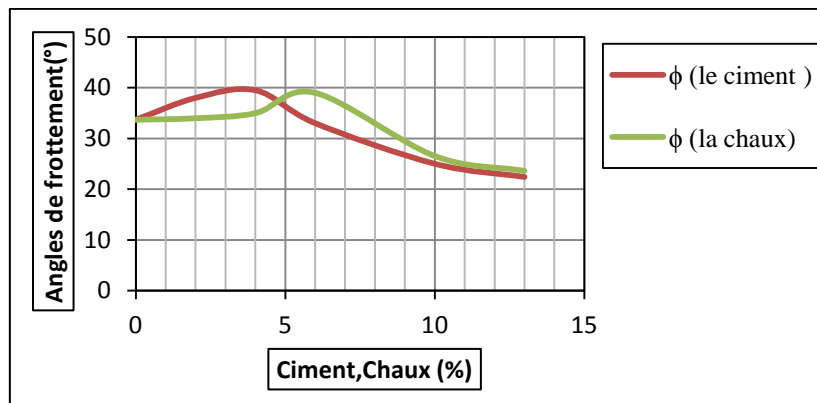


Figure IV.64: Courbes des angles de frottement en fonction de la teneur en (chaux ou ciment)

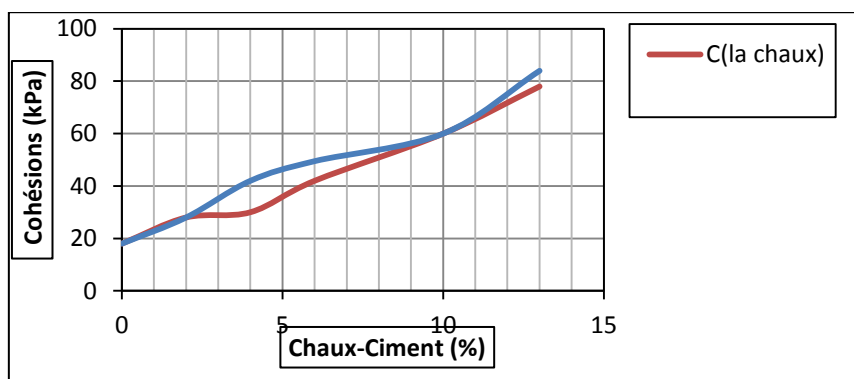


Figure IV.65 : Courbes des cohésions en fonction de la teneur en (chaux ou ciment)

➤ Quelques images des échantillons

1. Les échantillons de la chaux



Figure IV.66 : 2% de la chaux

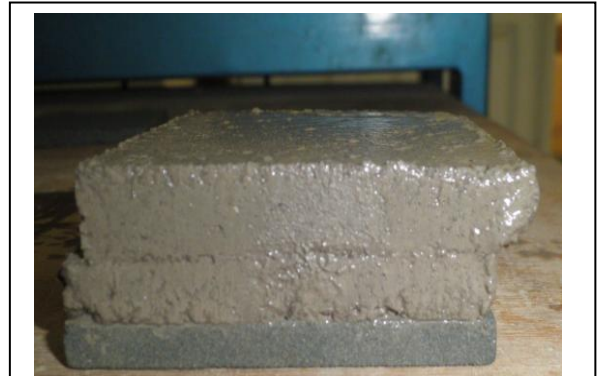


Figure IV. 67: 2% du ciment



Figure IV.68: 10% de la chaux

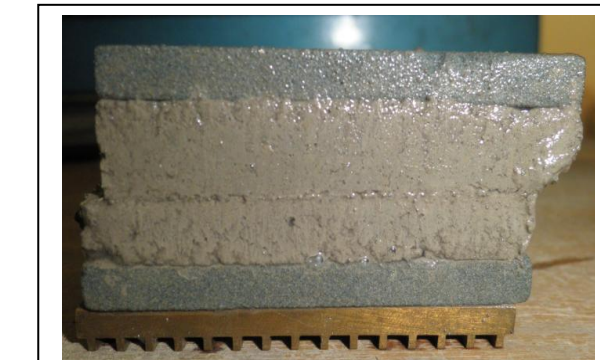


Figure IV.69 : 10% du ciment

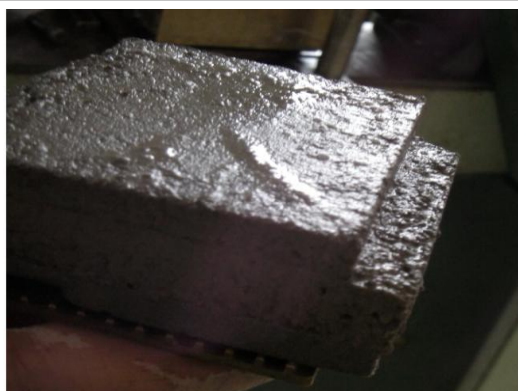


Figure IV.70 : 13% de la chaux



Figure IV.71: 13% du ciment

IV.10. Interprétation les résultats- cisaillement à la chaux

Les essais suivants sont consacrés à plusieurs mélanges mais chacun est préparé à sa teneur en eau optimale. La teneur en eau optimale considérée est celle qui correspond au compactage statique. Les teneurs en eau optimales sont ensuite prises en compte dans la suite de la partie expérimentale.

IV.10.1. Interprétation les courbes contraintes tangentielles

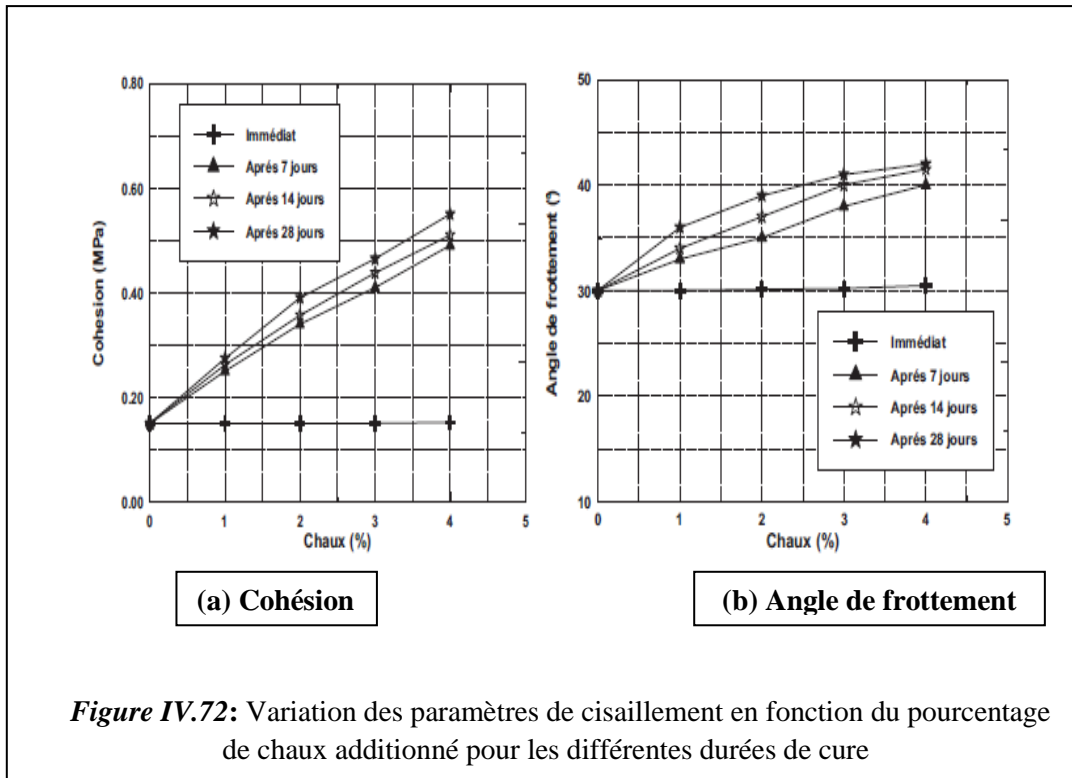
- Dans les trois premières courbes, les contraintes tangentielles augmentent lorsque le taux de la chaux passe de 0% vers 2%. Les caractéristiques de cisaillement obtenues évoluent :
 - la cohésion passe de 18kPa à 28kPa
 - et l'angle de frottement passe de 33.7° vers 34°.
- Lorsque les taux de la chaux passent de (2% à 4%) et de (4% à 6%), on observe une évolution des deux paramètres (la cohésion -l'angle de frottement) :
 - L'angle de frottement à 6% de la chaux est égal à 39° et sa cohésion atteint 42kPa.
 - Entre 10% et 13% de la chaux, le deuxième paramètre (l'angle de frottement) évolue dans le sens inverse et il subit une chute considérable et atteint 23,63° ;
- La cohésion évolue toujours dans le même sens (augmentation continue) jusqu'à une valeur maximale 78kPa à 13% de la chaux.

IV.10.2. Interprétation les courbes de variation de volumes

- On observe à 0% de la chaux :
 - Une dilatance pour 100kPa, une augmentation de volume à la contrainte normale faible qui engendre un désenchevêtrement des grains (*Mr Melbouci 2013*).
 - Une contractance pour (200 et 300) kPa indiquant une diminution de volume.
 - Pour les courbes à 2% et 4%, 6% de la chaux, on remarque une contractance plus importante, on constate un tassement (enchevêtrement des grains; d'après *Mr Melbouci 2013*) au cours du cisaillement. L'ajout de la chaux engendre donc une contractance de plus en plus accentuée en fonction de l'évolution de la contrainte normale et la teneur en chaux.
 - Pour les 10% et 13% de la chaux on observe un matériau totalement dense qui ne permet que de très faibles tassements particulièrement pour la contrainte normale de 300 kPa.
- Pour 100kPa et 200 kPa l'échantillon se contracte pour (10% et 13%) de la chaux et cette contractance diminue en fonction de l'évolution du chargement.

IV.10.3. Comparaison

Les variations de la cohésion et de l'angle de frottement avec le pourcentage de chaux évaluées à 7, 14 et 28 jours sont illustrées dans la Figure 5:



D'après cette étude, On peut dire que l'introduction d'un faible pourcentage de chaux dans les sols marneux argileux a un effet considérable sur son comportement physique et mécanique (F. Mellal, B. Lamri -2011).

➤ **Conclusion**

Le paramètre principal qui influe sur les caractéristiques mécaniques de sol marneux est le pourcentage de la chaux ajoutée. En effet :

- Si la chaux est inférieure ou égale à 6 : la cohésion et l'angle de frottement augmentent ; ce qui donne une meilleure résistance pour le sol marneux.
- Si la chaux est supérieure à 6 : ce pourcentage provoque un accroissement de la cohésion jusqu'à une valeur maximale et ensuite il provoque une diminution de l'angle de frottement.

En effet cette condition influence négativement la résistance de la marne

IV.11. Interprétation les résultats –cisaillement au ciment

Les essais suivants sont consacrés à plusieurs mélanges mais chacun est préparé à sa teneur en eau optimale. La teneur en eau optimale considérée est celle qui correspond au compactage statique. Les teneurs en eau optimales sont ensuite prises en compte dans la suite de la partie expérimentale.

IV.11.1. Interprétation les courbes contraintes tangentielles

- Dans les trois premières courbes, contraintes tangentielles sont augmentées lorsque l'influence le taux du ciment passe de 0% vers 2% telle que :
 - la cohésion passe de 18kPa à 28kPa
 - et l'angle de frottement augmente de 33.7° jusqu'à 38° ce qui explique une amélioration des paramètres de cisaillement.
- Dans les courbes de contraintes tangentielles à 4% du ciment, on observe une augmentation croissante de la cohésion et de l'angle de frottement où il atteint son maximale ($\phi = 39.50^\circ$).
- Dans les courbes de contraintes tangentielles de 6%, 10% et 13% de ciment, on observe une évolution de la cohésion qui atteint son maximum de 83kPa, par contre l'angle de frottement subit une baisse jusqu'à atteindre son minimum de 22.4° à 13% du ciment.

IV.11.2. Interprétation des courbes de variation de volume

- On observe à 0% du ciment :
 - Une dilatance pour 100kPa sa reviens une augmentation de volume à la contrainte normale assez faible, en constate une désenchevêtrement des grains ;(*Mr Mellbouci 2013*)
 - Une contractance pour (200 et 300) kPa indique une diminution de volume qui a subit par des contraintes du cisaillement appliqué.
 - Dans les courbes à 2% et 4% de ciment, on remarque une augmentation de la contractance ce qui correspond à une diminution de volume de l'échantillon au cours de cisaillement.
 - Dans les courbes à 6%, 10% et 13% de ciment, on remarque que la contractance est moins accentuée que pour les pourcentages d'ajout de ciment précédents (2 et 4%).

Conclusion

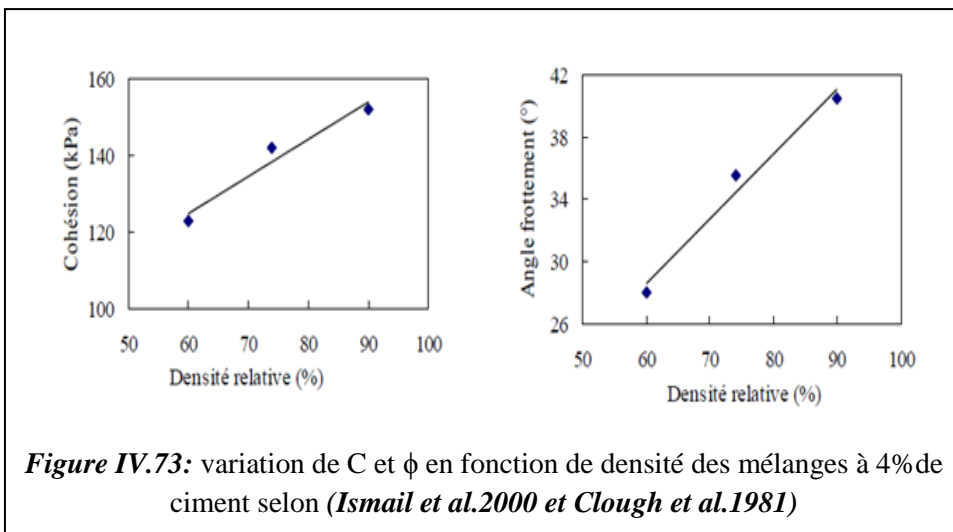
Le paramètre principal qui influe sur les caractéristiques mécaniques de sol marneux est le pourcentage de ciment ajouté. En effet :

- Si le ciment inférieur ou égal à 4 : la cohésion et l'angle de frottement augmentent ; ce qui donne une meilleure résistance pour le sol marneux.
- Si le ciment supérieur à 4 : ce pourcentage provoque un accroissement de la cohésion jusqu'à une valeur maximale et ensuite il provoque une diminution de

l'angle de frottement. En effet cette condition influence négativement la résistance de la marne

IV.11.3. Comparaison

- L'essai de cisaillement permet d'évaluer la résistance mécanique des sols traités au ciment. La mesure des caractéristiques obtenues à court terme influe sur l'évolution de la résistance des mélanges sol- ciment (*Ismail et al.2000 et Clough et al.1981*) en fonction :
 - Dosage en ciment,
 - Durée de conservation des échantillons,
 - Energie de compactage (ou état de compacité).



- *Abdulla et Goodings (1994)* ont aussi obtenu des résultats sur l'évolution des paramètres mécanique (C et ϕ) du matériau sableux en fonction du dosage en ciment. Les principaux résultats sont portés sur le tableau IV.4.

Tableau IV.4: Caractéristiques mécaniques des mélanges sable-ciment en fonction du dosage en ciment selon (*Abdulla et Goodings 1994*)

Ciment (%)	cohésion (kPa)	frottement (°)
0 (dense)	0	36
0 (lâche)	0	32
2	43	29
3	78	30
4	127	30

- Les travaux de (*Mitchell.1986*) ont confirmé que le pourcentage d'ajout de l'ordre de 2 à 5% améliore nettement la résistance de grands massifs ciment-sol.

IV.12.Conclusion générale

La chaux est l'ajout le plus stabilisant par rapport au ciment dans la résistance au cisaillement.

V. Introduction

L'essai de C.B.R est l'un des principaux essais routiers, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2^{ème} guerre mondiale. Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier.

Le C.B.R est un essai de poinçonnement réalisé dans des conditions bien définies, sur des échantillons moulés suivant la méthode de Proctor modifié, avec des énergies et des teneurs en eau déterminées.

V.1. But de l'essai

Cet essai a pour but, de déterminer la portance du sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou les assises de chaussées, c'est –à-dire sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges), cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

Les essais C.B.R permettent, la détermination de

- ✓ L'indice Portance Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier.
- ✓ L'indice C.B.R immédiat (C.B.R immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée ;
- ✓ L'indice C.B.R après immersion (C.B.R immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau).

L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les efforts de poinçonnement produisant un enfoncement donné dans le mélange étudié.

V.2. Principe

L'essai consiste à poinçonner par un piston des échantillons de sol préalablement compactés et soumis à l'imbibition de quatre jours selon **la norme NF P 94-078 (décembre 1992)**. Chaque échantillon est ensuite soumis à poinçonnement par application à vitesse constante (1.27mm/min), d'un piston cylindrique de 4.9cm de diamètre, et on mesure la relation (effort de poinçonnement – enfoncement).

Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2.5 et 5 m, sont alors rapportées aux valeurs 13.35 et 20 KN, qui est les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

Par convention, l'indice C.B.R est égal à la plus grande des deux valeurs :

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

$$I_{(5)} = \frac{\text{effort de pénétration à 5mm d'enfoncement (en KN)} \times 100}{20}$$

La variation de l'indice C.B.R a été étudiée en fonction de la teneur en eau optimum et les différents pourcentages de la chaux et le ciment.

L'imbibition de quatre jours nous a permis également de suivre le gonflement du mélange (le matériau marneux et l'ajout comme le ciment et la chaux).



Figure V.1 : imbibition dans l'eau

Dans le cas de l'indice C.B.R immersion, on calcule le gonflement linéaire relatif **G** :

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100$$

Avec :

Δh : gonflement mesuré [mm] ;

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116.4 mm.

V.3. Mode opératoire

Les essais C.B.R immersion, sont réalisés au laboratoire selon la norme française (**NF P 94-078**).

V.3.1.Appareillage

V.3.1.1.Matériel de confection des éprouvettes

- ✓ Le moule C.B.R et le matériau e compactage (Proctor modifié), avec l'ensemble des accessoires (rehausse, disque d'espacement, règle à araser,.....),
- ✓ Le matériel d'usage courant : balance, bacs, étuve ou plaque chauffante,.....
- ✓ et pour chaque moule un plateau de gonflement, un trépied porte comparateur, un anneau de surcharge en deux parties, un comparateur donnant le 1/100 de mm.



Figure V.2 : Les appareillages de l'essai CBR

V.3.1.2. Matériel de poinçonnement

Il comprend une presse de compression de 50 KN minimum et de 60 mm de course, équipée d'un poinçon cylindrique en acier de 19.35 cm² de section et de 20 cm de longueur ;



Figure V.3 : l'essai de poinçonnement

V.4. Exécution de l'essai

Les éprouvettes soumises à l'essai sont compactées selon le processus du Proctor modifié ;



Figure V.4 : Humidifié l'échantillon à l'optimum Proctor



Figure V.5 : procédure de compactage

Le moule est ensuite retourné, et la plaque de base est mise sur l'autre face. Le disque d'espacement est extrait.



Figure V.6 : Arasé l'échantillon

V.5. Détermination de l'indice C.B.R immersion

- ✓ placer un papier –filtre à la surface puis disposer au- dessus le disque de gonflement et les surcharges comme indiqué précédemment ;
- ✓ fixer le trépied support de comparateur sur le bord supérieur du moule et positionner le comparateur au centre du trépied ;



Figure V.7 : Appareillages d'immersion

- ✓ placer ensemble dans le bac d'immersion de telle sorte que l'eau recouvre de 1 à 2 cm l'éprouvette ;
- ✓ Effectuer la mise à zéro du comparateur ;
- ✓ Après 4 jours (96 heures) d'immersion, mesurer la hauteur de gonflement ΔH indiquée par le comparateur. Laisser égoutter quelques minutes et déposer le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement ;



Figure V.8 : Imbiber l'échantillon pendant 4jours

V.5.1. exécution du poinçonnement

Après avoir placé l'ensemble sur la presse en position centrée par rapport au piston, on procède au poinçonnement de la manière suivante :



Figure V.9 : Placer l'appareillage pour poinçonnement

- ✓ placer l'ensemble sur la presse, interposer dans le volume libéré par le disque d'espacement deux surcharges annulaires de 2.3 kg (représentant la surcharge de la chaussée), la surcharge en une pièce placée sur l'échantillon et celle en deux pièces au-dessus ;
- ✓ la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du piston ;



Figure V.10 : Les deux comparateurs de poinçonnement

- ✓ Exécuter les efforts de poinçonnement en maintenant une vitesse de pénétration à 1.27mm/min ;
- ✓ Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements de 0.625 ; 1.25 ; 2 ; 2.50 ; 5 ; 7.5 et 10 mm et arrêter le poinçonnement à cette valeur.
- **Le but l'imbibition**

Le but de cette opération est de placer le sol (le matériau) dans les plus mauvaises conditions hygrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique.

Trois cas peuvent être envisagés

1. Pour un terrain particulièrement sec ne risquant, ni de subir des remontées d'eau (nappe phréatique profonde), ni de recevoir des eaux pluviales (climat très sec ou revêtement étanche), on peut se dispenser de cette imbibition et faire l'essai à la teneur en eau optimale obtenue par le Proctor normal.
2. Pour un terrain pouvant subir de fortes remontées d'eau, ou des inondations, ou recevoir les pluies d'un climat très humide, on procède à une imbibition complète (jusqu'à ce que la variation d'épaisseur de l'échantillon devienne inférieure à 0.03mm par 24 heures).
3. Dans les autres cas (cas de cette étude), qui sont les plus fréquents, on imbibe l'échantillon pendant 4 jours (96 heures), et on note le gonflement.

V.6.Confection des éprouvettes avec les traitements (le ciment et la chaux)

- ✓ Une seule éprouvette compactée à l'énergie Proctor Normal et à la teneur en eau optimale.
- ✓ Trois éprouvettes compactées à l'énergie Proctor modifiée et divers pourcentages de la chaux ajoutés (0%, 2%, 4%, 6%, 10%) et les différents teneurs en eau optimales.
- ✓ Refaire le même travail avec divers pourcentages de ciment ajoutés (0%, 2%, 4%, 6%, 10%) humidifiés avec les optimums Proctor Normal.
- ✓ Ces éprouvettes compactées à des teneurs en eau optimales et à l'énergie de compactage 55 coups par couche destinées au poinçonnement après 4 jours d'imbibition.

V.7. Présentation des résultats

Les résultats obtenus au laboratoire seront représentés sous forme de tableaux et des courbes où les efforts de poinçonnement sont en fonction des enfoncements avec des différents pourcentages de la chaux (0%, 2%, 4%, 6%, 10%).

1. Essai de CBR avec le pourcentage de la chaux est nul : l'éprouvette compactée à l'énergie Proctor normal a une teneur en eau optimale ;

1. La teneur en eau optimum = 13.70% :

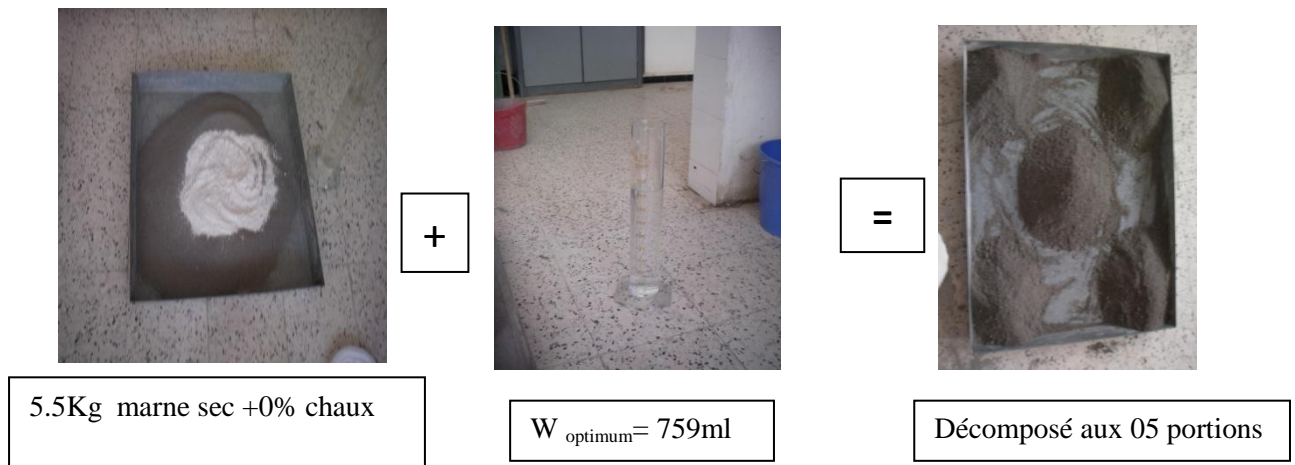


Figure V.11 : l'essai CBR à 0% de la chaux

Tableau V.1 : les résultats de poinçonnement à 0% de chaux après immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	3	0.0688
1.25	6	0.1376
2.0	8	0.1834
2.5	9	0.2064
5.0	16	0.3669
7.5	23	0.5275
10.0	29	0.6651

$$I_{(2.5mm)} = \frac{0.2064 \times 100}{13.35} = 1.546$$

$$I_{(5mm)} = \frac{0.3669 \times 100}{20} = 1.834$$

I C.B.R= 1.834


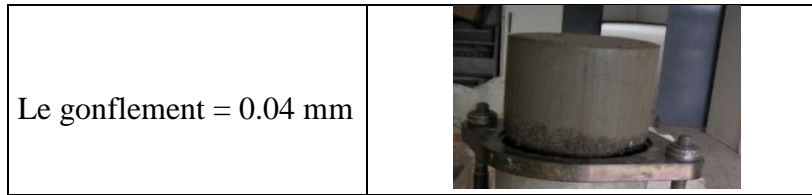


Tableau V.2 : Représentation des teneurs en eau adsorbée à 0% de la chaux

W(%) avant l'immersion	13.70%
W(%) après l'immersion	14.03 %
L'eau adsorbée (%)	0.33%



Le courbe effort de poinçonnement – enfoncement à 0 % de la chaux

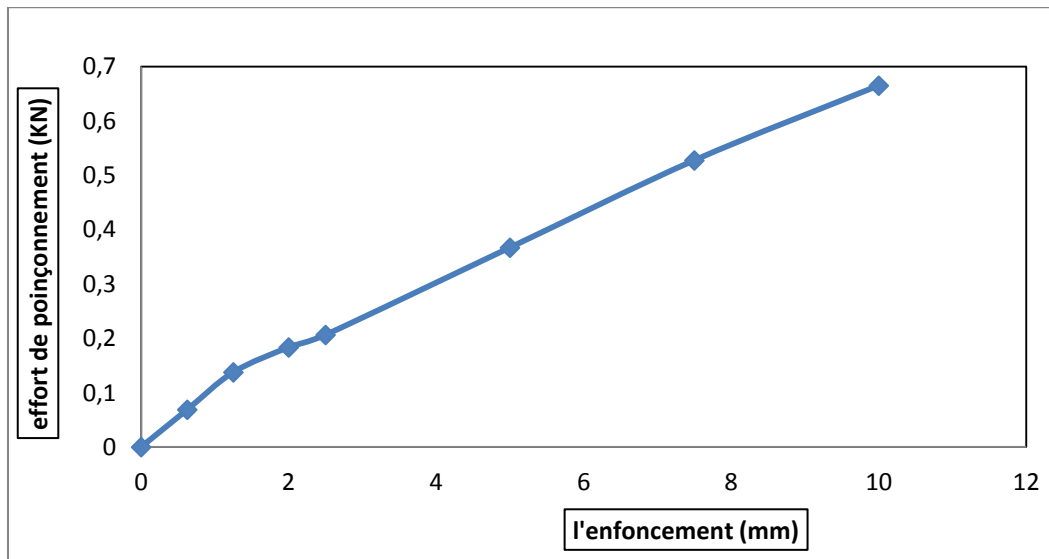
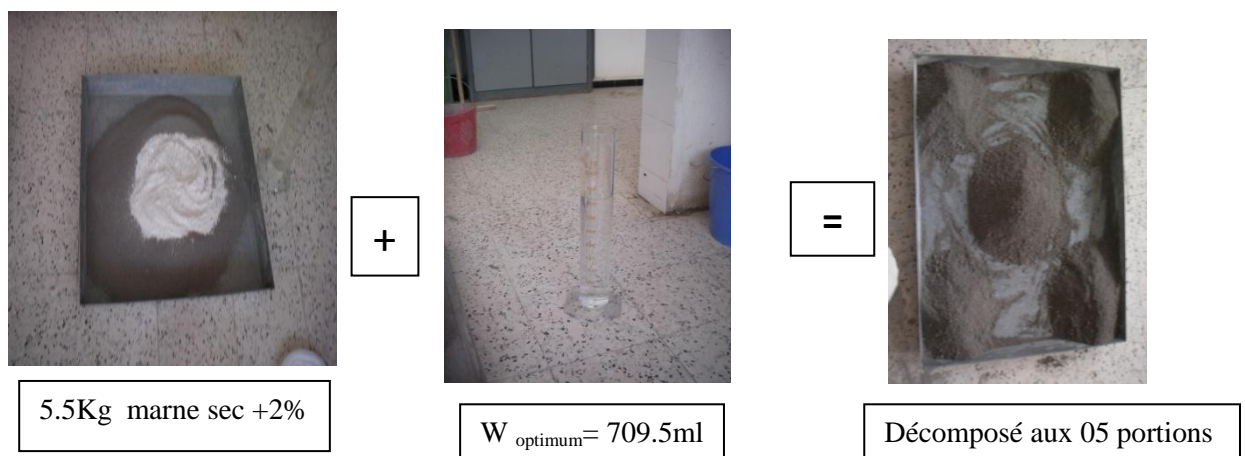


Figure V.12 : Courbe effort – enfoncement à 0 % de la chaux

2. Le pourcentage de la chaux ajoutée est 2% : l'éprouvette compactée à l'énergie Proctor normal a une la teneur en eau optimum ;

2. La teneur en eau optimum = 12.90% :



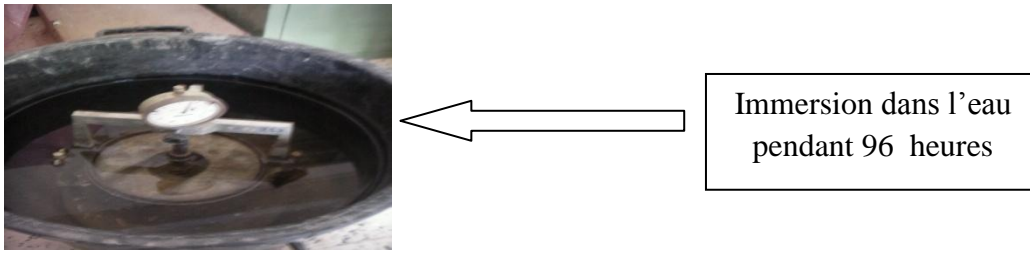


Figure V.13 : L'essai de CBR à 2% à la chaux

Tableau V.3 : les résultats de poinçonnement à 2% de chaux après immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	22	0.5045
1.25	50	1.1467
2.0	84	1.9266
2.5	110	2.5229
5.0	354	7.9824
7.5	482	10.7929
10.0	655	14.6035

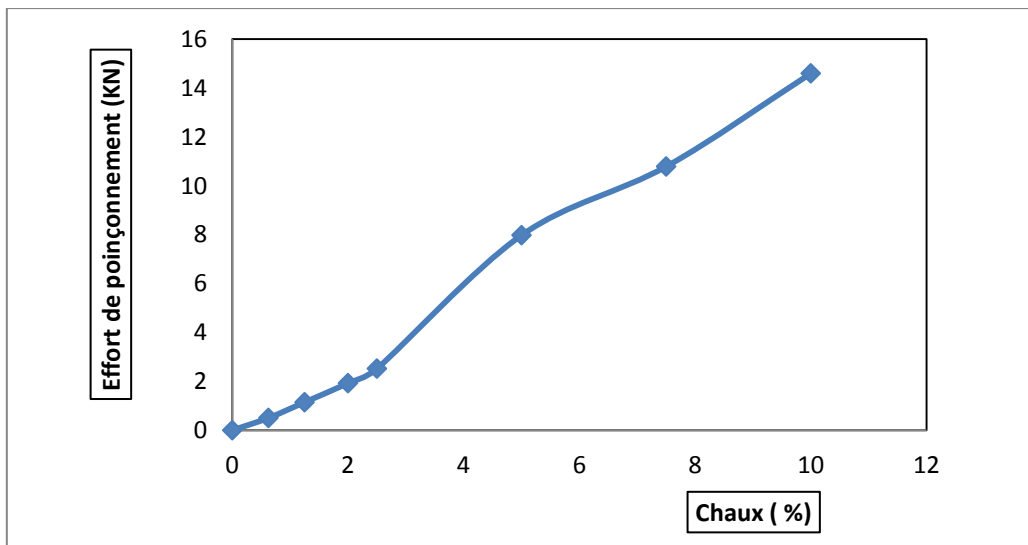


Figure V.14: Courbe effort – enfoncement à 2 % de la chaux

$$\left\{ \begin{aligned} I_{(2.5mm)} &= \frac{2.5229 \times 100}{13.35} = 18.898 \\ I_{(5mm)} &= \frac{7.9824 \times 100}{20} = 39.91 \end{aligned} \right.$$

IC.B.R = 39.91






Tableau V.4 : Représentation les teneurs en eau adsorbé à 2% de la chaux

W(%) avant l'immersion	12.90%
W(%) après l'immersion	14.22%
L'eau adsorbée (%)	1.32%
Le gonflement = 0 mm	


3. Le pourcentage de la chaux ajoutée est 4% : l'éprouvette compactée à l'énergie Proctor Normal a une la teneur en eau optimale ;

3. La teneur en eau optimale = 14.80% :




5.5Kg marne sec +4%

+



$W_{optimum} = 814ml$

=



Décomposé aux 05 portions

Figure V.15 : L'essai de CBR à 4% à la chaux

Tableau V.5 : représente les résultats de poinçonnement à 4% de chaux après immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	58	1.3302
1.25	100	2.2935
2.0	154	3.5321
2.5	195	4.4724
5.0	352	7.9385
7.5	469	10.5066
10.0	573	12.7973

$$I_{(2.5\text{mm})} = \frac{4.4724 \times 100}{13.35} = 33.50$$

$$I_{(5\text{mm})} = \frac{7.9385 \times 100}{20} = 39.693$$

IC.B.R = 39.693



Le courbe effort de poinçonnement – enfoncement à 4 % de la chaux

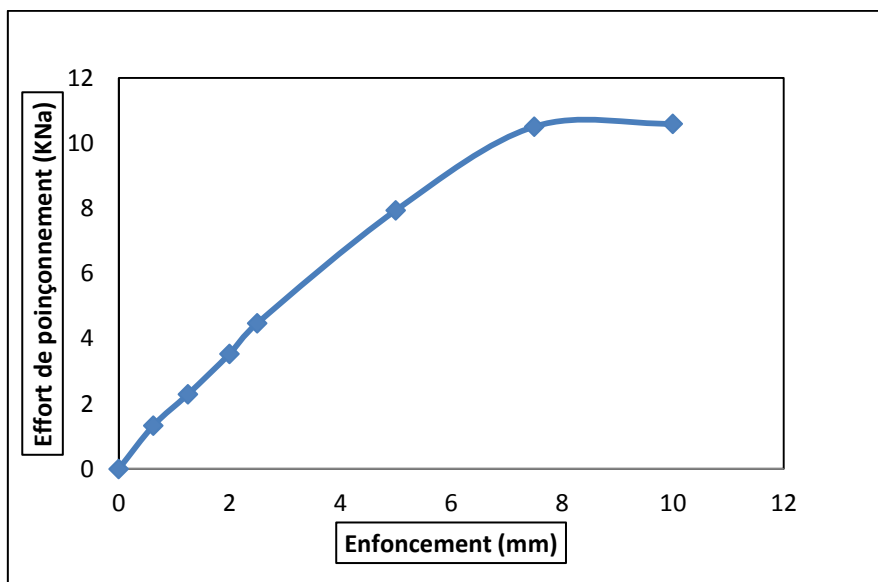



Figure V.16 : courbe effort-enfoncement à 4% chaux

Tableau V.6 : Représente les teneurs en eau adsorbée à 4% de la chaux

W(%) avant l'immersion	14.80%
W(%) après l'immersion	15.64%
L'eau adsorbée (%)	0.84%
Le gonflement = 0.12mm	

4. Le pourcentage de la chaux ajoutée est 6 % : l'éprouvette compactée à l'énergie Proctor normal a une la teneur en eau optimum ;

4. La teneur en eau optimum = 14.90%

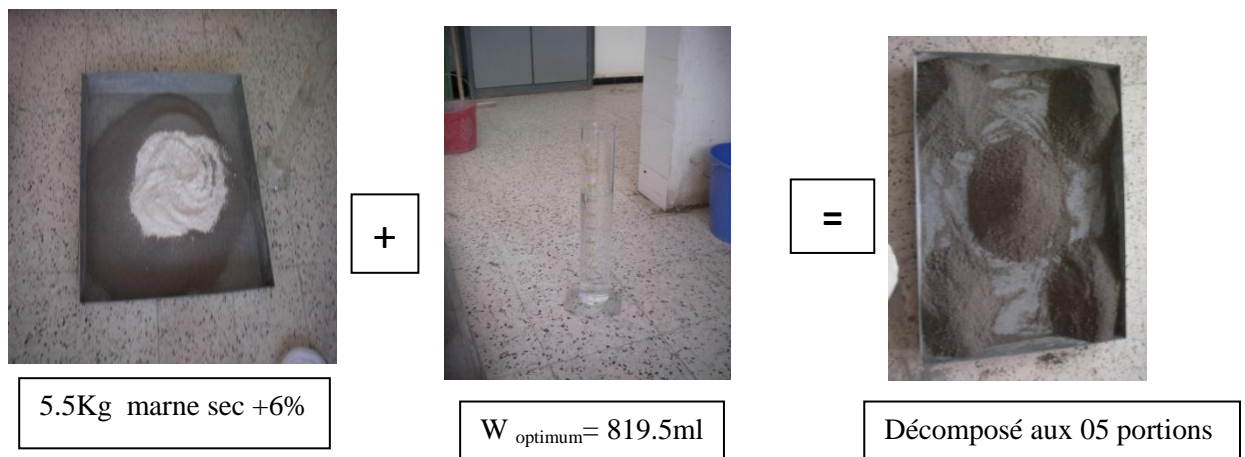


Figure V.17 : L'essai de CBR à 6% à la chaux


Tableau V. 7: Représente les résultats de poinçonnement à 6% de chaux après immersion:

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	68	1.5596
1.25	88	2.0183
2.0	142	3.2568
2.5	183	4.1972
5.0	315	7.1271
7.5	363	8.1798
10.0	374	8.4210

$$I_{(2.5mm)} = \frac{4.1972 \times 100}{13.35} = 31.44$$

$$I_{(5mm)} = \frac{7.1271 \times 100}{20} = 35.635$$

IC.B.R = 35.635



Le courbe effort de poinçonnement – enfoncement à 6 % de la chaux

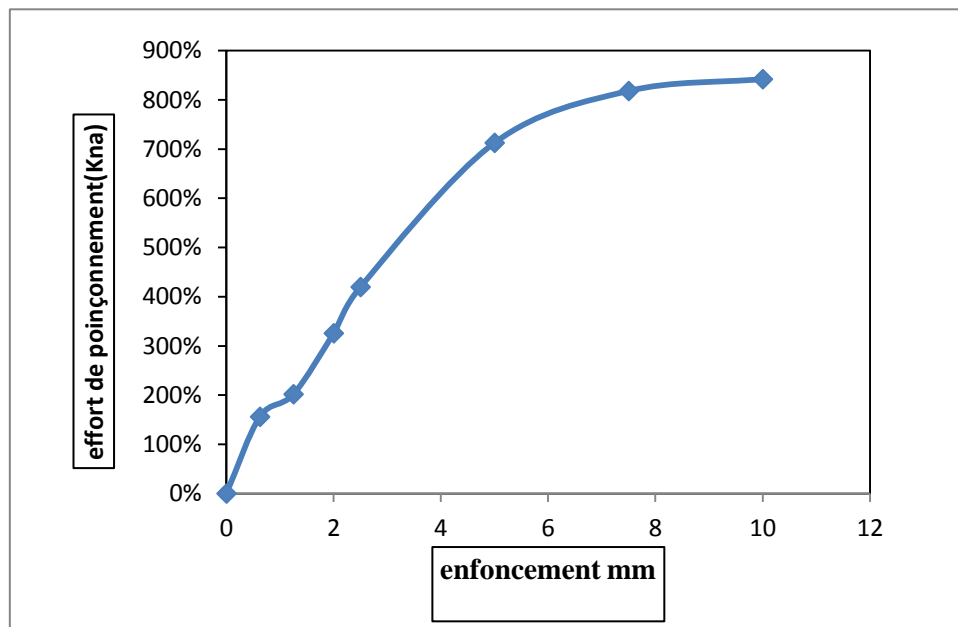



Figure V.18 : Courbe (effort de poinçonnement-enfoncement)

Tableau V. 8: Représentation les teneurs en eau adsorbé à 6% de la chaux

W(%) avant l'immersion	14.90%
W(%) après l'immersion	16.40%
L'eau adsorbée (%)	1.50 %
Le gonflement = 0.31mm	

5. Le pourcentage de la chaux ajoutée est 10 % : l'éprouvette compactée à l'énergie Proctor normal a une la teneur en eau optimum ;

5. La teneur en eau optimum = 15.30% :

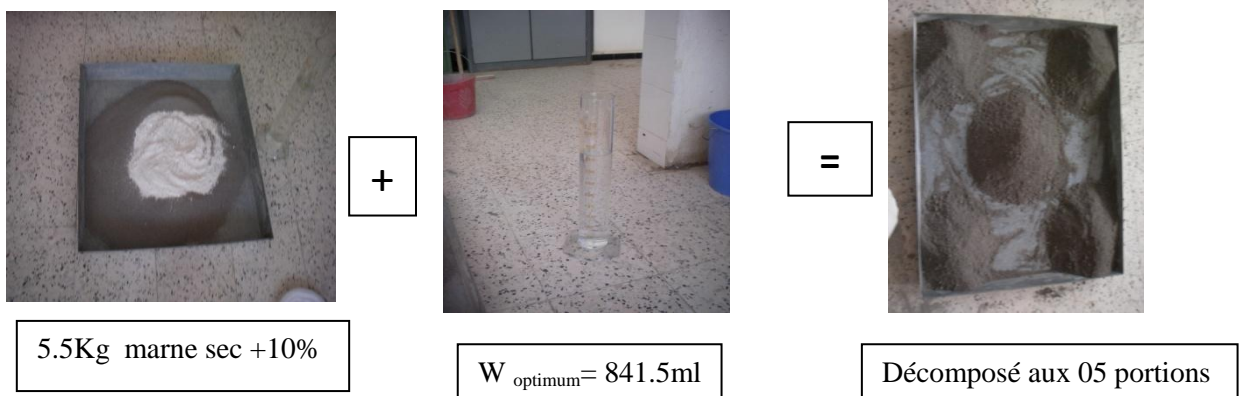


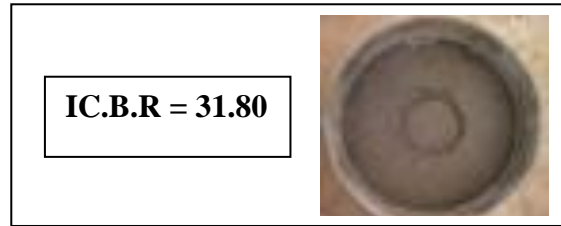
Figure V.19 : L'essai de CBR à 10% à la chaux

Tableau.9 : Représente les résultats de poinçonnement à 10% de chaux après immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	61	1.3990
1.25	79	1.8119
2.0	137	3.1422
2.5	178	4.0825
5.0	280	6.3596
7.5	352	7.9385
10.0	357	8.0482

$$I_{(2.5mm)} = \frac{4.0825 \times 100}{13.35} = 30.58$$

$$I_{(5mm)} = \frac{6.3596 \times 100}{20} = 31.80$$



Le courbe effort de poinçonnement – enfoncement à 10 % de la chaux

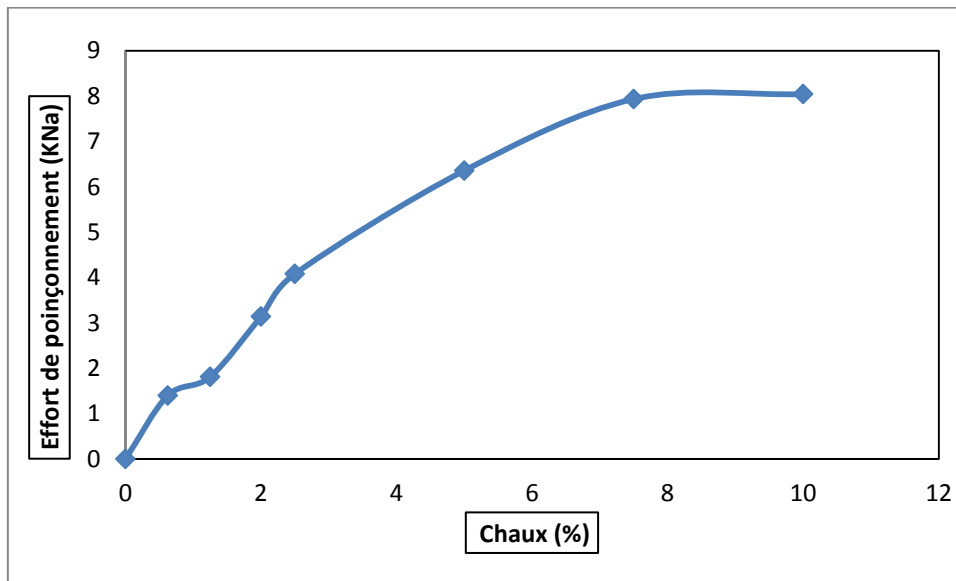



Figure V.20 : courbe (effort de poinçonnement- % chaux)

Tableau V.10 : Représentation les teneurs en eau avant et après l’immersion à 10% de la chaux

W(%) avant l’immersion	15.30%
W(%) après l’immersion	17.23%
L’eau adsorbée (%)	1.93 %
Le gonflement = 0.37mm	

Les courbes de l’effort de poinçonnement en fonction de l’enfoncement

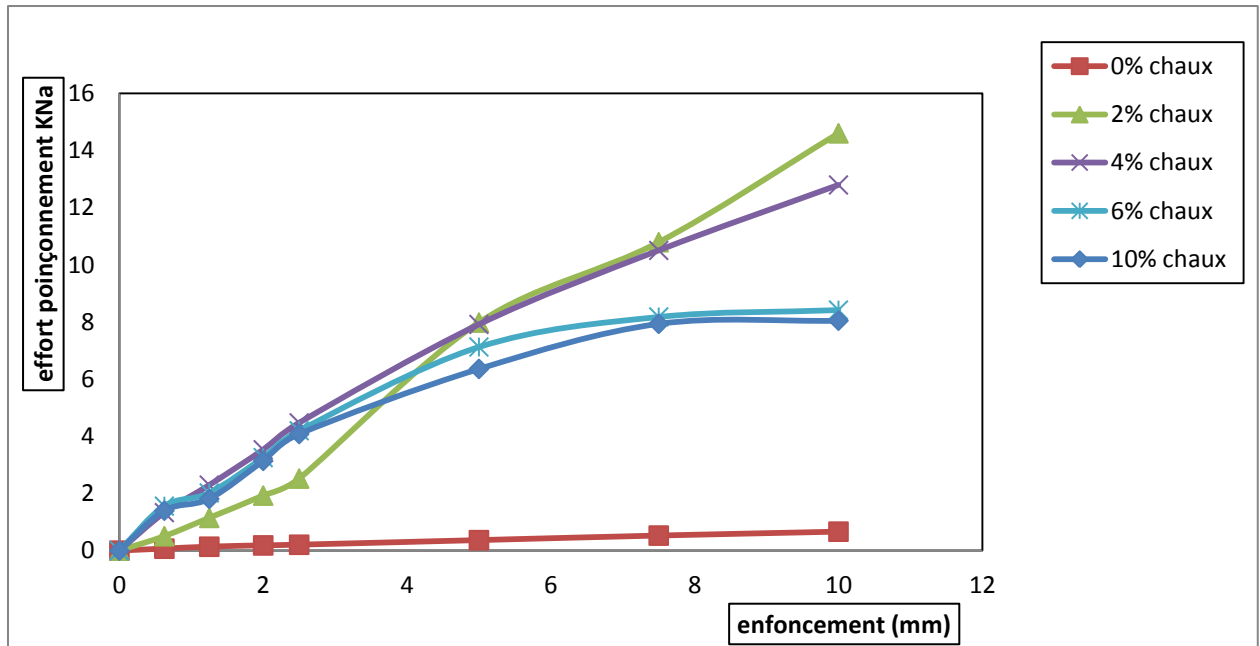


Figure V.21 : courbes (effort de poinçonnement- enfoncement)

Tableau V.11 :I.C.B.R en fonction du pourcentage de la chaux

Chaux (%)	0	2	4	6	10
I.C.B.R	1.834	39.91	39.583	35.635	31.687

Courbe IC.B.R en fonction de pourcentage de la chaux

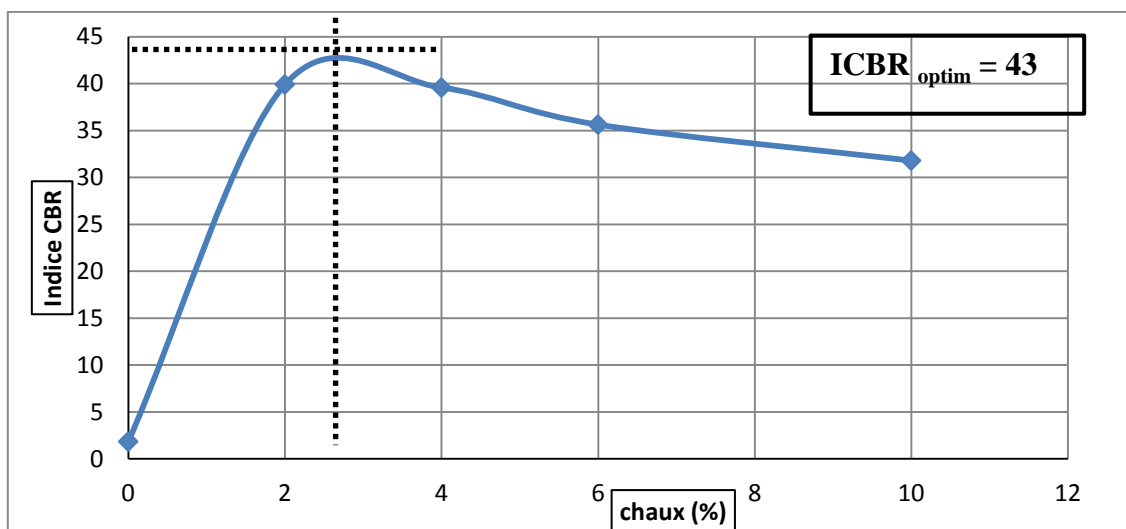


Figure V.22 : courbe IC.B.R- %chaux

V.8. Interprétation les résultats obtenus à la chaux

L'indice CBR augmente avec l'augmentation le pourcentage de la chaux :

- ✓ 40 pour 2% de la chaux ;
- 43 pour 3% de la chaux est une quantité suffisante pour traiter le matériau utiliser. L'indice CBR atteint son maximum revient soit à la diminution de la teneur en eau optimale utiliser.
- Il commence à chuter à 4% de la chaux jusqu'à 32 pour 10% de la chaux.
- Le gonflement est très petit à 0% de la chaux car la marne de Tizi-Ouzou n'est pas vraiment gonflante (*K.Mehadi 1997*) sa valeur est **0.04 mm** ;
- ✓ L'échantillon à 2% de la chaux le gonflement est quasiment nul sa reviens que le 2% est une bonne quantité pour le traitement.
- ✓ A partir de 4% de la chaux il y aura un gonflement telle que :
 - 0.12 pour 4% de la chaux ;
 - 0.31 pour 6% de la chaux ;
 - 0.37 pour 10% de la chaux.
- La teneur en eau adsorbé s'augmente mais avec des valeurs variables telles que :
 - 0.33% sans ajout, elle est trop petite par rapport à les autres teneurs ;
 - 1.32% pour 2% de la chaux peut être adsorbé par la quantité de chaux ;
 - 0.84% pour 6% de la chaux ;
 - 1.93% pour 10% de la chaux.

❖ **Explication**

L'essai CBR consiste à mesurer la résistance au poinçonnement d'un sol présentant la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor.

Le traitement à la chaux et/ou au ciment permet de gagner en moyenne deux classes deux portances. Les courbes d'évolution de l'indice CBR. En fonction de la teneur en eau du sol pour des sols traités avec des pourcentages variables de chaux ou de ciment, montrent l'augmentation très rapide de cet indice en fonction du traitement.

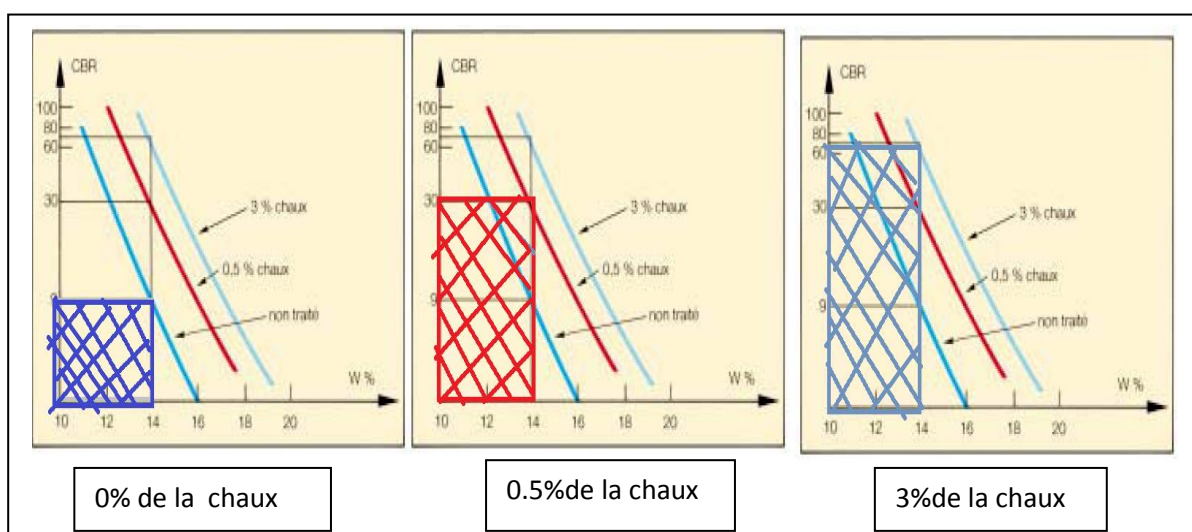


Figure V.34 : Les courbes d'évolution de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau

Ces courbes montrent après deux heures, pour une teneur en eau initiale de 14%, l'indice CBR, de 9 avant le traitement, passe à 30 et à 70 environ pour, respectivement, 0.5 et 1%, 3% de la chaux.

Etude de la portance

La figure 3 donne les effets de l'additive chaux sur l'indice de CBR. On montre qu'il y a une tendance générale d'augmenter des valeurs de CBR avec l'augmentation de contenu en chaux, un pourcentage de 1% de chaux donne une augmentation de CBR. Un accroissement de 14 à 43%, ICBR a été montré sur les échantillons de sol stabilisés à la chaux avec un pourcentage variait de 2 à 4%.

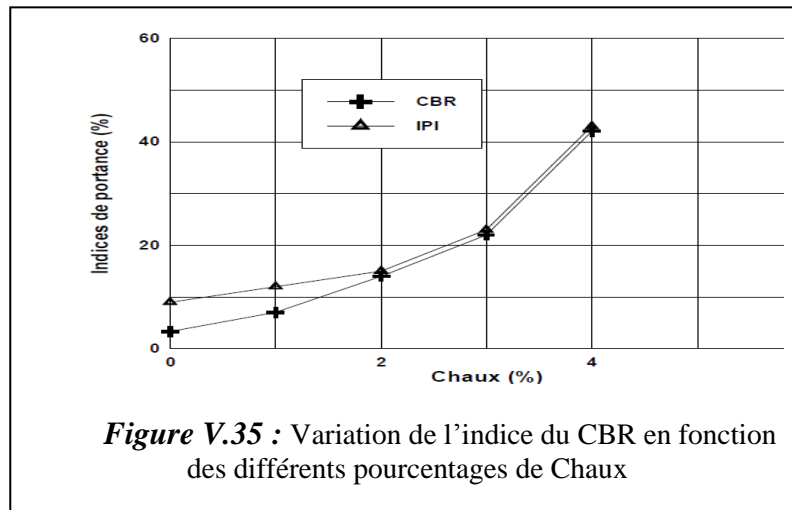


Figure V.35 : Variation de l'indice du CBR en fonction des différents pourcentages de Chaux

L'amélioration de la portance de la marne traitée (augmentation de CBR) est justifiée par la diminution du volume des vides dans le sol qui est due à la bonne distribution des particules du sol avec les particules fins de l'additive chaux.

Explication ce phénomène

Lorsque la chaux est mise en contact avec une matière contenant des silicates et des aluminates (ce qui est le cas pour les argiles et les limons), elle forme des aluminates et des silicates de calcium hydratés, qui en cristallisant, entraînent une véritable "prise" des matières en contact, comme le ferait un ciment. Cette réaction, dite "pouzzolanique", se traduit par une augmentation de l'indice CBR et de la stabilité au gel. (www.chauxflash.be)

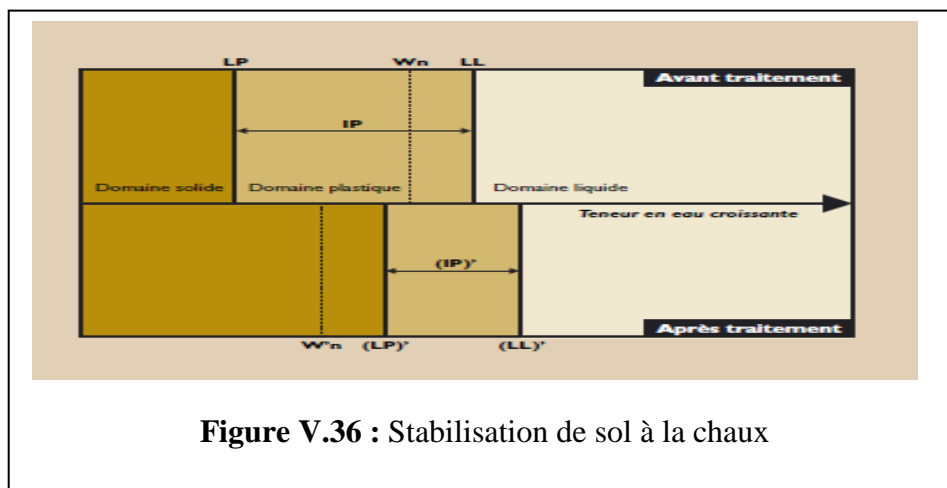


Figure V.36 : Stabilisation de sol à la chaux

Effet du traitement à la chaux sur la consistance d'un sol

Assèchement : la teneur en eau du sol avant traitement W_n est réduite en W_n' .

Floculation : le traitement à la chaux augmente la limite de plasticité; le sol peut donc accepter une teneur en eau supérieure en restant solide.

L'indice de plasticité $IP = LL$ (limite de liquidité) – LP (limite de plasticité) est réduit. D'après ce site (www.chauxflash.be- 2001) Représenté sur la figure N°37.V).

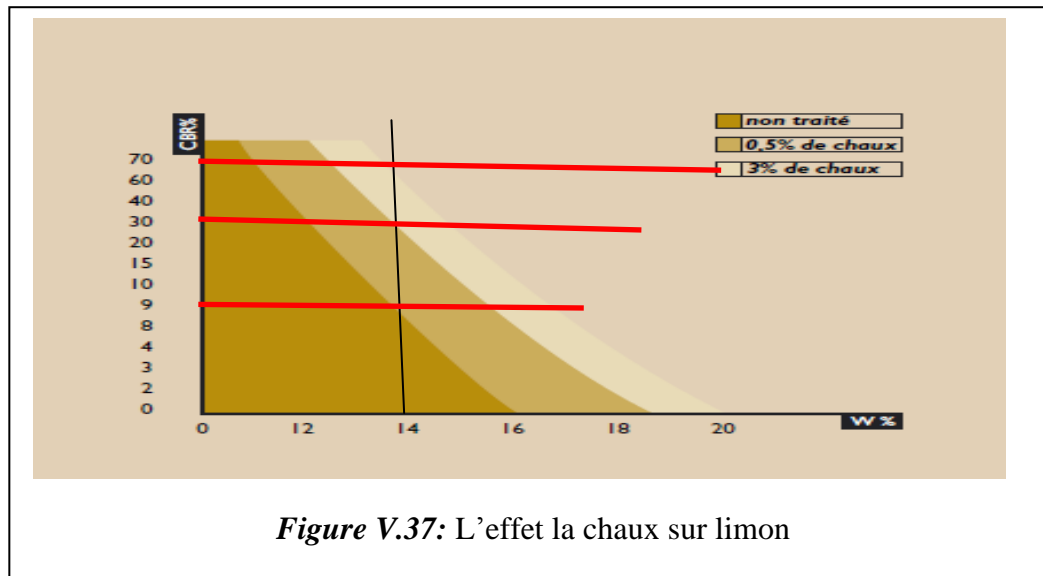
Cas amélioration du sol limoneux

Figure V.37: L'effet la chaux sur limon

Augmentation de la portance d'un sol fin (limon) par un traitement à la chaux : Après 02 heures pour une teneur en eau initiale de 14 %, l'indice CBR, de 9 avant traitement, passe à 30 et 70 environ pour respectivement 0,5 et 3 % de chaux. (www.chauxflash.be 2001)

D'après les résultats obtenus que, le gonflement de la marne calcaire deviennent quasiment inexistantes après un traitement à la chaux à des faibles pourcentages (1%, 2% ; 3%). Donc les valeurs de CBR sont améliorées (après 96, heures d'imbibition). L'auteur (*Modou DIOP-2001*).

Il est constaté que, pour le sable argileux noir foncé et la marne calcaire altérée qui sont les deux matériaux les plus suspectés vis à vis de la sensibilité à l'eau et du gonflement, on a une forte amélioration du CBR après l'adjonction de 3 % de chaux. D'après (*Modou DIOP-2001*).

Tableau V.22: Résultats géotechniques du traitement à la chaux (*Modou DIOP-2001*)

La nature de sol (%) de la chaux	sol argileux noir foncé			marne calcaire altérée		
	0%	2%	3%	0%	2%	3%
W(%) après 96 h d'imbibition	22,5	15.02	15.26	30,3	24.7	20.76
CBR	2	86	104	2	63,2	100
Gonflement	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

Conclusion

L'amélioration de la portance et de la compacité est justifiée par l'amélioration du comportement mécanique observé au laboratoire des mélanges à la chaux (augmentation de la portance CBR).

V.9. Présentation des résultats au ciment

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme des tableaux et des courbes où les efforts de poinçonnement sont en fonction des pourcentages d'ajout de ciment (0%, 2%, 4%, 6%, 10%).

1. Essai CBR lorsque le pourcentage de ciment est nul : l'éprouvette est compactée à l'énergie Proctor normal a une la teneur en eau optimale ;

❖ **La teneur en eau optimum = 13.70%**



Figure V.23: L'essai de CBR à 0% du ciment

Tableau V.12 : Représente le poinçonnement après l'immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	3	0.0688
1.25	6	0.1376
2.0	8	0.1834
2.5	9	0.2064
5.0	16	0.3669
7.5	23	0.5275
10.0	29	0.6651

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{(2.5mm)} = \frac{0.2064 \times 100}{13.35} = 1.546 \\ I_{(5mm)} = \frac{0.3669 \times 100}{20} = 1.834 \end{array} \right.$$

$I_{C.B.R} = 1.834$



La courbe (effort de poinçonnement – enfoncement) à 0 % de ciment

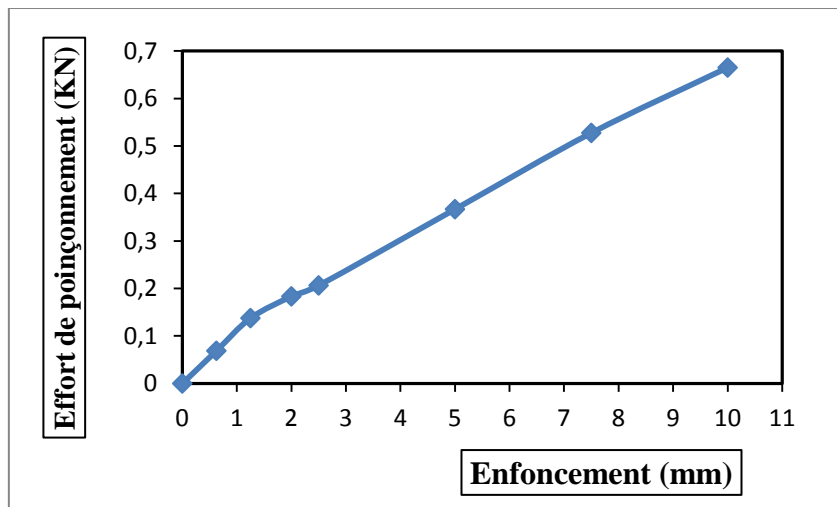



Figure V.24: Courbe (effort – enfoncement) à 0 % de ciment

Tableau V.13: Les teneurs en eau adsorbées à 0% du ciment

W(%) avant l'immersion	13.70%
W(%) après l'immersion	14.03 %
L'eau adsorbée (%)	0.33%
Le gonflement = 0.04 mm	

1. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 2% :

❖ **La teneur en eau optimum = 16.20%**



Figure V.25: L'essai de CBR à 2% du ciment

Tableau V.14: Représentation de l'effort de poinçonnement après immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	1	0.0229
1.25	3	0.0688
2.0	56	1.2844
2.5	71	1.6284
5.0	137	3.1422
7.5	182	4.1743
10.0	234	5.3508

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{(2.5\text{mm})} = \frac{1.6284 \times 100}{13.35} = 12.20 \\ I_{(5\text{mm})} = \frac{3.1422 \times 100}{20} = 15.711 \end{array} \right.$$

$I_{C.B.R} = 15.711$



Le courbe C.B.R pression de poinçonnement en fonction de l'enfoncement à 2% ciment

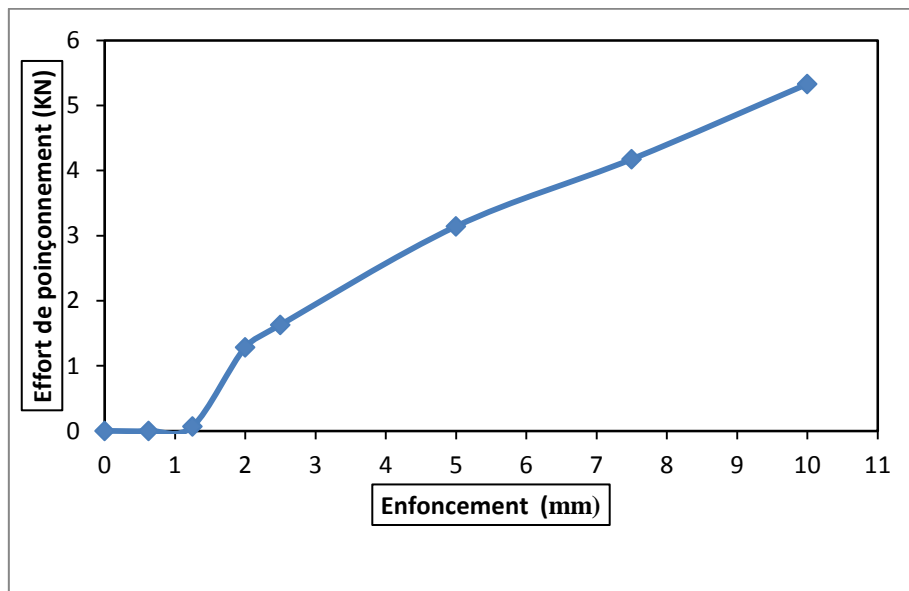



Figure V.26: Courbe (effort – enfoncement) à 2 % de ciment

Tableau V.15: La teneur en eau adsorbée à 2% du ciment

W(%) avant l'immersion	16.20%
W(%) après l'immersion	16.46%
L'eau adsorbée (%)	0.26%
Le gonflement = 0.00 mm	

2. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 4 %

❖ La teneur en eau optimum = 15.80%

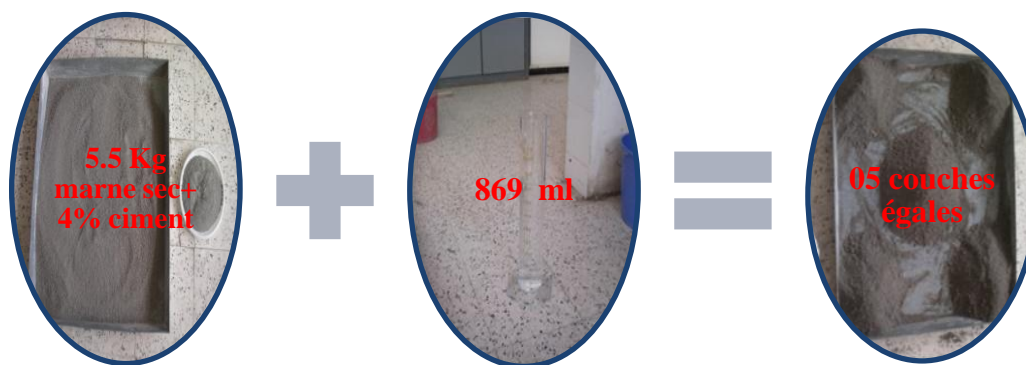


Figure V.27: L'essai de CBR à 4% du ciment

Tableau V.16: Représente l'effort de poinçonnement après l'immersion

ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	5	0.1146
1.25	102	2.3394
2.0	200	4.5871
2.5	256	5.8333
5.0	448	10.0440
7.5	565	12.6211
10.0	660	14.7136

$$\begin{cases} I(2.5\text{mm}) = \frac{5.833 \times 100}{13.35} = 43.69 \\ I(5\text{mm}) = \frac{10.0440 \times 100}{20} = 50.22 \end{cases}$$

I_{C.B.R} = 50.22



La courbe d'effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement à 4% du ciment

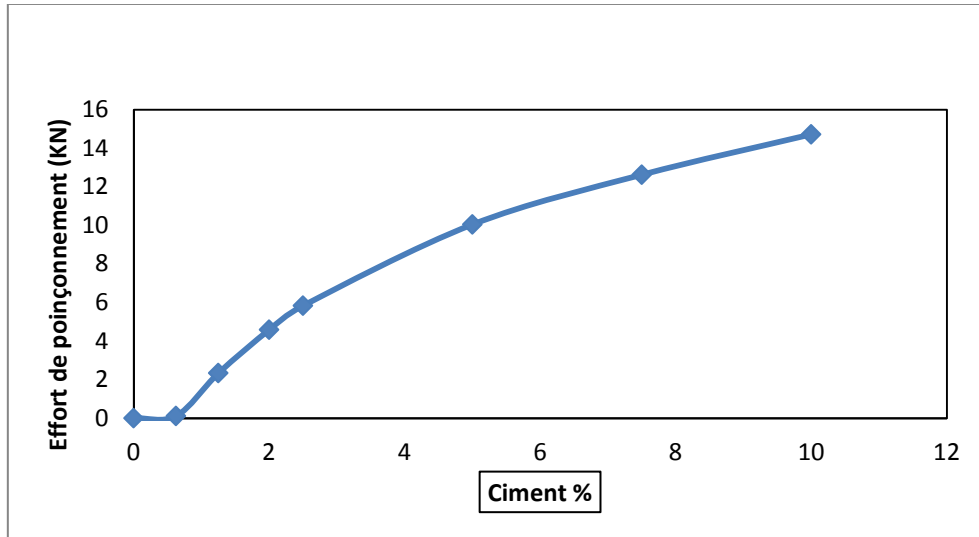



Figure V.28: Courbe (effort – enfoncement) à 4 % de ciment

Tableau V.17: Représentation des teneurs en eau adsorbées à 4% du ciment

W(%) avant l'immersion	15.80%
W(%) après l'immersion	15.82%
L'eau adsorbée (%)	1.02%
Le gonflement = 0.00 mm	

3. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 6 % :

❖ La teneur en eau optimum = 14.70%

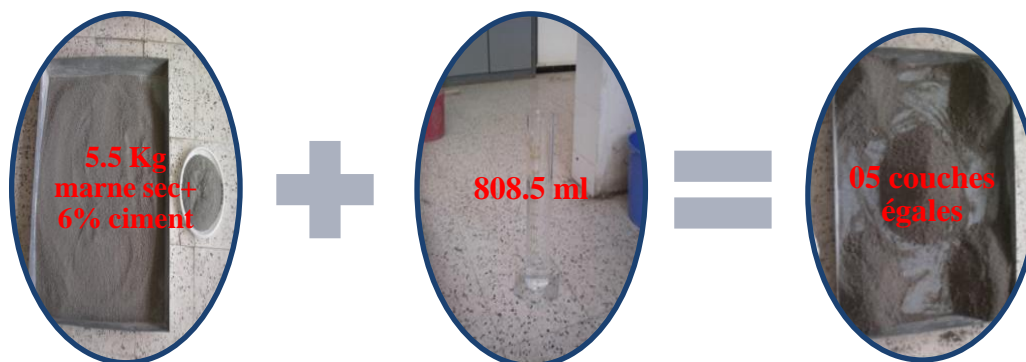


Figure V.29: L'essai de CBR à 6% du ciment

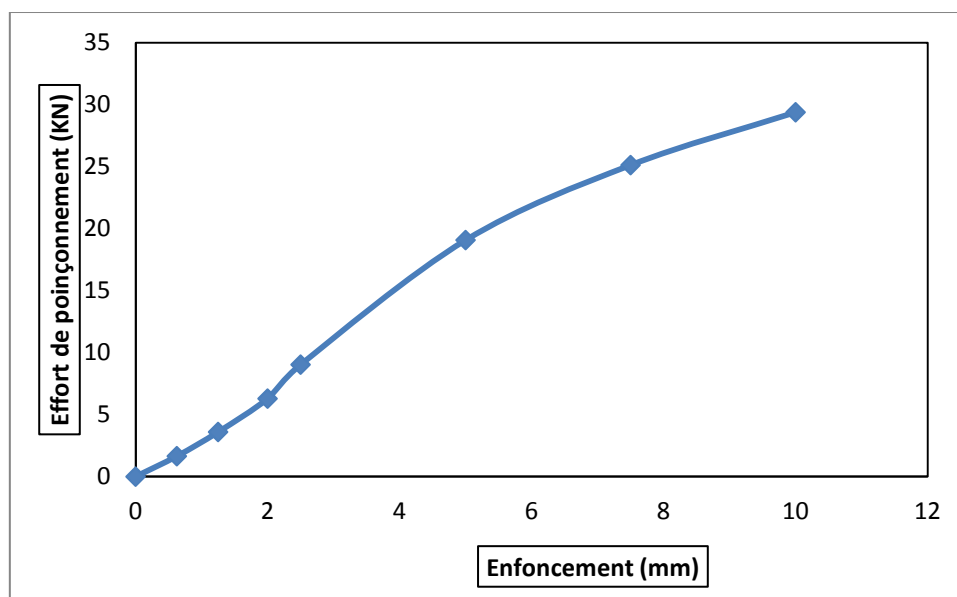
Tableau V.18: l'effort de poinçonnement après l'immersion à 6% du ciment


ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	72	1.6513
1.25	157	3.6009
2.0	277	6.2938
2.5	402	9.0350
5.0	859	19.0789
7.5	1138	25.1265
10.0	1340	29.3881

$$\begin{cases} I(2.5\text{mm}) = \frac{8.6622 \times 100}{13.35} = 67.678 \\ I(5\text{mm}) = \frac{19.0789 \times 100}{20} = 95.395 \end{cases}$$

$I_{C.B.R} = 95.395$



La courbe d'effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement à 6% du ciment*Figure V.30:* Courbe (effort – enfoncement) à 6 % de ciment**Tableau V.19: Représentation des teneurs en eau adsorbées à 6% du ciment**

W(%) avant l'immersion	14.70%
W(%) après l'immersion	14.82%
L'eau adsorbée (%)	0.12%
Le gonflement = 0.02 mm	

4. Cas où le pourcentage de ciment ajouté est 10 % :❖ La teneur en eau optimum = 13.20%

Figure V.31: L'essai de CBR à 10% du ciment

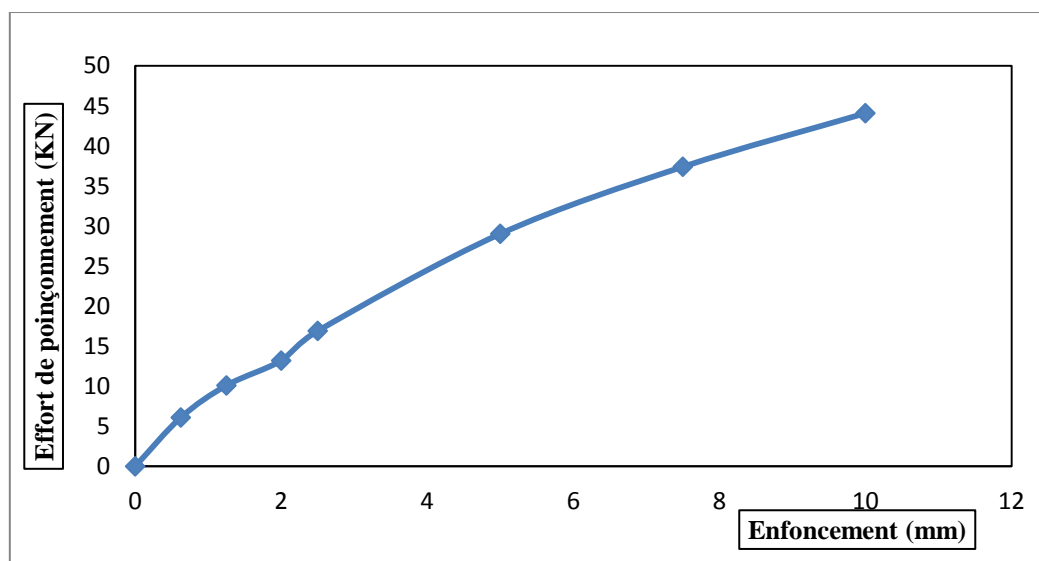
Tableau V.20: Représentation de l'effort de poinçonnement après l'immersion


ΔH (mm)	Lecture	Effort de poinçonnement (KN)
0.625	268	6.0964
1.25	490	10.097
2.0	595	13.2019
2.5	760	16.9078
5.0	1323	29.0295
7.5	1712	37.4034
10	2022	44.0909

$$\left\{ \begin{array}{l} I(2.5\text{mm}) = \frac{16.9078 \times 100}{13.35} = 126.65 \\ I(5\text{mm}) = \frac{29.0295 \times 100}{20} = 145.15 \end{array} \right.$$

$$I_{C.B.R} = 145.15$$



La courbe d'effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement à 10% du ciment**Figure V.32:** Courbe (effort – enfoncement) à 10 % de ciment**Tableau V.21:** Représentation des teneurs en eau adsorbées à 10% du ciment

W(%) avant l'immersion	13.20 %
W(%) après l'immersion	13.35 %
L'eau adsorbée (%)	0.15 %
Le gonflement = 0.05 mm	

Les courbes de CBR (effort de poinçonnement en fonction de l'enfoncement)

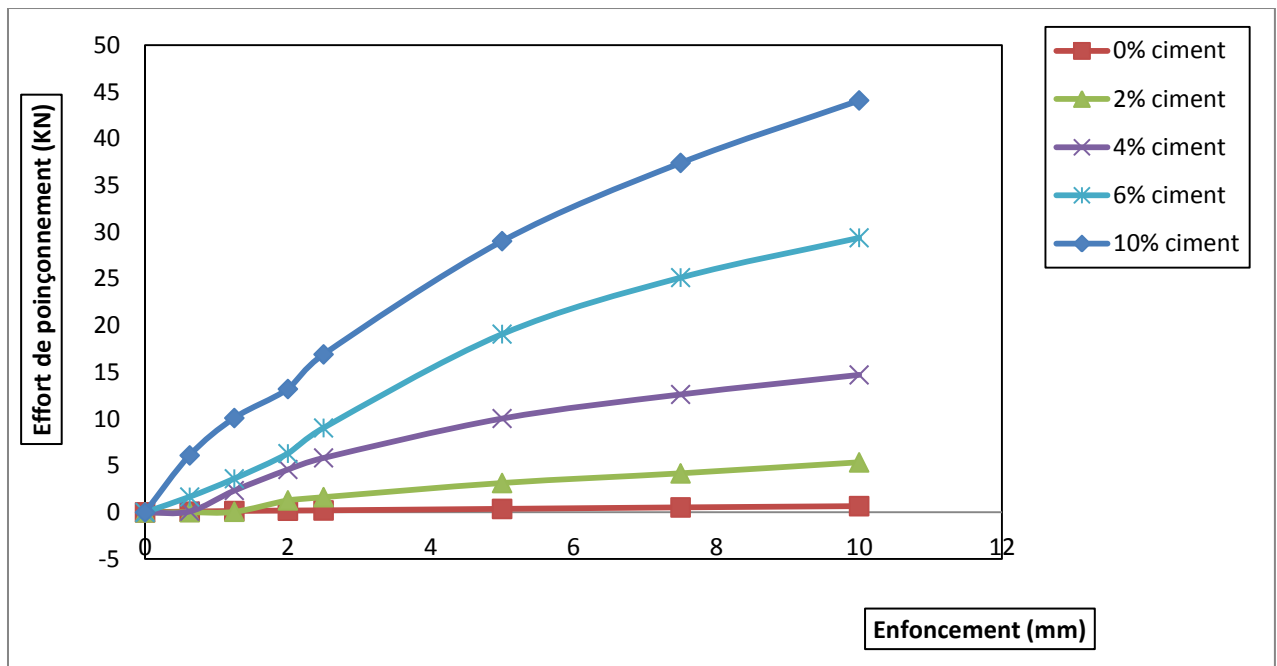


Figure V.23: Courbes (effort - enfoncement) du ciment

La courbe I_{CBR} en fonction du pourcentage de 0% ciment

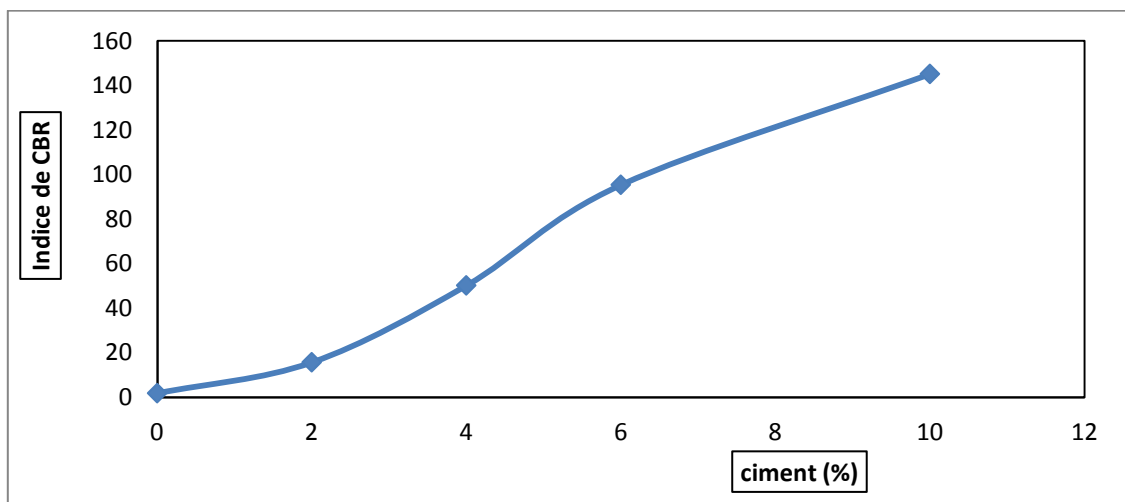


Figure V.33: Courbe (I_{CBR} -ciment%)

V.10. Interprétation des résultats obtenus au ciment

- L'indice CBR augmente avec l'augmentation de pourcentage du ciment ;
- Le minimum d' I_{CBR} est égal **1.834** lorsque le ciment est à 0% ;
- Le maximum d' I_{CBR} est égal **145.15** lorsque le ciment est à 10%.
- Le gonflement au ciment est moins important que le gonflement à la chaux tel que :

- 0.04 mm à 0% de ciment ;
- Le gonflement à (2 et 4)% du ciment est quasiment nul ;
- 0.02mm à 6% du ciment ;
- 0.05mm à 10% du ciment.
- La variation de teneur en eau absorbée ($\Delta W = W_{im} - W_{opt}$) après l'immersion sont presque identiques pour chaque pourcentage du ciment, à l'exception du pourcentage d'ajout de 4% de ciment qui donne une variation de teneur en eau de 1.02%. Les autres pourcentages d'ajout donnent les variations suivantes :
 - 0.33% d'eau absorbée pour 0% du ciment ;
 - 0.26% d'eau absorbée pour 2% du ciment ;
 - 0.12% pour 6% du ciment ;
 - 0.15% pour 10% du ciment.

❖ Explication

Tableau V.23 : Résultats de l'argile noire claire D'après (*Modou DIOP-2001*).

ciment (%)		0%	1%	3%	3.5%
CBR (après 96 heures d'imbibition)		3	22	32	55
Teneur en eau	avant CBR	12.8	12.6	13	13.6
	après CBR	20.7	18.0	16.6	15.2
Gonflement (après 96 heures d'imbibition)		2.23	0.12	0.09	0.06

Tableau V.24: Résultats sur la marne calcaire altérée traitée au ciment (*Modou DIOP-2001*).

Le ciment ajouté (%)		0%	3%	3.5%	4%
CBR (après 96 heures d'imbibition)		2	41	47	61
Teneur en eau	avant CBR	22.6	25.5	21.4	29.5
	après CBR	37.9	34.8	34.5	33.1
Gonflement (après 96 heures d'imbibition)		9.61	0.559	0.5	0.5

- D'après (*Modou DIOP-2001*), il trouve que le traitement au ciment des matériaux argileux gonflants donnent des bons résultats à court terme vis à vis du CBR et du gonflement mais beaucoup de méfiances ont été notées par rapport au comportement à long terme. Il a constaté à 3.5% et 4% du ciment le gonflement devient assez faible.

- Si on compare les résultats de laboratoire **Tableau N° (24.V)** avec les résultats de (*Modou DIOP-2001*) on trouve à 2% et 4% du ciment le gonflement est nul car c'est un matériau marneux altéré.

Tableau 25.V : Les résultats obtenus au laboratoire

Le ciment (%)		0%	2%	4%	6%	10%
CBR (après 96 heures d'imbibition)		1.834	15.711	50.22	95.395	145.15
Teneur en eau	Avant CBR	13.70	16.20	15.80	14.70	13.20
	Après CBR	14.03	16.46	16.82	14.82	13.35
Gonflement après 96heures d'imbibition (mm)		0.04	0.00	0.00	0.02	0.05

- Selon le **Tableau N° (24.V)** les valeurs de gonflement mesurées sur le matériau marneux sont un peu élevées (**0% et 10%** du ciment). Toutefois on constate que ces gonflements deviennent quasiment inexistantes après un traitement au ciment à (**2%,4%**) donc les valeurs de CBR sont fortement améliorées après un traitement au ciment et on obtient l'amélioration la plus importante et la résistance la plus élevée du comportement du sol marneux.
- Enfin, il faut également tenir compte du fait qu'on constate un faible gonflement à partir des teneurs en ciment de (6% et 10%).
- Le ciment est un produit stabilisant très efficace. Cette stabilisation au ciment se développe à partir des liens cimentaires entre l'hydratation des produits à base de silicate de calcium et d'aluminate, et les particules du sol. L'addition de ciment dans les sols réduit le potentiel de gonflement.

V.11. conclusion

Cette étude au laboratoire permet d'évaluer l'aptitude du matériau marneux à la stabilisation au ciment tout en montrant une élévation de sa résistance à l'immersion. Pour cela, on retient le dosage 2% et 4% qui un dosage efficace où le potentiel de gonflement est réduit (inexcitable).

Le traitement de la marne avec le ciment donne une bonne amélioration du comportement mécanique.

VI.1. Introduction

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte l'essai de compressibilité à l'oedomètre pour l'identification des paramètres de sol étudié.

Les éprouvettes sont soumises aux différents essais pour chaque pourcentage d'ajout (le ciment et la chaux). Ce programme expérimental évolue au fur et à mesure, les propriétés et les caractéristiques mécaniques des sols évoluent en fonction de l'augmentation de la contrainte verticale.

L'essai de compressibilité dit aussi essai oedométrique consiste à indiquer, à l'aide d'un comparateur, les tassements de l'échantillon sous des contraintes de compression uniaxiale qui lui sont appliquées à l'aide d'un piston.

VI.2. Appareillage

L'appareil oedométrique comporte :

- Un bâti métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées.

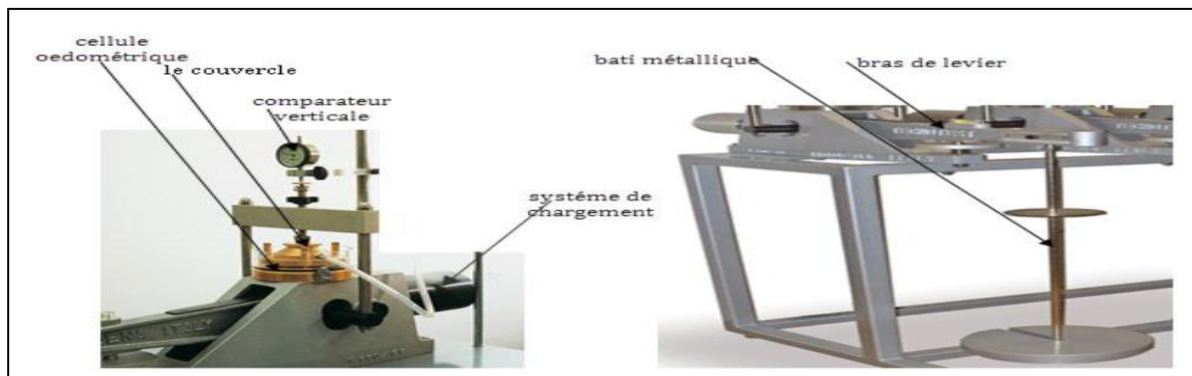


Figure 1.VI :L'appareil oedomètre

- Une cellule ou enceinte oedométrique de consolidation : moule cylindrique rigide empêche toute déformations radiale lors des essais.



Figure 2 .VI: Cellule ou enceinte de consolidation

Deux bases de pierres poreuses permettent le drainage de l'échantillon en cour d'essai et éviter au sein de matériau l'apparition de pression interstitielle.

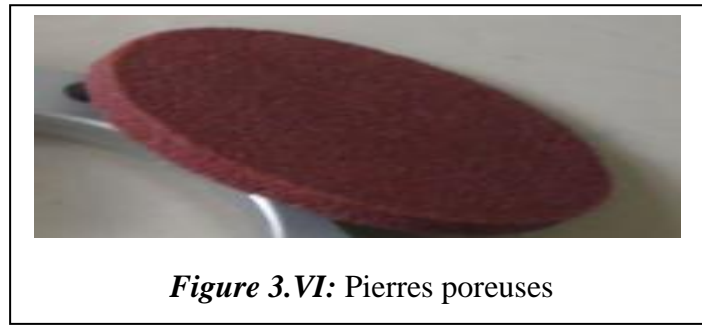


Figure 3.VI: Pierres poreuses

- Un couvercle pour répartir l'effort de compression sur la surface totale de l'échantillon.
- Un comparateur pour mesurer les tassements ou les gonflements.

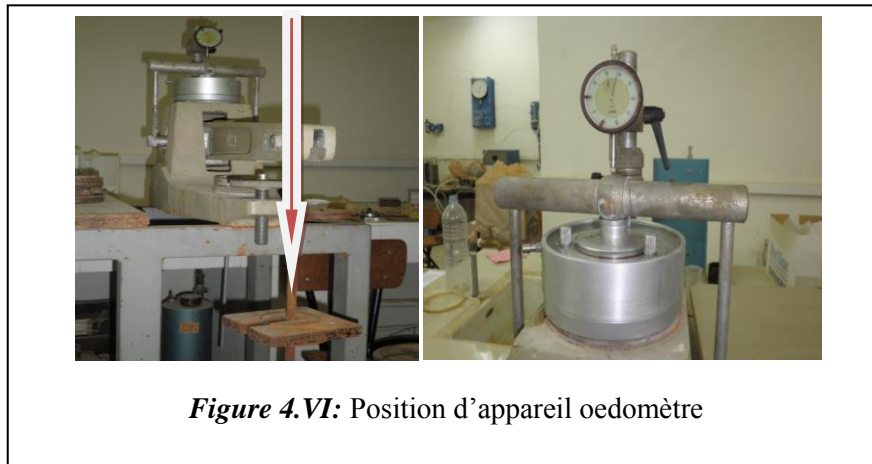
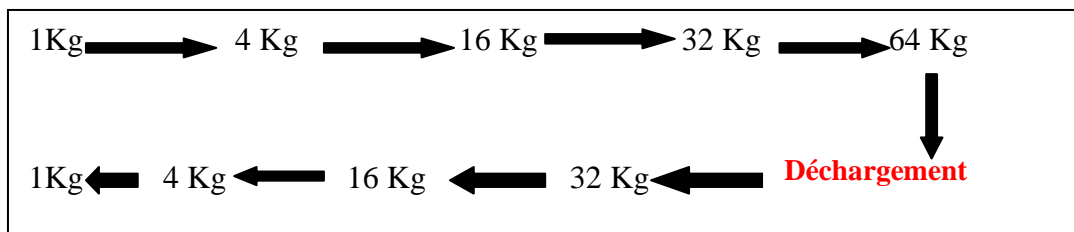


Figure 4.VI: Position d'appareil oedomètre

VI.3. Déroulement des essais

Les principaux points du déroulement des essais oedométriques sont :

- Une fois l'échantillon est prêt, placer le dans la cellule entre deux pierres poreuses ; l'ensemble est placé sur le bâti de consolidation.
- Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées toutes les 24 heures.
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes.
- La durée des paliers de chargement et de déchargement est de 24 heures.
- Effectuer les essais à 1 cycle de chargement-déchargement ; le cycle est le suivant :



Pour chaque palier, lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon sont effectuées à l'aide d'un comparateur.

- ❖ Chaque essai a une durée de *10 jours*.

VI. 4. Caractéristiques obtenues à l'oedomètre

L'essai oedométrique permet de déterminer les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de préconsolidation. Il permet également de suivre l'évolution de l'indice des vides et du tassement du sol au cours des cycles de chargement déchargement que subit l'échantillon.

VI.4.1. Indice des vides

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

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

Avec

H : hauteur de l'échantillon au moment considéré.

h_p : hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solides.

Dans la première méthode l'expression de h_p est donnée par la relation (IV.2), par (contre dans la seconde, elle est donnée par la relation suivant

$$h_p = \frac{w_s}{G \rho_w S}$$

Avec

w_s : Masse de l'échantillon sec,

ρ_s : Masse volumique des grains solides;

h₀ : hauteur initiale de l'échantillon ;

ρ_w : poids volumique de l'eau (1g/cm³);

G : la densité des grains solides ;

S: section droite de l'enceinte.

VI.4.2. Paramètres d'identification

L'échantillon soumis à l'essai oedométrique sera caractérisé par les paramètres suivants:

1. La contrainte correspondant à une charge donnée sur l'échantillon:

$$\sigma = \frac{\text{charge} \times \text{rapport du bras de levier}}{S}$$

Avec: le rapport de levier = 10.

VI.4.3. Caractéristiques de compressibilité

a. Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme Δe-Log(σ) en reliant les points (e_i , σ_i), e_i étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge (σ_i) ; la *figure (5.VI)* illustre l'allure d'une courbe de

compressibilité $e_i=f(\sigma_i)$. La courbe de chargement se présente, en général, en trois parties : une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

La détermination de la contrainte de préconsolidation notée σ_p' se fait graphiquement : soit par la méthode de *Casagrande* ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité comme elle est représentée par la figure IV.10.

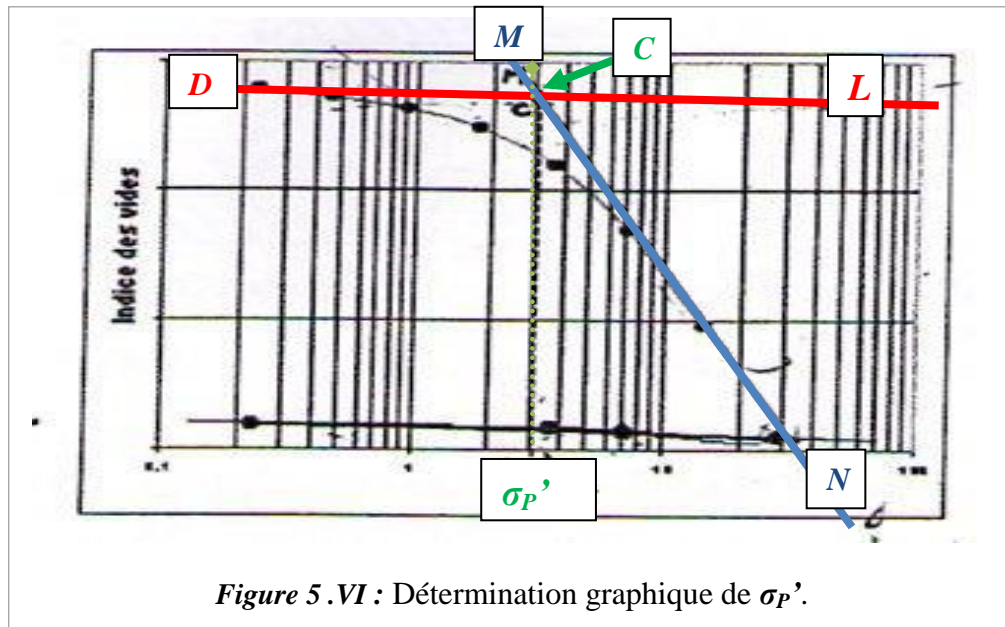


Figure 5.VI : Détermination graphique de σ_p' .

b. Indice de compression et de gonflement

Par définition, l'indice de compression, noté C_c , est la pente de la droite MN qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée. L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \left. \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log } \sigma')} \right|_{MN}$$

L'indice de gonflement est, par définition, la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure 3 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). Notée C_g , son expression est donnée par la relation:

$$C_g = \left. \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log } \sigma')} \right|_{DL}$$

c. Contrainte de préconsolidation

Les droites DL et MN de la figure 3 se coupent au point C . La contrainte (σ) correspondant au point C est appelée « Contrainte de Préconsolidation » et notée σ_p' .

VI.5. Présentation des essais

Les essais oedomètres sont réalisés dans les conditions de l'optimum (les teneurs en eau de Proctor Normal) et des pourcentages des liants hydrauliques (la chaux et le ciment).

VI.5.1. les essais réalisés à la chaux

Les éprouvettes soumises aux essais effectués pour chaque pourcentage de la chaux (0%, 2%, 4%) comme figure suivante (6.VI).

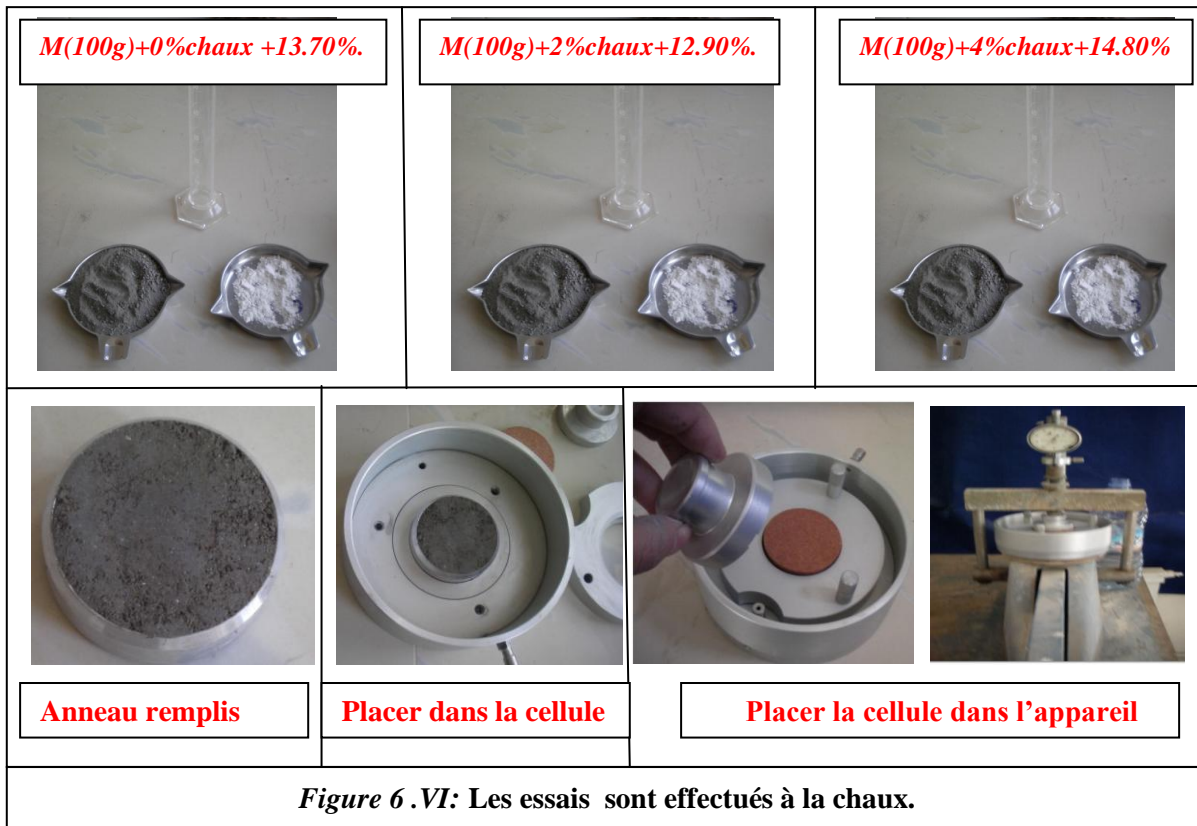


Figure 6.VI: Les essais sont effectués à la chaux.

VI.5. Présentation des résultats

❖ variations de l'indice des vides (Δe) en fonction $\log(\sigma)$

Pour pouvoir tracer les courbes de compressibilité, il faut, en premier lieu calculer les variations de l'indice des vides (Δe) en fonction Δh (tassement ou gonflement des échantillons) puis calculer les indices des vides correspondants. Les tableaux (1et 2.IV) donnent les résultats suivants.

Tableau 1.VI : Variations de l'indice des vides (Δe) en fonction $\log(\sigma)$ à 0% de la chaux et le ciment.

$\log(\sigma)$	0,510	2,038	8,153	16,306	32,611	16,306	8,153	2,038	0,510
Δe	0,4819	0,326	0,1554	0,0955	0,0448	0,0519	0,0597	0,0786	0,0976

❖ Courbe de compressibilité à 0% de la chaux et le ciment

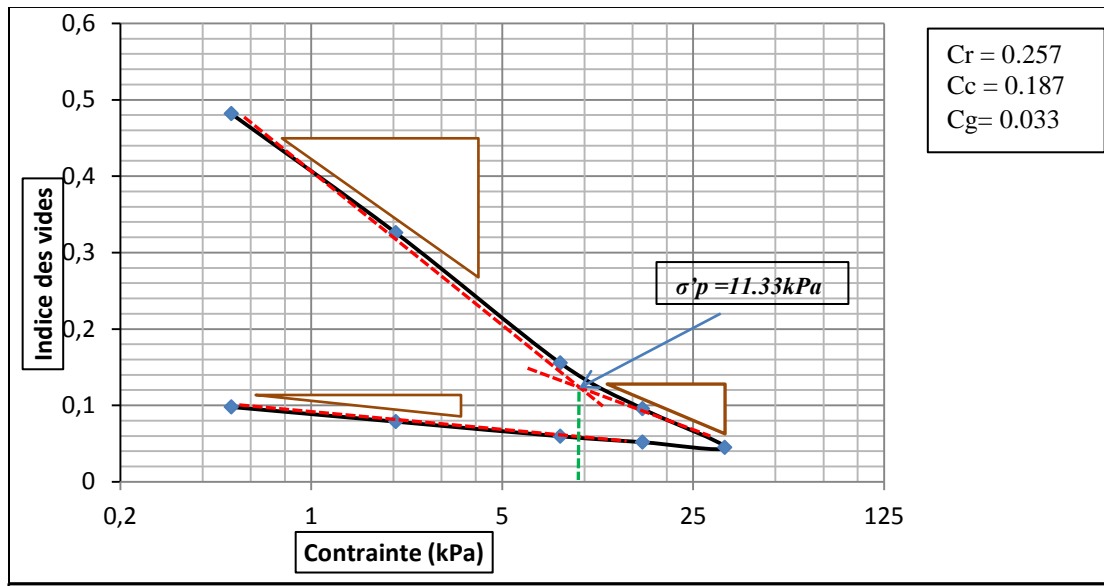


Figure 7.VI: Courbe de compressibilité à 0% de la chaux et le ciment.

Tableau 2.VI : Variations de l'indice des vides (Δe) en fonction $\log(\sigma)$ à 2% de la chaux.

$\log(\sigma)$	0,510	2,038	8,153	16,306	32,611	16,306	8,153	2,038	0,510
Δe	0,4191	0,3848	0,3216	0,2761	0,2114	0,2276	0,2370	0,2464	0,2537

❖ Courbe de compressibilité à 2% de la chaux

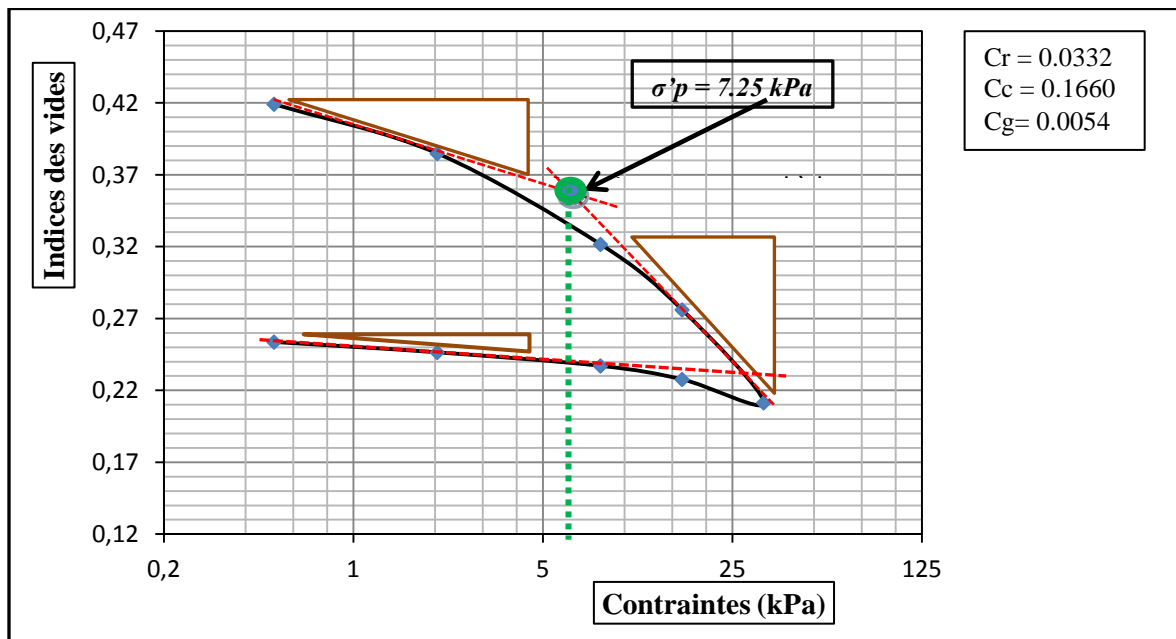


Figure 8.VI: Courbe de compressibilité à 2% de la chaux.

Tableau 3.VI: Variations de l'indice des vides (Δe) en fonction $\log(\sigma)$ à 4% de la chaux.

$\log(\sigma)$	0,510	2,038	8,153	16,36	32,611	16,306	8,153	2,038	0,510
Δe	0,589	0,5714	0,4187	0,359	0,2627	0,2659	0,2707	0,2747	0,3587

❖ Courbe de compressibilité à 4% de la chaux

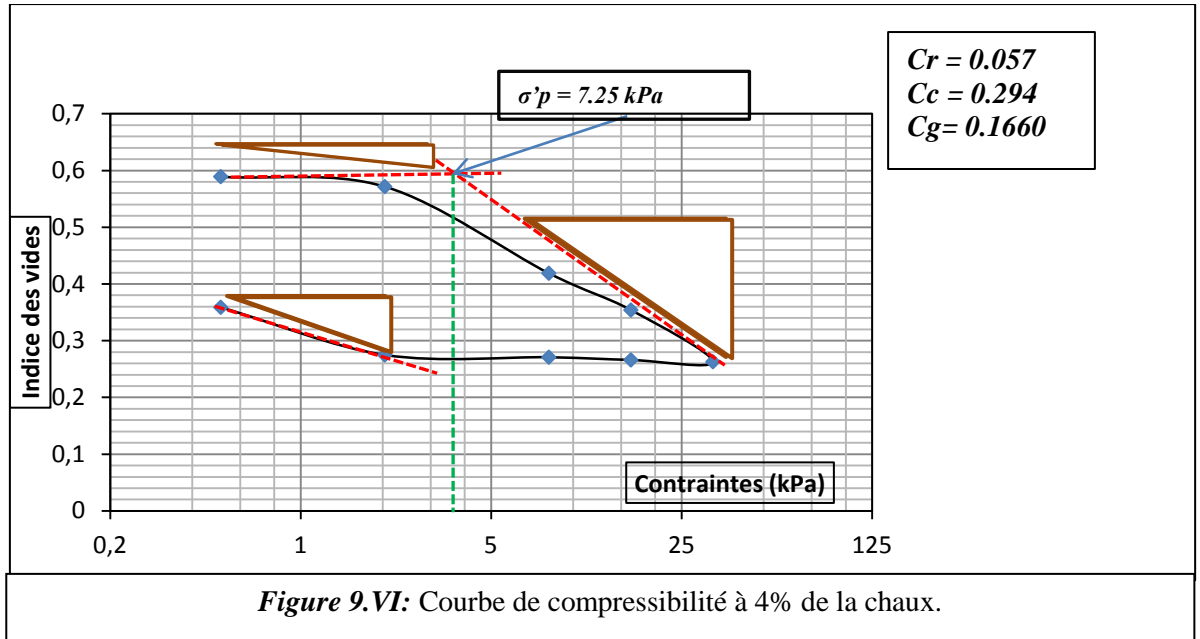


Figure 9.VI: Courbe de compressibilité à 4% de la chaux.

VI.5.2. les essais réalisés au ciment

Les éprouvettes soumises aux essais effectués pour chaque pourcentage du ciment (0%, 2%, 4%) comme figure suivante (10.VI).

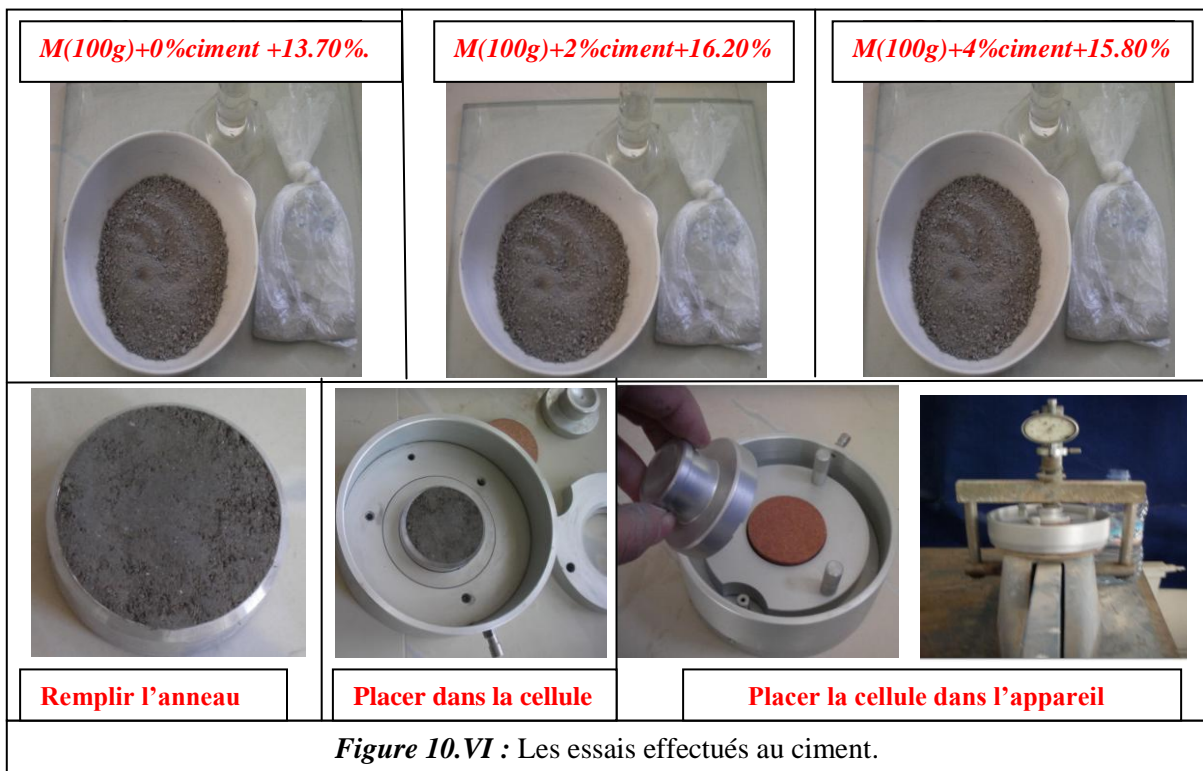


Figure 10.VI : Les essais effectués au ciment.

Tableau 4.VI: Variations de l'indice des vides (Δe) en fonction $\log(\sigma)$ à 2% du ciment.

$\log(\sigma)$	0,510	2,038	8,153	16,306	32,611	16,306	8,153	2,038	0,510
Δe	0,2386	0,2331	0,2121	0,2010	0,1526	0,1557	0,1597	0,1672	0,1734

❖ Courbe de compressibilité à 2% du ciment

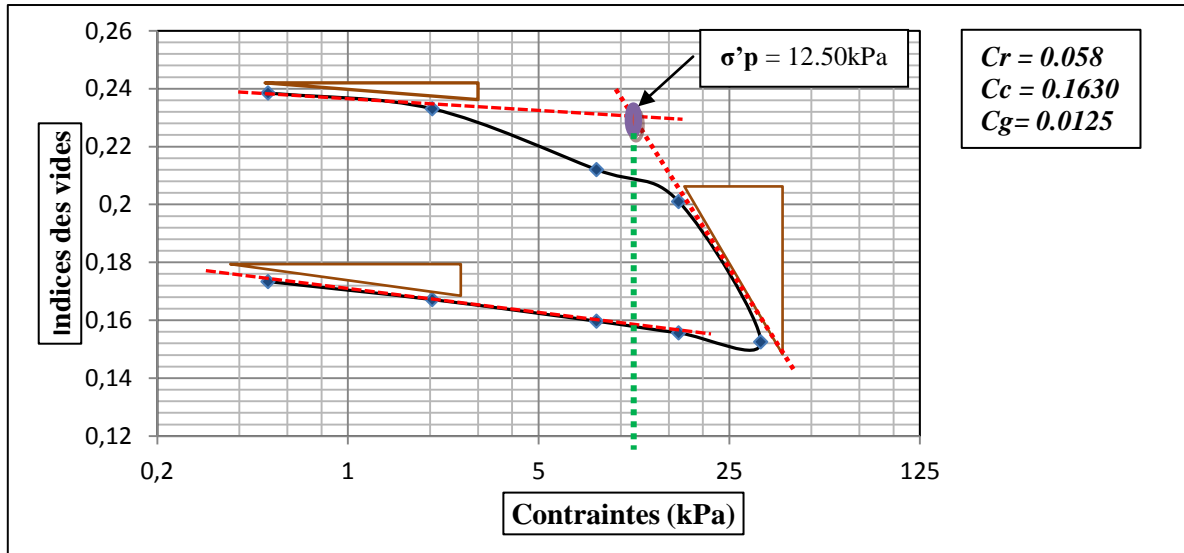


Figure 11.VI: Courbe de compressibilité à 2% du ciment.

Tableau 5.VI : Variations de l'indice des vides (Δe) en fonction $\log(\sigma)$ à 4% du ciment.

$\log(\sigma)$	0,510	2,038	8,153	16,306	32,611	16,306	8,153	2,038	0,510
Δe	0,4329	0,4285	0,3357	0,2201	0,0000	0,0073	0,0181	0,0297	0,0333

❖ Courbe de compressibilité à 4% du ciment

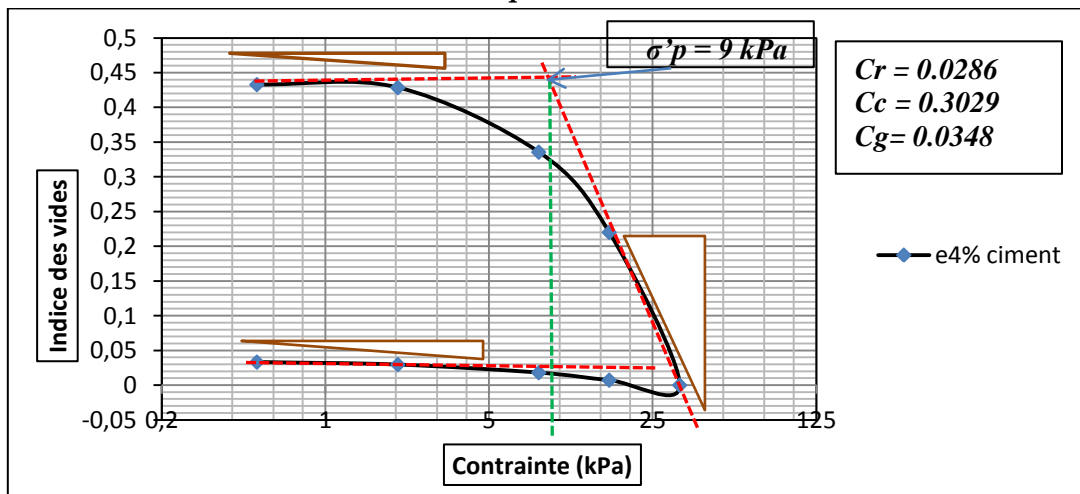


Figure 12.VI: Courbe de compressibilité à 4% du ciment.

❖ *Courbes de compressibilités sont traitées à la chaux*

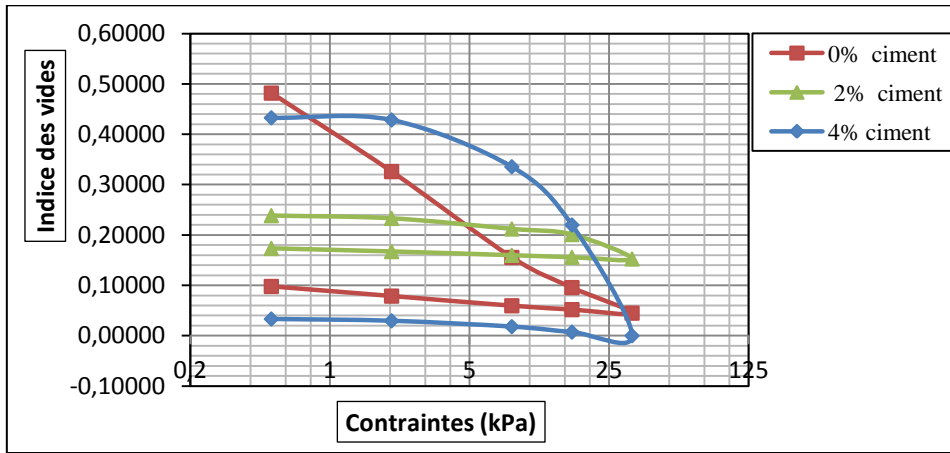


Figure 13.VI: Courbes de compressibilité traiter au ciment.

❖ *Courbes de compressibilités sont traitées au ciment*

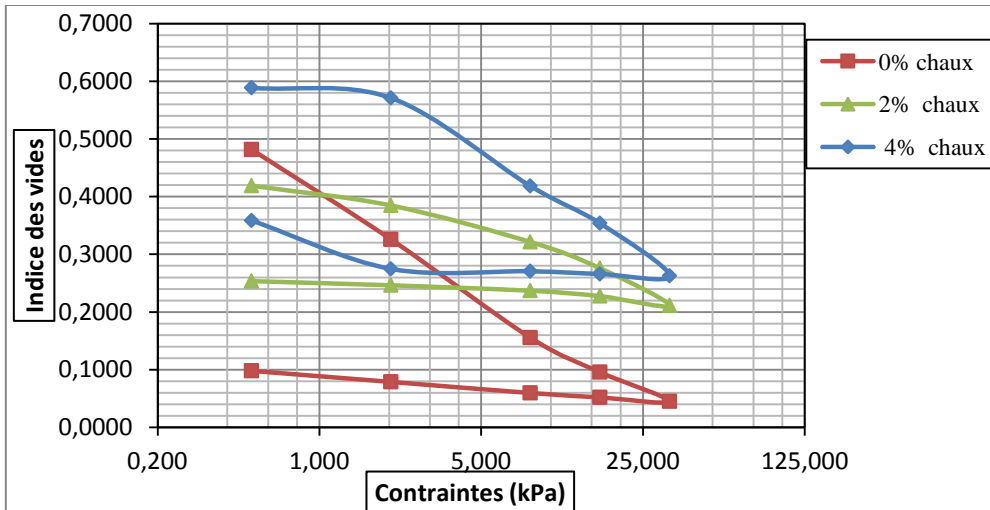


Figure 14.VI: Courbes de compressibilité traiter à la chaux.

Tableau 6. VI : caractéristiques de compressibilité avec les teneurs de la chaux ajoutés.

	0%chaux	2%chaux	4%chaux
Cr	0.257	0.0332	0.057
Cc	0.187	0.1660	0.294
Cg	0.033	0.0054	0.1660

Tableau 7. VI : caractéristiques de compressibilité avec les teneurs du ciment ajoutés.

	0%ciment	2%ciment	4%ciment
Cr	0.257	0.058	0.0286
Cc	0.187	0.1630	0.3029
Cg	0.033	0.0125	0.0348

VI.6. Interprétation des résultats

- Dans les courbes de l'indice de compression voir *figure VI.15* et de l'indice de gonflement voir *figure VI.17* (traiter à la chaux) se dirigent dans les mêmes sens ;
 - une fois 0% de la chaux l'indice de compressibilité atteint 0.187 et l'indice de gonflement atteint 0.033.
 - 2% de la teneur en chaux l'indice de compressibilité atteint 0.163 et l'indice de gonflement atteint 0.166 donc ici on observe une diminution le taux de gonflement et le taux compressibilité, donc à 2% de la chaux va y avoir un tassement c'est-à-dire le sol est de plus en plus compacté. La compressibilité diminue.
 - 4% de la chaux l'indice de compressibilité se remonte jusqu'à atteindre une valeur 0.294, et l'indice de gonflement atteint 0.1660.

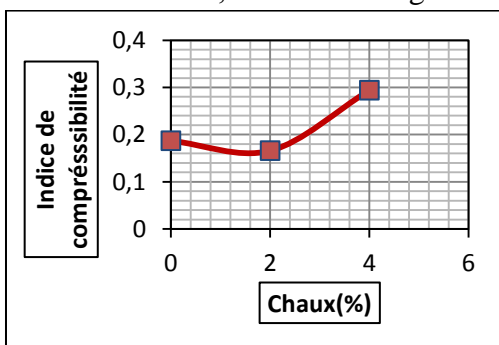


Figure 15.VI: Courbe l'indice de compressibilité traiter à la chaux.

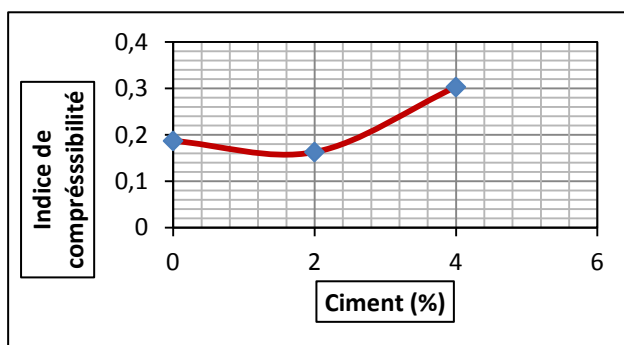


Figure 16.VI: Courbe l'indice de compressibilité traiter au ciment.

- Les courbes représentées par les figures *VI.16* et *VI.18* (traiter au ciment) ont une même allure que celles des courbes de l'indice de compressibilité et de l'indice de gonflement, on observe :
 - 0% du ciment $C_c = 0.187$ et $C_g = 0.033$, à 2% du ciment, on aura une diminution des deux indices et le sol présentera un tassement.
 - 4% du ciment les deux indices augmentent ; C_c atteint une valeur égale 0.302 et $C_g = 0.0348$.

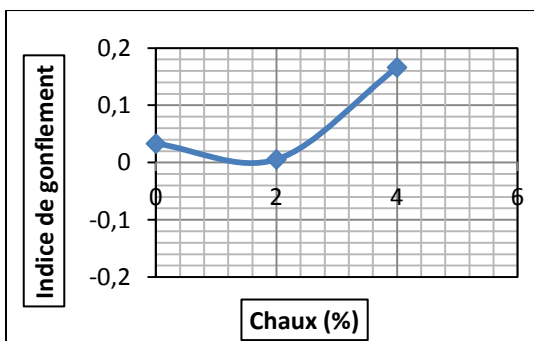


Figure 17.VI: Courbes l'indice de gonflement traiter à la chaux.

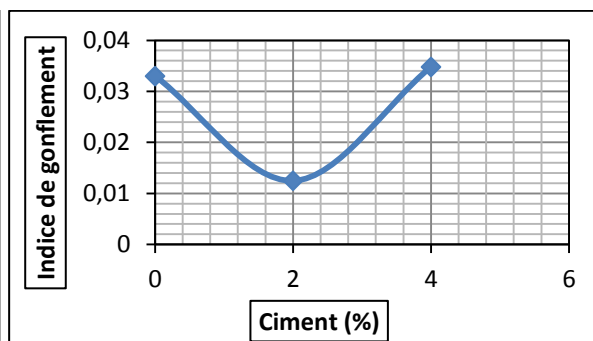


Figure 18.VI: Courbes l'indice de gonflement traiter au ciment.

➤ **Explication**

1. D'après le **tableau (8.VI)** de **Terzaghi**, on peut déduire que le matériau :

❖ **Pour la chaux**

- Sans l'ajout hydraulique située $0.1 < C_c = 0.187 < 0.2$, donc la marne est moyennement compressible.
- Le matériau avec 2% de la chaux : $0.05 < C_c = 0.1660 < 0.1$ ou 0.2 , donc le mélange passe de l'état moyennement compressible vers l'état peu compressible.
- Le matériau avec 4% de la chaux : $0.2 < C_c = 0.294 < 0.3$, donc le mélange passe de l'état peu plastique vers l'état assez compressible.

❖ **Pour le ciment**

- 0% du ciment : $0.1 < C_c = 0.187 < 0.2$; la marne est moyennement compressible.
- 2% du ciment : $0.05 < C_c = 0.1630 < 0.2$; la marne est peu compressible.
- 4% du ciment : $0.3 < C_c = 0.3029 < 0.5$; la marne devienne très compressible.

Tableau 8. VI : Classification indice de compressibilité selon Terzaghi

C_c	Appréciation
< 0.02	Incompressible
$0.02 - 0.05$	Très peu compressible
$0.05 - 0.1$	Peu compressible
$0.1 - 0.2$	Moyennement compressible
$0.2 - 0.3$	Assez compressible
$0.3 - 0.5$	Très compressible
> 0.5	Extrêmement compressible

D'après TERZGHI

2. D'après le **tableau 9.VI** de **Sanglerat**, on peut déduire que le matériau :

❖ **Pour la chaux**

- Sans l'ajout hydraulique située $0.02 < C_g = 0.033 < 0.04$, donc la marne est peu gonflante.
- Le matériau avec 2% de la chaux : $C_g = 0.0054 > 0.04$ donc le mélange passe de l'état peu plastique vers l'état quasiment gonflement nul.
- Le matériau avec 4% de la chaux : $0.04 < C_g = 0.1660 < 0.25$, donc le mélange passe de l'état non gonflant vers l'état gonflant.

❖ **Pour le ciment**

- 0% du ciment : $0.02 < C_g = 0.033 < 0.04$; La marne est peu gonflante.
- 2% du ciment : $C_g = 0.0125 < 0.02$; la marne devienne non gonflante.
- 4% du ciment : $C_g = 0.0348 < 0.04$; la marne devient gonflante.

Tableau 9. VI : Classification indice de gonflement selon Sanglerat

Tableau relatif au gonflement	
C_g	Appréciation
$0.04 - 0.25$	Gonflant
$0.02 - 0.04$	Peu gonflant

D'après SANGLERAT

VI.7. Conclusion générale

On constate que le sol marneux avec ajout de chaux se stabilise à un faible pourcentage de l'ordre de (2%) où l'indice de compressibilité diminue. Le matériau marneux à 2% de chaux atteint sa stabilité avec un gonflement nul. On retrouve le même résultat avec l'ajout de ciment. Si la teneur de (chaux ou de ciment) est supérieure à 2%, la marne devienne alors gonflante et compressible.

Annexes

Annexe II : Analyse sédimentométrique

Temps (min)	Température	Lecture R	Lecture R'	D (mm)	C _t	Pourcentage sur tamis 80µm
0,5	23	1,0285	0,997	0,1609	0,003	68,52
1	23	1,0285	0,997	0,1138	0,003	68,52
2	23	1,0285	0,997	0,0805	0,003	68,52
5	23	1,0281	0,997	0,0391	0,003	68,05
10	23	1,028	0,997	0,0283	0,003	67,93
20	23	1,0275	0,997	0,0219	0,003	67,33
40	23,51	1,027	0,9975	0,0166	0,0025	66,15
80	23,51	1,026	0,9975	0,0134	0,0025	64,96
240	22	1,022	0,9978	0,0108	0,0022	59,86
1440	22	1,021	0,9978	0,0047	0,0022	58,67

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

0% de la chaux.

εh (%)	σ = 100KPa		σ = 200KPa		σ = 300KPa	
	τ ₁ (Kpa)	εv1	τ ₂ (Kpa)	εv2	τ ₃ (Kpa)	εv3
0	0	0	0	0	0	0
0,417	14,460	0,075	14,912	0,055	14,460	0,05
0,833	26,546	0,175	39,479	0,22	44,017	0,15
1,250	37,823	0,225	53,772	0,45	63,797	0,45
1,667	46,907	0,225	66,356	0,725	77,797	0,75
2,083	53,770	0,225	76,289	1	90,996	1,075
2,500	56,077	0,21	84,231	1,25	102,923	1,375
2,917	60,953	0,195	93,631	1,45	113,099	1,6
3,333	67,034	0,15	101,716	1,625	122,897	1,8
3,750	70,597	0,1	108,935	1,76	132,779	1,95
4,167	73,487	0,05	115,043	1,89	141,339	2,1
4,583	75,694	-0,05	119,319	1,99	148,795	2,225
5,000	77,211	-0,125	123,395	2,075	157,026	2,35
5,417	78,264	-0,2	126,079	2,15	162,952	2,45
5,833	78,611	-0,25	129,027	2,245	168,451	2,55
6,250	78,960	-0,325	130,560	2,3	173,280	2,65
6,667	79,313	-0,375	131,625	2,375	177,670	2,75
7,083	79,184	-0,445	133,184	2,445	179,919	2,875
7,500	78,568	-0,475	137,432	2,5	186,568	2,95
7,917	78,190	-0,475	139,520	2,575	190,100	3
8,333	77,809	-0,475	142,118	2,65	193,909	3,07
8,750	77,809	-0,475	142,767	2,7	197,260	3,1
9,167	77,809	-0,475	143,670	2,775	199,651	3,13
9,583	77,809	-0,525	144,829	2,825	202,313	3,16
10,000	77,809	-0,525	146,000	2,875	204,750	3,2
10,417	77,809	-0,525	147,684	2,95	206,707	3,225
10,833	77,809	-0,525	149,888	3	208,430	3,24
11,250	77,809	-0,525	153,634	3,025	210,169	3,240
11,667	77,809	-0,525	154,868	3,05	211,415	3,240
12,083	77,809	-0,525	155,602	3,1	212,417	3,240
12,500	77,809	-0,525	156,600	3,15	213,429	3,245
12,917	77,809	-0,525	157,349	3,19	214,450	3,245
13,333	77,809	-0,525	158,365	3,225	215,481	3,245
13,750	77,809	-0,525	159,130	3,25	215,481	3,25
14,167	77,809	-0,525	160,427	3,3	215,481	3,25
14,583	77,809	-0,525	161,737	3,35	215,481	3,25
15,000	77,809	-0,525	162,529	3,355	215,481	3,25
15,417	77,809	-0,525	163,862	3,355	215,481	3,25
15,833	77,809	-0,525	164,673	3,355	215,481	3,25

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

2% de la chaux.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	22,816	0,05	18,979	0,075	23,810	0,075
0,833	35,959	0,2	41,294	0,325	41,300	0,6
1,250	39,945	0,8	55,595	0,6	60,028	1
1,667	44,607	1,2	65,441	0,9	77,271	1,275
2,083	47,053	1,5	75,830	1,4	90,809	1,6
2,500	49,520	1,675	84,000	1,75	98,382	1,85
2,917	50,708	1,9	91,777	1,9	105,187	2,2
3,333	52,232	1,85	98,690	2,15	112,609	2,45
3,750	52,786	1,9	107,532	2,325	117,576	2,7
4,167	53,345	1,925	113,635	2,4	123,710	2,9
4,583	53,743	1,95	118,847	2,625	129,898	3,1
5,000	54,450	1,95	123,632	2,775	136,708	3,3
5,417	54,550	1,96	127,031	2,925	143,577	3,5
5,833	57,640	1,97	130,938	2,9	149,935	3,675
6,250	60,589	1,98	134,880	3	155,200	3,85
6,667	63,226	1,95	138,616	3,075	158,780	4
7,083	64,868	2	144,565	3,135	164,712	4,15
7,500	66,184	2,075	146,919	3,175	168,949	4,3
7,917	66,118	2,125	149,538	3,25	174,395	4,4
8,333	66,005	2,175	152,182	3,3	178,715	4,5
8,750	66,053	2,2	153,863	3,375	183,075	4,65
9,167	67,398	2,225	156,055	3,4	183,914	4,75
9,583	68,058	2,25	157,770	3,41	190,722	4,8
10,000	69,250	2,275	159,000	3,425	194,599	4,85
10,417	70,805	2,25	160,744	3,425	200,316	4,875
10,833	71,489	2,25	162,505	3,45	201,857	4,9
11,250	72,145	2,275	164,282	3,45	202,804	4,925
11,667	72,700	2,3	165,566	3,475	204,066	4,95
12,083	73,224	2,3	166,863	3,475	204,727	4,96
12,500	73,572	2,3	168,171	3,5	205,702	4,975
12,917	73,924	2,3	170,010	3,525	206,686	4,975
13,333	74,280	2,3	172,125	3,575	207,679	4,975
13,750	74,639	2,3	173,217	3,55	207,679	4,975
14,167	75,001	2,3	174,583	3,575	207,679	4,975
14,583	75,001	2,3	176,488	3,575	207,679	4,975
15,000	75,001	2,3	177,618	3,575	207,679	4,975
15,417	75,001	2,3	178,759	3,575	207,679	4,975
15,833	75,001	2,3	179,644	3,575	207,679	4,975

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

4% de la chaux.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	11,297	0,05	24,402	1,25	72,301	2,400
0,833	18,151	0,8	69,429	1,55	136,134	2,650
1,250	22,785	1,45	87,949	1,85	150,756	3,000
1,667	26,085	1,75	101,593	2,15	165,378	3,250
2,083	31,251	1,95	109,379	2,4	176,032	3,500
2,500	37,385	2,15	113,077	2,65	180,000	3,700
2,917	41,717	2,4	115,880	3,05	183,554	3,900
3,333	46,552	2,65	118,707	3,2	188,450	4,050
3,750	50,026	2,8	126,234	3,25	193,410	4,150
4,167	53,530	2,9	136,174	3,35	198,345	4,250
4,583	55,651	3	139,127	3,45	203,274	4,300
5,000	57,316	3,05	143,053	3,5	208,204	4,400
5,417	59,471	3,075	147,489	3,55	213,133	4,425
5,833	62,602	3,1	152,920	3,65	213,145	4,450
6,250	64,800	3,11	155,040	3,675	215,040	4,500
6,667	67,500	3,14	156,696	3,71	217,929	4,525
7,083	68,771	3,15	157,496	3,75	218,906	4,550
7,500	70,541	3,17	158,838	3,8	220,135	4,575
7,917	71,348	3,2	159,801	3,8	220,643	4,600
8,333	72,655	3,205	161,509	3,825	221,400	4,600
8,750	74,959	3,22	164,712	3,85	221,918	4,600
9,167	75,798	3,22	166,459	3,86	222,440	4,600
9,583	77,143	3,22	168,221	3,89	222,470	4,600
10,000	77,600	3,22	169,500	3,9	222,750	4,600
10,417	78,112	3,22	170,791	3,9	223,786	4,600
10,833	78,729	3,22	171,841	3,9	224,579	4,600
11,250	79,200	3,22	172,901	3,9	225,634	4,600
11,667	79,472	3,22	173,717	3,9	226,189	4,600
12,083	80,360	3,22	174,796	3,9	226,189	4,600
12,500	81,257	3,22	175,629	3,9	226,189	4,600
12,917	82,679	3,24	176,727	3,9	226,189	4,600
13,333	83,077	3,24	177,577	3,9	226,189	4,600
13,750	83,478	3,24	178,435	3,9	226,190	4,600
14,167	84,932	3,24	179,563	3,9	226,190	4,600
14,583	87,454	3,24	180,439	3,9	226,190	4,600
15,000	87,882	3,24	181,324	3,9	226,190	4,600
15,417	88,315	3,24	182,376	3,9	226,190	4,600
15,833	88,752	3,24	183,279	3,9	226,749	4,600

Annexes

15,0000	87,882	3,24	181,324	3,9	226,190	4,600
15,4167	88,315	3,25	182,376	3,9	226,190	4,600
15,8333	88,752	3,25	183,279	3,9	226,749	4,600
16,2500	89,194	3,25	184,299	3,9	226,749	4,600
16,6667	89,640	3,25	185,220	3,9	226,749	4,600
17,0833	89,64	3,25	186,151	3,9	226,749	4,600
17,5000	89,64	3,25	187,091	3,9	226,749	4,600
17,9167	89,64	3,25	188,041	3,9	226,749	4,600
18,3333	89,64	3,25	189,000	3,9	226,749	4,600

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

6% de la chaux.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	15,364	0,2	22,594	1,35	20,335	0,05
0,833	38,571	0,75	81,681	1,85	44,017	3,75
1,250	51,949	1,05	96,608	2,4	69,722	4,05
1,667	60,407	1,25	105,254	2,85	94,271	4,4
2,083	67,557	1,45	118,111	3,25	113,055	4,75
2,500	73,846	1,6	130,615	3,55	132,923	5,05
2,917	78,798	1,7	142,764	3,65	150,644	5,25
3,333	83,793	1,8	149,897	3,8	162,931	5,45
3,750	86,026	1,9	158,494	3,9	175,325	5,65
4,167	88,278	1,94	165,287	4	186,417	5,75
4,583	90,550	2	166,009	4,1	196,192	5,8
5,000	92,368	2,04	170,526	4,15	205,579	5,9
5,417	94,203	2,05	173,656	4,2	211,718	5,95
5,833	95,575	2,1	176,814	4,25	216,000	6
6,250	96,960	2,11	179,520	4,3	219,840	6,05
6,667	98,839	2,14	182,732	4,35	224,679	6,075
7,083	99,283	2,15	185,004	4,4	228,108	6,1
7,500	100,216	2,16	186,811	4,405	232,054	6,14
7,917	101,158	2,19	188,145	4,45	237,014	6,15
8,333	103,091	2,2	189,000	4,455	238,582	6,175
8,750	104,055	2,2	189,863	4,5	241,644	6,2
9,167	105,028	2,2	190,734	4,505	244,239	6,2
9,583	106,507	2,2	191,613	4,525	246,359	6,21
10,000	107,500	2,2	192,500	4,55	250,500	6,225
10,417	109,507	2,2	195,405	4,55	254,679	6,25
10,833	110,523	2,205	197,327	4,575	257,383	6,25
11,250	111,549	2,225	201,296	4,575	261,634	6,25
11,667	112,075	2,225	203,264	4,575	264,906	6,25
12,083	113,118	2,225	205,763	4,575	266,161	6,25
12,500	113,657	2,225	206,743	4,575	267,429	6,25
12,917	114,201	2,225	208,249	4,575	269,225	6,25
13,333	114,750	2,225	209,769	4,575	271,038	6,25

Annexes

13,750	115,304	2,225	210,783	4,575	272,348	6,25
14,167	115,864	2,225	211,806	4,575	273,670	6,25
14,583	115,864	2,225	212,839	4,575	275,005	6,25
15,000	115,864	2,225	213,882	4,575	276,353	6,25
15,417	115,864	2,225	214,936	4,575	276,353	6,25

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

10% de la chaux.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	27,113	0	23,950	0	40,669	-0,1
0,833	36,756	0,850	47,647	0,060	86,218	-0,205
1,250	45,570	1,500	63,797	0,210	115,747	-0,15
1,667	48,051	2,100	74,593	0,410	132,712	-0,15
2,083	57,906	2,575	84,102	0,700	145,685	-0,15
2,500	62,308	2,900	93,692	0,925	158,308	-0,145
2,917	67,210	3,200	99,657	1,060	167,794	-0,145
3,333	71,224	3,400	113,121	1,210	176,897	-0,145
3,750	75,273	3,650	122,494	1,350	185,610	-0,11
4,167	79,826	3,800	129,130	1,500	190,174	-0,11
4,583	82,533	4,000	134,882	1,625	193,834	-0,1
5,000	85,737	4,150	138,789	1,750	197,526	-0,1
5,417	88,018	4,300	142,731	1,850	203,630	-0,1
5,833	90,796	4,450	147,664	1,950	207,876	-0,1
6,250	92,160	4,600	150,720	2,010	210,720	-0,1
6,667	94,500	4,700	154,286	2,100	212,143	-0,1
7,083	95,408	4,750	155,946	2,150	214,547	-0,1
7,500	95,838	4,820	160,054	2,200	218,919	-0,1
7,917	97,249	4,875	162,733	2,225	220,398	-0,1
8,333	99,655	4,900	165,927	2,250	223,364	-0,1
8,750	101,589	4,910	168,164	2,260	224,877	-0,1
9,167	103,541	4,950	169,927	2,300	227,890	-0,1
9,583	106,507	4,955	171,207	2,300	228,940	-0,1
10,000	107,500	4,975	172,500	2,325	230,500	-0,1
10,417	108,502	5,000	173,302	2,325	231,572	-0,1
10,833	109,514	5,005	174,617	2,325	233,159	-0,1
11,250	110,535	5,005	175,437	2,325	234,254	-0,1
11,667	112,075	5,050	176,264	2,325	234,240	-0,1
12,083	113,118	5,100	177,100	2,325	234,240	-0,1
12,500	113,657	5,125	177,943	2,325	234,240	-0,1
12,917	114,201	5,150	178,794	2,340	234,240	-0,1
13,333	115,269	5,160	178,794	2,340	234,240	-0,1
13,750	115,826	5,200	178,794	2,340	234,240	-0,1
14,167	116,913	5,200	178,794	2,340	234,240	-0,1
14,583	117,483	5,200	178,794	2,345	234,240	-0,1
15,000	117,483	5,200	178,794	2,345	234,240	-0,1

Annexes

15,417	117,483	5,200	178,794	2,345	234,240	-0,1
15,833	117,483	5,200	178,794	2,350	234,240	-0,1

IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

13% de la chaux.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	20,335	0,5	34,795	0,5	83,598	0,075
0,833	28,134	1,5	54,454	0,95	116,168	0,1
1,250	43,291	1,95	69,266	1,5	150,380	0,1
1,667	48,508	2,3	88,322	1,8	156,051	0,125
2,083	55,149	2,55	99,728	2,05	158,094	0,14
2,500	63,231	3,05	108,000	2,25	159,231	0,15
2,917	65,820	3,15	115,880	2,4	162,232	0,15
3,333	70,759	3,2	125,224	2,6	167,586	0,15
3,750	74,805	3,35	129,974	2,7	168,312	0,15
4,167	79,826	3,5	133,826	2,85	173,739	0,16
4,583	83,004	3,65	138,655	2,95	182,044	0,17
5,000	85,263	3,65	142,579	3,05	182,842	0,2
5,417	87,542	3,75	146,537	3,1	183,648	0,2
5,833	90,796	3,8	149,097	3,2	184,460	0,2
6,250	92,640	3,9	153,120	3,25	187,200	0,2
6,667	94,500	3,925	154,768	3,25	188,036	0,2
7,083	95,408	4	158,368	3,325	188,879	0,2
7,500	96,324	4,05	160,054	3,35	189,730	0,2
7,917	97,738	4,075	163,222	3,35	190,588	0,2
8,333	99,655	4,15	164,455	3,375	190,590	0,2
8,750	101,096	4,2	166,685	3,4	190,600	0,2
9,167	101,560	4,225	168,440	3,45	190,600	0,2
9,583	102,028	4,25	172,203	3,45	190,600	0,2
10,000	102,500	4,26	175,000	3,5	190,600	0,2
10,417	102,977	4,3	175,814	3,5	190,600	0,2
10,833	103,458	4,31	177,645	3,5	190,600	0,2
11,250	103,456	4,31	178,986	3,55	190,600	0,2
11,667	103,456	4,31	180,849	3,55	190,600	0,2
12,083	103,456	4,31	180,849	3,575	190,600	0,2
12,500	103,456	4,31	180,849	3,575	190,600	0,2
12,917	103,456	4,31	180,849	3,6	190,600	0,2
13,333	103,456	4,31	180,849	3,6	190,600	0,2
13,750	103,456	4,31	180,849	3,625	190,600	0,2
14,167	103,456	4,31	180,849	3,65	190,600	0,2
14,583	103,456	4,31	180,849	3,65	190,600	0,2
15,000	103,456	4,31	180,849	3,65	190,600	0,2
15,417	103,456	4,31	180,849	3,65	190,600	0,2
15,833	103,456	4,31	180,849	3,65	190,600	0,2

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

0% du ciment.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	14,460	0,075	14,912	0,055	14,460	0,05
0,833	26,546	0,175	39,479	0,22	44,017	0,15
1,250	37,823	0,225	53,772	0,45	63,797	0,45
1,667	46,907	0,225	66,356	0,725	77,797	0,75
2,083	53,770	0,225	76,289	1	90,996	1,075
2,500	56,077	0,21	84,231	1,25	102,923	1,375
2,917	60,953	0,195	93,631	1,45	113,099	1,6
3,333	67,034	0,15	101,716	1,625	122,897	1,8
3,750	70,597	0,1	108,935	1,76	132,779	1,95
4,167	73,487	0,05	115,043	1,89	141,339	2,1
4,583	75,694	-0,05	119,319	1,99	148,795	2,225
5,000	77,211	-0,125	123,395	2,075	157,026	2,35
5,417	78,264	-0,2	126,079	2,15	162,952	2,45
5,833	78,611	-0,25	129,027	2,245	168,451	2,55
6,250	78,960	-0,325	130,560	2,3	173,280	2,65
6,667	79,313	-0,375	131,625	2,375	177,670	2,75
7,083	79,184	-0,445	133,184	2,445	179,919	2,875
7,500	78,568	-0,475	137,432	2,5	186,568	2,95
7,917	78,190	-0,475	139,520	2,575	190,100	3
8,333	77,809	-0,475	142,118	2,65	193,909	3,07
8,750	77,809	-0,475	142,767	2,7	197,260	3,1
9,167	77,809	-0,475	143,670	2,775	199,651	3,13
9,583	77,809	-0,525	144,829	2,825	202,313	3,16
10,000	77,809	-0,525	146,000	2,875	204,750	3,2
10,417	77,809	-0,525	147,684	2,95	206,707	3,225
10,833	77,809	-0,525	149,888	3	208,430	3,24
11,250	77,809	-0,525	153,634	3,025	210,169	3,240
11,667	77,809	-0,525	154,868	3,05	211,415	3,240
12,083	77,809	-0,525	155,602	3,1	212,417	3,240
12,500	77,81	-0,525	156,600	3,15	213,429	3,245
12,917	77,81	-0,525	157,349	3,19	214,450	3,245
13,333	77,81	-0,525	158,365	3,225	215,481	3,245
13,750	77,81	-0,525	159,130	3,25	215,481	3,25
14,167	77,81	-0,525	160,427	3,3	215,481	3,25
14,583	77,81	-0,525	161,737	3,35	215,481	3,25
15,000	77,81	-0,525	162,529	3,355	215,481	3,25
15,417	77,81	-0,525	163,862	3,355	215,481	3,25
15,833	77,81	-0,525	163,862	3,355	215,481	3,25

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

2% du ciment.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	15,882	0	44,924	0,1	28,6109244	-0,025
0,833	29,620	-0,2	67,899	0,25	72,9341772	-0,05
1,250	39,356	-0,145	74,593	0,6	77,6822034	0,55
1,667	51,472	-0,1	77,209	0,875	92,2779574	1,1
2,083	60,462	-0,005	82,615	1,15	111,475385	1,4
2,500	69,528	0,15	91,777	1,39	122,744549	1,65
2,917	75,414	0,35	104,276	1,5	132,756207	1,85
3,333	79,948	0,45	109,403	1,725	142,401039	1,9
3,750	84,522	0,55	115,513	1,9	153,040696	2,25
4,167	88,664	0,75	121,205	2,05	170,635284	2,4
4,583	91,895	0,9	126,000	2,2	177,816316	2,525
5,000	95,154	0,925	128,934	2,31	187,368106	2,65
5,417	97,965	1	133,327	2,45	198,395044	2,775
5,833	100,320	1,025	137,280	2,5	203,9328	2,9
6,250	102,214	1,05	140,786	2,575	208,584643	2,975
6,667	103,641	1,075	142,870	2,6	212,80843	3,05
7,083	105,324	1,09	146,432	2,64	217,07027	3,15
7,500	106,534	1,1	147,584	2,66	222,555747	3,225
7,917	108,000	1,1	149,236	2,675	225,710182	3,3
8,333	108,986	1,1	150,904	2,69	229,132603	3,375
8,750	109,536	1,1	152,092	2,7	231,144771	3,475
9,167	110,240	1,1	154,535	2,71	236,072074	3,525
9,583	111,000	1,115	156,500	2,72	239,105	3,6
10,000	112,019	1,075	157,730	2,725	244,115163	3,65
10,417	112,542	1,125	159,477	2,725	248,43785	3,675
10,833	113,070	1,105	160,732	2,725	251,325634	3,725
11,250	113,604	1,05	163,019	2,725	254,487736	3,75
11,667	114,142	1,05	164,303	2,725	258,176303	3,775
12,083	114,686	1,05	165,600	2,725	260,902286	3,79
12,500	115,234	1,05	166,392	2,71	264,155598	3,805
12,917	115,234	1,05	167,712	2,7	267,943846	3,825
13,333	115,234	1,05	174,000	2,7	269,744348	3,84
13,750	115,234	1,05	175,107	2,7	271,053786	3,85
14,167	115,234	1,05	175,107	2,7	272,631512	3,86
14,583	115,234	1,05	175,107	2,7	274,224706	3,86
15,000	115,234	1,05	175,107	2,7	276,091626	3,9
15,417	115,234	1,05	175,107	2,7	277,458416	3,9
15,833	115,234	1,05	175,107	2,7	278,838806	3,91

Annexes

Annexe I : Essai de cisaillement direct à la boîte

4% du ciment.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	40,127	0,025	51,967	0	74,868	0
0,833	55,407	-0,0275	64,891	0,175	113,268	0,05
1,250	63,228	-0,05	66,532	0,3	141,562	0,45
1,667	69,083	-0,05	69,559	0,425	159,122	0,85
2,083	73,969	-0,045	70,315	0,6	174,827	1,4
2,500	76,846	0	83,538	0,7	185,132	1,85
2,917	80,263	0,05	90,386	0,9	195,021	2,15
3,333	84,743	0,11	96,828	0,975	204,995	2,4
3,750	88,223	0,2	103,792	1,05	211,488	2,65
4,167	91,213	0,26	111,757	1,15	218,038	2,95
4,583	92,658	0,35	119,319	1,2	224,131	3,1
5,000	94,116	0,45	127,895	1,25	230,793	3,25
5,417	97,700	0,55	135,119	1,3	236,996	3,4
5,833	100,254	0,675	139,540	1,35	243,774	3,55
6,250	102,298	0,725	144,000	1,4	248,520	3,6
6,667	103,825	0,875	148,982	1,4	254,885	3,65
7,083	104,828	0,96	152,072	1,425	259,723	3,75
7,500	105,840	1,04	155,676	1,45	263,544	3,8
7,917	106,319	1,1	160,778	1,45	266,335	3,9
8,333	107,892	1,15	164,455	1,455	270,221	3,95
8,750	109,479	1,2	167,671	1,455	273,067	3,975
9,167	110,532	1,2	170,917	1,455	275,400	4
9,583	111,041	1,2	173,696	1,45	277,212	4,05
10,000	112,110	1,2	177,000	1,45	279,040	4,05
10,417	114,304	1,2	178,326	1,45	280,612	4,1
10,833	115,399	1,2	181,178	1,45	281,923	4,15
11,250	116,503	1,2	183,549	1,45	283,246	4,15
11,667	117,618	1,2	185,434	1,44	284,583	4,15
12,083	118,176	1,2	187,336	1,43	285,931	4,15
12,500	118,738	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
12,917	119,306	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
13,333	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
13,750	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
14,167	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
14,583	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
15,000	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
15,417	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15
15,833	119,880	1,2	189,257	1,405	286,000	4,15

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

6% du ciment.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	ε_{v1}	$\tau_2(\text{Kpa})$	ε_{v2}	$\tau_3(\text{Kpa})$	ε_{v3}
0	0	0	0	0	0	0
0,417	31,126	0,1	27,113	0,05	55,130	0
0,833	41,496	0,3	62,168	0,2	98,471	0,05
1,250	50,060	0,5	78,380	0,35	101,165	0,11
1,667	57,609	0,7	90,153	0,59	114,407	0,2
2,083	65,495	0,9	104,783	0,8	129,600	0,27
2,500	72,900	1	109,385	0,95	139,385	0,3
2,917	78,718	1,11	121,442	1,06	149,717	0,36
3,333	82,374	1,2	129,414	1,15	158,276	0,4
3,750	86,062	1,25	135,584	1,24	165,039	0,45
4,167	89,225	1,3	142,748	1,31	171,861	0,475
4,583	91,855	1,325	145,729	1,375	177,328	0,5
5,000	92,820	1,35	148,737	1,41	181,895	0,55
5,417	93,794	1,375	151,295	1,55	186,502	0,575
5,833	95,912	1,4	153,637	1,6	191,150	0,6
6,250	98,618	1,425	156,480	1,74	194,880	0,64
6,667	100,204	1,45	159,107	1,8	199,607	0,65
7,083	100,653	1,46	162,242	1,85	203,408	0,65
7,500	101,684	1,475	163,459	1,9	206,757	0,675
7,917	102,435	1,475	166,154	1,95	211,602	0,7
8,333	103,192	1,49	168,382	2	216,000	0,7
8,750	103,956	1,5	173,589	2,01	219,452	0,705
9,167	104,433	1,505	175,872	2,05	221,450	0,745
9,583	104,914	1,52	177,180	2,05	223,963	0,7
10,000	105,400	1,54	180,500	2,05	226,250	0,7
10,417	105,890	1,55	182,344	2,06	228,558	0,69
10,833	105,890	1,55	183,196	2,06	231,211	0,675
11,250	105,890	1,55	184,056	2,06	232,557	0,66
11,667	105,890	1,55	184,925	2,06	232,891	0,675
12,083	105,890	1,55	185,801	2,06	234,000	0,66
12,500	105,890	1,55	185,801	2,06	234,000	0,65
12,917	105,890	1,55	185,801	2,06	234,000	0,65
13,333	105,890	1,55	185,801	2,06	234,000	0,65
13,750	105,890	1,55	185,801	2,06	234,000	0,65
14,167	105,890	1,55	185,801	2,06	234,000	0,65

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

10% du ciment.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	33,8912134	0,2	26,661	-0,025	27,1129707	0,2
0,833	46,2857143	0,35	66,706	0,125	30,4033613	0,85
1,250	51,0379747	0,45	78,835	0,3	41,9240506	1,15
1,667	59,9491525	0,55	84,661	0,4	59,4915254	1,4
2,083	62,5021277	0,6	89,617	0,6	78,587234	1,65
2,500	63,6923077	0,69	94,615	0,775	90	1,8
2,917	66,2832618	0,69	97,339	0,9	99,193133	2
3,333	67,5	0,7	102,414	1,05	105,206897	2,15
3,750	79,4805195	0,7	105,662	1,15	114,545455	2,3
4,167	79,826087	0,7	110,817	1,25	118,330435	2,4
4,583	80,6462882	0,7	114,131	1,35	123,563319	2,55
5,000	81,2368421	0,69	116,526	1,4	129,315789	2,7
5,417	82,784141	0,675	119,894	1,41	133,69163	2,8
5,833	84,5840708	0,66	121,858	1,5	137,150442	2,9
6,250	85,92	0,64	125,280	1,55	140,64	3
6,667	87,2678571	0,61	127,768	1,575	144,642857	3,075
7,083	89,5964126	0,595	130,278	1,6	148,681614	3,15
7,500	91,4594595	0,56	132,811	1,61	151,783784	3,2
7,917	92,361991	0,54	134,389	1,59	155,402715	3,25
8,333	92,7818182	0,51	135,245	1,6	159,545455	3,275
8,750	93,2054795	0,49	136,110	1,61	162,739726	3,305
9,167	93,6330275	0,46	137,229	1,675	165,963303	3,34
9,583	94,562212	0,44	139,355	1,7	168,718894	3,375
10,000	97	0,41	142,500	1,7	172	3,4
10,417	97,9534884	0,39	144,670	1,7	173,804651	3,44
10,833	98,411215	0,35	145,850	1,7	175,121495	3,45
11,250	99,3802817	0,325	147,042	1,7	176,450704	3,45
11,667	100,867925	0,29	147,991	1,7	178,811321	3,45
12,083	102,369668	0,29	149,204	1,705	182,218009	3,45
12,500	102,857143	0,29	150,686	1,71	185,142857	3,45
12,917	103,349282	0,29	152,699	1,72	186,028708	3,46
13,333	103,846154	0,29	153,692	1,72	187,442308	3,45
13,750	104,347826	0,29	154,435	1,71	188,347826	3,45
14,167	104,854369	0,29	155,184	1,705	189,786408	3,45
14,583	105,365854	0,29	155,941	1,705	191,239024	3,45
15,000	105,3659	0,29	156,706	1,705	192,176471	3,45
15,417	105,3659	0,29	156,710	1,705	193,123153	3,45
15,833	105,3659	0,29	156,710	1,705	194,079208	3,45

Annexes

Annexe IV : Essai de cisaillement direct à la boîte

13% du ciment.

eh (%)	$\sigma = 100\text{KPa}$		$\sigma = 200\text{KPa}$		$\sigma = 300\text{KPa}$	
	$\tau_1(\text{Kpa})$	$\epsilon v1$	$\tau_2(\text{Kpa})$	$\epsilon v2$	$\tau_3(\text{Kpa})$	$\epsilon v3$
0	0	0	0	0	0	0
0,417	19,4309623	0,5	12,201	0,05	20,554	1,5
0,833	31,7647059	0,575	31,311	1	53,982	3
1,250	38,7341772	1,25	53,316	1,8	65,371	3,5
1,667	48,9661017	1,5	64,983	2,65	70,451	3,9
2,083	58,8255319	1,65	76,289	3	86,830	4,25
2,500	66,4615385	1,75	87,692	3,25	100,120	4,5
2,917	71,8454936	1,95	96,412	3,4	111,902	4,65
3,333	75,8793103	1,975	102,414	3,65	120,529	4,9
3,750	79,4805195	2,05	109,870	3,9	129,884	5
4,167	82,173913	2,1	116,452	4,05	136,363	5,1
4,583	84,419214	2,15	121,677	4,2	141,249	5,2
5,000	86,2105263	2,225	129,789	4,35	147,503	5,45
5,417	87,5418502	2,225	134,167	4,4	154,479	5,5
5,833	89,840708	2,25	138,106	4,5	158,506	5,6
6,250	90,72	2,275	140,160	4,55	162,905	5,65
6,667	91,6071429	2,3	140,786	4,6	167,007	5,7
7,083	92,0179372	2,31	143,839	4,7	169,450	5,7
7,500	92,9189189	2,34	145,946	4,7	171,235	5,725
7,917	92,8506787	2,375	149,050	4,7	173,719	5,75
8,333	93,7636364	2,425	150,218	4,725	176,913	5,8
8,750	94,6849315	2,425	152,877	4,75	177,721	5,95
9,167	97,1009174	2,44	155,064	4,75	179,577	6
9,583	98,5437788	2,45	161,751	4,8	182,842	6,05
10,000	99,5	2,49	167,000	4,85	188,237	6,075
10,417	100,967442	2,525	169,284	4,85	189,815	6,1
10,833	101,439252	2,525	171,084	4,85	190,702	6,1
11,250	101,915493	2,525	172,901	4,8	190,179	6,1
11,667	102,396226	2,55	174,736	4,8	191,076	6,1
12,083	103,393365	2,575	179,147	4,8	191,981	6,1
12,500	104,914286	2,59	181,029	4,75	192,895	6,1
12,917	105,933014	2,6	182,928	4,75	193,818	6,1
13,333	106,961538	2,61	183,808	4,7	194,750	6,1
13,750	108	2,62	184,696	4,6	195,691	6,1
14,167	108,524272	2,65	185,592	4,6	196,641	6,1
14,583	109,053659	2,7	186,498	4,55	197,600	6,1
15,000	110,117647	2,725	186,476	4,55	197,600	6,1
15,417	111,192118	2,74	186,476	4,55	197,600	6,1
15,833	112,277228	2,75	186,476	4,55	197,600	6,1

Annexes

Annexes

Annexe IV : Essai C.B.R traiter à la chaux

0% de la chaux

Poids humide (g)	Poids sec (g)	Teneur en eau Après immersion (%)	W% initial	Eau adsorbée (%)
4585.1	4020.9	14.03	13.70	0.33

2% de la chaux

Poids humide (g)	Poids sec g	Teneur en eau Après immersion (%)	W initial %	Eau adsorbée %
4790	4193.5	14.22	12.90%	1.32%

4% de la chaux

Poids humide (g)	Poids sec g	Teneur en eau Après immersion (%)	W initial %	Eau adsorbée %
4681.3	4048.2	15.64	14.80%	0.84%

6% de la chaux

Poids humide (g)	Poids sec g	Teneur en eau Après immersion (%)	W initial %	Eau adsorbée %
4947.0	3813.7	16.40	14.90	1.50

10% de la chaux

Poids humide (g)	Poids sec g	Teneur en eau Après immersion (%)	W initial %	Eau adsorbée %
4732.5	4036.93	17.23	15.30	1.93

Annexes

Annexe IV : Essai C.B.R traiter au ciment

0%du ciment

Masse humide après immersion (g)	Masse sec après immersion (g)	Teneur en eau après immersion (%)	Winitial (%)
4585.1	3940.80	14.03	13.70

2%du ciment

Masse humide après immersion (g)	Masse sec après immersion (g)	Teneur en eau (après immersion) (%)	W initial (%)
4493.7	3858.6	16.46	16.20

4% du ciment

Masse humide après immersion	Masse sec après immersion (g)	Teneur en eau (après immersion) (%)	Winitial(%)
4573.6	3915.0	16.82	15.80

6% du ciment

Masse humide après immersion (g)	Masse sec après immersion (g)	Teneur en eau (après immersion) (%)	Winitial(%)
4682.1	4077.8	14.82	14.70

10% du ciment

Masse humide après immersion(g)	Masse sec après immersion (g)	Teneur en eau (après immersion) (%)	W initial (%)
4790.6	4226.4	13.35	13.20

Annexes

Annexe VI : Essai oedomètre traiter à la chaux et le ciment.

Annexe VI.1 : Tableau compressibilité à 0% de la chaux et le ciment.

σ (kPa)	Δh (mm)	h (mm)	hp (mm)	e
0,50955414	0,7	19,3	13,0242038	0,4819
2,03821656	2,73	17,27	13,0242038	0,3260
8,15286624	4,95	15,05	13,0242038	0,1555
16,3057325	5,73	14,27	13,0242038	0,0957
32,611465	6,39	13,61	13,0242038	0,0450
16,3057325	6,3	13,7	13,0242038	0,0519
8,15286624	6,2	13,8	13,0242038	0,0596
2,03821656	5,95	14,05	13,0242038	0,0788
0,50955414	5,7	14,3	13,0242038	0,0980

Annexe VI.2 : Tableau compressibilité à 2% de la chaux.

σ (kPa)	Δh (mm)	h (mm)	hp (mm)	e
0,50955414	0,36	19,64	13,8395	0,41912739
2,03821656	0,835	19,165	13,8395	0,38480532
8,15286624	1,71	18,29	13,8395	0,32158045
16,3057325	2,34	17,66	13,8395	0,27605854
32,611465	3,235	16,765	13,8395	0,21138853
16,3057325	3,01	16,99	13,8395	0,22764635
8,15286624	2,88	17,12	13,8395	0,23703976
2,03821656	2,75	17,25	13,8395	0,24643317
0,50955414	2,65	17,35	13,8395	0,25365887

Annexe VI.3 : Tableau compressibilité à 4% de la chaux.

σ (kPa)	Δh (mm)	h (mm)	hp (mm)	e
0,50955414	0,13	19,87	12,5044586	0,5890
2,03821656	0,35	19,65	12,5044586	0,5714
8,15286624	2,26	17,74	12,5044586	0,4187
16,3057325	3,07	16,93	12,5044586	0,3539
32,611465	4,21	15,79	12,5044586	0,2627
16,3057325	4,17	15,83	12,5044586	0,2659
8,15286624	4,11	15,89	12,5044586	0,2707
2,03821656	4,06	15,94	12,5044586	0,2747
0,50955414	3,01	16,99	12,5044586	0,3587

Annexes

Annexe VI.4 : Tableau compressibilité à 2% du ciment.

σ (kPa)	Δh (mm)	h (mm)	hp (mm)	e
0,50955414	0,082	19,918	16,0815287	0,23856385
2,03821656	0,17	19,83	16,0815287	0,23309173
8,15286624	0,54	19,46	16,0815287	0,21208
16,3057325	0,65	19,35	16,0815287	0,201044
32,611465	1,465	18,535	16,0815287	0,15256456
16,3057325	1,415	18,585	16,0815287	0,15567372
8,15286624	1,35	18,65	16,0815287	0,15971562
2,03821656	1,23	18,77	16,0815287	0,1671776
0,50955414	1,13	18,87	16,0815287	0,17339591

Annexe VI.5 : Tableau compressibilité à 4% du ciment.

σ (kPa)	Δh (mm)	h (mm)	hp (mm)	e
0,50955414	0,17	19,83	13,8394904	0,4329
2,03821656	0,23	19,77	13,8394904	0,4285
8,15286624	1,515	18,485	13,8394904	0,3357
16,3057325	3,115	16,885	13,8394904	0,2201
32,611465	6,16	13,84	13,8394904	0,0000
16,3057325	6,06	13,94	13,8394904	0,0073
8,15286624	5,91	14,09	13,8394904	0,0181
2,03821656	5,75	14,25	13,8394904	0,0297
0,50955414	5,7	14,3	13,8394904	0,0333
