

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université M'Hamed Bougara Boumerdes

Faculté des sciences de l'ingénieur
DEPARTEMENT GENIE CIVILE



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

OPTION : GEOTECHNIQUE

Thème

**Stabilisation du gonflement à la chaux et au ciment
appliquée
aux couches de formes des chaussées routières**

Présenté par :

Mr. KELANEMER ABOUBAKR

Mr. HAMADOU MOURADE

Promoteur:

Mme Z.KECHOUANE

Co.Encadreur: S. kartout



Remerciements

Merci Dieu,

*Nos infinis remerciements vont ensuite à notre enseignant consultant **MD.KECHOVANE.Z** pour son aide précieuse et son conseil judicieux,*

*Nous remercions aussi **EL HAJE SAMIR ET ILYAS** et groupe de **LNHC** pour son aide et ses encouragements au niveau de **LNHC***

Sans oublier à remercier les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter le jugement de notre travail,

*Notre sincère reconnaissance à nos enseignants du département **GENIE CIVIL,***

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, trouvent ainsi l'expression de notre profondes gratitudes et respects,

Merci à tous,

***ABOUBAKR
ET
MOURAD***

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail avant tout :

A ma très chère mère, ma fierté et mon bonheur.

A mon très cher père, l'homme qui m'a donnée le désir d'apprendre et le savoir vivre.

A mes très chère sœurs «ASMA, FATMA ZOHRRA».

A mon très cher frère «RIAD.IMAD.SOUFFIANE ».

A mes très chers grand père «HOSSINE ET BADAOUIE».

A mes très chère grand-mère «MERIAM ET ZOHRRA»

*A tous mes amis intimes : «SID ALI,
WALID, FAYCAL, BILLEL, AHMAD,
WALID, ALILO,.....».*

A mon binôme « MOURAD».

A tous mes collègues de promotion.

*ET à tous ceux qui m'ont aidé de près ou
de loin à accomplir ce travail.*

A.KELANEMER

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail avant tout :

À ma très chère mère, ma fierté et mon bonheur.

*À mon très cher père, l'homme qui m'a donnée le désir
d'apprendre et le savoir vivre.*

À ma très chère sœur «wissam».

*À mes très chers frères «MOHAMED, ABD EL GANI,
AMINE » À tous mes amis intimes : «TAHER, HOUSSAM
YOUNES, OUSSAMA, HOUSSAM,
NACEREDINN, HOUSSAM, NACER,
WALID, ALILO.....».*

À mon binôme «ABOUBAKR».

À tous mes collègues de promotion.

*ET à tous ceux qui m'ont aidé de près ou
de loin à accomplir ce travail.*

M.HAMADOU

Sommaire

Chapitre I : Généralité sur les chaussées

I.1 Définition d'une chaussée routière.....	1
I.2. Les couches principales de chaussée.....	2
I.3. Les différents types de structure de chaussée	5

Chapitre II : Les problèmes qui touche les chaussées

II.1. Introduction.....	14
II.2.Tassements.....	14
II.3. Glissements.....	15
II.4. Les dégradations des chaussées	16
II.5. Retrait /Gonflement.....	23
II.6. Gel dégel.....	33

Chapitre III : Les méthodes de stabilisations des chaussées

I.1.Introduction	43
III.2. La stabilisation mécanique	43
III.3. La stabilisation thermique	45
III.4. La stabilisation chimique	46

Sommaire

Chapitre IV : Identification des matériaux utilisés

IV.1. Introduction	71
IV.2. matériaux utilisés.....	71
IV.3. Préparation de l'échantillon	78

Chapitre V : Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

V.1.Introduction.....	117
V.2.Traitement avec la chaux	117
V.3.Traitement au ciment.....	129
V.4.Conclusion	140

Chapitre VI : Etude comparative

VI.1. Introduction	141
VI.2. Etude comparatif l'indice de plasticité en fonction de teneur en chaux et en ciment ...	142
VI.3.Etude comparative du taux de gonflement.....	143
VI.4.Etude comparative de la résistance à la compression simple.....	144
VI.5.Etude comparative de l'indice CBR.....	145
VI.5.1.Etude comparative de l'indice CBR immédiat.....	146
VI.5.2.Etude comparative de l'indice CBR imbibé.....	147
Conclusion générale.....	149

Chapitre I

Figure I.1 : constitution d'une structure de chaussée type.....	1
Figure I.2 : La couche de forme.....	2
Figure I.3 : La couche d'assise.....	3
Figure I.4 : La couche de surface.....	4
Figure I.5 : Les couches principales de chaussée.....	5
Figure I.6 : Chaussée souple.....	6
Figure I.7 : Fonctionnement d'une chaussée souple.....	6
Figure I.8 : Les chaussées bitumineuses épaisses.....	6
Figure I.9 : Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques.....	7
Figure I.10 : Le fonctionnement de ces structures.....	7
Figure I.11 : Les chaussées à structure mixte.....	8
Figure I.12 : Les chaussées à structure inverse.....	9
Figure I.13 : dalles non goujonnées avec fondation.....	10
Figure I.14 : dalles goujonnée avec fondation.....	10
Figure I.15 : dalles sans fondation.....	10
Figure I.16 : Béton armé continu (1).....	10
Figure I.17 : Béton armé continue (2).....	11
Figure I.18 : dalle en béton de ciment mince collé.....	11
Figure I.19 : béton armé continu.....	11
Figure I.20 : Structure type d'une chaussée rigide.....	12
Figure I.21 : Structure type d'une chaussée semi-rigide.....	13

Chapitre II

Figure II.1 : un tassement de sol.....	14
Figure II.2 : glissement.....	15
Figure II.3 : Dégradation d'arrachement.....	16
Figure II.4 : remonté des finis.....	17
Figure II.5 : l'orniérage.....	18
Figure II.6 : Fissuration transversale.....	19
Figure II.7 : Fissuration longitudinale.....	20
Figure II.8 : Fissure en dalle.....	20
Figure II.9 : Fissure d'adaptation.....	21
Figure II.10 : Fissure diverse en Y.....	21
Figure II.11 : Faiénçage circulaire.....	22
Figure II.12 : Cassure d'angle.....	22
Figure II.13 : Fissure oblique.....	23
Figure II.14 : Structure de l'octaèdre $Al_2(OH)_6$	25
Figure II.15 : Structure du tétraèdre $SiO_4 [2]$	25
Figure II.16 : structure de minérale argileuse (la Kaolinite).....	26
Figure II.17 : structure de minéraux argileux (chlorite).....	27
Figure II.18 : gonflement d'une chaussée.....	28
Figure II.19 : retrait gonflement d'un chaussée.....	29
Figure II.20 : l'état de l'eau dans les grains de sol.....	30
Figure II.21 : dessiccation d'un sol.....	33

Figure II.22 : échanges thermiques et profil vertical des températures.....	34
Figure II.23 : teneurs en eau après le gel.....	38
FigureII.24 : pénétration du gel, sous faible couverture neigeuse dans un sol peu humide et déjà Refroidi (d’après buisson, légèrement modifié).....	39
FigureII.25 : tjae peu épais (d’après taber).....	41
Figure II.26 .exemple de phénomène de gel sur le sol.....	41

Chapitre III

FigureIII.1 : Utilisation d’un géotextile.....	43
Figure III.2 : méthode de Drainage.....	44
Figure III.3 . Changement de structure du sol traité à la chaux sur terrain.....	47
Figure III.4 . Changement de structure du sol traité à la chaux au laboratoire.....	48
FigureIII.5 .Système d’homogénéisation de sol avant d’ajouter un liant hydraulique.....	58
FigureIII.6 . méthode de malaxage sur place.....	59
Figure III.7 . Technique d’injection.....	60
Figure III.8 exemple (1) sur stabilisation par ciment.....	66
FigureIII.9 exemple (2) sur stabilisation par ciment.....	66
Figure III.10 Stabilisation par ajout de sable.....	69

Chapitre IV

Figure IV-1 : un sac de bentonite.....	71
Figure IV-2 : la bentonite.....	72
FigureIV-3 : un sac de la chaux.....	73
FigureIV-4 : la chaux.....	75
FigureIV-5 : le ciment	77
Figure IV-6 : Préparation de l’échantillon.....	77

Figure IV-7 : Essai de Granulométrie (Cas A, B).....	78
Figure IV-8 : Diagramme semi logarithmique par granulométrie.....	79
Figure IV-9 : Appareil Agitateur et Solution.....	80
Figure IV-10 : Essai de Sédimentation.....	80
FigureIV-11 : la courbe granulométrique de sol naturel.....	81
Figure IV-12 : la courbe granulométrique de sol + 30% bentonite.....	82
Figure IV-13 : Limite de Liquidité.....	83
FigureIV-14 : Limite de Plasticité.....	84
Figure IV-15 : Appareil de Casagronde (cas a, b).....	85
FigureIV-16 : Préparation de L'échantillon.....	85
FigureIV-17 : Diagramme de Classification du Potentiel de Gonflement.....	86
FigureIV-18 : Limite de liquidité de Sol naturel.....	90
FigureIV-19 : classification d'indice de plasticité de sol naturel.....	91
FigureIV-20 : Limite de liquidité de Sol naturel+30% bentonite.....	92
FigureIV-21 : classification d'indice de plasticité de sol naturel+30% bentonite.....	93
Figure IV-22 : les gouttes de bleu méthylène sur un papier filtré.....	94
Figure IV-23 : Essai Bleu de Méthylène.....	95
Figure IV-24 : les essaies réalisés de bleu méthylène.....	96
Figure IV-25 : matérielles d'essai Proctor	97
Figure IV-26 : La courbe Proctor de sol naturel.....	99
Figure IV-27 : La courbe Proctor de sol naturel + 30% bentonite.....	100
FigureIV-28 : comparateur (Proctor modifié).....	104
Figure IV-29 : piston de poinçonnement.....	105
Figure IV-30 : l'Effiat d'écrasement.....	106
FigureIV-31 : courbe CBR de sol naturel a 56 ccs Immédiat.....	107

FigureIV-32 : courbe CBR de sol naturel a 56 ccs imbibé.....	108
FigureIV-33 : courbe CBR de sol naturel+30% bentonite a 56 ccs Immédiat.....	109
FigureIV-34 : courbe CBR de sol naturel+30% bentonite a 56 ccs imbibé.....	110
Figure IV-35 : Taillage – arasement.....	111
Figure IV-36 : gonflement contrôlé.....	111
Figure IV-37 : l’odomètre.....	112
Figure IV-38 : La courbe odométrique de sol naturel +30% bentonite.....	113
Figure IV-39 : L’éprouvette avant l’encrassement.....	114
Figure IV-40 : L’éprouvette âpre l’encrassement.....	115

Chapitre V

Figure V-1 : le sol traité avec la chaux.....	117
Figure V-2 : variation des limites d’Atterberg en fonction de teneur en chaux.....	119
Figure V-3 : la variation de l’indice de plasticité en fonction de la teneur en chaux.....	120
Figure V-4 : La variation de la teneur en eau en fonction des ajouts.....	121
Figure V-5 : La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en chaux.....	122
FigureV-6 : La variation de la pression en fonction de la teneur en chaux.....	123
Figure IV.7 : La variation de la pression de gonflement en fonction de La teneur en chaux...	124
Figure V-8 : La variation de VBs en fonction de la teneur en chaux.....	125
Figure V-9 : Évolution de résistance à la compression simple(RCS) en fonction des Dosages en chaux.....	126
Figure V-10 : L’évolution de l’indice CBR immédiat en fonction du dosage en chaux.....	127
Figure V-11 : Évolution de l’indice CBR imbibé en fonction du dosage en chaux.....	128
Figure V-12 : l’échantillon avant et après traitement par le ciment.....	129
Figure V-13 : Variations des limites (W_p , W_L) et (I_p) en fonction du dosage en ciment.....	130

Figure V- 14 : Variations de l'indice de plasticité (IP) en fonction du dosage en ciment.....	131
Figure V-15 : Courbe de la teneur en eau à différent dosage ciment.....	133
Figure V-16 : Variations de la densité sèche maximale avec l'ajout du ciment.....	133
Figure V-17 : La variation de la pression de gonflement en fonction de la teneur en ciment...	135
Figure V.18 La variation de la pression de gonflement en fonction de La teneur en ciment...	136
Figure V-19 : Évolution de résistance à la compression simple(RCS) en fonction des dosages en ciment.....	137
Figure V-20 : L'évolution de l'indice CBR immédiat en fonction du dosage en ciment.....	138
Figure V-21 : Évolution de l'indice CBR imbibé en fonction du dosage en ciment.....	139

Chapitre VI

Figure VI-1 : Histogramme d'Évolution de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de chaux et de ciment.....	142
Figure VI-2 : Courbe d'Évolution de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de chaux et de ciment.....	142
Figure VI-3 : Histogramme d'étude comparative de la pression de gonflement.....	143
Figure VI-4 : Courbe d'étude comparative de la pression de gonflement.....	143
Figure VI-5 : Histogramme étude comparative de la résistance à la compression simple...	144
Figure VI-6 : courbe étude comparative de la résistance à la compression simple.....	145
Figure VI-7 : Histogramme étude comparative de l'indice CBR immédiat.....	146
Figure VI-8 : Courbe étude comparative de l'indice CBR immédiat.....	146
Figure VI-8 : Courbe étude comparative de l'indice CBR immédiat.....	147
Figure VI-10: Courbe étude comparative de l'indice CBR imbibé	147

Chapitre 4

Tableaux IV-1 : Composition chimique de bentonite.....	71
Tableaux IV-2 : Caractéristiques chimiques de la chaux.....	74
Tableaux IV-3 : Activité des argiles.....	86
Tableaux IV-4 : Potentiel de gonflement fonction de l'activité.....	87
Tableaux IV-5 : Classification de l'argile d'un sol selon l'indice de plasticité I_p	87
Tableaux IV-6 : Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux.....	88
Tableaux IV-7 : Etat du sol en fonction de l'indice de consistance.....	89
Tableaux IV-8 : Limite de liquidité de sol naturel.....	89
Tableaux IV-9 : Limite de plasticité de sol naturel.....	90
Tableaux IV-10 : Limite de liquidité de Sol + 30 bentonite.....	91
Tableaux IV-11 : Limite de plasticité de sol +30% bentonite.....	92
Tableaux IV-12 : résultats de bleu méthylène.....	96
Tableaux IV-13 : la densité par rapport à la teneur en eau de sol naturel.....	98
Tableaux IV-14 : la densité par rapport à la teneur en eau de sol +30% bentonite.....	99
Tableaux IV-15 : résultat de l'essai CBR sur un sol naturel.....	106
Tableaux IV-16 : résultat de l'essai CBR sur un sol+ 30% bentonite.....	108
Tableaux IV-17 : résultat de l'odomètre.....	112
Tableaux IV-18 : résultat de RCS sol naturel.....	116
Tableaux IV-19 : résultat de RCS sol + 30% bentonite.....	116

Chapitre V

Tableaux V-1 : limites d'Atterberg en fonction du teneur en chaux.....	118
Tableaux V-2 : L'influence des ajouts sur l'indice de plasticité.....	120
Tableaux V-3 : L'influence des ajouts sur la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale...	121

Tableaux V-4 : Influence des ajouts sur la pression de gonflement.....	123
Tableaux V-5 : Influence des ajouts sur la pression de gonflement.....	124
Tableaux V-6 :L'influence des ajouts sur la surface spécifique de sol.....	125
Tableaux V-7 : Influence résistance à la compression simple en fonction des différentes en chaux	126
Tableaux V-8 : Variation de l'indice CBR immédiat en fonction du dosage en chaux.....	127
Tableaux V-9 : Variation de l'indice CBR imbibé en fonction (%) de la chaux.....	128
Tableaux V-10 : Limite d'Atterberg du matériau argileux en fonction du pourcentage en ciment.....	130
Tableaux V-11 : Variations de l'indice de plasticité (IP).....	131
Tableaux V-12 : Variation densité sèche maximale et teneur en eau en fonction du (%) en ciment.....	132
Tableaux V-13 : Influence des ajouts sur la pression de gonflement.....	134
Tableaux V-14 : Influence des ajouts sur la pression de gonflement.....	135
Tableaux V-15 : Influence résistance à la compression simple en fonction des différentes en ciment.....	136
Tableaux V-16 : Valeurs de l'indice CBR immédiat en fonction des différentes du dosage en ciment.....	137
Tableaux V-17 : Variation l'indice CBR imbibé en fonction (%) du ciment.....	138

Chapitre VI

Tableaux VI-1 : l'influence de la chaux et de ciment sur les paramètres de sol.....	141
Tableaux VI-2 : Influence résistance à la compression simple en fonction des différents dosages en chaux et en ciment.....	144
TableauxVI-3 . Influence de l'indice CBR immédiat et imbibé en fonction de la teneur en chaux et en ciment.....	145

Tableaux des symboles

I_p	Indice de plasticité
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité
A_c	L'activité colloïdale
V_{bs}	Valeur ce bleu méthylène
W_{opt}	Teneur en eau optimale
γ_d	La densité
$\gamma_d \max$	La densité maximale
CBR	California-bearing-ratio
R_c	Résistance à la compression simple
C_u	Cohésion
P_g	Pression de gonflement

Introduction Générale

Introduction Générale

Dans un projet routier, les investigations conduites par le géotechnicien mettent en évidence les difficultés susceptibles d'être rencontrées. Ceci permet d'adapter les techniques aux caractéristiques des matériaux, à leur stabilité et aux contraintes hydrauliques. Les études du géotechnicien définissent les mouvements des terres en optimisant leur utilisation et leur déplacement. Le géotechnicien doit ainsi répondre à un triple défi, assurer la stabilité à long terme du projet, optimiser la valorisation des matériaux du site et limiter l'impact sur le milieu naturel et le paysage.

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer l'effet de la stabilisation des sols argileux par le ciment et la chaux, pour une utilisation du sol traité comme sol support des chaussées routières.

La première partie consiste en une étude bibliographique. Elle sera constituée des six chapitres suivants :

1. Généralité sur les chaussées
2. différents problèmes qui touche les chaussées
3. Les méthodes de stabilisations des chaussées :
 - La stabilisation mécanique. (compactage, La pose d'un géotextile....)
 - La stabilisation thermique.
 - La stabilisation chimique. (chaux, ciment, sable)

La deuxième partie est une étude expérimentale qui met en relief l'effet de l'ajout du ciment et de la chaux sur les caractéristiques physique et mécanique sur un sol argileux. On étudiera notamment l'effet de ces ajouts sur la plasticité du sol, sur sa portance immédiate et en présence d'eau et sur sa résistance à la compression simple. Cette partie comporte les étapes suivantes :

Introduction Générale

- 1) Identification des matériaux utilisés
- 2) traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant
- 3) Etude comparative entre les résultats de chaux et ciment

On terminera ce mémoire par une conclusion

Première partie

Chapitre I

*Généralité sur les
chaussées*

I.1 Définition d'une chaussée routière

La chaussée est la partie d'une voie de communication affectée à la circulation des véhicules, les routes importantes étaient recouvertes de cailloux et pierre liés à la chaux, terme qui a donné le mot chaussée

Elle assure les déplacements des usagers et le transport des marchandises, quelles que soient les conditions météorologiques, dans des conditions de sécurité et de confort adapté au type d'itinéraire.

D'un point de vue mécanique, son rôle est de répartir les charges mécaniques sur le sol support, quelles que soit les conditions environnantes.

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini [1].

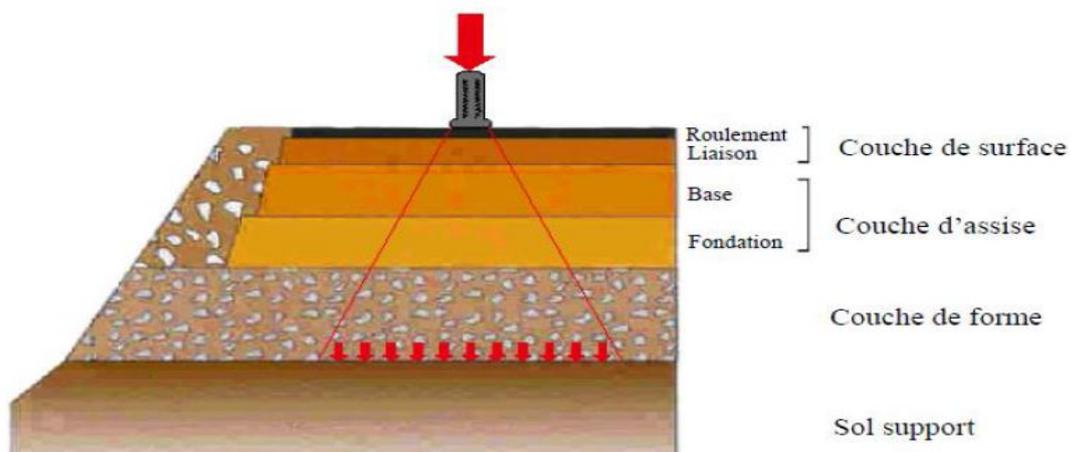


Figure I-1 : constitution d'une structure de chaussée type

Tout d'abord le sol terrassé ou sol-support est surmonté généralement d'une couche de forme. L'ensemble sol-couche de forme représente la plate-forme support de la chaussée. La couche des formes a un double fonction, pendant les travaux. Elle assure la protection du sol-support, permet la qualité du nivellement ainsi que la circulation des engins.

En service, elle permet d'homogénéiser les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le sol ou remblai, et d'améliorer la portance à long terme

Puis varie la couche de base et la couche de fondation format ainsi les couches d'assise. Les couches d'assise apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticale induites par le trafic et repartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible

Enfin la couche de surface se compose de la couche de roulement et éventuellement d'une couche de liaison entre la couche de roulement et les couche d'assise .elle à deux fonctions.

D'une part, elle assure la protection des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau, d'autre part elle confère aux usagers un confort de conduite d'autant plus satisfaisant que les caractéristiques de surface sont bonnes [1].

I.2. Les couches principales de chaussée

I.2.1 La couche de forme

Bien que ne faisant pas partie de la chaussée proprement dite, elle participe à son intégrité de Part ses fonctions :

A court terme : pendant les travaux, elle contribue au nivellement et assure la traficabilité du chantier (permettant la circulation des engins, pour la réalisation du corps de chaussée)

A long terme : elle permet d'homogénéiser les caractéristiques du sol support et le protège,

Notamment contre le gel



Figure I-2 : La couche de forme

I.2.2 La couche d'assise

L'assise de la chaussée se compose en deux sous couches : la couche de fondation et la couche de base.

Ces couches apportent à la chaussée la résistance mécanique nécessaire pour reprendre les charges verticales induites par le trafic.

Elles repartissent les pressions sur le sol support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.



Figure I-3 : *La couche d'assise*

I.2.3 La couche de surface

Elle a aussi généralement une structure bicouche, avec :

La couche de liaison : interposée entre la couche de surface et la couche de base.

Elle est plutôt tributaire de la pérennité de la chaussée et doit satisfaire à quatre objectifs principaux :

- ✓ La sécurité et le confort usagers, qui dépendent directement des caractéristiques de surface.
- ✓ Le maintien de l'intégrité de la structure, par la protection des couches d'assises vis-à-vis des infiltrations des eaux pluviales et des sels déverglace et des divers polluants susceptibles d'être répandus en surface.
- ✓ L'impact sur l'environnement, qui consiste essentiellement en la réduction des bruits de roulement.
- ✓ Les possibilités de régénération des caractéristiques de surface

La couche de roulement, qui est la couche supérieure :

- ✓ Devant résister aux actions directes du trafic climat.
- ✓ Assure les fonctions d'adhérence, de lisibilité, d'étanchéité et contribue à l'uni.



Figure I-4 : *La couche de surface*

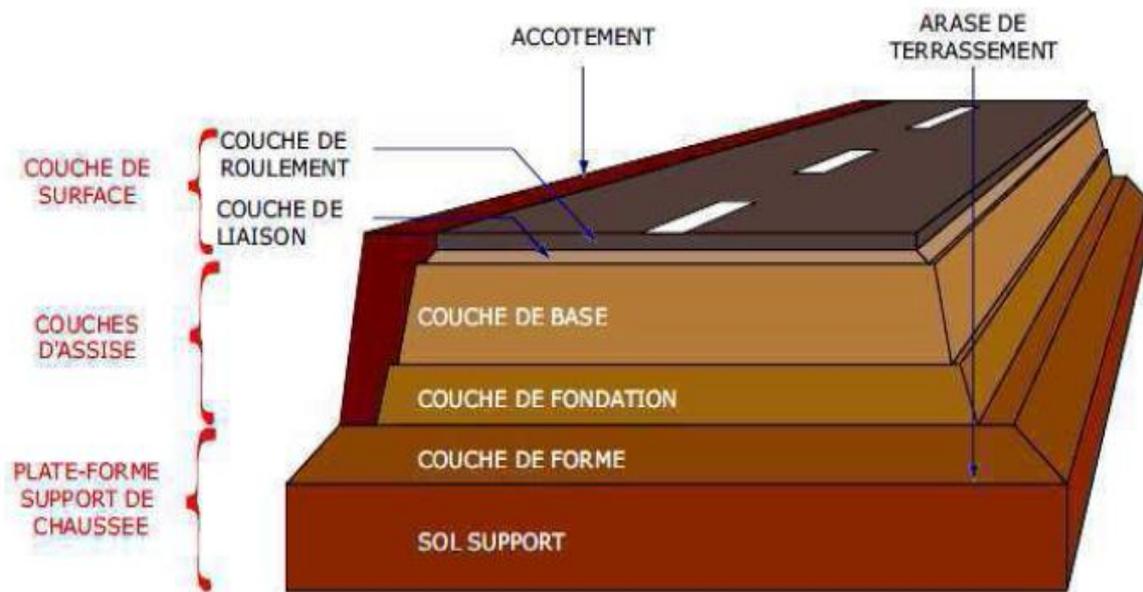


Figure I-5 : *Les couches principales de chaussée*

I.3. Les différents types de structure de chaussée

L'une des caractéristiques du réseau routier au monde est l'existence d'une grande diversité de structures de chaussée, que l'on classe dans les familles ci-dessous [1] :

I.3.1. Les chaussées souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un enduit pour les chaussées à très faible trafic, reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traité. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 cm et 60 cm

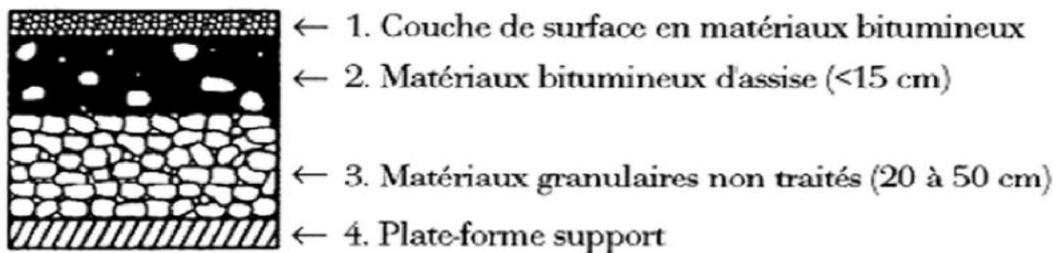


Figure I-6 : *Chaussée souple*

Leur fonctionnement peut être schématisé comme indique la figure I.6

Les matériaux granulaires constituant l'assise de la chaussée ont un module de rigidité relativement faible.

Comme la couverture bitumineuse est mince, les efforts verticaux sont transmis au support avec une faible diffusion. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répartition des déformations plastiques qui se répercutent en déformations permanentes à la surface de la chaussée.

La couverture bitumineuse subit à la base des efforts répétés de traction-flexion.

L'évolution la plus fréquente des chaussées souples se manifeste d'abord par l'apparition de déformations de typeorniérage et affaissements qui détériorent les qualités des profils en travers et en long.

Les sollicitations répétées de flexion alternée dans la couverture bitumineuse entraînent une détérioration par fatigue, sous forme de fissures d'abord isolées, puis évoluant peu à peu vers le faïençage.

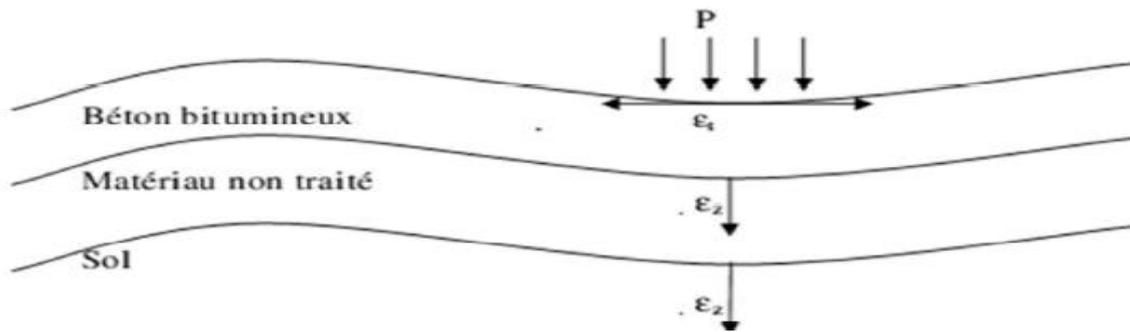


Figure I-7 : *Fonctionnement d'une chaussée souple*

I.3.2. Les chaussées bitumineuses épaisses

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés, fait d'une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.



Chaussées bitumineuses épaisses:

1. Couche de surface de matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (de 15 à 40 cm)
3. Plate-forme support

Figure I-8 : *Les chaussées bitumineuses épaisses*

La rigidité et la résistance en traction des couches d'assise en matériaux bitumineux permettent de diffuser en les atténuant fortement les contraintes verticales transmises au sol. La qualité des interfaces a une grande importance pour ce type de chaussée en effet : si les couches bitumineuses sont liées, les allongements maximaux se produisent à la base de la couche liée la plus profonde par contre, lorsqu'elles sont décollées, chaque couche se retrouve sollicitée en traction, provoquant la ruine prématurée de la structure.

I.3.3. Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Ces structures sont qualifiées couramment de "semi-rigides". Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une ou deux couches (base et fondation) dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm

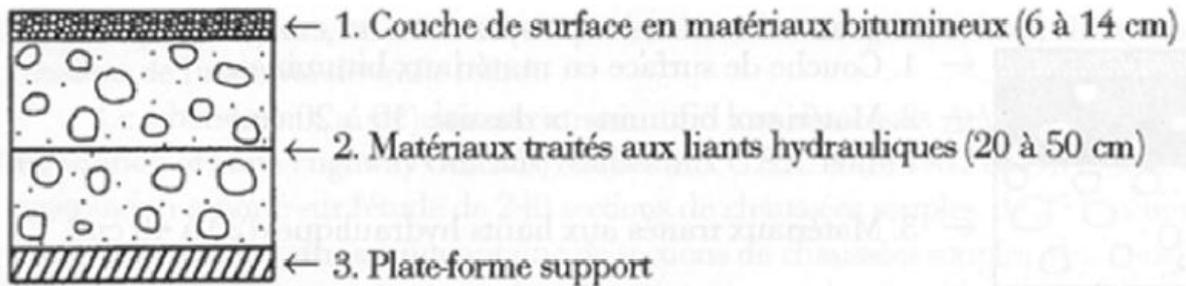


Figure I-9 : Les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques

Le fonctionnement de ces structures peut être schématisé comme suit :

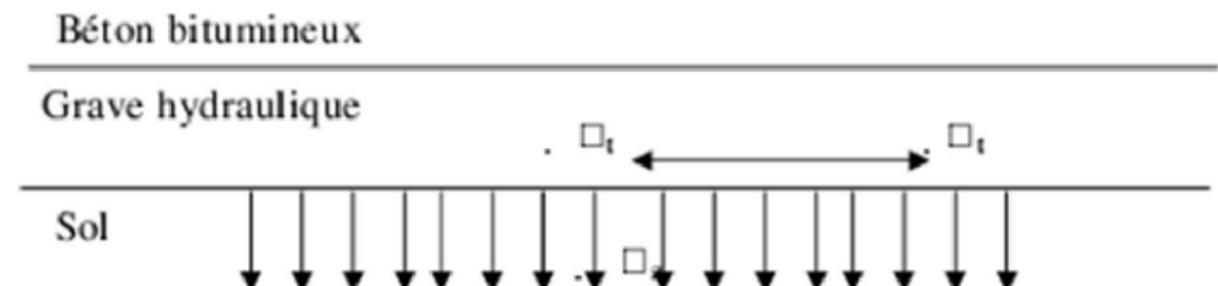


Figure I-10 : Le fonctionnement de ces structures

Compte tenu de la très grande rigidité des matériaux traités aux liants hydrauliques, les contraintes verticales transmises au sol support sont très faibles. En revanche l'assise traitée subit des contraintes de traction-flexion. σ_t qui s'avère déterminantes pour dimensionnement.

L'interface couche de surface-couche de base est aussi une zone sensible car elle est souvent soumise à de fortes contraintes normales et de cisaillement horizontal et les centimètres supérieurs de l'assise traitée sont souvent de faible résistance.

Ces assises sont sujettes à des retrait (phénomène thermique et de prise de béton). Le retrait bien qu'empêché par le frottement de la couche d'assise sur son support, provoque des fissures transversales qui remontent au travers de la couche de roulement.

I.3.4. Les chaussées à structure mixte

Ces structures comportent une couche de roulement et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base : 10 à 20 cm) sur une couche de fondation en matériaux traités

Aux liants hydrauliques (20 à 40 cm). Les structures qualifiées de mixtes sont telles que le

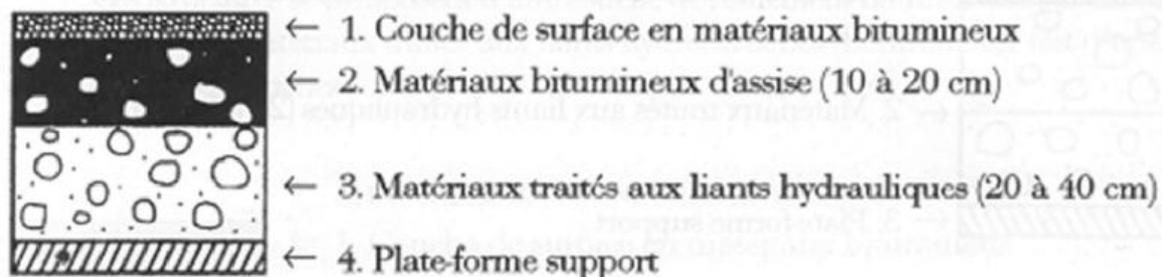


Figure I-11 : Les chaussées à structure mixte

Rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de $\frac{1}{2}$.

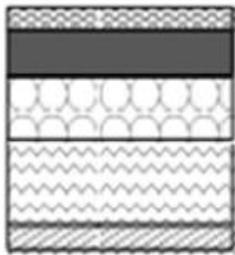
La couche de fondation est traitée aux liants hydrauliques diffus et atténue les efforts transmis au sol support.

Les couches bitumineuses ralentissent la remontée des fissures transversales de la couche sous-jacente et réduisent les contraintes de flexion à la base de la structure tout en assurant les qualités d'uni et de continuité.

L'adhérence entre les couches bitumineuses et les couches traitées aux liants hydrauliques est le point faible de la structure. Elle peut être rompue par suite de délitage différentielle entre les deux couches et de l'action du trafic, entraînant alors une forte augmentation des contraintes de traction à la base de la couche bitumineuse, qui peut ainsi périr par fatigue.

I.3.5. Les chaussées à structure inverse

Ces structures sont formées de couches bitumineuses, d'une quinzaine de centimètres d'épaisseur totale, sur une couche de grave non traitée (environ 12 cm) reposant elle-même sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm



Chaussées à structure inverse:

1. Couche de surface de matériaux bitumineux
2. Matériaux bitumineux d'assise (10 à 20 cm)
3. Matériaux granulaires non traités (~ 12 cm)
4. Matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm)
5. Plate-forme support

Figure I-12 : *Les chaussées à structure inverse*

I.3.6. Les chaussées en béton de ciment

Ces structures comportant une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement éventuellement recouvert d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment)

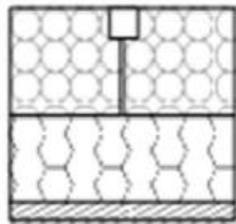
Soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques.

La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal ("béton armé continu"), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints. Ci-dessous nous présentons les structures de chaussée en béton de ciment

I.3.7. Les chaussées composites

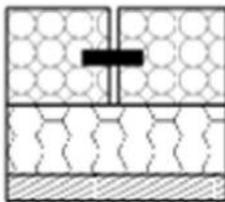
Afin d'offrir une solution concurrente aux chaussées classiques, deux nouvelles structures se développent depuis les années 1990 aux Etats Unis [2] et sont employées depuis moins d'une dizaine d'années en France [3]. Ces structures combinent une couche de béton de ciment (pour leurs propriétés de durabilité et leur haut module) avec des couches en matériaux

bitumineux (pour leurs bonnes propriétés d'adaptations). L'intérêt technique et économique de ces structures dépend essentiellement de la qualité et de la pérennité de l'adhérence mécanique du collage avec interface entre ces couches [4]. Ci-dessous deux types de structures composites sont présentés : le béton de ciment mince collé [5] et le béton armé continu (BAC) sur grave bitume (GB). Quelque exemple sur les chaussées composites :



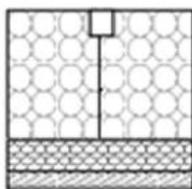
- Dalles non goudonnées avec fondation::**
1. Béton de ciment (20 à 28 cm)
 2. Béton maigre (12 à 18 cm) ou matériaux traités aux liants hydrauliques (15 à 20 cm)
 3. Plate-forme support

Figure I-13 : dalles non goudonnées avec fondation



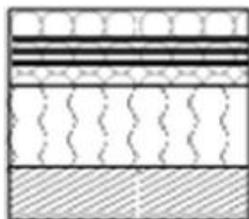
- Dalles goudonnées avec fondation::**
1. Béton de ciment (17 à 23 cm)
 2. Béton maigre (14 à 22 cm)
 3. Plate-forme support

Figure I-14 : dalles goudonnée avec fondation



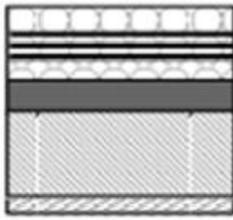
- Dalles sans fondation::**
1. Béton de ciment (28 à 39 cm)
 2. Couche drainante (matériaux granulaires ou géotextiles)
 3. Plate-forme support

Figure I-15 : dalles sans fondation



- Béton armé continu (1):**
1. Béton de ciment (18 à 24 cm)
 2. Béton maigre (12 à 14 cm)
 3. Plate-forme support

Figure I-16 : béton armé continu (1)



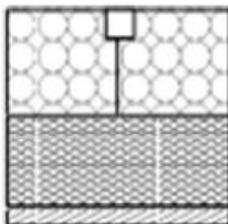
- Béton armé continu (2):**
1. Béton de ciment (18 à 24 cm)
 2. Matériaux bitumineux d'assise (5 cm)
 3. Sable traité aux liants hydrauliques (50 à 60 cm)
 4. Plate-forme support

Figure I-17 : Béton armé continue (2)

La structure du béton de ciment mince collé (BCMC) est comme France depuis 1996, Elle consiste à réaliser des dalles minces (de 10 à 15 cm d'épaisseur) ou très minces (de 5 à 10 cm d'épaisseur) en béton sur un matériau bitumineux.

Toutes ces chaussées après dimensionnement sous l'influence du chargement du trafic, sous l'effet de la température ou d'autres raisons (mauvais dimensionnement déshydratation des matériaux...), subissent des dégradations de différents types. Pour le problème de redimensionnement et de réparation des chaussées, il est nécessaire de comprendre l'origine et les types de ces dégradations.

Dans la partie suivante, nous allons décrire de façon générale ces phénomènes.



- Dalles en béton de ciment mince collé:**
1. Béton de ciment (5-10 ou 10-15 cm)
 2. Matériaux bitumineux
 3. Plate-forme support

Figure I-18 : dalle en béton de ciment mince collé



- Béton armé continu:**
1. BBTM + ES
 2. Béton armé continu
 3. Grave bitume
 4. Plate-forme support

Figure I-19 : béton armé continu

I.3.8. Chaussées rigides

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide. En règle générale, une chaussée en béton comporte, à partir du sol, les couches suivantes : une Couche de forme, couche de fondation, et couche de roulement en béton de ciment. La couche de fondation n'est pas nécessaire. La dalle en Béton de Ciment peut ainsi être réalisée Directement sur l'arase terrassement ou sur la plate-forme support de chaussée.

Dans la chaussée rigide, la couche de surface et la couche de base son confondues

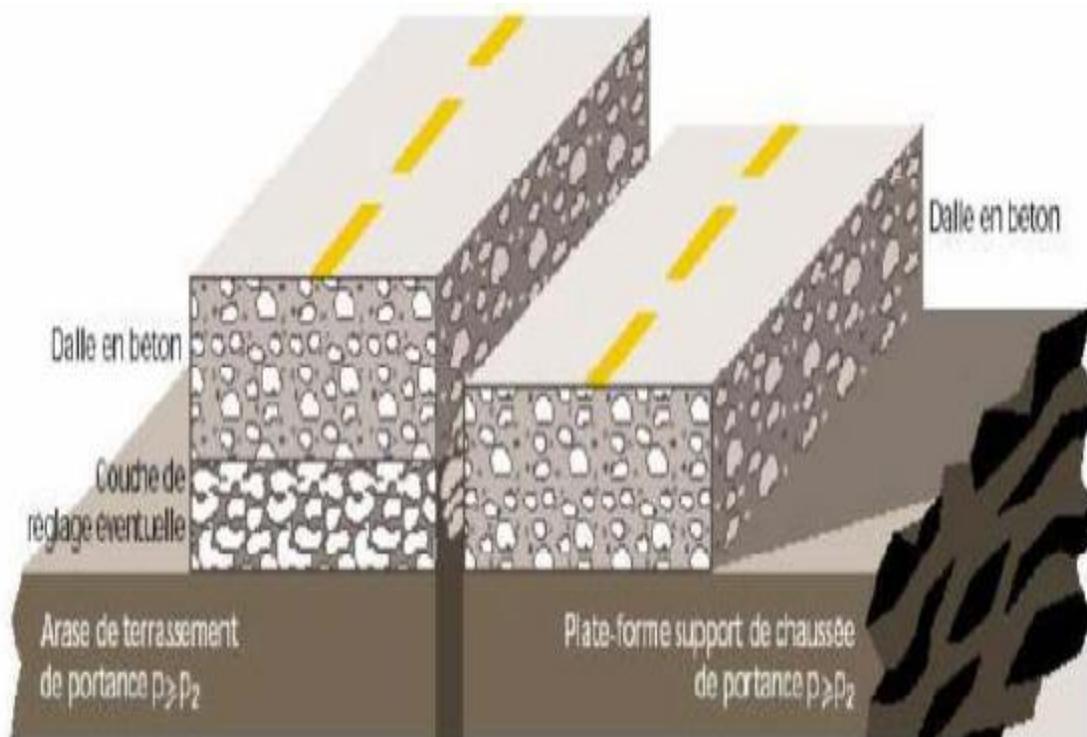


Figure I-20 : Structure type d'une chaussée rigide

I.3.9. Chaussées semi-rigides

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation).

La structure-type est illustrée sur la figure I.21

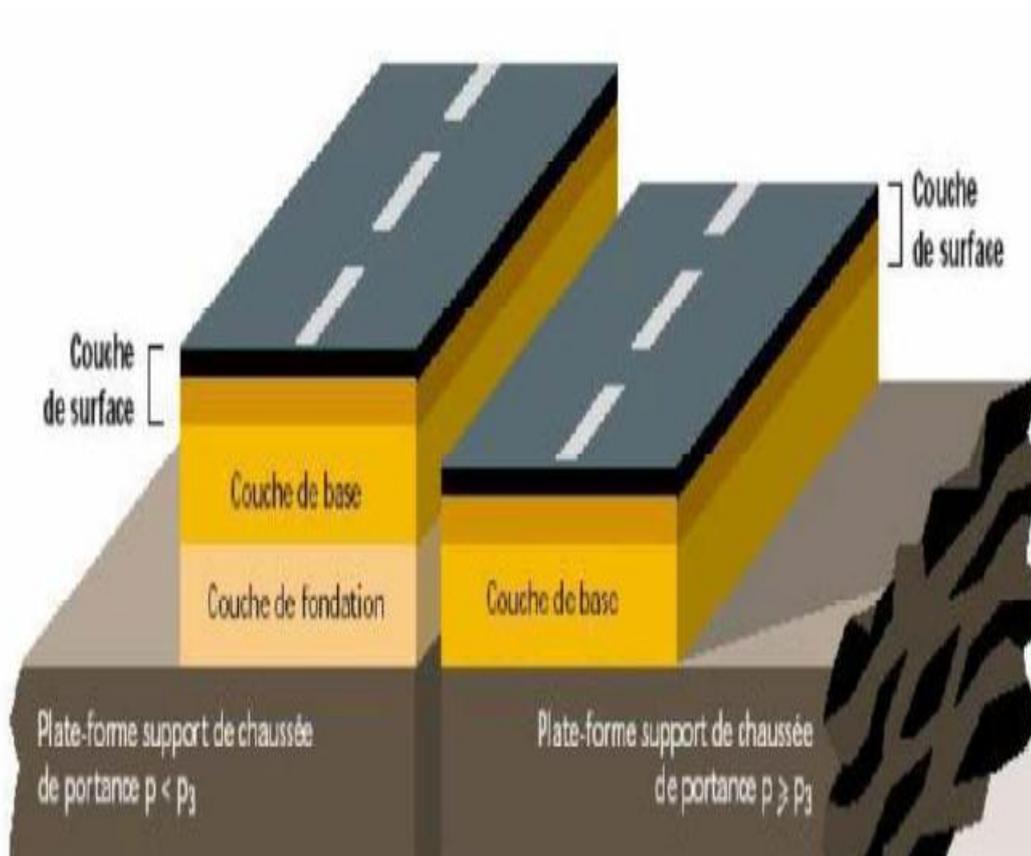


Figure I-21 : Structure type d'une chaussée semi-rigide

Chapitre II

*Les problèmes qui
touche les chaussées*

II.1. Introduction

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des Ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des Sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles.

En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux Problèmes que posent les phénomènes de gonflement, tassement, et de glissement Gel-dégel.

II.2.Tassements

Le tassement du sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature de sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit faire un calcul de tassement.



Figure II-1 : un tassement de sol.

II.3. Glissements

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites.

La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs

Surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non, et de formes diverses.



Figure II-2 : *glissement.*

II.4. Les dégradations des chaussées

Les dégradations des chaussées, selon le catalogue des dégradations de surface des chaussées du [7], peuvent être divisées en quatre familles : les arrachements, les mouvements de matériaux, les dégradations de déformations, les fissures

II.4.1. Les dégradations d'arrachement

Ces dégradations concernent plutôt la qualité de la couche de surface et en sens des problèmes de sécurité routière en rapport avec l'adhérence et l'uni des chaussées. Ces phénomènes sont dus soit à l'usure de la couche de surface, l'arrachement des gravillons du revêtement, le départ du liant autour des granulats dans la couche de surface.

Parmi les différents travaux sur ce sujet, on peut citer les recherches de F.Hammoum du LCPC sur l'étude des problèmes d'endommagement de surface de revêtement routiers via la mise au point d'un essai (Triboroute) pour évaluer sa tenue sous trafic [8]



Figure II-3 : *Dégradation d'arrachement.*

II.4.2. Le mouvement de matériau

Ces dégradation sont causées par des remontées du liant à la surface de la chaussée, par l'enfoncement de gravillons dans l'enrobé en période chaude, les remontés fins a la surface de chaussée ou par l'éjection de l'eau à la surface lors du passage des véhicules lourds par suite de l'existence de cavités sous la couche de surface

Parmi les nombreux travaux existants on peut citer pour exemple les recherches récentes de [9] sur l'existence de l'eau à l'interface des couches de chaussée



Figure II-4 : *remonté des fines*

II.4.3. Dégradations de déformation

Dégradations de déformation sont en générale celles qui donne des déformations visibles en surface, comme les phénomènes irréversibles suivants : l'ornièrre, l'affaissement, le gonflement, le bourrelet, le décalage de joint de dalle ou de bord de fissure, le flambement, les déformations de forme de tôle ondulée



Figure II-5 : *l'ornièrre.*

Ces dégradations ont plusieurs raisons, parmi lesquelles citer le sous-dimensionnement ou une mauvaise qualité de l'assise entrainant des contraintes verticales excessives à la surface du sol support ou des couches non traitées une réduction de portance du sol support par défaut de drainage ou conséquence du dégel un drainage ou assainissement localement défectueux un retrait hydrique du sol support des réactions physico-chimique ponctuelles entre des constituants de la structure et l'eau formant des composes gonflants .

Pour évaluer la situation de ces problèmes, les comportements élastiques linéaires des modèles de mécanique des chaussées ne sont pas adaptés. Aussi des recherches sont en cours depuis plusieurs années pour prendre en compte les déformations permanentes et la variation de tempes.

Parmi les nombreux travaux existants à l'étranger et en France on peut citer pour exemple les recherches récentes de [10] sur l'introduction de l'élasto-plasticité dans les sols.

II.4.4. Les Fissures

Avec le problème de l'orniérage, les fissures sont considérées comme un des plus grands modes de dégradation de chaussées. En effet leur présence associée ou non à l'eau met en péril la durabilité à terme de la structure sous le passage répété de véhicules lourds.

Le problème de fissuration peut être regardé du côté de l'endommagement des matériaux [8] et de leur rupture comme le mettent en évidence par exemple les essais sur le comportement à la fatigue et à la rupture des matériaux bitumineux [11][12].sur la structure de chaussée, pour un calcul de la durée de vie, il est primordial de prévoir les évolutions de ces fissures par exemple il faut savoir évaluer les remontées des fissures comme dans [13][14],de comprendre la fissuration par le haut [15] ou de calculer la durabilité d'un collage entre couches [4]

II.4.4.1. Les différents types de fissuration

Dans cette partie nous allons présenter quelques types de fissures principales. Selon le catalogue des dégradations de chaussée [5], nous pouvons classer les fissures dans la chaussée classes comme suit :



Figure II-6 : *Fissuration transversale.*



Figure II-7 : *Fissuration longitudinale.*



Figure II-8 : *Fissure en dalle.*



Figure II-9 : Fissure d'adaptation



Figure II-10 : Fissure diverse en Y



Figure II-11 : *Faïençage circulaire.*

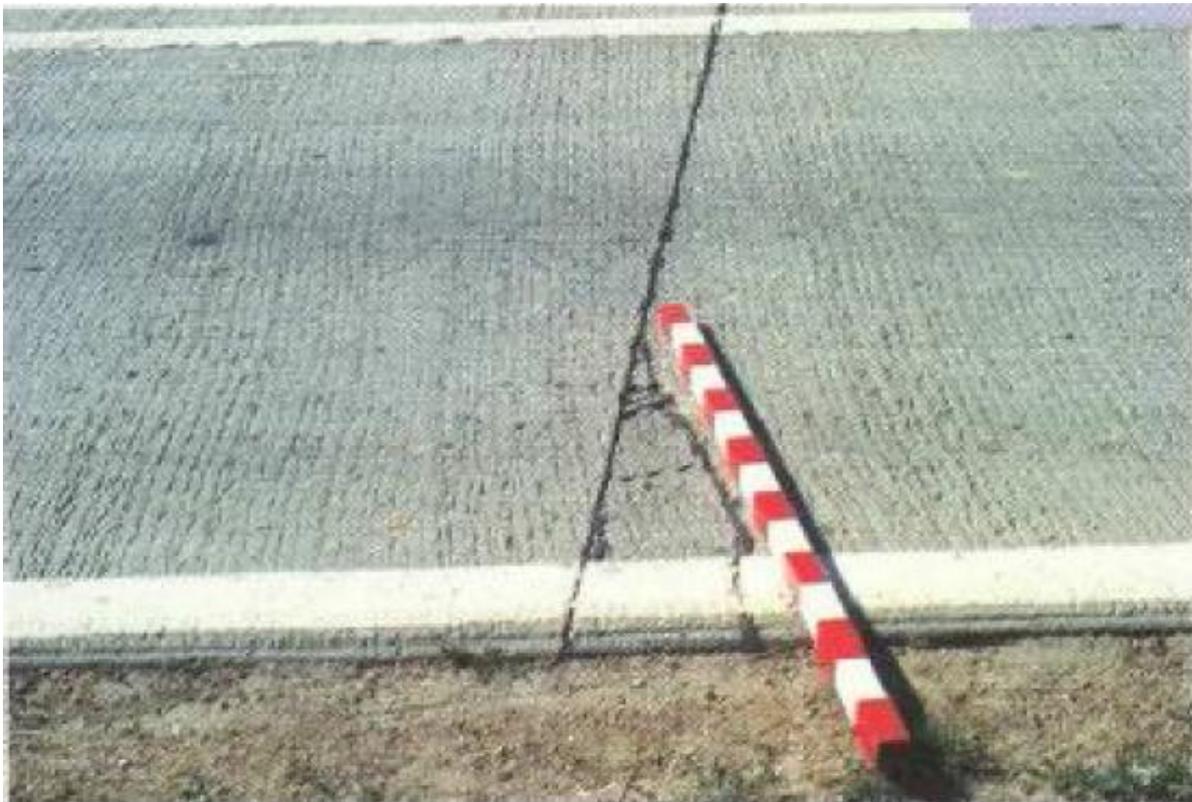


Figure II-12 : *Cassure d'angle.*



Figure II-13 : *Fissure oblique*

II.5. Retrait /Gonflement

II.5.1. Les argiles

II.5.1.1. Introduction sur les argiles

Lorsque les hommes ont commencé à fabriquer des objets d'un usage quotidien, ils ont employé les roches argileuses, après avoir découvert leur aptitude à former avec l'eau une pâte souple qui durcissait par séchage au soleil.

A l'époque moderne, les scientifiques de diverses spécialités ont étudié ces matériaux et ils ont pu rattacher l'essentielle de leurs propriétés techniques à leurs, caractéristiques physicochimiques et minéralogiques.

Les argiles sont des géomatériaux très largement distribués à la surface du globe. On les trouve dans des formations géologiques homogènes et d'assez grandes étendues leurs utilisations sont alors industrielles (tel est le cas du kaolin, des bentonites, de la sépiolite ou encore du chrysotile qui est un des composants essentiels de l'amiante).

Toutefois, les argiles se trouvent aussi dans les sols à l'état dispersé elles constituent alors un agent important de fertilité.

On peut y retrouver les argiles dans d'autres domaines, alimentaires, médicales, vétérinaires, traditionnels de toutes les sociétés humaines, elles ont parfois été considérées comme à l'origine de la vie [1].

II.5.1.2. L'origine des argiles

Elles proviennent toutes de la décomposition de minéraux silicatés qui forment les roches. Cette décomposition appelée aussi altération, est réalisée par les agents atmosphériques et principalement l'eau. Les acides organiques produits par l'activité biologique accentuent ce phénomène d'altération. Certains silicates d'alumine donnent des illites. On les appelle argiles transformées. Ces argiles participent à un cycle pédologique à la fin duquel elles sont entraînées par l'érosion et vont rejoindre des zones de sédimentation.

Elles peuvent alors être piégées dans des roches sédimentaires comme les marnes (argiles calcaires) ou des grès (psammites). Lorsque ces roches reviennent à la surface des continents, elles se décomposent en donnant des argiles appelées alors argiles héritées.

Lorsque l'altération continentale est puissante, les minéraux silicatés sont totalement décomposés et l'eau entraîne la silice, l'alumine, le fer et d'autres éléments comme les bases ou les métaux. Ces éléments en solution peuvent se recombinaison et donner naissance à des argiles dites de néoformation (exemple : smectite, kaolinite...). Cela peut se produire dans le sol, dans le sous-sol ou dans l'eau stagnante. Il y a environ cent quinze variétés d'argiles sur la planète.

II.5.1.3. Structure des minéraux argileux

Cette structure est caractérisée par la superposition de feuillets composés de couches tétraédriques (tétraèdre d'atomes d'oxygène avec un atome d'aluminium au centre). Ces minéraux forment un groupe important et complexe d'espèces minérales voisines souvent associées dans les gisements (kaolinite, illite, glauconite, smectite, vermiculite), d'autant que des formes mixtes (les interstratifiés, comme l'illite-montmorillonite ou l'illite-chlorite) sont fréquentes.

Les cristallites d'argile sont formées par un empilement parallèle de feuillets élémentaires dont le squelette est essentiellement constitué par des ions oxygènes et hydroxyles. Les cations beaucoup plus petits se logent dans les cavités de squelette.

II.5.1.3.1. La couche octaédrique

Cette structure est composée de deux feuillets d'oxygène hydroxyles compacts dans lesquelles les ions d'aluminium, de fer de magnésium sont incrusté [16].

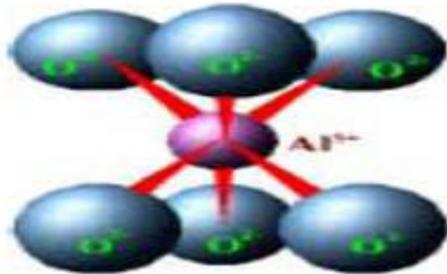


Figure II-14 : Structure de l'octaèdre $Al_2(OH)_6$ [17]

II.5.1.3.2 La couche tétraédrique

4 atomes d'oxygène disposés au sommet d'un tétraèdre régulier enserrant un atome de silicium. Les tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches planes dites couches tétraédriques (figure) [16].

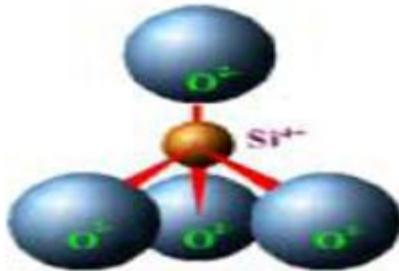


Figure II-15 : Structure du tétraèdre SiO_4 [2] [17]

II.5.1.4. Les principales familles structurales

Il existe plusieurs familles de minéraux :

- La famille des minéraux à $7A^\circ$.
- La famille des minéraux à $10A^\circ$.
- La famille des minéraux à $14A^\circ$.

II.5.1.4.1 Famille des minéraux à 7A°

Chaque feuillet est constitué par l'association d'une tétraédrique et d'une couche octaédrique, le représentant de cette famille et le plus commun est la Kaolinite, c'est un minéral dioctaédrique où il se produit très peu de substitutions iso morphiques. En adoptant une écriture verticale, correspondant à l'axe Z du feuillet, on représente les schémas des motifs unitaires [17].

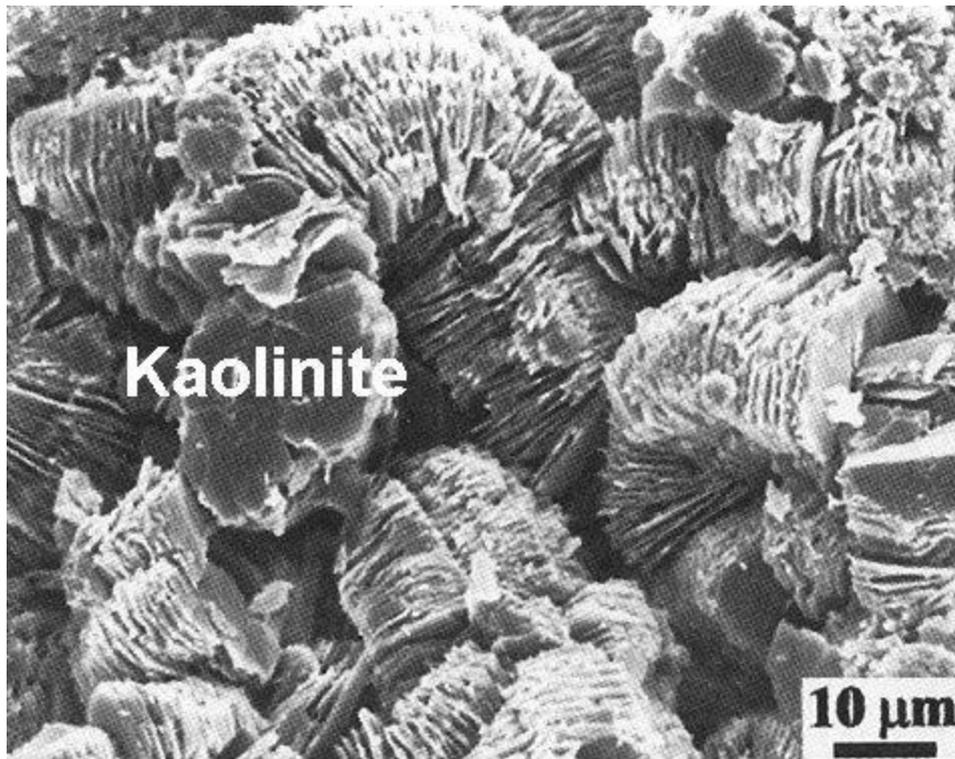


Figure II-16 : *structure de minérale argileuse (la Kaolinite).*

II.5.1.4.2 Famille des minéraux à 10A°

C'est une famille où chaque feuillet est constitué par une couche octaédrique prise en sandwich par deux couches tétraédriques. C'est l'une des plus importantes par le nombre de variétés et par la fréquence de sa présence dans les sols. Les éléments les plus glauconite. L'illite se présente sous forme des feuillets de 10A° à trois couches.

Ces caractéristiques minéralogiques sont proches de celles des micas d'où l'existence d'intermédiaire illite-mica blanc.

La glauconite correspond à des feuillets de 10A° dont les plaquettes empilées peuvent donner de petits grains vert jaunâtre ou vert bleu [17].

II.5.1.4.3 Famille des minéraux à 14A°

Cette famille de minéraux se distingue des deux autres, par sa structure composite formée par la superposition de deux feuillets élémentaires, un feuillet à 14A° du type Mica, et d'un feuillet brucitique.

Les éléments appartenant à cette famille sont appelés généralement les chlorites vrais, qui sont caractérisés par une équidistance stable, du fait que le feuillet brucitique est électriquement chargé.

Lorsque ces chlorites présentent un déficit de charge, la substitution peut se faire par la présence des cations hydratés entre deux feuillets, ce qui conduit à des chlorites gonflants [18].

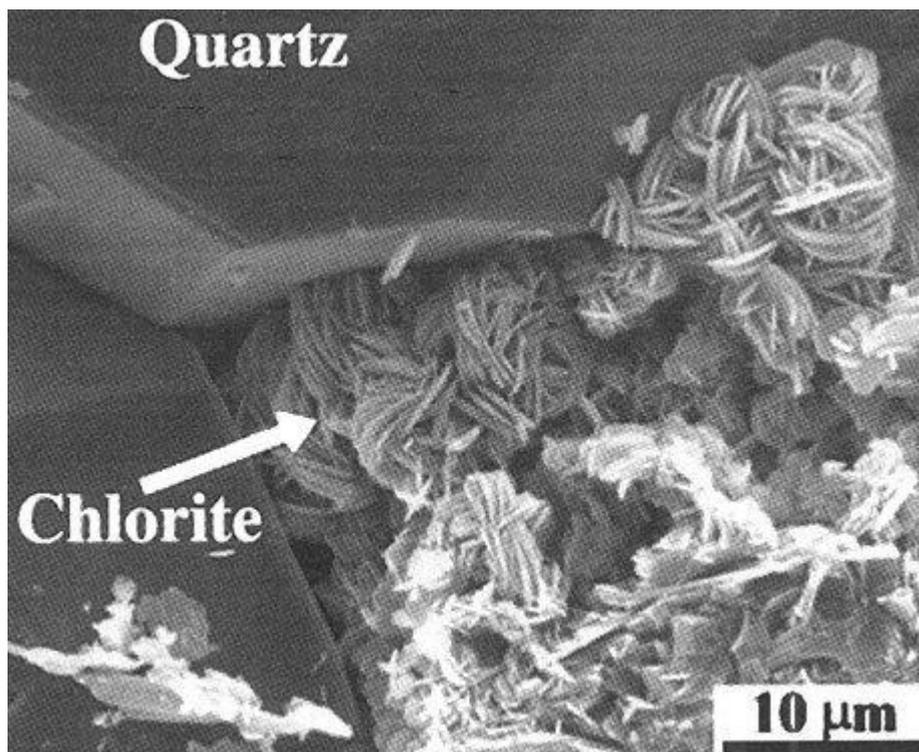


Figure II-17 : structure de minéraux argileux (chlorite).

II.5.2. Gonflement

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux (Montmorillonites, saponites et autres nontronites) ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse.

Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).



Figure II-18 : *gonflement d'une chaussée*

II.5.3. Retrait

Le phénomène de retrait gonflement des argiles est un mouvement de terrain lent et continu du à la production, par des variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux, de gonflements (période humide) et de tassements (périodes sèches). Ces variations de volume se traduisent par des mouvements différentiels de terrain et se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel.



Figure II-19 : retrait gonflement d'un chaussée.

II .5.4. Le phénomène de gonflement et leur rétractent

Le matériau argileux présente la particularité de voir sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau. Dur et cassant lorsqu'il est asséché, un certain degré humidité le fait se transformer en un matériau plastique et malléable. Ces modifications de consistance peuvent s'accompagner, en fonction de la structure particulière de certains minéraux argileux, de variations de volume plus ou moins conséquentes : fortes augmentations de volume (phénomène de gonflement) lorsque la teneur en eau augmente, et inversement, rétractation (phénomène de retrait) en période de déficit pluviométrique marqué.

Les phénomènes de capillarité, et surtout de succion, sont à l'origine de ce comportement. Les variations de volume des sols argileux répondent donc à des variations de teneur en eau (on notera que des variations de contraintes extérieures – telles que les surcharges - peuvent, par ailleurs, également générer des variations de volume). Tous les sols présentent la particularité de contenir de l'eau en quantité plus ou moins importante

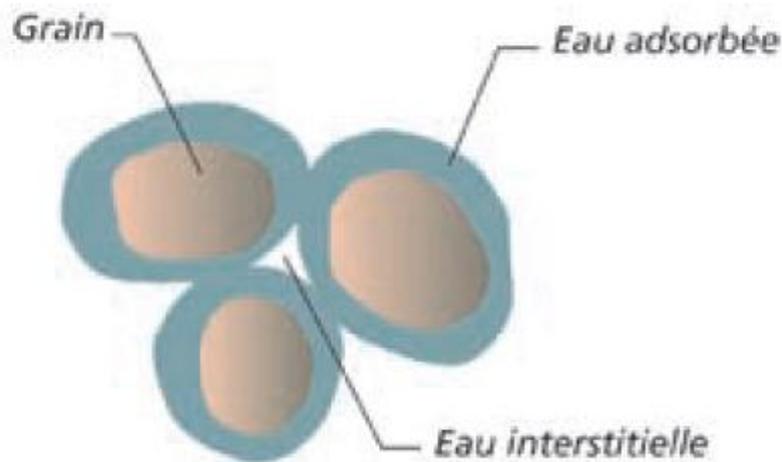


Figure II-20 : *l'état de l'eau dans les grains de sol.*

- ✓ de l'eau de constitution, faisant partie intégrante de l'organisation moléculaire des grains formant le sol.
- ✓ de l'eau liée (ou adsorbée), résultant de l'attraction entre les grains et l'eau (pression de succion). On peut se représenter cette couche adsorbée comme un film visqueux entourant le grain.
- ✓ une eau interstitielle, remplissant les vides entre les grains du sol (lorsque ceux-ci sont entièrement remplis, le sol est dit saturé).

La part respective entre ces différents « types » d'eau, très variable, dépend de la nature du sol et de son état hydrique. En fonction de cette répartition, les sols auront une réponse différente vis-à-vis des variations de teneur en eau. Plus la quantité d'eau adsorbée contenue dans un sol est grande, plus celui-ci est susceptible de « faire » du retrait

II.5.5. Gonflement sur les sols argileux

Les caractéristiques de la structure interne des minéraux argileux expliquent leur comportement face aux variations de teneur en eau :

- ils présentent en effet une structure minéralogique « en feuillets », à la surface desquels les molécules d'eau peuvent s'adsorber sous l'effet de différents phénomènes physico-chimiques, et ce de façon autant plus marquée que les grains du sol, fins et aplatis, ont des surfaces développées très grandes. Il en résulte un gonflement, plus ou

moins réversible, du matériau. L'eau adsorbée assure les liaisons entre les grains et permet les modifications de structure du sol lors des variations de teneur en eau.

- certains grains argileux peuvent eux-mêmes voir leur volume changer, par variation de la distance entre la feuille est argileux élémentaires, du fait d'échanges d'ions entre l'eau interstitielle et l'eau adsorbé.
- les pores du sol sont très fins et accentuent les phénomènes de capillarité.

Toutes les familles de minéraux argileux ne présentent pas la même prédisposition au phénomène de retrait-gonflement. L'analyse de leur structure minéralogique permet d'identifier les plus sensibles. Le groupe des smectites et, dans une moindre mesure, le groupe des interstratifiées (alternance plus ou moins régulière de feuillets de nature différente) font partie des plus sujets au phénomène (on parle d'argiles gonflantes).

Cette sensibilité est liée :

- à des liaisons particulièrement lâches entre les feuillets constitutifs, ce qui facilite l'acquisition ou le départ d'eau. Cette particularité permet à l'eau de pénétrer dans l'espace situé entre les feuillets, autorisant ainsi de fortes variations de volume (on parle de gonflement interfoliaire ou intercrystallin)
- Au fait que ces argiles possèdent une surface spécifique particulièrement importante (800 m²/g pour la montmorillonite qui appartient aux smectites, 20 m²/g pour la kaolinite), et que la quantité d'eau adsorbée que peut renfermer un sol est directement fonction de ce paramètre.

Les argiles non gonflantes sont ainsi caractérisées par des liaisons particulièrement lâches et par une surface spécifique de leurs grains peu développée.

Pour une variation de teneur en eau identique, l'importance des variations de volume d'un sol argileux « gonflant » dépend aussi :

- Des caractéristiques « initiales » du sol, notamment la densité, la teneur en eau et le degré de saturation avant le début de l'épisode climatique (sécheresse ou période de pluviométrie excédentaire). Ainsi, l'amplitude des variations de volume sera autant plus grande que la variation de teneur en eau sera marquée. À ce titre, la succession d'une période fortement arrosée et d'une période de déficit pluviométrique constitue un facteur aggravant prépondérant

- De histoire du sol, en particulier de l'existence éventuelle d'épisodes antérieurs de chargement ou de dessiccation. Par exemple, un sol argileux « gonflant » mais de compacité élevée (sur-consolidation naturelle, chargement artificiel, etc.) ne sera que peu influencé par une période de sécheresse. À contrario, un remaniement des terrains argileux (à l'occasion par exemple de travaux de terrassement) pourrait favoriser l'apparition des désordres ou être de nature à les amplifier.

II.5.6. Les effets de la dessiccation sur les sols

S'il est saturé, le sol va d'abord diminuer de volume, de façon à peu près proportionnelle à la variation de teneur en eau, tout en restant quasi saturé. Cette diminution de volume s'effectue à la fois verticalement, se traduisant par un tassement, mais aussi horizontalement avec l'apparition de fissures de dessiccation (classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent).

En deçà d'une certaine teneur en eau (dite limite de retrait), le sol ne diminue plus de volume, et les espaces intergranulaires perdent leur eau au bénéfice de l'air. Des pressions de succion se développent de façon significative.

Lorsque le sol argileux non saturé humidifie, il se sature sans changement de volume. Il en résulte une annulation progressive des pressions de succion jusqu'à ce que l'argile retrouve son volume initial, voire le dépasse. Divers paramètres, dont la nature minéralogique de l'argile, conditionnent l'ampleur de ce gonflement. Les déformations verticales (de retrait ou de gonflement) peuvent atteindre 10 % de l'épaisseur de sol considérée, voire dépasser cette valeur.



Figure II-21 : *dessiccation d'un sol.*

II.5.7. Facteur intervenant dans le phénomène de retrait – gonflement des argiles

On distinguera les facteurs de prédisposition et les facteurs de déclenchement. Les premiers, par leur présence, sont de nature à induire le phénomène de retrait-gonflement des argiles, mais ne suffisent pas à le déclencher. Il s'agit de facteurs internes (liés à la nature des sols), et de facteurs dit d'environnement (en relation avec le site). Les facteurs de prédisposition permettent de caractériser la susceptibilité du milieu au phénomène et conditionnent sa répartition spatiale.

Les facteurs de déclenchement sont ceux dont la présence provoque le phénomène de retrait-gonflement, mais n'ont d'effet significatif que s'il existe des facteurs de prédisposition préalables. Leur connaissance permet de déterminer l'occurrence du phénomène (l'aléa et plus seulement la susceptibilité).

II.6. Gel dégel

II.6.1. Les mécanismes morphologiques

Les géographes et les géologues, mais aussi les physiciens et les ingénieurs étudient les géotechniciens de plus en plus volontiers les phénomènes morphologique que déterminent le gel et le dégel du sol nous dirons : les phénomènes de cryergie. On peut aujourd'hui tenter

de préciser et de classer certains des mécanismes qui dans les pays froids, élaborent les formes topographiques

II.6.2. Les échanges thermiques à partir de la surface du sol

On sait que la radiation interne du globe est constante, et presque insignifiante : elle représente à peu près le deux-millième de la radiation externe. La température du sol et du sous-sol dépendra donc de la température de la surface du sol : c'est de celle-ci qu'il convient de préciser les facteurs.

La surface du sol se refroidit par convection, par évaporation ou fusion, par rayonnement surtout. Si la conductibilité de l'air est faible, des courants naissent incessamment au contact de la surface topographique, dont la température est différente de celle de l'air. C'est encore le sol qui fournira les quantités de chaleur nécessaires aux changements d'état de l'eau qu'il contient.

Quant au rayonnement thermique du sol, il est proportionnel à la quatrième puissance de la température absolue, ce rayonnement obscur à grande longueur d'onde, et arrête par la vapeur d'eau, et variera donc en sens inverse de la nébulosité il est plus important dans les parties concaves du relief, parce que commandé par la distance zénithale il dépend enfin du pouvoir émissif, qui caractérise chaque roche, ou plutôt chaque élément de la surface terrestre (le « sol vrai » peut-être reporté par la nature de la couverture végétale à plusieurs mètres de hauteur) : ce pouvoir émissif devient extraordinairement élevé parfois, dans le cas de la neige en particulier.

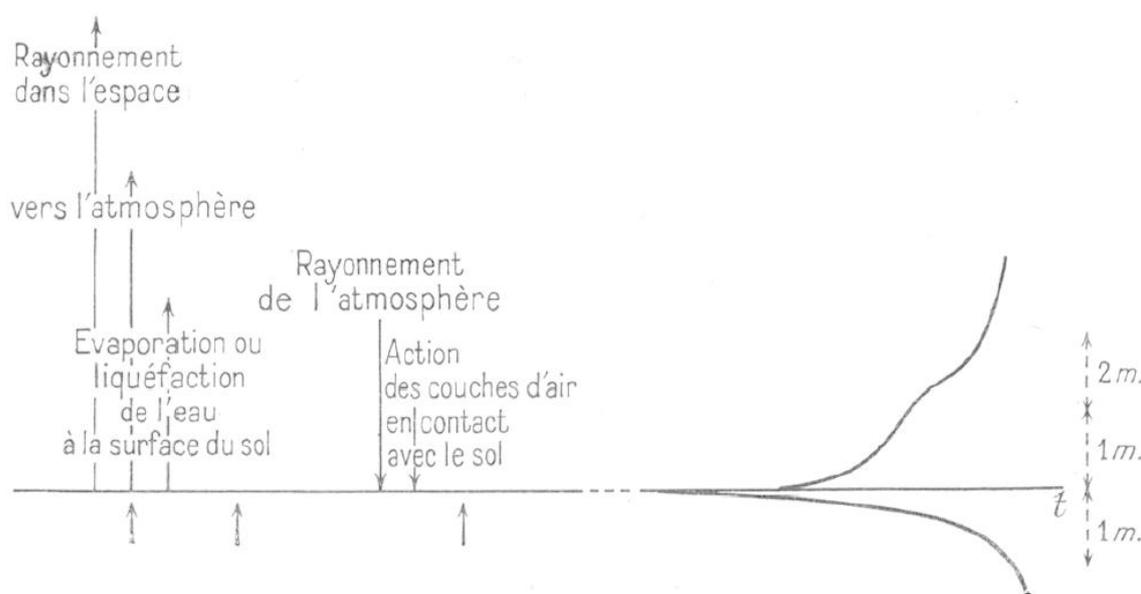


Figure II-22 : échanges thermiques et profil vertical des températures.

Inversement, la surface du sol s'échauffe par condensation ou congélation d'humidité, par conduction, par rayonnement, par radiation. Les apports calorifiques d'une averse, d'un arrosage très léger sont sensibles ceux de masses d'air allogènes peuvent n'être pas négligeables. Le rayonnement thermique de l'atmosphère variera, lui aussi, en fonction de la température et de la pression de la vapeur d'eau : il sera maximum en été et par temps couvert il pourra compenser l'effet du rayonnement terrestre. Enfin la radiation externe, qui comprend des ondes courtes en même temps que des ondes longues, sera pour une part la radiation diffuse du ciel, pour une autre la radiation directe du soleil : et comme cette dernière est de beaucoup la plus importante, la température du sol dépendra étroitement de faits astronomiques (latitude, saison, heure) puis, beaucoup plus qu'on ne l'eût pensé, de faits de relief (pente, Exposition).

Elle dépendra aussi du pouvoir réfléchissant de la surface du sol, l'albédo, qui dans le cas de la neige fraîche peut atteindre 80 % et du revêtement de cette surface, de son tapis végétal en particulier, qui peut faire passer l'albédo de 10 à 1

Mais toujours le refroidissement et réchauffement de la surface du sol seront fonction de la capacité calorifique (produit de la masse par la chaleur spécifique) et de la conductibilité du sol. Selon le degré d'humidité, la capacité calorifique passe de 0,3 à 0,7 pour un sol sableux, de 0,2 à 0,8 pour un sol argileux. Plus sensible encore à la présence de l'eau est la conductibilité thermique : pour un sable grossier elle passera de 0,000 5 à l'état sec à 0,004 à l'état saturé (mais selon une loi complexe) elle est de 0,001 pour l'eau (de 0,000 05 pour l'air). Les sols secs s'échaufferont donc et se refroidiront infiniment plus vite que les sols humides (sols « froids ») mais toujours les sols apparaîtront comme de mauvais conducteurs, et, même quand ils sont absolument secs, comme des réservoirs non négligeables d'énergie.

Dans leur masse, disparaissent d'autre part les mouvements de convection, les plus efficaces souvent des mécanismes d'échange entre les couches inférieures de l'air.

L'air et le sol évolueront donc, du point de vue thermique, selon des rythmes absolument différents la surface du sol, milieu peu compact et souvent sec, se refroidira et s'échauffera très vite quand viendra à se renverser l'équilibre de l'énergie diffusée et de l'énergie reçue. Elle constitue, dans la distribution verticale des températures, une discontinuité fondamentale, que l'on doit tenir pour l'un des facteurs géographiques les plus généraux.

D'autre part les variations de température de cette surface ne pénétreront en profondeur que très lentement ; sur une verticale donnée, l'onde thermique apparaîtra avec un retard

croissant, qui pourra être de l'ordre de 24 heures à 1 mètre de profondeur, d'un an à 20 ou 25 mètres. En même temps, l'oscillation s'amortira, et d'autant plus vite qu'elle aura été moins longtemps entretenue, que sa période aura été plus courte : pratiquement, à la latitude de Paris, les variations journalières ne dépassent pas 1 mètre de profondeur, et les variations annuelles 20 ou 25 mètres dans les pays tropicaux, l'oscillation diurne est seule sensible. Retard et amortissement sont donnés par les formules de Fourier.

II.6.3. Les échange d'humidité, dans le sol sous l'action du gel

Lorsque la température du sol tombe au-dessous de 0°, la circulation de la vapeur d'eau provenant des couches profondes ne s'interrompt pas : elle amène des condensations et des congélations [19]. Mais aux mécanismes de la montée capillaire, d'autres beaucoup plus efficaces peuvent se substituer, qui assurent la migration de l'eau vers les surfaces réfrigérantes, sur lesquelles tendent à se former les cristaux de glace [20]. Au sein du système dispersé que constitue le sol plus ou moins riche en eau, la formation de germes cristallins semble d'autant plus aisée que la sursaturation est plus intense, et le refroidissement plus rapide. Le développement des cristaux consiste en un allongement progressif vers la surface réfrigérante.

Leur alimentation (et leur multiplication) dépend évidemment des propriétés du sol et du sous-sol, en particulier de leur tassement (d'où la sensibilité extrême des routes à la cryergie), de leur perméabilité et de leur granulométrie. Il est nécessaire d'insister sur ce dernier point: l'ascension de l'eau sous l'action du gel n'est possible que dans les sols suffisamment riches en grains d'un diamètre inférieur à 0,02 mm dans un gravier ou dans un sable bien lavés de leurs éléments fins, dans une roche à gros pores, les cristaux de glace rempliront simplement les interstices, et chasseront l'eau en excès vers le bas inversement, les argiles, les marnes, les sables fins ou à éléments fins suffisamment nombreux pourront être parcourus par des mouvements ascensionnels déterminés par le gel de leur partie supérieure; de même les roches très finement poreuses, comme la craie.

C'est ainsi que jaillissent du sol les Pipkrakes [21], à la suite d'un simple refroidissement nocturne des couches inférieures de l'air. Dans les sablières de la Somme, on peut voir les petites aiguilles de glace souligner une stratigraphie parfois très fine : hautes à peine de quelques millimètres, elles se pressent exclusivement sur les bancs argileux mais qu'apparaisse un lit de granules crayeux, elles dépasseront nettement 5 cm (Cagny, novembre 1948). Le développement des pipkrakes peut se poursuivre, en l'absence d'un dégel diurne, et si le gel ne pénètre pas dans le sol, tarissant les arrivées d'eau. Dans les régions très froides, à

tjåle, on ne trouvera donc « les cheveux de glace » qu'en période d'instabilité atmosphérique inversement ils sont de règle dans les domaines océaniques à hiver, dans les montagnes méditerranéennes et surtout subtropicales, où ils semblent avoir leur domaine d'élection : nulle part peut-être on n'a signalé des exemples aussi saisissants qu'au Japon, où ils peuvent mesurer 1,20 m.

Que le gel vienne à s'enfoncer au-dessous de la surface du sol, c'est désormais en profondeur qu'auront lieu la formation et le développement des cristaux. Encore faut-il que la descente de l'isotherme 0 ne soit pas trop rapide, que l'eau ait le temps d'émigrer. En ce cas, les cristaux apparaissent à l'état dispersé, ou se groupent en lentilles dont chacune peut correspondre à un arrêt dans le mouvement des isothermes : ces lentilles, plus ou moins horizontales, pourront être faites de glace transparente ou au contraire fibreuse leur épaisseur variera de quelques millimètres à 20 ou 40 cm en Suède, à 12 pieds dans les formations fossiles de l'Alaska. Mais la cristallisation ne saurait descendre tout à fait jusqu'à l'isotherme de 0° : au niveau inférieur du sol gelé, une partie de l'eau venue du sous-sol restera à l'état liquide la pression d'ailleurs amènera des phénomènes de surfusion quelle que soit sa température, le sol gelé naturel contiendra de l'eau, en même temps que de la glace.

Cette accumulation d'humidité à proximité de la surface du sol est caractéristique : elle peut atteindre 80 r/c, en poids, alors que le pouvoir de rétention des sols drainés, à une température supérieure à 0°, ne paraît pas atteindre 30%

Tabler souligne qu'aucun autre mécanisme ne saurait conduire à pareil résultat; il faut évidemment qu'il ait pu fonctionner en circuit ouvert, c'est-à-dire à partir d'une nappe phréatique toujours renouvelée, et pendant une durée suffisante, d'autant plus longue que la quantité d'eau fournie par seconde et par cm² est plus limitée.

Que si d'ailleurs la congélation progresse dans un milieu déjà saturé, on n'observera normalement que des expulsions d'eau, que prévoient les entreprises de travaux publics (tunnel près du pont Saint-Michel, à Paris, 1907, etc.).

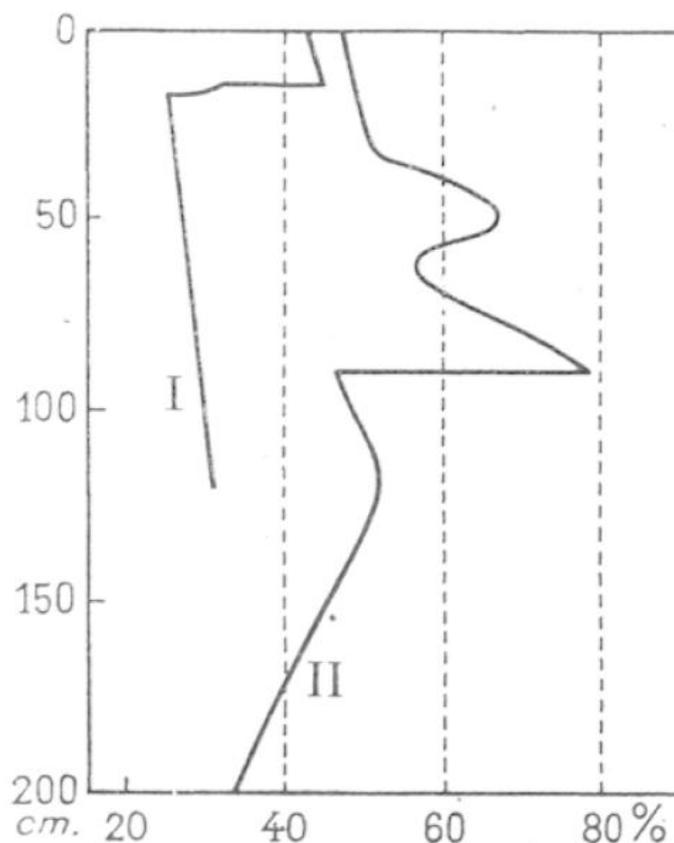


Figure II-23 : teneurs en eau après le gel

Avec :

1 : gel ayant pénétré à 14 cm (kokkonen)

2 : gel ayant pénétré à 90 cm (beskow)

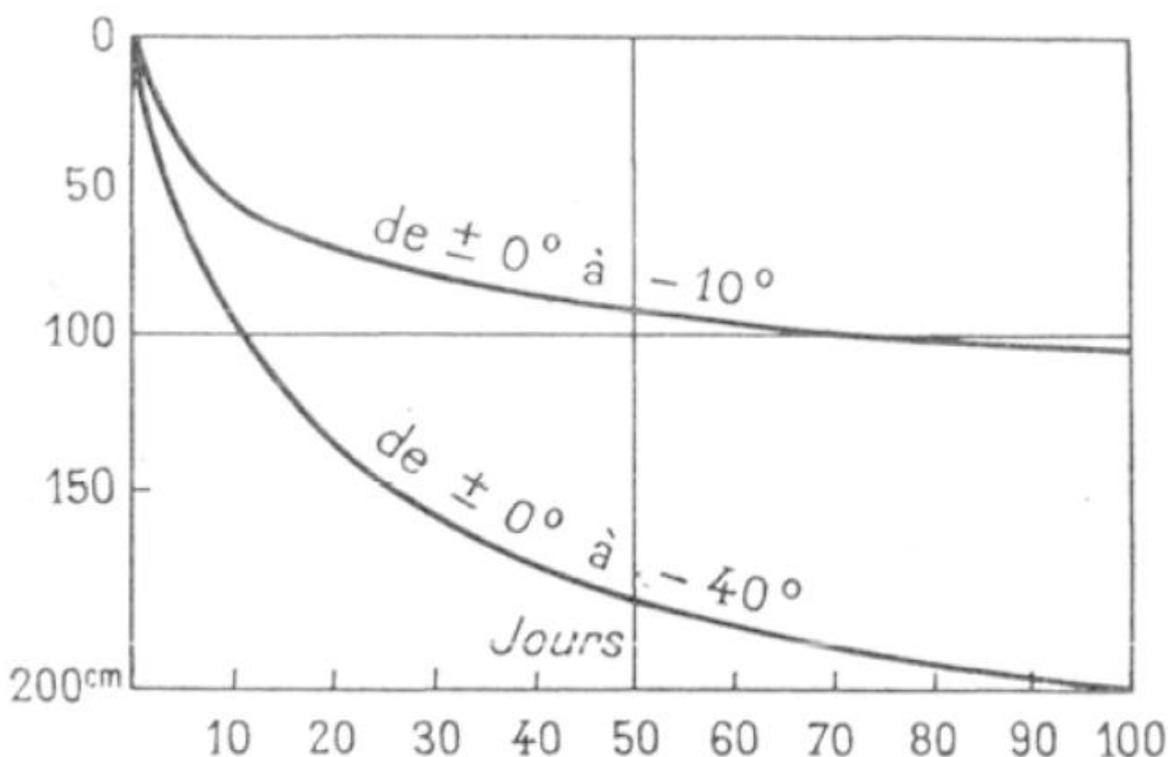
II.6.4. Le gel du sol et le sol gelé

La température du sol n'est donc pas le reflet de la température de « l'air » et le gel du sol est, à l'échelle continentale, la cause (non pas la conséquence) des moyennes qu'enregistrent nos observatoires. Mais aussi l'état thermique du sol traduit des rapports complexes entre ses éléments, aux diverses profondeurs et sur diverses verticales : le moindre changement de la couverture végétale ou de l'indice des vides modifiera le cheminement du gel ou du dégel et toujours les échanges thermiques ne se comprendront qu'en fonction des échanges d'humidité. On explique ainsi le caractère différentiel de la cryergie, en deux points proches.

Pourtant on peut esquisser une climatologie du sol gelé [22]. La pénétration des températures négatives sera régie par les formules de Fourier, mais aussi (et surtout) par l'état initial du sol, l'intensité du froid et l'épaisseur de la neige : à Paris elle est de 1 ou 2 cm par

jour, quelquefois de 5 cm. Cette descente de l'isotherme zéro s'arrêtera vers 60 cm dans la région parisienne, 1,25 en Prusse orientale, 2 m en Finlande, et cela par des hivers déjà rigoureux.

On a tenté de donner de l'épaisseur du sol gelé des formules qui tiennent compte seulement de l'intensité et de la durée du froid et, de fait, les courbes qu'on en peut tracer évoquent singulièrement les isothermes d'hiver; mieux vaut pourtant faire intervenir d'autres facteurs : dans la formule de Grigorieff figurent, avec la somme des moyennes mensuelles négatives, l'épaisseur de la couverture de neige, la somme des températures mensuelles positives et la somme des chutes de pluie pendant les mois de température positive. Par l'importance des chutes de neige et des pluies d'été, on expliquera, par exemple, l'absence ou l'extrême rareté des dans la montagne alpine

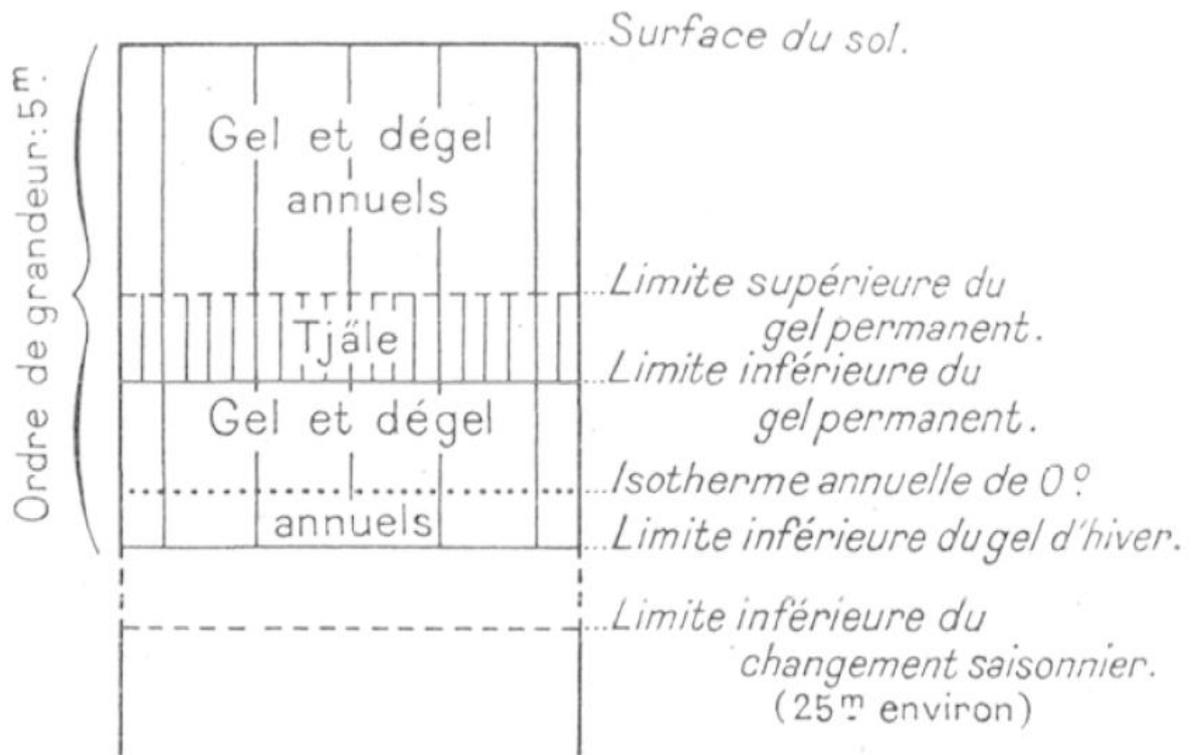


FigureII-24 : pénétration du gel, sous faible couverture neigeuse dans un sol peu humide et déjà refroidi

Le dégel, moins étudié que le gel, semble plus sensible encore aux conditions locales, à l'humidité notamment. Nulle part il n'est aussi difficile que dans les parties marécageuses ou tourbeuses : en Sibérie orientale, il ne dépasse pas 0,50 m contre 2 m dans les sols forestiers et parfois bien davantage. Le rôle des conditions topographiques est en effet déterminant, beaucoup plus qu'à aucune autre période de l'année : le réchauffement est dû à la radiation

solaire directe, commandée par l'incidence. Mais il se trouve en outre qu'une même quantité d'énergie solaire produit, selon l'heure, des effets thermiques très inégaux ; l'échauffement horaire d'une surface donnée est maximum entre le lever du soleil et 9 heures (à Versailles), et diminue rapidement ensuite pour devenir négatif dès 13 heures [23] il en résulte, peut-être, que les pentes exposées à l'Est et au Sud sont exceptionnellement favorisées; que le rôle de l'exposition serait plus grand encore et plus différentiel qu'on eût pu le croire : c'est l'exposition au soleil matinal, durant les périodes froides du quaternaire, qui rendrait compte (pour une part du moins) d'une certaine dissymétrie des versants, décrite presque partout désormais en Europe centrale et occidentale le même facteur pourra être invoqué aujourd'hui dans la grande montagne alpestre, sinon dans le monde arctique.

On comprend très bien que, en un point donné, l'épaisseur du gel hivernal soit supérieure à celle du dégel estival : en ce cas apparaîtra un sous-sol perpétuellement gelé, un *tjåle*, qui, toutes choses égales d'ailleurs, épaissira jusqu'à ce que soit atteint un certain équilibre de l'énergie reçue et de l'énergie diffusée. Les géologues russes se demandent aujourd'hui volontiers si la *merzlota* est nécessairement fossile il convient de souligner en tout cas son recul présent sous l'action du réchauffement arctique, et son extraordinaire sensibilité aux moindres modifications topographiques : il suffit de la construction d'un mur, du défrichement d'un champ pour qu'elle se constitue ou pour qu'elle disparaisse à des dizaines de pieds en profondeur. On sait qu'elle se présente comme une croûte rigide, mais non pas imperméable, qui va s'amincissant des rivages périarctiques vers sa lisière méridionale, au-delà de laquelle elle garde des postes avancés suivant son épaisseur, elle évoluera au cours de l'année sur ses deux faces, ou seulement sur sa face supérieure (fig. II-25 et II-26).



FigureII-25 : peu épais (d'apres taber).



Figure II-26 : exemple de phénomène de gel sur le sol.

Chapitre III

*Les méthodes de
stabilisations des
chaussées*

III.1.Introduction

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance. La technique de stabilisation la plus reconnue est sans doute le compactage physico-mécanique qui augmente la stabilité mécanique de n'importe quel sol. Par contre, le compactage à lui seul n'est pas toujours suffisant et ceci est particulièrement vrai pour les sols à granulométrie fine. Une autre forme de stabilisation peut se faire simplement en modifiant la courbe granulométrique du sol. Il s'agit de mélanger le sol avec des granulats de différentes dimensions pour lui donner une granulométrie étalée. Des coefficients mathématiques, tels que le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c), permettent de calculer l'étalement d'une courbe granulométrique donnée [24].

Le principal avantage de la stabilisation est une augmentation de la portance du matériau et le maintien de celle-ci dans le temps

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- 1- La stabilisation mécanique.
- 2- La stabilisation thermique.
- 3- La stabilisation chimique.

III.2. La stabilisation mécanique**III.2.1. Le compactage**

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (W_{OPN}) permettant l'obtention la densité sèche du sol la plus élevée ($\gamma_{d\ OPN}$) sont utilisées lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier. La granulométrie, la morphologie des particules du sol et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité

III.2.2. La pose d'un géotextile

Les géotextiles sont des matériaux perméables asservis à des fonctions mécaniques et hydrauliques. Les géotextiles qui exercent un rôle de stabilisation, procurent au sol des qualités de résistance à la traction. Ils remédient ainsi à l'absence de résistance à la traction dans le sol, lorsque celui-ci est soumis à des charges verticales.



FigureIII-1 : *Utilisation d'un géotextile*

III.2.3. Fondation et édifices spéciaux

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par Jennings et Evans (1962) elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé. Elle comprend :

- ❖ des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité
- ❖ des « constructions spilt » c'est à dire, conçues pour assurer le déplacement éventuel sans dommage d'une partie de l'édifice.
- ❖ des reports des charges sur des semelles isolées
- ❖ des pieux fondés sur une couche peu gonflante

Par ailleurs on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet de gonflement

III.2.4. Drainage

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés, comme les tranchées drainantes, drains de carton, drains de sable verticaux, tapis de la cote de la nappe.

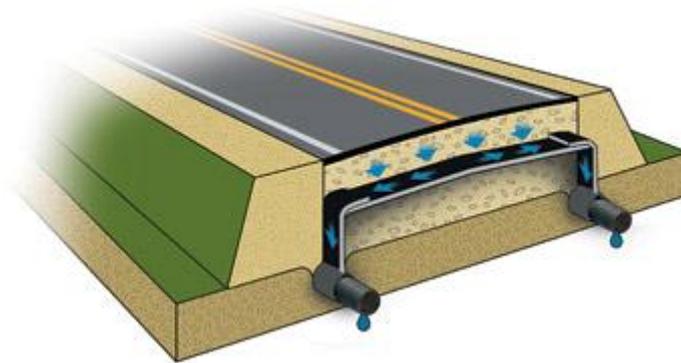


Figure III-2 : méthode de Drainage

III.2.5. Substitution

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sables ou autres matériaux graveleux [25] c'est une solution très coûteuse.

III.2.6. Application de fortes pressions

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais de sols non gonflants cité par [26], c'est une solution à déconseiller.

III.3. La stabilisation thermique

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

III.4. La stabilisation chimique

Elle se base sur l'utilisation de produits chimiques ou de solutions salines ou de liants afin d'augmenter la concentration ionique de l'eau libre et de réduire les phénomènes d'échange indésirables.

Les liants sont de deux types :

- Organiques (goudrons, bitume, résine naturelle, polymère, ...)
- Hydrauliques (ciment, chaux, cendres volantes, pouzzolane)

III.4.1. Les liants Organiques

Les liants organiques sont des produits collants. Lors du malaxage, ils enrobent les particules argileuses et donnent aux sols gonflants des propriétés hydrophobes. Ceci entraîne une diminution de l'affinité du sol à l'eau et une modification de sa structure microscopique.

Certains produits organiques sont proposés pour la stabilisation des sols fins. Il s'agit de dérivés aminés tensioactifs, de résines associées à des agents durcisseurs ou d'extraits de végétaux du type lignosulfonates ou lignosulfites. Ces produits améliorent les caractéristiques des sols fins en diminuant leur affinité à l'eau, en enrobant leurs particules d'un film tensioactif. Ces additifs sont fournis sous forme de liquide ou de pâte diluable ou de poudre. Ils ont une action d'imperméabilisation qui réduit l'imbibition par capillarité et par succion mais qui ne renforce pas les qualités des sols intrinsèquement faibles. La pérennité de leur effet (à long terme) n'est pas assurée. Pour que les dosages ne soient pas excessifs, il faut que le pourcentage d'argile contenu dans les sols traités ne dépasse pas 15%. Les sols qui se prêtent le mieux à ces traitements sont les limons argileux. Les meilleurs produits sont les amines aliphatiques que l'on peut employer pour la protection temporaire des plates-formes

Les SPP (produits pétroliers sulfonates) sont des produits nouveaux dont la publicité vante les mérites et qui restent fort méconnus d'après les chercheurs. D'après quelques références [19], plusieurs pays les ont utilisés dans la stabilisation des couches de chaussées et sont satisfaits des performances réalisées. Ils sont utilisés au Canada, en Europe, en Afrique du sud et en Jordanie.

III.4.2. Les liants hydrauliques

Les liants hydrauliques les plus utilisés sont le ciment et la chaux. Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire un matériau inorganique finement moulu qui, gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite de réactions et de processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau [27]. Les ciments sont constitués généralement d'une proportion plus ou moins importante de clinker Portland (appellation courante : clinker) et de différents autres constituants. Le clinker est obtenu par cuisson, aux environs de 1 450 °C, d'un mélange dénommé « cru » composé d'environ 80 % de calcaire et de 20 % d'argile. Au cours de la cuisson, le cru est tout d'abord déshydraté (jusqu'à 550 °C), puis décarbonaté (de 550 à 900 °C) et enfin clinkerisé (de 900 jusqu'à 1450 °C). Au terme de la clinkerisation qui a produit une fusion partielle du cru, ce dernier est transformé en silico-aluminates et ferro-aluminates de calcium anhydre, facilement solubles dans l'eau.

Après refroidissement, et ajout des éventuels constituants d'apport, le mélange est finement broyé et homogénéisé. Le produit final est composé de constituants qui, en présence d'eau, se dissolvent quasi instantanément avec formation de précipités de gel de silicates et de ferro-aluminates de calcium. Ce gel s'hydrate progressivement et se transforme en espèces cristallines rigides, résistantes, insolubles et stables, qui agglomèrent les éléments grenus du sol.

Les constituants ajoutés au clinker au moment du broyage sont notamment : des laitiers de hauts-fourneaux, des pouzzolanes, des cendres volantes des centrales thermiques fonctionnant au charbon, des fumées de silice etc., ainsi qu'une proportion de l'ordre de 3 % de gypse destiné à régulariser la cinétique de la prise hydraulique [28].

Les ciments constitués de clinker et des constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux par les normes NF P15-301 et. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains dans leur notation européenne (la notation française est indiquée entre parenthèse) :

- CEM I : Ciment portland (CPA - dans la notation française),
- CEM II : Ciment portland composé (CPJ),
- CEM III : Ciment de haut fourneau (CHF),

- CEM IV : Ciment pouzzolanique (CPZ),
- CEM V : Ciment au laitier et aux cendres (CLC)

Trois classes sont définies en fonction de la résistance normale à 28 jours des sous classes “R” sont associées à ces 3 classes principales pour désigner des ciments dont les résistances au jeune âge sont élevées. Ces classes sont notées, classe 32,5 classe 42,5 et classe 52,5 [29].

III.4.2.1 Stabilisation des sols à la chaux

L’utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. Plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l’argile (mélange d’illites et montmorillonites). Cette technique est éprouvée et parfaitement au point, qui a connu un très fort développement depuis une vingtaine d’années.

Au début des années 80, beaucoup d’auteurs se sont intéressés aux problèmes des sols gonflants et leur stabilisation [30].

La chaux provoque deux actions différentes dans le sol : une action immédiate, qui se produit directement après que la chaux soit mélangée au sol et une action à long terme, qui peut durer entre plusieurs mois et quelques années après la mise en œuvre [30].

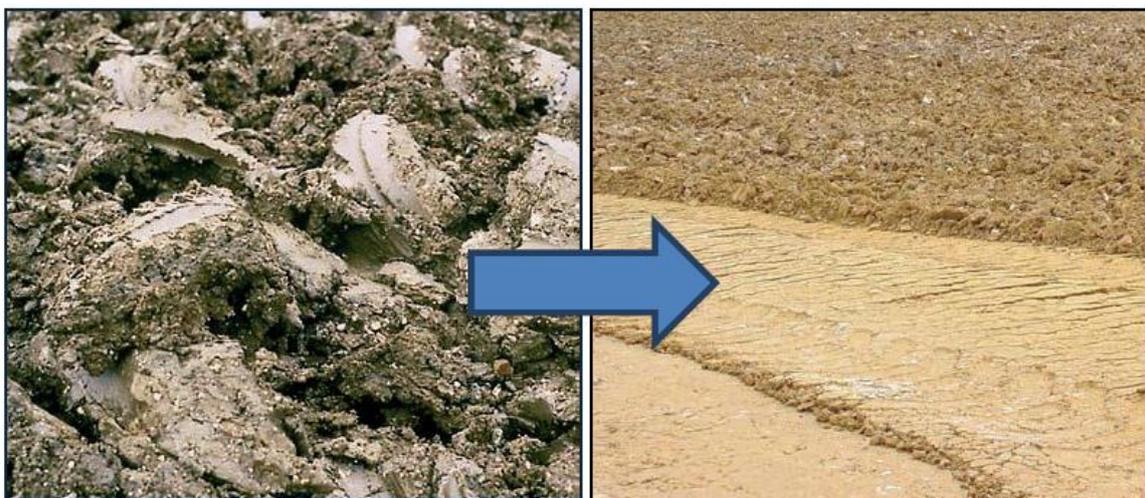


Figure III-3 : Changement de structure du sol traité à la chaux sur terrain.



Figure III-4 : Changement de structure du sol traité à la chaux au laboratoire.

A) Les principaux types de chaux

Il existe trois principaux groupes de chaux :

- a) La chaux aérienne,
- b) La chaux hydraulique.
- c) La chaux magnésienne.

a) La chaux aérienne

La chaux aérienne peut exister sous trois formes : chaux vive, chaux éteinte et lait de chaux, chacune d'entre elles présentant avec les sols des interactions spécifiques.

• La chaux vive

La chaux vive est obtenue par calcination du carbonate de calcium (CaCO_3), à une température supérieure à 900°C . Celui-ci est dissocié à cette température en oxyde de calcium, ou chaux vive, et en gaz carbonique [31] :

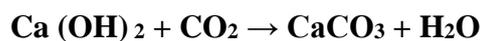


La chaux vive réagit au contact de l'eau avec un fort dégagement de chaleur puis se transforme en chaux éteinte. La chaux éteinte est employée dans de nombreux domaines tels que le bâtiment, la sidérurgie et la dépollution [31].

La chaux vive est caractérisée par son degré de calcination et la taille de ses particules. Le degré de calcination indique combien le dioxyde de carbone est extrait du calcaire. Dans le contrôle de la production, il est habituellement, mesuré comme CO₂ résiduel. L'hydratation de la chaux génère beaucoup de chaleur.

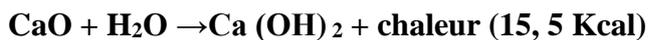
La chaleur totale dégagée est de 1163kJ/kg. La réaction crée aussi une augmentation de pH jusqu'à 12,5 ce qui est une condition pour les réactions pouzzolaniques secondaires. La réactivité de la chaux dépend de la taille de ses particules. Plus la quantité des fines est grande plus la réactivité est rapide. Elle est mesurée par la chaleur dégagée quand une quantité de 150 g de chaux vive est mélangée à 600 ml d'eau. Plus l'augmentation de la température est grande et rapide, plus la réactivité de la chaux est grande.

La chaux vive CaO peut, après hydratation par l'humidité ambiante (Ca(OH)₂), se carbonater sous l'action du CO₂ atmosphérique.



➤ **La chaux éteinte**

Appelée aussi chaux hydratée, elle est principalement constituée d'hydroxyde de calcium Ca(OH)₂. Elle est fabriquée par hydratation (extinction) de la chaux vive. La réaction d'hydratation est une réaction fortement exothermique :



L'extinction de la chaux vive par l'eau entraîne une pulvérisation très fine du produit [32].

La chaux éteinte est employée dans de nombreux domaines tels que le bâtiment, la sidérurgie et la dépollution.

➤ **Lait de chaux**

Le lait de chaux est obtenu par mise en suspension de chaux éteinte dans de l'eau. La concentration varie entre 300 et 400 g de chaux éteinte par litre de lait. Le lait de chaux peut également être préparé à partir de chaux vive, mais des précautions particulières sont à prendre en raison de l'exothermicité de la réaction d'hydratation de l'oxyde de calcium. Son emploi en traitement de sol, présente l'avantage de supprimer la poussière et d'humidifier les sols secs (alors que la chaux vive achève au contraire de les dessécher). En pratique, le lait de

chaux ne fait pas l'objet d'une norme car ses caractéristiques, c'est-à-dire essentiellement sa concentration, sont déterminées par les besoins réels des matériaux au moment des travaux. On mesurera donc :

- sa concentration (exprimée en extrait sec ES).
- éventuellement la teneur en chaux libre [33].

➤ **La chaux hydraulique**

Elle est obtenue par cuisson, à température modérée, entre 900 et 1100°C, du calcaire marneux, contenant 6% à 20% d'impuretés argileuses. Au cours de la cuisson, après la décomposition du carbonate de calcium (CaCO_3), le monoxyde de calcium CaO s'allie à l'état solide avec les oxydes de silicium (SiO_2).

Les oxydes d'aluminium (Al_2O_3) et les oxydes de fer (Fe_2O_3) contenus dans les minéraux argileux, forment des silicates ($\beta\text{C}_2\text{S}$), des ferrites et des aluminates de calcium CA qui durcissent sous l'eau comme dans l'air [34].

➤ **La chaux magnésienne**

Appelée aussi chaux dolomitique, elle provient de la calcination du calcaire contenant du magnésium (MgCO_3).

En Algérie, eu égard à l'abondance du calcaire, la chaux est fabriquée et est commercialisée par de nombreuses entreprises publiques et privées de matériaux de construction localisées dans plusieurs régions du pays, à Tipaza, Constantine, Oran, Chlef et Berriane [34].

B) Composition chimique de la chaux

✓ **Teneur en CaO**

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

- De carbonate, soit parce que le calcaire d'origine n'a pas été complètement dissocié et qu'il reste des incuits soit parce qu'il y a eu décarbonations de la chaux au contact de l'air. Le CaO ainsi combiné peut être considéré comme inerte pour la plupart des emplois routiers, on apprécie son importance grâce à la teneur en CO_2 de la chaux.
- Éventuellement, mais plus rarement, d'autres sels (Sulfates, Phosphates, par exemple) [35].

✓ Teneur en MgO

La teneur en MgO est également importante à connaître puisque la Magnésie à en général une action analogue à la chaux. Le MgO, comme le CaO, peut être libre ou combiné. Les principales indications données par l'analyse chimique d'une chaux seront donc les teneurs en CaO total et CaO libre [35].

✓ Réactivité

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

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

Dans le cas de la chaux vive, la réactivité dépend de la température de calcination et de la composition du calcaire en cause. Pour la chaux éteinte, la réactivité est liée aux conditions d'extinction. Elle peut se déterminer directement en mesurant dans des conditions bien définies la vitesse de réaction d'un échantillon en présence d'eau (hydratation) ou d'un acide (neutralisation). La surface spécifique, et même la finesse de mouture, peuvent dans certains cas en donner une idée [35].

C) Caractéristiques physiques**❖ Finesse**

C'est une caractéristique importante dans la mesure où elle intervient sur les conditions de transport, de stockage et du mélange. Elle peut également intervenir sur la vitesse de réaction de la chaux, mais il faut se rappeler, dans le cas de la chaux vive, que la présence d'eau peut modifier profondément la finesse initiale puisque l'extinction entraîne une pulvérisation très fine (à l'inverse du ciment qui se prend en grumeaux et perd de son efficacité s'il est humidifié prématurément) [35].

❖ Surface spécifique

La surface spécifique donne une indication sur l'importance des surfaces de contact entre la chaux et le produit avec lequel elle est mise en réaction par conséquent sur la vitesse avec laquelle elle agira. La connaissance de la finesse ou surface spécifique est un élément

fondamental pour maîtriser la réactivité de la chaux, plus les grains sont fins, plus la surface de contact est étendue et plus les réactions de floculation sont rapides [35].

❖ **Solubilité**

La solubilité de la chaux est très faible et diminue lorsque la température augmente. Elle est de l'ordre de 1.2 g / l à 20 °C et de 0.67 g / l à 80 °C.

Ces notions sont utiles à connaître pour toutes les opérations de transport, de stockage, de dosage et de mélange. Mais elles peuvent aussi donner des indications sur la réactivité de la chaux [35].

D) Principe de stabilisation du sol argileux par la chaux

La chaux élève le pH du sol et favorise la mise en solution de l'alumine et de la silice contenus dans les argiles. Il se forme alors des aluminates et des silicates de calcium hydratés qui, en cristallisant, lient graduellement les grains du sol entre eux. Cette réaction, dite pouzzolanique, induit une augmentation des propriétés mécaniques du mélange sol-chaux (augmentation de la portance, de l'indice CBR et de la résistance à la compression). L'évolution de ces propriétés mécaniques rend le sol stabilisé peu sensible à la teneur en eau et au gel. Un sol réagissant bien à la chaux développera à terme des caractéristiques durables.

La chaux vive est plus populaire que la chaux éteinte car elle présente plusieurs avantages. Par exemple, l'assèchement obtenu est supérieur et à poids égal, elle est plus efficace car elle ne contient pas d'eau ayant déjà servi à sa fabrication. Il est admis que l'ajout de 3 % de chaux vive a les mêmes effets que l'ajout de 4 % de chaux éteinte [36].

L'incorporation de chaux dans un sol provoque :

- des actions, dites « immédiates », qui se produisent dès l'instant où le mélange sol-chaux est constitué ;
- des actions, dites « à long terme », qui se poursuivent durant plusieurs mois, voire plusieurs années après la mise en œuvre du sol traité.

○ **Actions immédiates**

✓ **Modifications de l'état triédrique**

Ces modifications dépendent de la forme (vive, éteinte, lait) sous laquelle la chaux se trouve et de la quantité introduite.

- **La chaux vive**

Elle provoque un abaissement de la teneur en eau du sol par l'action combinée des trois phénomènes suivants :

1. Hydratation de la chaux vive selon la réaction :



2. L'évaporation d'une certaine quantité d'eau produite par la chaleur dégagée par l'hydratation de la chaux vive (15,5 kcal/mole),
3. Apport de matière sèche (chaux éteinte) qui réduit le rapport :
Poids d'eau/ Poids de solide, définissant le calcul de la teneur en eau.

L'importance relative de ces trois phénomènes est sensiblement égale et on peut retenir que l'abaissement total de la teneur en eau provoqué par l'incorporation de chaux vive dans un sol est approximativement de 1 % de teneur en eau par pour-cent de chaux vive introduite [37].

- La chaux éteinte

Elle agit également sur la teneur en eau, mais cette fois uniquement par le phénomène d'apport de matière sèche, c'est-à-dire que l'abaissement total n'est plus que de l'ordre de 0,3 % de teneur en eau par pour-cent de chaux éteinte introduite [37].

- Le lait de chaux

Il produit à l'inverse une élévation de la teneur en eau qui est fonction de sa concentration (masse de CaO par litre d'eau) et de la quantité mélangée avec le sol [37].

✓ L'échange cationique

La première réaction de la phase de modification est celle de l'échange cationique qui initie le processus de stabilisation très rapidement suivie par la floculation et l'agglomération de l'argile. Cet échange de cations est en général relativement très rapide, soit de l'ordre de quelques heures. En contact avec la chaux, les liaisons entre les particules argileuses sont modifiées ce qui les rend moins sensibles à l'eau. Certains minéraux argileux, telles la montmorillonite et l'illite, sont plus actifs sur le plan de l'échange [36]. L'ajout de la chaux à un sol argileux a un effet immédiat sur les propriétés de celui-ci. Il y a libération des ions Ca^{2+} produits par la chaux en présence d'eau, et ceci s'accompagne d'une augmentation du pH du sol. Il se produit un échange cationique entre les ions métalliques liés aux surfaces des particules argileuses et les ions Ca^{2+} produits par la chaux. La valence et la taille de l'ion jouent un rôle primordial dans cette réaction d'échange cationique. Les cations de valence élevée remplacent facilement ceux de faible valence. Pour des cations de même valence, le plus gros peut être facilement remplacé, On peut donc dresser une liste des cations par ordre approximatif de capacité de remplacement. Cet ordre dans la réalité dépend du type d'argile,

de la nature des cations à remplacer et de la concentration des ions dans l'eau. L'ordre croissant de capacité de remplacement des cations est le suivant :



Cette action entraîne une augmentation de la limite de plasticité s'accompagnant d'une diminution de la limite de liquidité. Cette évolution provoque un déplacement du domaine de plasticité vers les teneurs en eau plus importantes. Le décalage de l'indice de plasticité est lié à la quantité de chaux utilisée. L'évolution de la 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. Le comportement lors du compactage d'un sol traité à la chaux est modifié, son aptitude à être compacté est généralement plus faible. L'optimum de compactage est décalé vers des teneurs en eau plus fortes et vers des densités de référence plus faibles. La diminution de densité est due à la réorganisation des particules argileuses causée par le phénomène de floculation/agrégation. Dans le cas des sols argileux, l'allure générale de la courbe de compactage est aplatie traduisant une diminution de la sensibilité à l'eau du matériau.

La modification du sol est importante dès l'ajout de chaux en faible quantité. La portance des sols est améliorée. Ainsi l'indice CBR qui permet de quantifier la portance est de 4 à 10 fois plus élevé que pour un sol non traité. Enfin, l'ampleur des modifications dues à la chaux dépend de la quantité utilisée. Il est ainsi admis que plus la quantité de chaux est importante, plus la teneur en eau optimale sera décalée vers les fortes teneurs en eau, et plus la densité sèche optimale sera faible [39].

L'échange cationique peut apporter les changements importants suivants (GLEN L 2001) cité par [36] :

- ❖ Réduction de la distance (épaisseur) entre les groupes de feuillets d'argiles
- ❖ Réduction de la sensibilité à l'eau.
- ❖ Floculation des particules d'argiles.
- ❖ Augmentation de l'angle interne de friction entre les particules agglomérées.
- ❖ Augmentation de la résistance au cisaillement.
- ❖ Diminution de l'indice de plasticité.
- ❖ Changement de texture du sol d'une argile plastique vers un granulat friable.

✓ La floculation et l'agglomération de l'argile

On appelle floculation de l'argile, le fait de passer d'un état dispersé dans lequel l'argile est plastique et sujette à des variations de volume suivant son niveau d'humidité à un état floculé beaucoup moins plastique et donc plus stable. L'argile prend donc l'apparence de matériaux granulaires s'agglomérant en grumeaux.

L'agglomération est causée par l'attraction du restant des particules du sol qui portent encore des charges négatives par celles de la surface chargée positivement. Elle est affectée par l'échange cationique ou la floculation des particules [38]. La floculation et l'agglomération sont attribuées à un contenu élevé en électrolyte, un pH élevé et la réduction d'épaisseur entre les couches d'argiles par l'échange cationique. Comme l'échange cationique, la floculation et l'agglomération sont relativement rapides où les changements significatifs ont lieu à l'intérieur de quelques heures. Le résultat des deux premières réactions (échange cationique et floculation/agglomération) se reflète par un changement de la relation entre la densité et la teneur en eau.

✓ Une augmentation de la résistance au cisaillement du sol

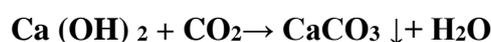
La résistance au cisaillement augmente aussi très rapidement. Ceci se traduit par une élévation de l'IPI (l'indice portant immédiat ou de l'indice CBR (ce qui est pratiquement la même chose - la méthode de mesure est presque la même et les deux paramètres expriment une capacité portante du sol) [24].

Cette augmentation de la rigidité devient alors un handicap car elle rend le sol traité beaucoup plus difficile à compacter et nécessite de prendre des dispositions particulières telles que : arrosage, surcompactage, traitement au lait de chaux, etc. [28].

Le gain en résistance au cisaillement dépend de plusieurs variables : la minéralogie de l'argile, le pH du sol, la présence de sol organique, le drainage, la capacité d'échange Cationique, la grosseur des particules, la surface spécifique des particules, la quantité d'eau, la concentration en chaux ainsi que le temps de mûrissement [36].

○ Action à long terme**✚ La carbonatation de la chaux**

La carbonatation de la chaux et les réactions pouzzolaniques sont les deux réactions secondaires responsables de la stabilisation. La carbonatation de la chaux est la réaction entre cette dernière et le CO₂ de l'atmosphère menant à la formation de carbonate de calcium.

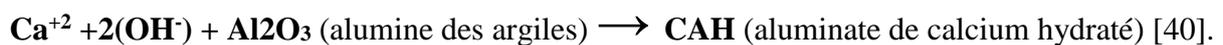
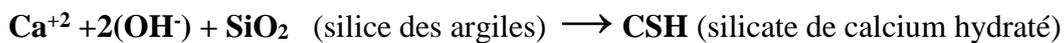
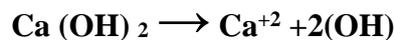


✚ Les actions pouzzolaniques

L'action pouzzolanique qui se produit est due à la mise en solution en milieu de pH élevé (supérieur à 12) de la silice, de l'alumine et des oxydes de fer présents dans les minéraux argileux sous des formes cristallisées plus ou moins altérées.

Ces produits sont donc des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des aluminates de calcium hydratés (C-A-H).

Les principales réactions chimiques peuvent être schématisées comme suit :



Ces phénomènes se développent en général très lentement (plusieurs mois, voire des années) dans nos climats. Ils sont influencés par la température du milieu, la quantité et la nature de la fraction argileuse du sol et la teneur en eau du sol. Cette action a lieu à partir de pourcentages de chaux ajoutés de 3 à 4 %, en fonction des caractéristiques du sol.

✚ La quantité et la nature de la fraction argileuse présente dans le sol

Plus cette quantité est élevée et plus les édifices cristallins des minéraux argileux concernés sont altérés (smectites, montmorillonites), plus la mise en solution de la silice et de l'alumine est rapide et les cristallisations importantes (dans la mesure où les quantités de chaux et d'eau libre nécessaires sont disponibles) [37].

✚ L'état hydrique du sol

La présence dans le sol d'une quantité d'eau libre suffisante est indispensable pour assurer tout d'abord l'ionisation à pH élevé du milieu nécessaire à la solubilisation, puis l'hydratation de ces composés conduisant à la cimentation des particules granulaires. L'expérience a souvent montré que, sous les climats tempérés, les meilleures conditions de développement des réactions pouzzolaniques étaient observées lorsque l'état du sol avant traitement se trouvait au centre de la plage délimitant l'état humide [37].

○ Action de syntaxie

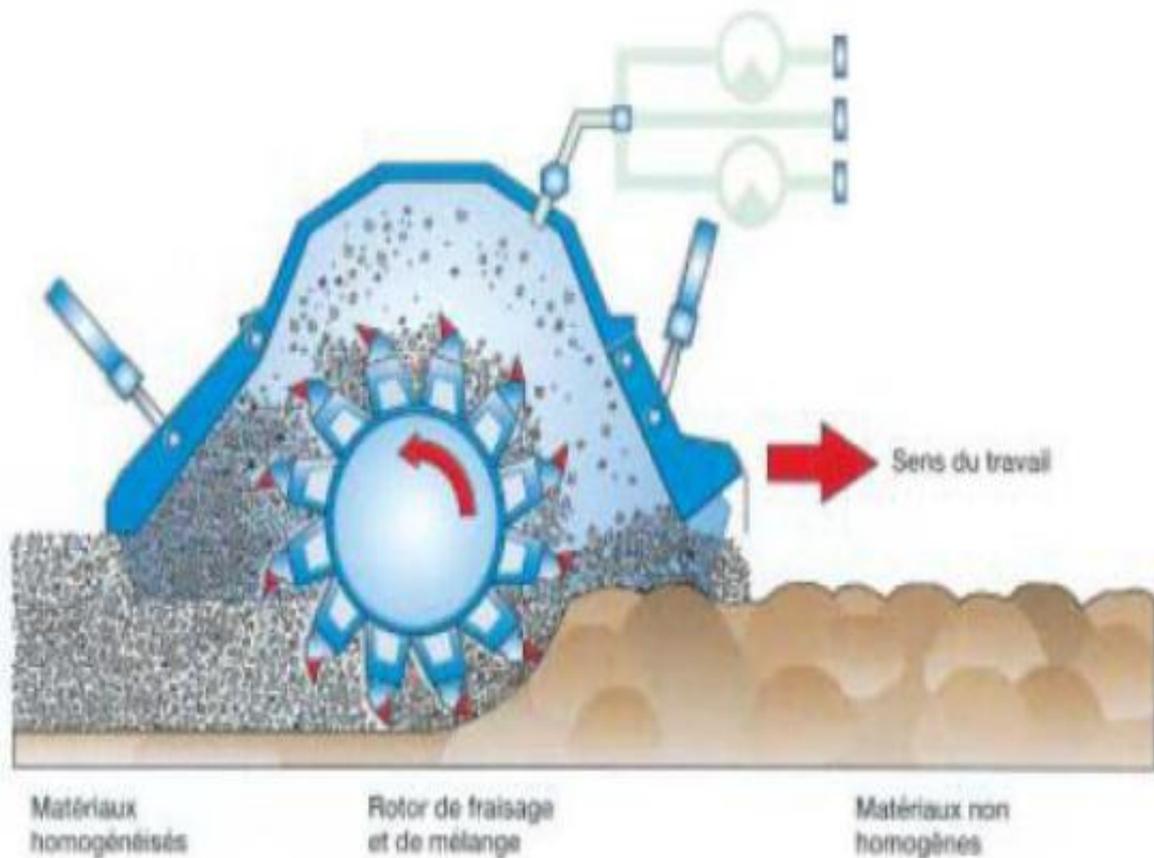
Cette action se produit avec les craies et les calcaires tendres saturés (ou proches de la saturation). Son principe peut être décrit simplement de la manière suivante la chaux éteinte, ayant une surface spécifique très élevée, peut se répartir à la surface de chaque granulat, à la manière d'une sorte de « pralinage ».

1. l'abaissement de teneur en eau produit par l'extinction de la chaux vive et par l'évaporation provoque la précipitation, sous forme de calcite, des carbonates présents en solution saturée dans l'eau libre du granulat. Cette calcite obture les pores des grains augmentant ainsi leur résistance.
2. le maintien du milieu à un pH élevé, du fait de la chaux de pralinage en excès, garantit l'insolubilité des bouchons de calcite ainsi formés et donc la pérennité de la résistance des grains,
3. la chaux de pralinage en se décarbonatant sous l'action du gaz carbonique forme une sorte de prise « aérienne » qui agglomère durablement les granulats dans la partie superficielle de la couche en contact avec l'atmosphère.

F) Malaxage de la chaux

Le nombre de passages du malaxeur à déterminer sur chantier, dépend à la fois de la nature du sol et de la puissance de l'engin. Trois catégories de malaxeurs sont utilisées :

- pour les sols caillouteux ou graveleux, les malaxeurs à axes verticaux. Ils sont équipés de Rotors comprenant trois lames d'inclinaisons différentes (parfois à angles réglables pour mieux s'adapter à la nature du sol). Certains modèles récents peuvent recevoir, à l'avant, des socs qui effectuent un défonçage préalable. Leur rendement est de l'ordre de 1 000 à 3000 (m²/jour).
- pour les sols fins, les malaxeurs à axe horizontal. Les dents des rotors tendent maintenant à être verrouillées par des goupilles, afin de permettre un remplacement plus rapide lorsqu'elles sont endommagées, leur rendement est de l'ordre de 4 000 à 10 000 m²/jour.
- pour les sols présentant des éléments grossiers, les charrues à disques [30].



FigureIII-5 : *Système d'homogénéisation de sol avant d'ajouter un liant hydraulique.*

❖ **Méthode d'utilisation de la chaux dans le traitement du sol**

La plusieurs méthode utilise dans le traitement sol argileux gonflent des chaussées par la chaux, malaxage sur place et technique d'injection, colonnes de chaux.

○ **Malaxage sur place**

Manière générale, le traitement en installation annexe présente les avantages suivants :

- homogénéité du mélange
- réduction des émissions de poussière



FigureIII-6 : *méthode de malaxage sur place*

- **Technique d'injection**

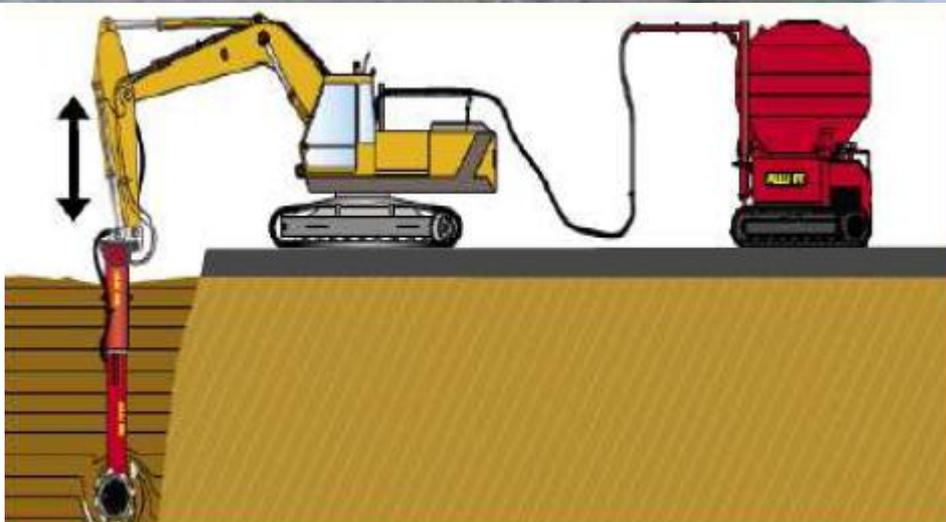


Figure III-7 : Technique d'injection

- ❖ **Avantages de la chaux**

Le traitement des sols en place à la chaux routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux.

- **Avantages technique**

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique permet la réalisation en remblais et en couches de forme, d'une couche traitée homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. En outre, cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure.

Cette technique assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, niorniérage et un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau et à l'effet de dalle induit. Enfin, le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

- **Avantages économiques**

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

L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier.

Enfin, le traitement des sols en place est une technique très économique, notamment du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution, avec décaissement.

- **Avantages écologiques et environnementaux**

Le travail à froid sensiblement la pollution et le rejet de vapeur nocives dans l'atmosphère. En outre, cette technique permet une importante économie d'énergie globale, par la réduction des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'utilisateur et aux riverains et une réduction de la fatigue du réseau routier adjacent au chantier.

La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables .Ce qui contribue à préserver l'environnement.

III.4.2.2.Stabilisation des sols au ciment

Introduction

L'objet de la stabilisation des sols au ciment permet d'améliorer les caractéristiques initiales des matériaux. En effet, elle peut s'appliquer à certains sols peu ou pas plastiques dont les teneurs en eau naturelles trop élevées ne permettant pas de réaliser des remblais dans de bonnes conditions [35] .Mais elle est surtout utilisé dans le but d'obtenir un développement rapide et durable des résistances mécaniques et des stabilités à l'eau et au gel. Ce procédé est utilisé pour :

- L'exécution des remblais.
- La réalisation des couches de forme de qualité.
- L'amélioration des portances des sols supports.

Le mécanisme de la stabilisation par le ciment comporte une action chimique due à la prise du ciment, créant des liaisons rapides et durables entre les grains du sol associée à une action due aux conditions des mises en œuvre.

Sols susceptibles d'être traité au ciment

On peut distinguer deux types de sols susceptibles d'être traités au ciment

○ **Les sols peu plastiques**

Dans ce type de sol, les argiles sont inexistantes ou en quantité insuffisante et une stabilisation classique à la chaux ne peut apporter un développement, même lent, des résistances mécaniques dues à la réaction argile-chaux.

Dans ces conditions, la stabilisation au ciment peut convenir pour permettre :

- ❖ Une réutilisation en remblai plus importante de certains matériaux humides, comme les craies par exemple.
- ❖ Une réutilisation en couche de forme du sol à une bonne teneur en eau (voisine de la teneur en eau optimale Proctor normal) comme certains matériaux graveleux ou sablo-graveleux, plus en moins pollués, les limons calcaires peu plastique et certains calcaires.

○ **Les sols plastiques**

Ce sont essentiellement les limons et les argiles qu'il convient d'ameublir avant l'adjonction du ciment de façon à garantir un contact suffisant entre le sol et le ciment. C'est pourquoi un traitement préalable à la chaux est souvent nécessaire [41].

Choix du ciment pour le traitement

Dans la gamme étendue disponible, le choix du type de ciment se fera sur différents critères :

- temps de prise assez long, pour la mise en œuvre.
- bonne résistance à moyen et long terme.
- compatibilité avec le sol à traiter.
- bon rapport qualité/prix.

✚ Processus de stabilisation par le ciment

Le ciment Portland est un matériau fin formé à partir d'un mélange de clinker et de gypse. Le clinker est composé principalement de quatre phases d'oxydes ; silicate tricalcique (C3S).

Silicate bicalcique (C2S), aluminat tricalcique (C3S) et fernaluminat tétracalcique (C4AF). Sachant que :

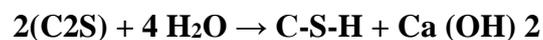
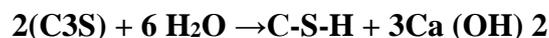


Les deux phases de silice calcique sont les plus importantes dans le processus de stabilisation. Lors de l'hydratation, ces deux phases produisent l'hydroxyde de calcium Ca(OH)_2 et l'hydrate de silice calcique (C3-S-H). L'hydroxyde de calcium fournit l'apport en calcium nécessaire à l'échange cationique, à la floculation de l'argile et à son agglomération. L'hydrate de silice calcique, quant à lui, apporte la résistance au sol traité. Lorsque le Ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol.

La solution devient donc saturée en hydroxyde de calcium. À mesure que les ions de calcium (Ca^{2+}) sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile. Après un certain temps (environ 12 heures). Une quantité importante de calcium et d'eau est consommée formant ainsi le



et le



Incorporé au sol, le ciment va se dissoudre et s'hydrater. L'hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres est suivie par une phase de cristallisation. En cristallisant, les constituants hydratés du ciment enrobent et relient les grains entre eux : c'est la prise hydraulique. Celle-ci conduit assez rapidement et durablement au durcissement du mélange et à sa stabilité à l'eau et au gel. Ce traitement assure l'augmentation de la portance.

La vitesse et le taux d'hydratation dépendent principalement :

- Des constituants du ciment et de leur finesse.
- De la présence de certaines substances (inhibition par les matières organiques).
- De la teneur en eau.
- De la température (toutefois, la prise hydraulique est nettement moins sensible à la température que les réactions pouzzolaniques dans la mesure où celle-ci reste supérieure à (0°C) [33].

L'ajout du ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes :

- L'échange cationique ;
- La floculation et l'agglomération de l'argile ;
- L'hydratation par cimentation ;
- Les réactions pouzzolaniques.

Le Ciment Portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux, soit celle de l'hydratation par cimentation.

Lorsque le Ciment Portland est hydraté, en plus du C-S-H, il forme également l'hydrate d'alumine-calcique (C-A-H) et le $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Le CS-H et le C-A-H forment un réseau servant de « colle » donnant une structure et de la résistance au mélange [40].

Action de la stabilisation par le ciment sur le sol

○ Actions immédiates

• Modifications de l'état hydrique

Les actions immédiates portent principalement sur l'état hydrique du sol qui subit un assèchement du fait de l'ajout d'une certaine quantité de matière sèche et, dans une moindre mesure de la perte d'eau consommée dans l'hydratation du liant. Cet assèchement qui, selon les dosages appliqués, reste théoriquement de l'ordre de 0,3 à 0,5 % de teneur en eau par pour-cent de liant.

• Modifications des caractéristiques de la fraction argileuse du sol

Avec certains liants spéciaux routiers comportant une forte proportion de chaux (vive ou éteinte), il faut également inclure dans les modifications immédiates la floculation des minéraux argileux, comme cela a été décrit pour la chaux (mais sans être ni aussi rapide, ni aussi intense) [37].

- **Actions à moyen et long terme**

On peut considérer, en simplifiant, que la prise hydraulique se développe en trois étapes. La durée de chacune d'elles dépend de la nature du liant et de la température du mélange.

La Première étape est celle du démarrage de la prise (également dénommée : phase dormante). Elle correspond au temps nécessaire à la mise en solution et à la précipitation sous forme de gel des silico-ferro-aluminates de calcium dans l'eau libre du sol. Ce temps qui correspond au « délai de maniabilité » peut varier entre 2 et 24, voire 48 h après fabrication du mélange. Ce délai est très important dans les opérations de traitement de sols, car il fixe la durée possible des opérations de mise en œuvre.

La Deuxième étape correspond au développement de la cristallisation du gel et donc de la rigidification du mélange provoquant la prise hydraulique proprement dite. Elle s'étend de quelques jours pour les liants à forte proportion de clinker à quelques semaines pour les liants à prise lente comme certains liants spéciaux routiers.

Enfin, une fois la prise terminée, c'est-à-dire après formation de la quasi-totalité des ferro- silico-aluminates hydratés, il y a une période dite de durcissement qui correspond à la Troisième étape durant laquelle on observe une poursuite de la croissance des résistances mécaniques. Sa durée peut s'échelonner, toujours suivant la nature des liants et pour les climats tempérés, entre quelques semaines et plusieurs mois.

Les durées de prise et de durcissement interviennent pour évaluer, d'une part, le temps au bout duquel il est possible de solliciter mécaniquement le matériau traité (notamment la possibilité d'être circulé par les engins de chantier) et, d'autre part, les délais d'étude nécessaires pour caractériser les résistances pouvant être escomptées à long terme avec la formule du mélange retenue [37].



Figure III-8 : *exemple (1) sur stabilisation par ciment*



Figure III-9 : *exemple (2) sur stabilisation par ciment*

III.4.2.3. Stabilisation par ajout de sable

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles :

Satyanarayana (1969), a étudié le comportement de l'argile de Black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marqué à partir 50% de sable) [42].

L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou, par mouvement latéral.

Komornik et Livneh (1969) cité par [40], ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est due à la faible densité sèche de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

Mouraux (1969), a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé.

- Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :
- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé.
- Le bas du remblai peut alors « encaisser » un gonflement éventuel [33].

Seed, Woodward et Lugren (1969) ont retenu trois paramètres significatifs de l'aptitude au gonflement d'un sol : Le pourcentage d'éléments argileux inférieur à $2\mu\text{m}$ et leur nature minéralogique, l'indice de plasticité et l'indice de retrait.

Les auteurs ont mesuré le potentiel de gonflement de sols artificiels préparés en mélangeant des minéraux argileux avec diverses quantités de sables. Ce mélange permet de diminuer le pourcentage. L'influence sur la pression de gonflement et, sa relation avec le pourcentage des éléments inférieurs à $2\mu\text{m}$ dans l'échelle bi logarithmique est linéaire [41].

Myondo (1979) cité par [39] a étudié l'effet du compactage et de la résistance au cisaillement de deux argiles de composition minéralogique différente mélangées avec le sable grossier à différents pourcentages. Il a obtenu les résultats suivants :

- ❖ La granularité et la minéralogie influent sur la compactibilité des sols.
- ❖ Mise en évidence d'une limite granulométrique à 30% d'argile (70% de sable) correspondant à la meilleure compacité obtenue sous l'effet de l'énergie de compactage Proctor modifié.
- ❖ Les résultats des essais de cisaillement sont :
- ❖ La cohésion augmente avec le pourcentage d'argile.
- ❖ Le coefficient de frottement (tg) diminue avec l'augmentation de la quantité des fines dans les mélanges argile-sable et la variation est presque linéaire.

❖ **Avantages du sable**

Le sable pourrait être utilisé soit avec une grave, soit avec un tuf calcaire ou gypseux

Les aspects économiques : sont évidents dans la mesure où l'utilisation du sable de dune permet une économie certaine dans le transport des matériaux, car son extraction n'est pas coûteuse et il est disponible d'une grande quantité et on peut le mélanger avec d'autres matériaux facilement.

Les intérêts techniques sont de deux types :

- Le sable peut contribuer à la densification des matériaux. Ceci permet, par la même occasion, l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques en augmentant le frottement interne et en améliorant la portance ;
- Il peut être utilisé pour diminuer la plasticité des matériaux de base.



Figure III-10 : *Stabilisation par ajout de sable.*

Deuxième partie

Chapitre IV

*Identification des
matériaux utilisés*

IV.1. Introduction

L'évolution actuelle du contexte socio-économique dans le domaine des ouvrages en terre (terrassements) est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques de mise en œuvre, notamment mécaniques, sont très faibles. Lorsque les sols sont de mauvaises caractéristiques géotechniques, il est généralement d'usage de procéder à trouver des solutions d'améliorations pour reprendre les charges appliquées par l'ouvrage. Plusieurs techniques de traitement des sols existent.

Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats des essais d'identification physiques et mécaniques réalisés sur les différents matériaux utilisés : sol naturel, sol+ bentonite, la chaux et le ciment.

IV.2. matériaux utilisés**IV.2.1. Sol naturel****IV.2.1.1. Intervention sur site**

L'échantillon de sol naturel a été prélevé à une profondeur comprise entre 5m et 10 m d'un chantier de construction d'une usine situé dans la ville d'Arbatache wilaya de Boumerdes.

IV.2.2. Bentonite

C'est un matériau argileux composé de plusieurs minéraux, principalement de la montmorillonite et d'un faible pourcentage de Kaolinite et d'illite avec en général quelques traces de quartz. La bentonite utilisée dans cette investigation provient de M'zila à Mostaganem. C'est un matériau non traité, de couleur grise et se présente sous forme de poudre finement broyée. Le gisement de bentonite de M'zila est situé au Nord-Est de la ville de Mostaganem et à environ 10 Km à l'est du village Achastas. Son analyse granulométrique montre qu'elle est constituée de plus de 90% d'éléments fins. Elle est très plastique, sa limite de liquidité est de 242%, sa limite de plasticité est de 35% et son indice de plasticité est de 207%. On remarque la valeur très élevée de la limite de liquidité qui prouve que ce matériau a une grande affinité à l'eau et une capacité d'absorption très élevée. L'indice de plasticité est aussi élevé.



Figure IV-1 : un sac de bentonite

IV.2.2.1. Composition chimique de bentonite

Sa composition chimique montre qu'elle se compose principalement de silice (58%), d'alumine (19%), avec de faibles pourcentages de ferrite, d'oxyde de magnésium, de calcium et de sodium, la perte au feu est évaluée à 13%.

Tableau IV-1 Composition chimique de bentonite

Composition	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO ₃	CaO ₂	Na ₂	PF
%	58	19	3	1	2	4	13



Figure IV-2 : la bentonite

IV.2.3. La chaux

L'intégration de la chaux dans les nouvelles techniques de réalisations routières s'est répandue ces dernières années dans plusieurs pays d'Amérique et d'Europe. Ce produit améliore la stabilité, l'imperméabilité

Les propriétés techniques des sols sont grandement améliorées par :

- La modification de tous les sols à grains fins en particulier les sols argileux et plastiques.
- La réaction avec les surfaces argileuses provoque une réduction de la plasticité.
- Une meilleure stabilité par la construction d'une couche à base solide.
- Dans cette étude notre choix s'est porté sur la chaux hydraulique provenant de l'usine de la wilaya de Saida.



FigureIV-3 : un sac de la chaux

IV.2.3.1. Identification de la chaux utilisée

- **Définition**

Ce sont des chaux aériennes, calciques résultant de l'extinction contrôlée des chaux vives, elles sont produites sous forme de poudre sèche, de pâte ou de coulis (lait de chaux).

- **Spécification du produit**

C'est un terme générique désignant toutes les formes physiques et chimiques dans lesquelles peuvent apparaître l'oxyde de calcium et de magnésium (CaO et MgO) et /ou l'hydroxyde de calcium et /ou de magnésium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et $\text{Mg}(\text{OH})_2$.

Dans la suite, on présente les résultats des analyses physico-chimiques de notre chaux éteinte

- **Caractéristiques physico-chimiques de la chaux éteinte**

A) Caractéristiques physiques

La chaux est caractérisée :

- par sa granulation représentée par les passants au tamis de 80μ sont supérieur à 90 %
- par sa teneur en eau libre < 2%

La chaux éteinte a utilisée dans cette étude à une teneur en eau libre de 0.5 % et des passants au tamis de 80μ de 96%.

B) Caractéristiques chimiques

La chaux est caractérisée :

- ❖ par sa teneur en oxyde de calcium libre (ou chaux libre) teneur en $\text{CaO} > 50\%$, (Norme NF 196-2)
- ❖ éventuellement par sa teneur en oxyde de magnésium $\text{MgO} < 6\%$ (normes NF 044 – 145, NFU 44 – 146, NF 44 -147 ou NF U44-148).

Le tableau représente les caractéristiques chimiques de la chaux utilisée

Tableaux IV-2 : Caractéristiques chimiques de la chaux

Composition chimique	Quantité (%)
Insolubles (INS)	14.94
Carbonate de calcium (CaCO_3)	78.81
MgO (%)	< à 4
Perte au feu a 1050° PF	35.76
Oxyde de fer d'Alumine (R_2O_2)	4.08
Sulfates ($\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$)	TRACES
Anydride carbonique CO_2	34.68
Chlorure de Sodium (Na Cl)	0.29
Eau de constitution (H_2O)	1.08

La chaux fabriquée au niveau de l'usine de Saida est bien surveillée par son laboratoire de Contrôle afin de fournir une meilleure qualité du produit.

Selon les résultats trouvés et les thèmes de spécification déjà cités, on peut dire la chaux hydratée de Saida est conforme pour son utilisation dans le traitement des remblais routiers.



FigureIV-3 : la chaux

IV.2.4.Le ciment

Le ciment Portland est un liant hydraulique qui réagit avec l'eau pour donner une masse dure. Il est fabriqué par mélange de clinker de Portland et 5% de gypse. Sa surface spécifique varie entre 300-550 m² / kg. Il comporte des silicates aluminates et sulfates de calcium. Lors de l'hydratation, le ciment forme de la chaux éteinte appelée Portlandite. Les réactions entre sol ciment et eau commencent par un échange de cations puis la production d'agents de cimentation.

En fonction de la composition du ciment et de la composition minéralogique du sol, des réactions chimiques peuvent se produire entre l'hydroxyde de calcium et les silices et alumines solubles présentes dans l'argile donnant une modification de la structure des

particules et une augmentation de la résistance au gonflement – retrait. Approximativement après deux heures d'exposition du mélange sol – ciment à l'humidité, la liaison entre particules est faite et le compactage est complet. Une manipulation supplémentaire du matériau traité peut casser les liaisons établies. Le gain en résistance peut continuer encore pendant plusieurs jours. La modification des particules à ce stade du processus de réaction est empêchée par l'état des liaisons.

Le mélange du ciment à l'eau initie un processus chimique l'hydratation qui forme une pâte dure. Quand les particules de ciment subissent l'hydratation, un gel cimentaire fin se forme autour des particules. Les produits de la réaction constituant le gel incluent le gel CSH, l'ettringite et le monosulfate. Puisque le gel cimentaire est poreux et contenant de l'eau de cristallisation, son volume va augmenter plus que celui du ciment avant la réaction. Ainsi, dès que la réaction entre le ciment et l'eau se produit, les vides entre les particules du ciment se remplissent graduellement avec le gel. En même temps, la pâte du ciment augmente de densité et devient plus résistante (Janz, Johansson, 2002).

Comme déjà mentionné, l'action de stabilisation par le ciment est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et de la température. De plus, la présence de chaux dans le ciment provoque des réactions d'échange. Le ciment est fréquemment utilisé dans le traitement des sols de surface. Les pourcentages utilisés varient de 2 à 6% (Thomas, 2002).

Haofeng et al (2009) rapportent que la résistance à la compression à 7, 14 et 28 jours augmente avec le pourcentage de ciment.

L'ajout de ciment à une argile gonflante augmente sa résistance, diminue sa plasticité et réduit son potentiel de variation de volume. Le ciment augmente aussi la limite de retrait et améliore la résistance au cisaillement du sol traité.

Il a été montré qu'un gain considérable en résistance est souvent enregistré dans les sols traités au ciment seul ou combiné à la chaux (Ahenberg et al, 1995) référence citée par (Janz et Johansson 2002). Le ciment a permis la stabilisation des sols à problèmes contenant les matières organiques et ayant une teneur en eau élevée.



FigureIV-5 : le ciment

IV.3. Préparation de l'échantillon

Comme mentionner au début du chapitre, nous avons utilisé Pour cette étude 70% de sol et 30% de bentonite.

En premier lieu le sol naturel est séché à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, ensuite broyé, et tamisé au tamis de 20 mm. La deuxième consiste à ajouter les 30% de bentonite. Puis le mélange de sol obtenu est malaxé et stocker dans des sacs en plastiques pendant 24 heures pour une bonne homogénéisation.



Figure IV-6 : Préparation de l'échantillon.

IV.3.1. Paramètres physiques d'identifications**IV. 3.1.1. L'analyse granulométrique**

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à 80 μm (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μm (NF P94-057).

L'analyse granulométrique sol jusqu'au diamètre de 80 μm se fait en utilisant une série de tamis (NF P94-056).

▪ Conduite de l'essai

Les opérations préalables à effectuer sont les suivantes :

- 1) Détermination de la teneur en eau **W** sur fraction de l'échantillon. La teneur en eau est déterminée en pesant l'échantillon dans son état humide naturel (Mh) et après séchage à 105°C (Ms). Par convention, la teneur en eau est égale au quotient du poids d'eau contenu dans l'échantillon par le poids du sol sec.
- 2) Lavage de l'échantillon humide sur un ou plusieurs tamis d'ouverture décroissante afin de protéger le tamis d'ouverture la plus faible (généralement le tamis de 0.08mm).
- 3) Les eaux de lavage sont récupérées dans le cas où l'on souhaite effectuer des analyses complémentaires sur les éléments fins. Dans le cas contraire. Ces eaux sont éliminées.
- 4) les différents refus ainsi isolés sont regroupés et mis à sécher à l'étuve à 105°C figure (VI – 7) (cas a, cas b).

**Cas a****Cas b****Figure IV-7 : Essai de Granulométrique (Cas A, B).**

La granulométrie est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la dimension moyenne des grains exprimée sous forme pourcentage du poids total du matériau.

Elle est tracée en diagramme semi logarithmique :

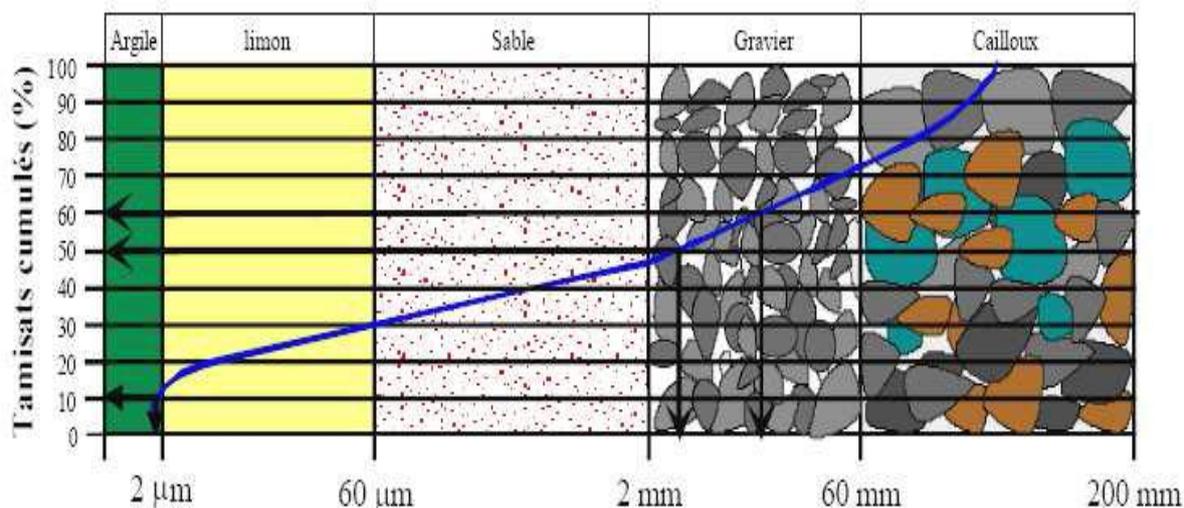


Figure IV-8 : Diagramme semi logarithmique par granulométrie.

L'analyse granulométrique du sol pour les particules inférieure ou égale à 80 µm 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**

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 80g + 10g 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'hexamé ta phosphate de sodium($\text{Na}_6 (\text{PO}_3)_6, 10 \text{H}_2\text{O}$); Figure IV-9



Figure IV-9 : *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 – 80 – 240- 1440) calculer le pourcentage des tamisas et complète la courbe granulométrique



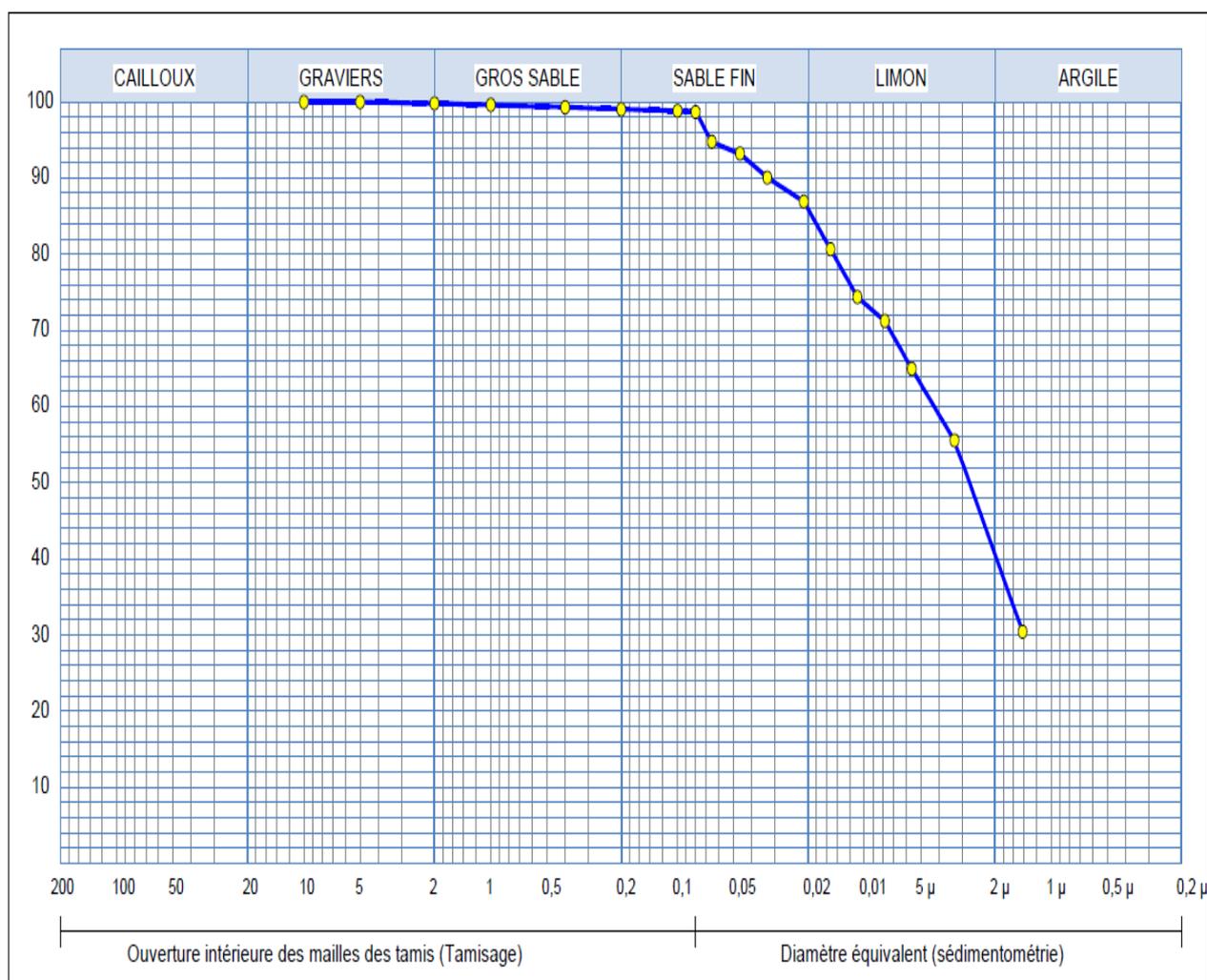
Figure IV-10 : *Essai de Sédimentation.*

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

▪ **Interprétation des résultats**

A) Sol naturel

La courbe granulométrique du sol naturel représentée sur la Figure (IV-11) montre qu'il est constitué que plus de 98,69 % de grains sont inférieures à 80 µm et plus de 30,44 % des grains de ce sol sont situent à 2µm. Ce qui nous permet dire que cet échantillon représente un sol limon



FigureIV-11 : la courbe granulométrique de sol naturel.

B) Sol + bentonite

La courbe granulométrique du sol naturel + bentonite représentée sur la figure (IV-12) montre qu'il est constitué que plus de 96,60 % de grains sont inférieures à 80 μm et plus de 30,44 % des grains de ce sol sont situent à 2 μm . Ce qui nous permet dire que cet échantillon représente un sol limon

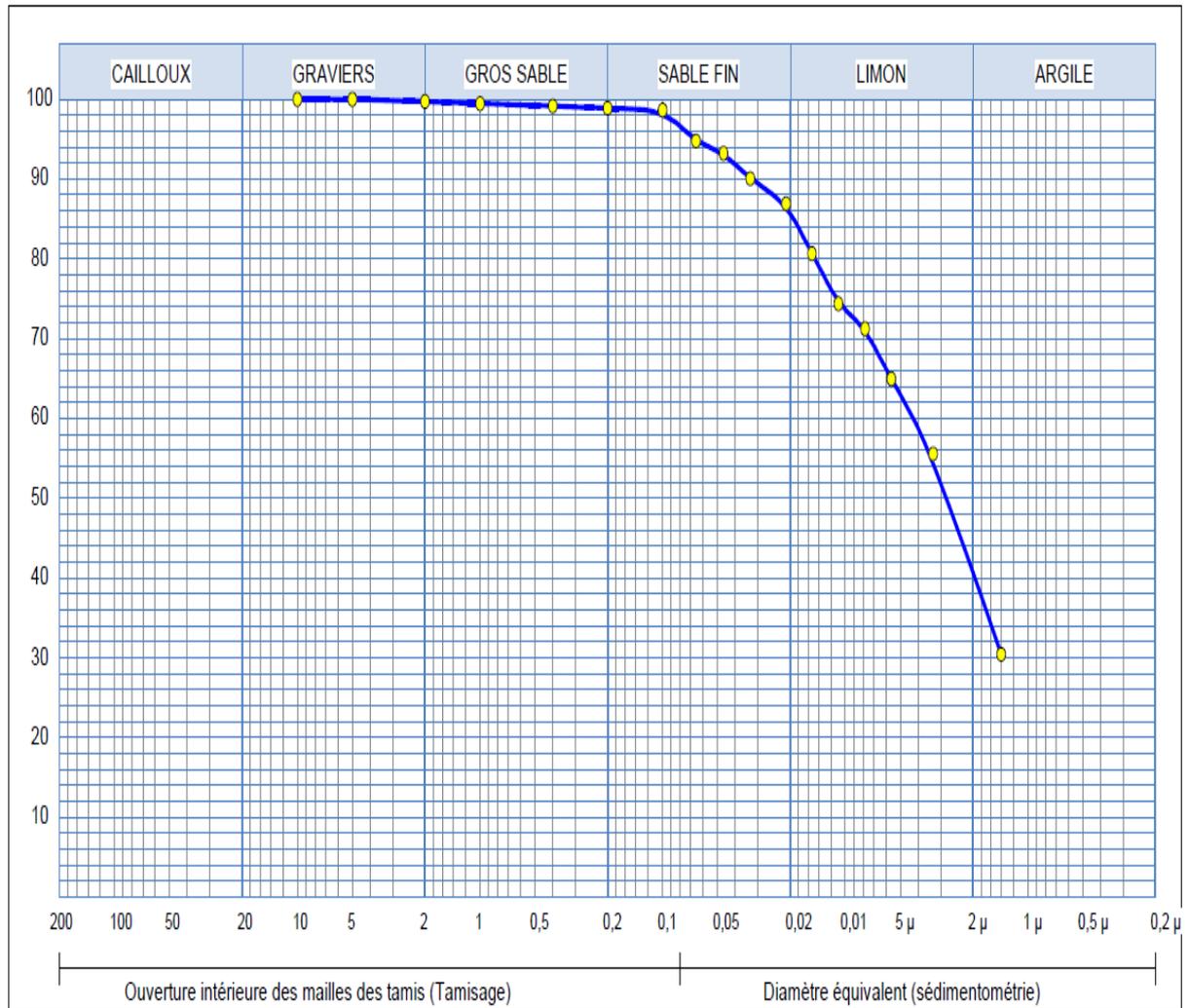


Figure IV-12 : la courbe granulométrique de sol + 30% bentonite.

IV. 3.1.2. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)**Principe**

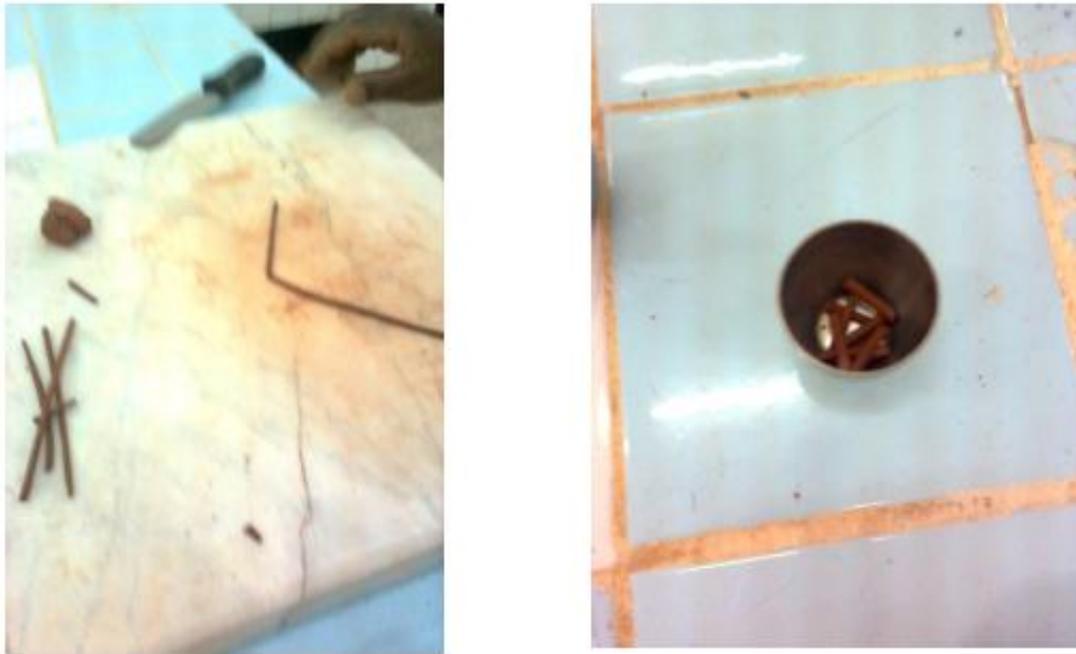
- 1) Imbiber l'échantillon dans un récipient.
- 2) Tamiser l'échantillon dans un tamis 0.04mm et récupérer le tamisassent.
- 3) Sécher le matériau dans une étuve réglée à 105°C pour les sols non gypseux à 55°C pour les sols gypseux.
- 4) Placer l'échantillon de sol dans la coupelle et tracer un sillon avec l'outil à rainurer, par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à la fermeture d'un cm (1cm) des lèvres de la rainure après 25 chocs.



Figure IV-13 : Limite de Liquidité.

Prélever à l'aide d'une spatule deux échantillons des lèvres de la rainure dans des godets qu'on pèse puis les portes à l'étuve.

- 5) Mesure de la limite de liquidité.
- 6) Mesure de la Limite de plasticité



FigureIV-14 : *Limite de Plasticité.*

A partir d'une boulette que on roule, sur marbre, à la main en forme un rouleau mince jusqu'à 3 mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15cm.

IV. 3.1.2.2Appareil de Casagronde

Il est constitué d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois bakélinisé. L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10mm sur le bloc de bois dur, chaque choc entraînant la fermeture progressive de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectuée à l'aide de l'outil à rainurer (figure IV -15).



Cas a



Cas b

Figure IV-15 : Appareil de Casagrande (cas a, b).

Préparation l'échantillon figure (IV – 16) : pendant évacuation l'échantillon d'étuve, malaxe les échantillons.



FigureIV-16 : Préparation de L'échantillon.

IV. 3.1.2.3. Activité des argiles

Les limites d'Atterberg sont fonctions des dimensions des grains et de la composition minéralogique du sol. Pour une argile contenant des particules solides assez grosses, Skempton (1957) a montré que l'indice de plasticité dépend de la quantité de grains solides de dimensions inférieures ou égales à $2\mu m$

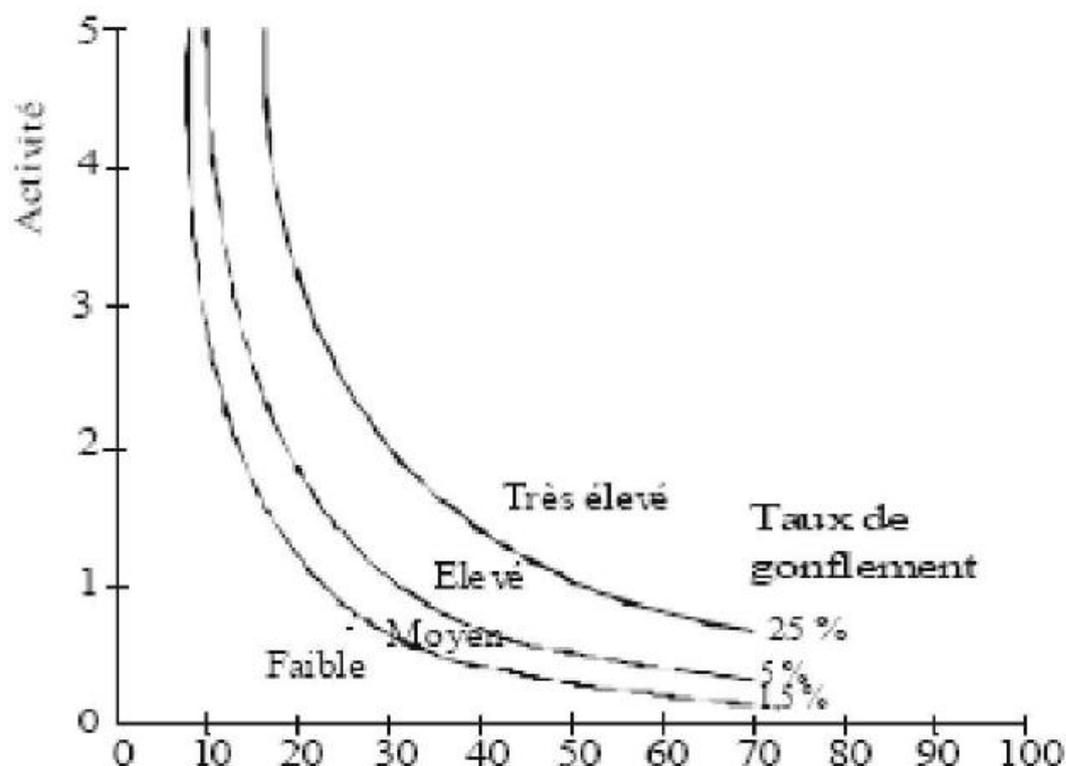
$$A_c = \frac{\text{indice e plasticité}}{\% \text{ élément inférieur à } 2 \mu m}$$

Ac : est défini comme étant l'activité colloïdale du sol. A titre indicatif le tableau IV-3 donne l'indice de plasticité, l'indice de liquidité et l'activité pour différents types d'argiles.

Tableaux IV-3 : Activité des argiles

Minéraux l'argileux	I_L	I_P	Activité
Kaolinite	40 – 60	10 – 25	0.4
Illite	80 – 120	50 – 70	0.9
Sodium montmorillonite	700	650	7
Autre montmorillonite	300 – 650	200 - 550	1.5
Sol granulaire	20 et <	0	-

Plusieurs auteurs ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité du matériau AC figure (IV-17)



FigureIV-17 : Diagramme de Classification du Potentiel de Gonflement.

Le tableau (IV-4) montre des ordres de grandeurs du potentiel de gonflement des sols en fonction de leur activité.

Tableaux IV-4 : Potentiel de gonflement fonction de l'activité

Activité A_c (%)	Degré d'activité	Taux de gonflement
< 0.75	Inactif	Peu expansif
$0.75 < A_c < 1.25$	Moyennement actif	Moyennement expansif
> 1.25	Très actif	Très expansif

A) Indice de plasticité I_p

Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité :

$$I_p = W_L - W_P$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique. (**R.Dupain R.Lanchon J.C.Saint.Arroman**).

Tableaux IV-5 : Classification de l'argile d'un sol selon l'indice de plasticité I_p .

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

Un sol, dont l'indice I_p est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus I_p est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants. I_p précise donc aussi les risques de déformation du matériau.

Tableaux IV-6 : *Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux.*

Minéraux argileux	Lons métalliques	W _p (%)	W _L (%)	Indice de plasticité I _p
Kaolinite	N _a	32	53	21
	K	29	49	20
	C _a	27	38	11
	M _g	31	54	23
	F _e	37	59	22
Montmorillonite	N _a	54	710	656
	K	98	660	562
	C _a	81	510	429
	M _g	60	410	350
	F _e	75	290	215
Illite	N _a	53	120	67
	K	60	120	60
	C _a	45	100	55
	M _g	46	95	49
	F _e	49	110	61
Argile d'Orly (France)	-	32	18	14
Argile de Londres	-	80	30	50
Argile de Mexico	-	500	375	125

B) Indice de consistance I_c

Cet indice prend en considération la teneur en eau naturelle w d'un sol et les limites d'Atterberg permettent de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{W_L - w}{I_P}$$

Tableaux IV-7 : Etat du sol en fonction de 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

- **Interprétation des Résultats**

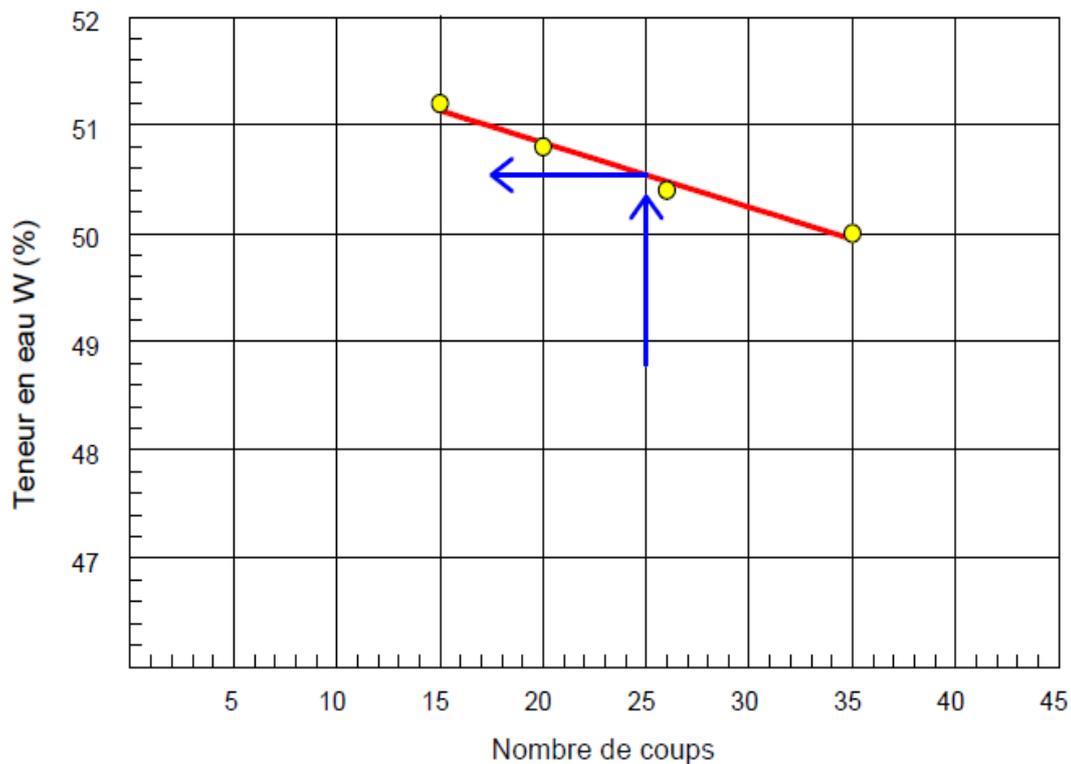
- A) Sol naturel

- **Limite de liquidité**

$$W_L(\%)=50.54$$

Tableaux IV-8 : Limite de liquidité de sol naturel

Echantillons n°	$W_L(\%)$
1	51.2
2	50.8
3	50.4
4	50



FigureIV-18 : Limite de liquidité de Sol naturel

- Limite de plasticité

$$W_p(\%)=25.10$$

Tableaux IV-9 : Limite de plasticité de sol naturel

Echantillons n°	W _L (%)
1	25.20
2	25.10
3	25.00

- **Indice de plasticité**

$$I_P = W_L - W_P$$

$$I_P = 25.44$$

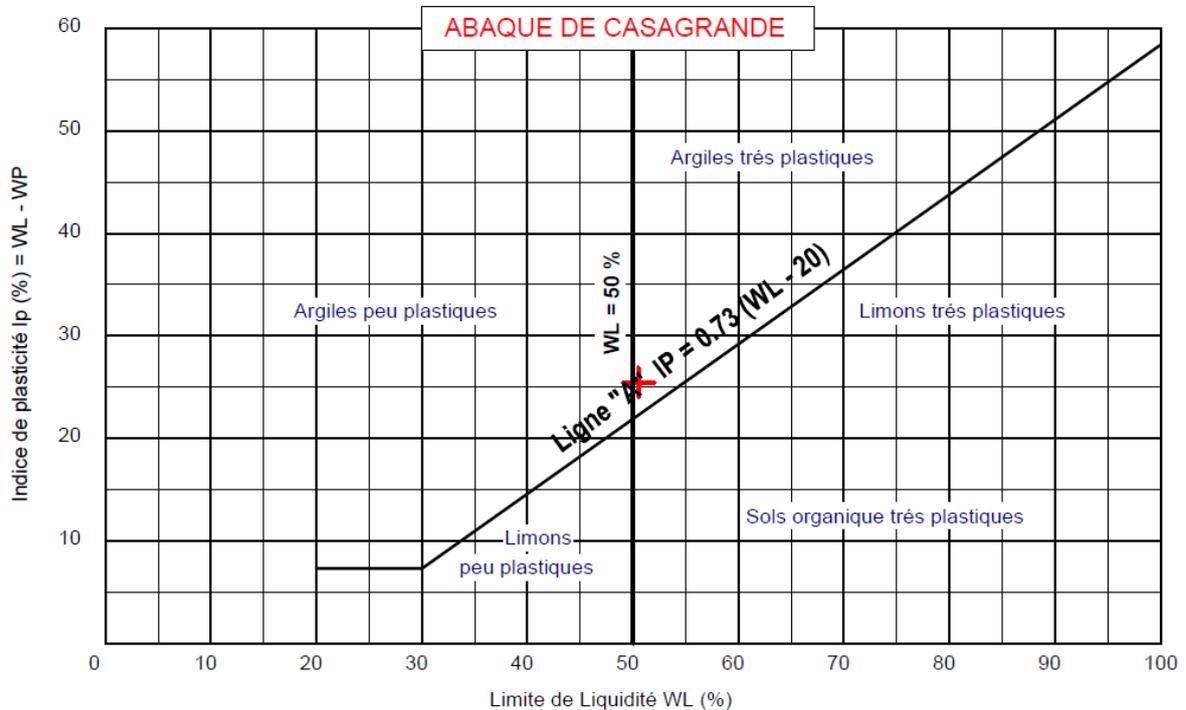


Figure IV-19 : classification d'indice de plasticité de sol naturel

A l'aide de l'abaque de la figure IV-19 que le sol naturel est un sol plastique

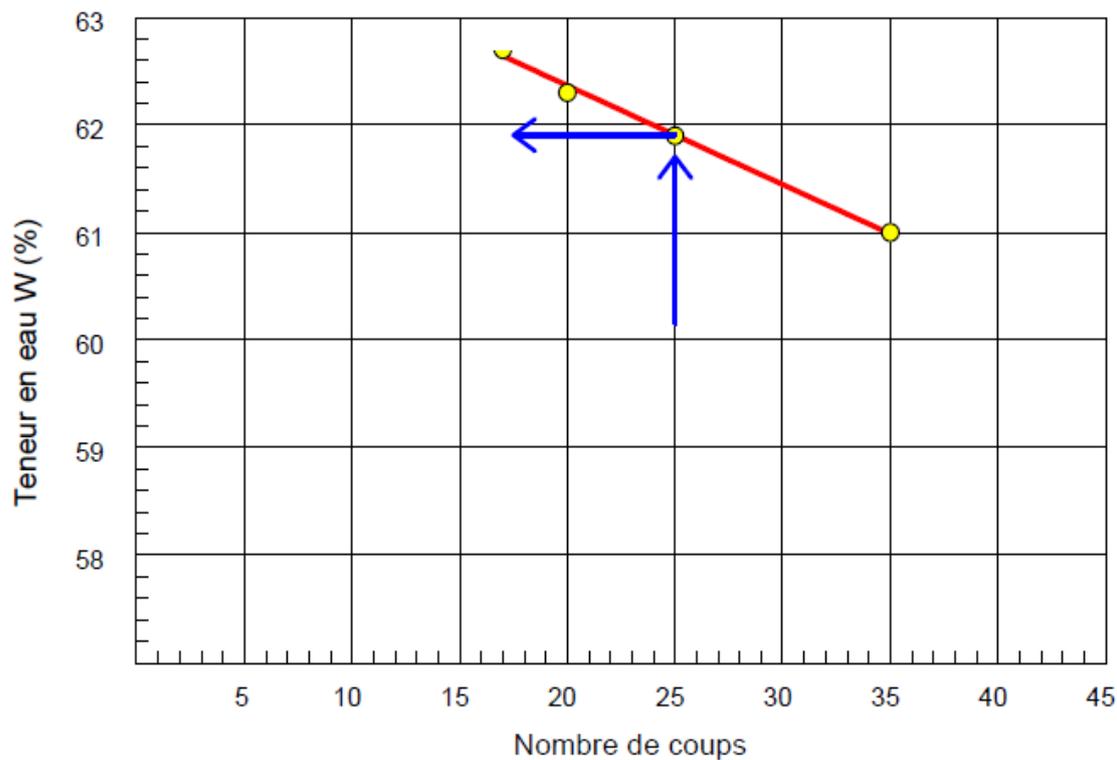
B) Sol + bentonite

- **Limite de liquidité**

$$W_L(\%) = 61,91$$

Tableaux IV-10 : Limite de liquidité de Sol + bentonite

Echantillons n°	W _L (%)
1	62.60
2	62.20
3	61.80
4	61.00



FigureIV-20 : Limite de liquidité de Sol naturel+30% bentonite

- Limite de plasticité

$$W_P(\%)=30,10$$

Tableaux IV-11 : Limite de plasticité de sol + bentonite

Echantillons n°	W _L (%)
1	30.2
2	30.1
3	30

- **Indice de plasticité**

$$I_P = W_L - W_P$$

$$I_P = 31,81$$

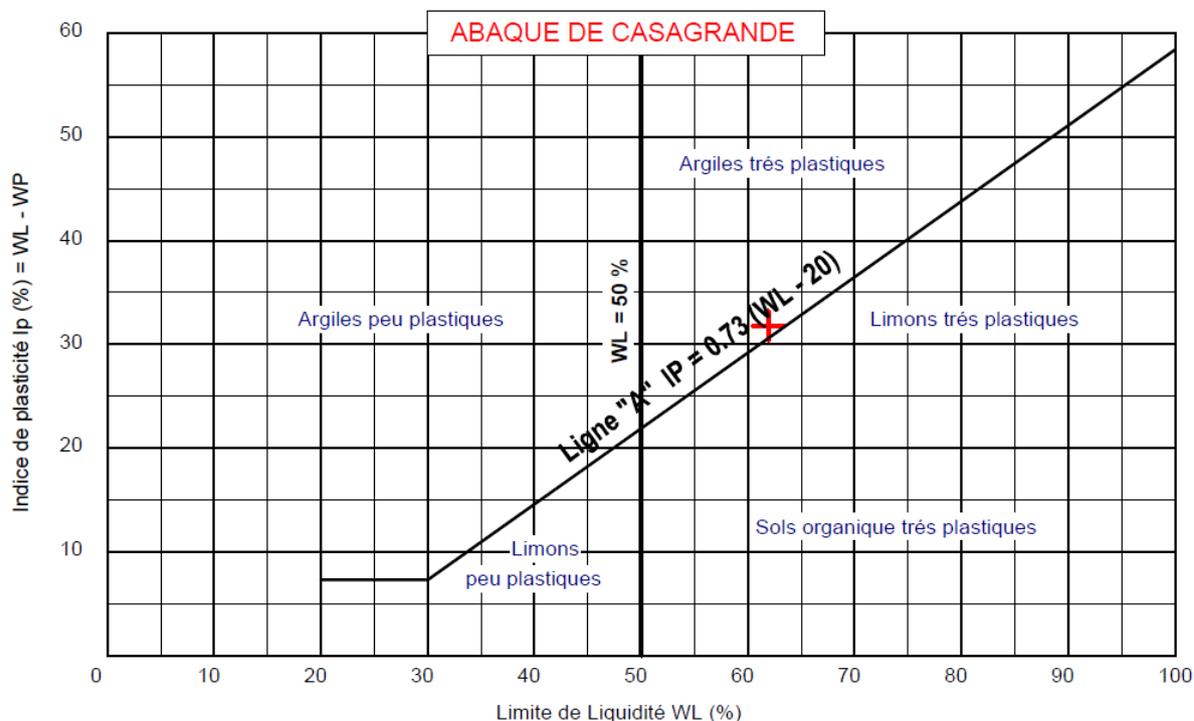


Figure IV-21 : classification d'indice de plasticité de sol naturel+ bentonite .

A l'aide de l'abaque de la Figure IV-21 que le sol+ bentonite est une argile très plastique

IV. 3.1.3.Essai bleu de méthylène NF P 94-068

○ Principe de l'essai

Les minéraux argileux présents dans les sols sont principalement issus de l'altération physico-chimique des roches. La structure cristalline feuilletée des argiles leur confère un ensemble de propriétés de comportement lie à leur affinité pour l'eau (appelée activité). Ce qui entraîne les phénomènes de gonflements, de plasticité et de cohésion constatés sur ces sols.

L'essai au bleu méthylène permet d'apprécier globalement l'activité de la fraction argileuse d'un sol en mesurant la surface interne et externe des grains argileux. Pour ce faire, on fixe, sur les grains d'argile, des molécules de bleu de méthylène et par un test simple, on

VBS, qui est un indicateur essentiel dans la classification des sols concernés par les travaux de terrassements.

○ **Préparation de l'échantillon**

L'essai est effectué sur la fraction granulométrique 0/5mm du matériau, car ce sont principalement les éléments les plus fins (inférieurs à 2mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et exprime donc de manière quantifiée la sensibilité du sol à l'eau.

On prépare 30g de fraction 0/5 mm sèche que l'on met à tremper dans 500 ml d'eau déminéralisée. Le tout est maintenu en agitation permanente au moyen de l'agitateur à ailettes.

Le dosage consiste à injecter successivement des doses bien déterminées de bleu de méthylène dans la suspension de sol, jusqu' à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test de la tache permet de repérer l'instant de cette saturation.

On prélève une goutte de liquide dans le bêcher contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm). Deux cas sont possibles :

- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,
- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu ; le test est positif. (Figure IV– 22).

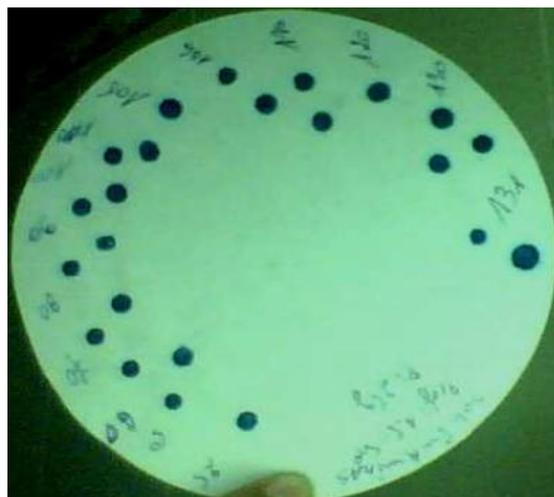


Figure IV-22 : les gouttes de bleu méthylène sur un papier filtré .



Figure IV-23 : Essai Bleu de Méthylène.

○ **Classification des sols après essai**

- VBS = 0.1 : sol insensible à l'eau.
- VBS= 0.2 : apparition de la sensibilité à l'eau.
- VBS = 1.5 : seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo- argileux.
- VBS = 2.5 : seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
- VBS = 6 : seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
- VBS = 8 : seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

Surface de bleu de méthylène $21 \cdot \text{VBS}$

$$\text{VBS} = \frac{V}{M} \times c (1+w)$$

○ **Interprétation des résultats**

A) Sol naturel

La valeur de (VBs) pour sol naturel

$$\text{VBs} = 4,33 \text{ [mg/l]}$$

B) Sol +bentonite

La valeur de (VBs) pour sol + bentonite

$$VBs = 4,5 \text{ [mg/l]}$$

Tableaux IV-12 : résultats de bleu méthylène

	Sol naturel	Sol + bentonite
VBs [mg/l]	4.33	4.5

A l'aide de l'abaque de la Tableaux IV-1 que le sol *naturel* est un sol de plasticité moyenne

A l'aide de l'abaque de la Tableaux IV-1 que le sol + bentonite est un sol de plasticité moyenne



Figure IV-24 : les essais réalisés de bleu méthylène

IV. 3.1.4. Essai Proctor

C'est l'un des essais les plus utilisés en géotechnique routière. Il a pour but de déterminer au laboratoire les conditions de compactage d'un sol donné en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage. A une énergie de compactage donnée, il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale (W_{opt}) et la densité maximale ($\gamma_{d_{max}}$) Proctor correspondantes.

○ Matériel

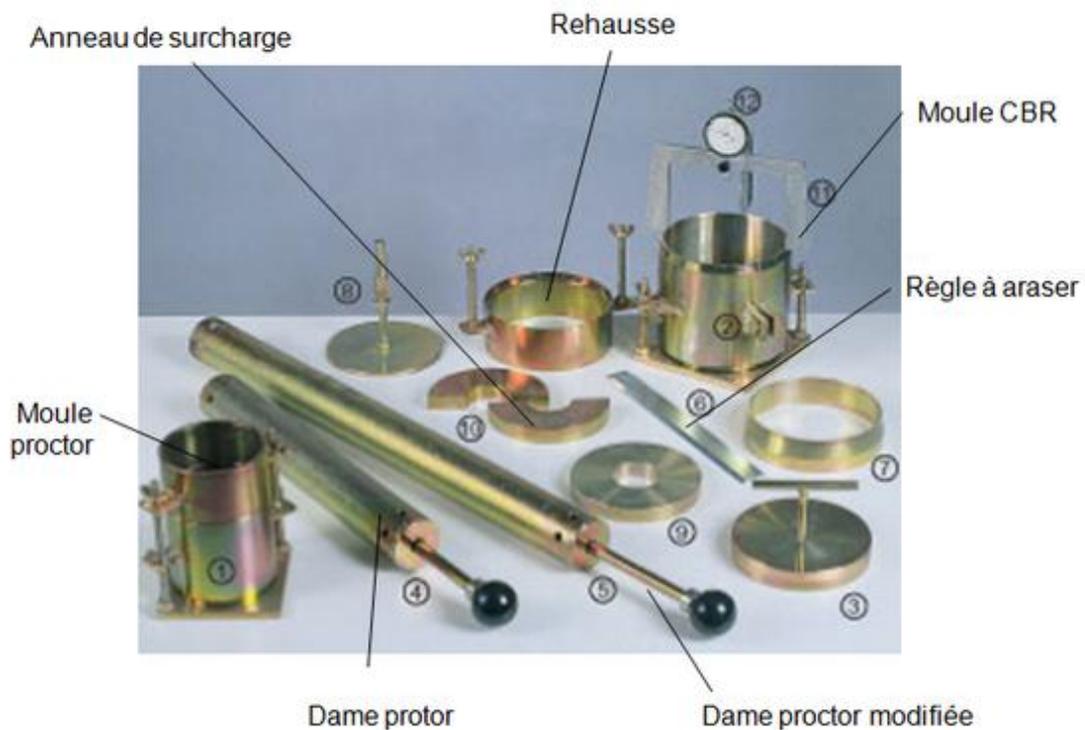


Figure IV-25 : matérielles d'essai Proctor

○ Mode opératoire

Cet essai s'effectue sur un matériau ne comportant pas des éléments supérieurs à 20mm. Dans un échantillon de matériau en provenance d'un emprunt ou du chantier, le passer à l'étuve à 105°C, le laisser sécher pendant 24h, le passer au tamis de 20mm, faire le quartage ou mieux par échantillonnage, peser au moins 7 à 8 kg de matériau. Y ajouter une quantité d'eau jusqu'à ce que les poussières ne remontent plus.

Enfin à l'aide de la pellette de remplissage, on procède au compactage, de la 1^{ère} à la 3^{ème} couche, damée de 25 coups chaque pour un point. Nous réaliserons 3 à 5 points pour obtenir une courbe. Démouler à chaque point, faire une prise de teneur en eau dans des tares, et les placer dans une étuve à 60°C jusqu'à dessiccation totale. Après avoir séjourné 24h à l'étuve, et on pèse enfin, on calcule.

- **Interprétation des résultats**

A) Sol normal

Tableaux IV-13 : la densité par rapport à la teneur en eau de sol naturel

W(%)	Densité sèche (t/m ²)
16,2	1,60
17,7	1,64
19,3	1,69
20,2	1,66

D'après le tableau la teneur en eau optimale de notre sol est de 19.3 % et sa densité sèche est de 1,69

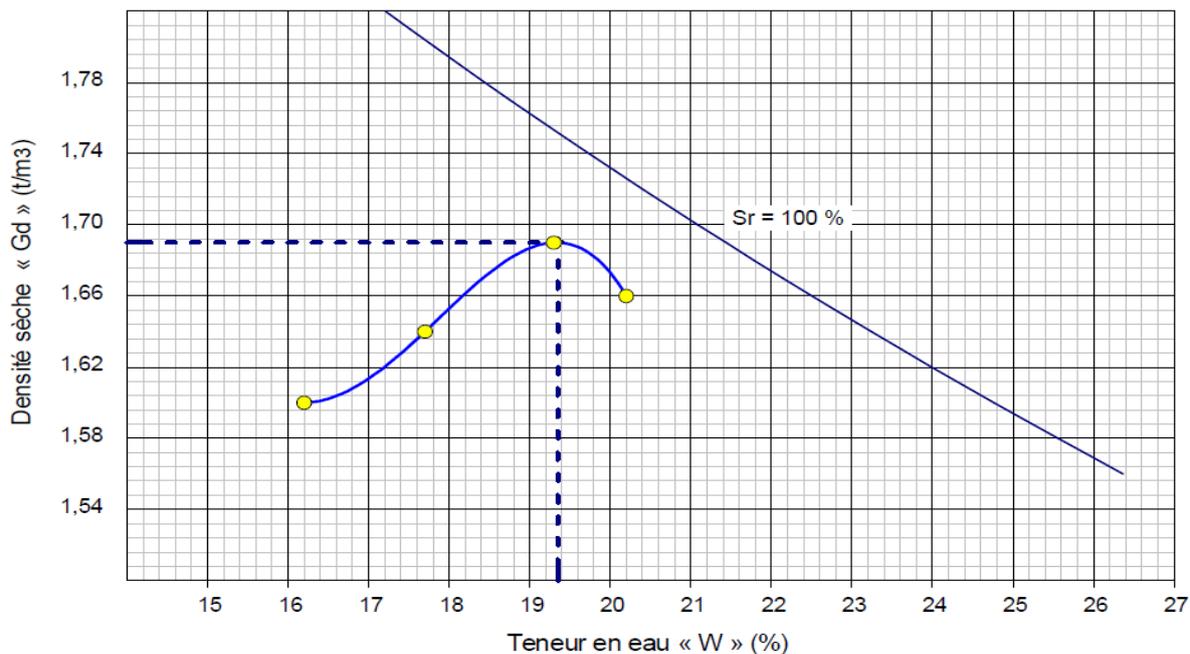


Figure IV-26 : La courbe Proctor de sol naturel

L'optimum Proctor pour la teneur en eau du sol naturel est égale à 16.1% avec une densité sèche de 1.62 (t/m³)

$$\gamma_{d \max} = 1,69 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$W_{\text{opt}} = 19,4 \text{ (\%)}$$

B) Sol normal+ bentonite

Tableaux IV-14 : la densité par rapport à la teneur en eau de sol + bentonite

W(%)	Densité sèche (t/m ²)
18,8	1,53
19,9	1,56
21,5	1,58
23,5	1,55

D'après le tableau la teneur en eau optimale de notre sol est de 21,5 % et sa densité sèche est de 1,58

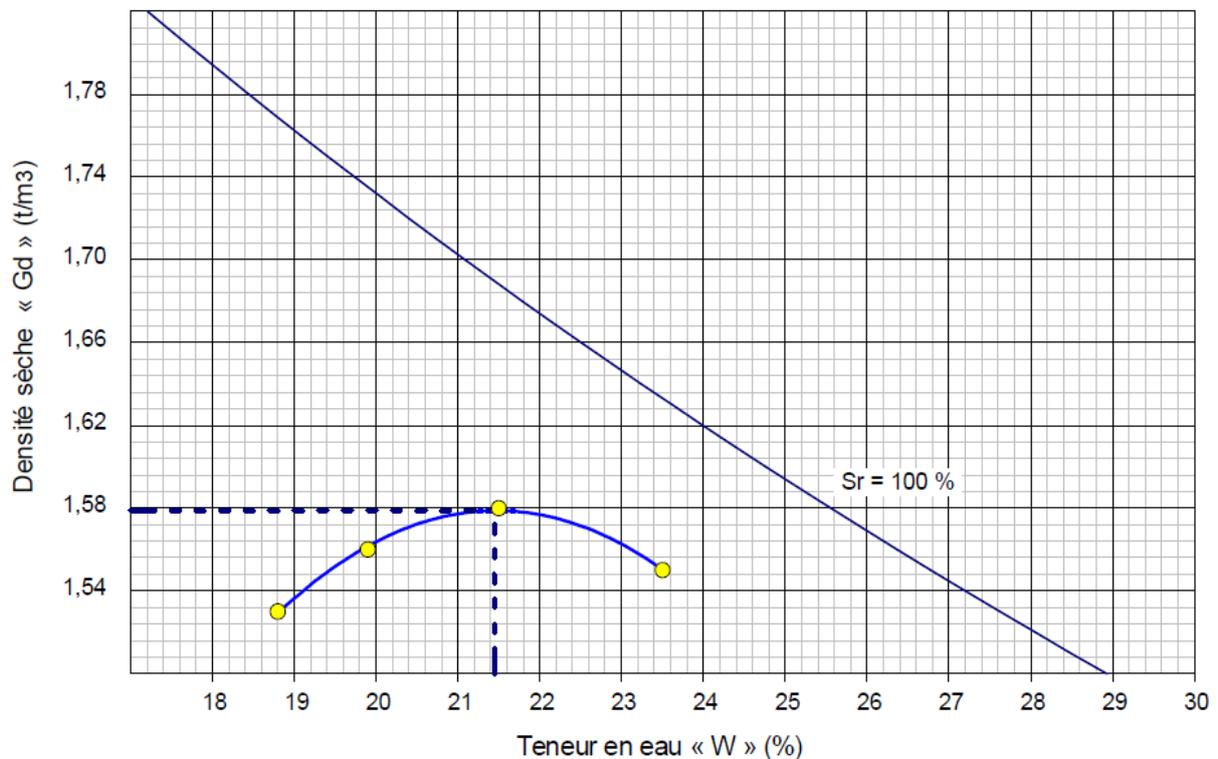


Figure IV-27 : La courbe Proctor de sol naturel + bentonite

L'optimum Proctor pour la teneur en eau du sol naturel est égale à 21,5% avec une densité sèche de 1,58 (t/m³)

$$\gamma_{d \max} = 1,58 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$w_{opt} = 21,5 \text{ (\%)}$$

IV. 3.1.5. Essai CBR

- **But de l'essai CBR**

Détermination de la portance du sol donné, il s'agit en fait de comparer la portance du sol que l'on est en train de tester à la portance d'un sol standard de l'état de Californie aux Etats Unis.

- **Appareillage**

- ✓ 3 moules standard CBR
- ✓ Disques d'espacement de 151mm de diamètre et 25,5mm d'épaisseur

- ✓ Des disques de surcharge annulaire en plomb de 2,265kg en deux parties de diamètre extérieur de 150mm de diamètre intérieur de 27mm.
- ✓ 1 presse hydraulique de 60kn pouvant assurer une vitesse de poinçonnement de 1,27 mm / minute.
- ✓ Des anneaux de 30kn et 60kn.
- ✓ Des bacs de contenance de 35kg environ
- ✓ Pelle à main, truelles, mains métalliques, pinceau
- ✓ Eprouvette graduées de 250cm³ et 500cm³ par la mesure de la quantité d'eau d'humidification.
- ✓ Les tares pour pèse de teneur en eau
- ✓ 1 balance de portée maximale de 30kg précise à 5g
- ✓ 1 balance de précision d'une portée maximale de 2kg précise à 0,01g
- ✓ 1 étuve ventilée réglable à 105°C et 60°C
- ✓ des disques de papier filtre correspondant aux côtés moule CBR
- ✓ Couteau maillet, burin, marteau, plane à araser.
- ✓ 1 chronomètre.
- ✓ 1 cadencemètre (indicateur de cadence)

- **Mode opératoire**

- **A) Préparation de l'échantillon**

L'essai sera réalisé à la teneur en eau optimale déterminée par l'essai Proctor modifié. De ce fait il conviendra de préparer le matériau de la même manière que pour l'essai Proctor à savoir :

1. Le matériau sera séché à l'air ou à l'étuve à 60°C maximum ; on se contentera d'un des séchages partiels suffisant sans être excessif.
2. Suffisant pour se déplacer nettement côté sec de la courbe Proctor et pour permettre lors du tamisage des éléments supérieur à 20mm une séparation de ces élément sans entraînement des particules fines.
3. Sans être excessif pour ne pas éliminer l'eau absorbée qui ne serait pas un peu reconstituée lors de l'opération de mouillage.
4. Après avoir éliminé par tamisage les éléments supérieurs à 20mm, le matériau sera pulvérisé ; on écrase les mottes de terre en veillant à ne pas briser les graviers.

5. On devra réaliser 3 moulages à 3 énergies de compactage différentes, il faut donc prévoir au moins 3 x 5,5kg de matériau écrêté à 20mm.
6. La connaissance de la teneur en eau du matériau en cours de préparation est nécessaire. Ensuite par calcul on déterminera la quantité d'eau
7. Ce matériau sera mouillé en malaxant soigneusement pour homogénéisation, il sera ensuite conservé jusqu'au lendemain dans des sacs étanches pour assurer une bonne humidification. L'opération de compactage n'ayant lieu que le lendemain il est possible de vérifier avec précision la teneur en eau. L'essai ne sera réalisé que si le matériau est effectivement à la bonne teneur en eau avec une précision de $\pm 0,2\%$
8. Si le matériau est légèrement trop humide, on devra le laisser aérer en l'homogénéisant soigneusement.
9. Si cette ultime correction consiste en un léger apport d'eau, avec peu d'expérience, le risque d'erreur n'étant pas grand, on pourra commencer sans retard l'essai une dernière vérification de la teneur en eau pouvant être effectuée à posteriori.
10. Par contre si cette ultime correction consiste à laisser sécher le matériau, même légèrement vérifié la teneur en eau avec précision.

B) Compactage et imbibition

1. On prépare d'abord le moule, il faut veiller à ce qu'il soit propre et en bon état. On pèse le tout à 5g près, puis on place le disque d'espacement.
2. On introduit ensuite le matériau selon le processus de l'essai Proctor modifié en 5 couches successives d'égales épaisseurs qui seront chacune compactée avec la même dame Proctor modifié selon les énergies de compactage différentes qui sont en général 10, 25 et 55 coups par couche. Le but étant d'obtenir 3 moulages ayant compacité nettement différentes (ces compacités étant en principe et de façon très approximative respectivement de l'ordre de 90%, 95% et 100% de la densité sèche maximale du Proctor modifié).
3. Une fois le compactage terminé, la hausse, dernière couche doit dépasser le moule d'environ 1 cm. On arase soigneusement puis on enlève le fond que l'on veut fixer sur la face supérieure du moule après avoir placé un papier filtre à la surface de l'échantillon, on retournera le moule, on retirera le disque d'espacement puis après avoir également placé un papier filtre sur cette face, on pèse le tout à 5 g près
4. Si le sol doit être essayé sans imbibition on procède immédiatement au poinçonnement. Sinon on place le disque perforé de gonflement à la surface de

l'échantillon puis on dispose une charge annulaire sur le disque. Cette charge ne doit jamais être inférieure à 4,530kg. Elle sera constituée par deux disques annulaires de 2,265kg. Le moule ainsi chargé est placé sur des cales dans un bac à saturation rempli d'eau de telle façon que l'eau arrive librement par dessous et par-dessus l'échantillon

5. Ensuite on place le trépied porte comparateur en s'assurant que les pieds portent bien sur les bords du moule. On fixe le comparateur au trépied. On règle la hauteur de la tige du plateau de gonflement de façon que le palpeur du comparateur vienne reposer sur l'extrémité de cette tige. On note alors la lecture du comparateur (lecture initiale).
6. On laisse le moule à imbibition normale pendant 04 jours dans l'eau.
7. Le délai écoulé, on note le gonflement lu au comparateur et on sert la dizaine de minutes puis après avoir enlevé les surcharge et le plateau de gonflement on le porte sous la presse de poinçonnement.
8. Dans le cas d'une imbibition complète on laisse le moule à imbiber dans l'eau le temps nécessaire pour qu'il n'y ait plus de gonflement du sol. Ce temps étant parfois supérieur à quatre jours, on admettra qu'il y a plus de gonflement quand deux lectures espacées de 24h montreront une variation inférieure à trois centièmes de millimètres.



FigureIV-28 : *comparateur (Proctor modifié)*

C) Poinçonnement

1. Le moule est placé sur le plateau de la presse et centré de telle façon que le piston de poinçonnement soit bien dans le prolongement de l'axe du moule.
2. La tête du piston est amenée en contact avec la surface de l'échantillon en faisant monter le plateau de la presse. On remet alors les surcharges annulaires. La mise

en place du piston de poinçonnement est achevé en manœuvrant lentement le volant de la presse jusqu'au moment où l'aiguille du comparateur de l'anneau dynamométrie commence à bouger. A ce moment le piston est bien en contact avec la surface de l'échantillon.

3. On fixe alors un comparateur au 1/100 de millimètre derrière le cadran de l'indicateur, de cadence – comparateur qui coulisse le long d'une tige verticale solidaire du bâti de la presse est fixé de telle façon que la pointe du palpeur du comparateur vienne reposer sur le bord du moule. Le comparateur est amené à zéro, puis l'indicateur de la cadence mis en marche.
4. L'opérateur se met alors au volant de la presse et commence le poinçonnement au moment où le rayon repère de l'indicateur de cadence viennent se superposer à l'aiguille du comparateur, il manœuvre lentement le volant de façon à maintenir en coïncidence l'aiguille du comparateur et le rayon repère. En procédant de cette façon de poinçonnement s'effectue avec la vitesse constante normalisée (soit 1,27mm / minute)



Figure IV-29 : piston de poinçonnement



Figure IV-30 : l'Effet d'écrasement

○ **Interprétation des résultats**

- À 2.5 mm : $P(2.5) / 0.7$
- À 5 mm : $P(5) / 1.05$

On choisit le max entre les deux [MAX (2.5mm ; 5mm)]

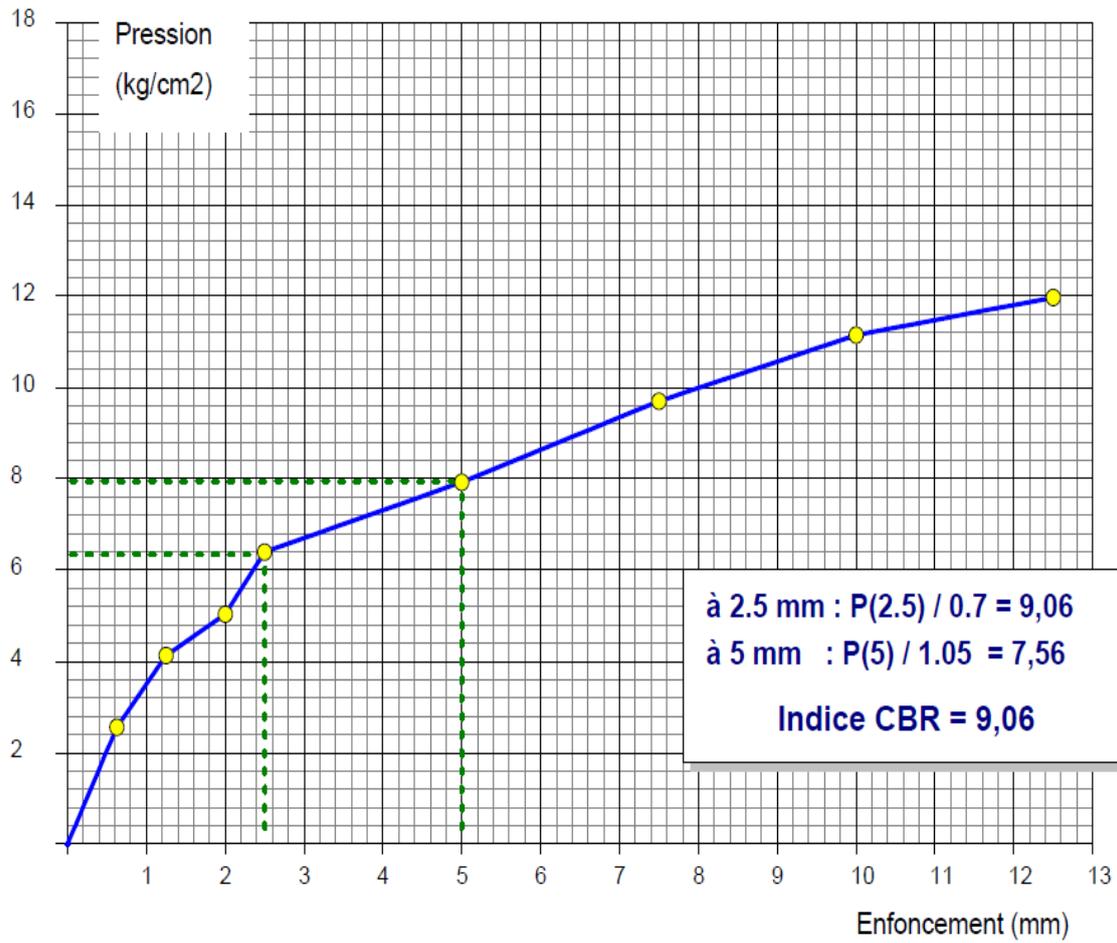
- **Sol naturel**

Exemple des calculs (sol naturel a 56 ccs) immédiat

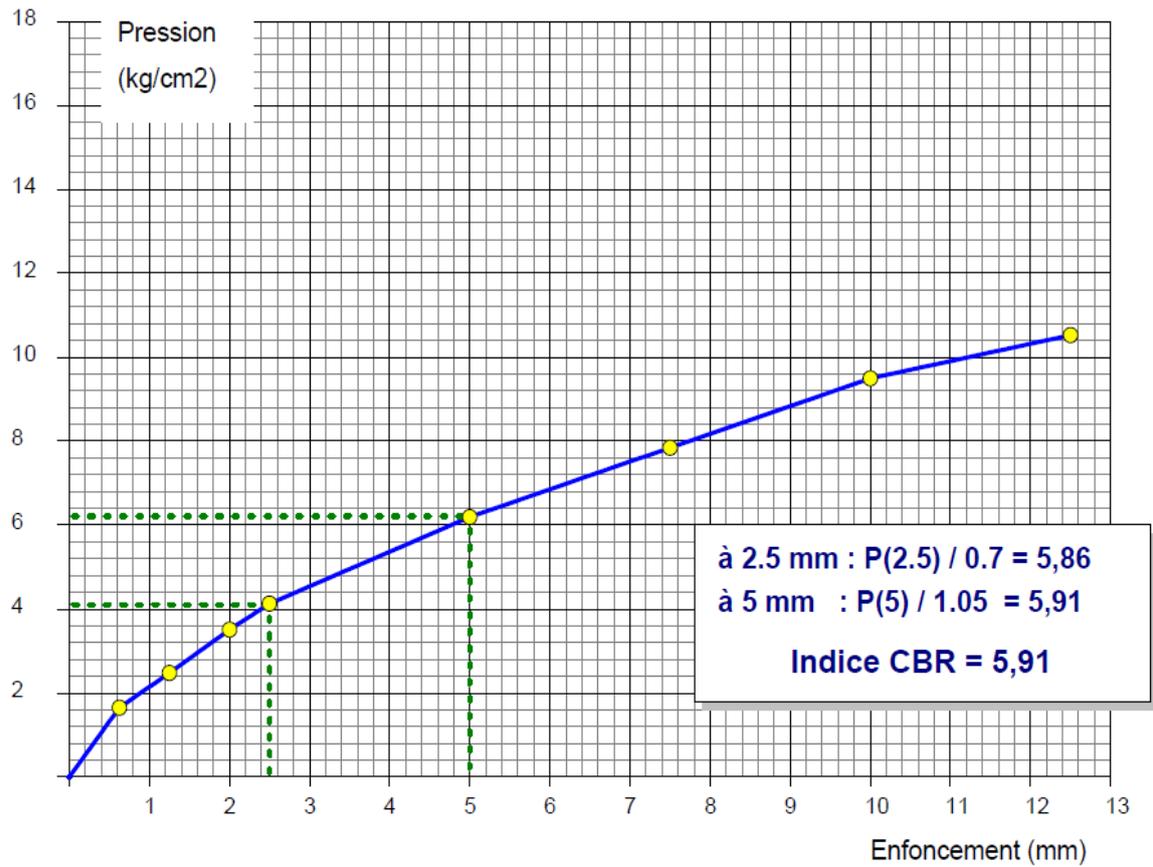
Les autres résultats

Tableaux IV-15 : résultat de l'essai CBR sur un sol naturel

Nombre des coups	10	25	56
Immédiat	2.23	5.87	9.06
Imbibé	1.88	3.94	5.91



FigureIV-31 : courbe CBR de sol naturel a 56 ccs Immédiat

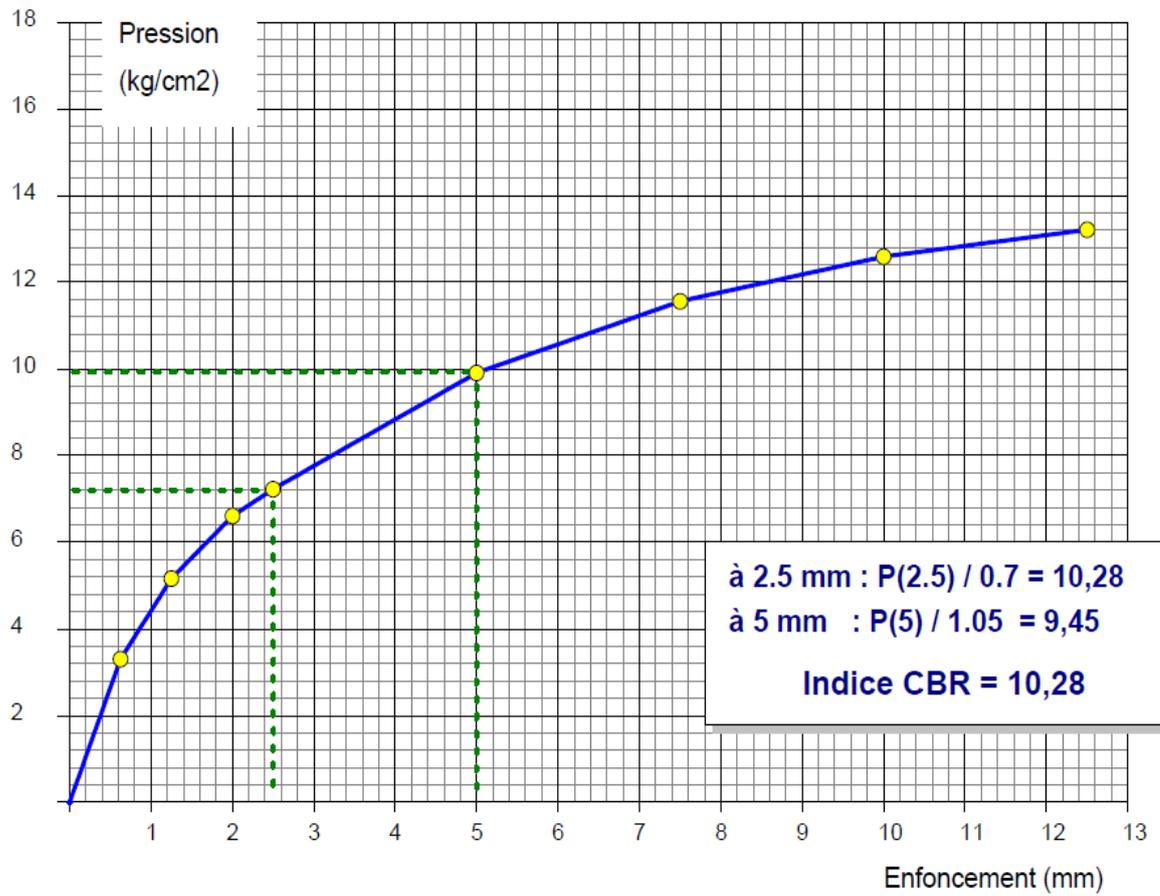


FigureIV-32 : courbe CBR de sol naturel a 56 ccs imbibé

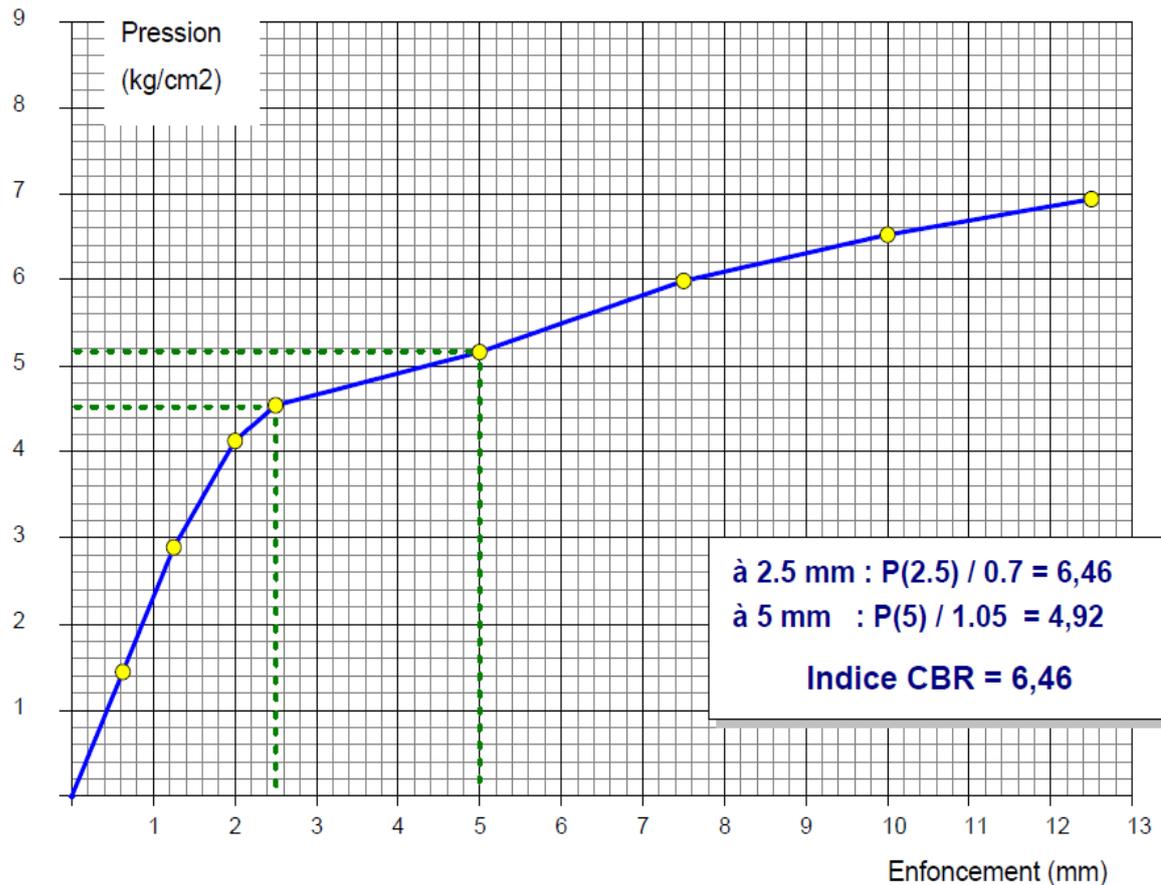
- Sol naturel +bentonite

Tableaux IV-16 : résultat de l'essai CBR sur un sol+ bentonite

Nombre des coups	10	25	56
Immédiat	4.69	8.50	10.28
Imbibé	1.17	5.31	6.46



FigureIV-33 : courbe CBR de sol naturel+30%bentonite a 56 ccs Immédiat



FigureIV-34 : courbe CBR de sol naturel bentonite a 56 ccs imbibé

Remarque

- On choisit toujours les résultats de 56 ccs car elle donne les grandes résistances.

IV. 3.1.6.Essai de l'odomètre NF P 94 -91

○ Méthode à l'odomètre

- Mesurer le poids de la bague, dimension interne h , φ
- L'éprouvette de sol est taillé a partir de la bague œdométrique
- Mesure de des poids de la bague + sol



Figure IV-35 : Taillage – arasement

- La bague est placée dans l'odomètre

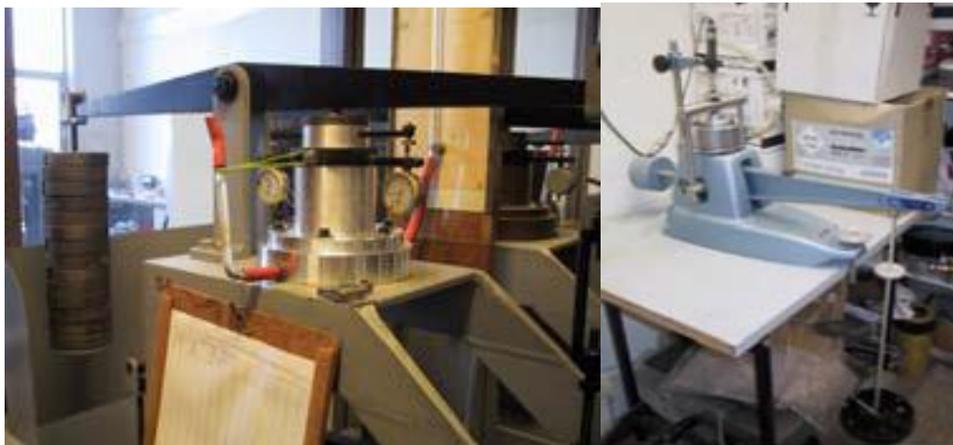


Figure IV-36 : gonflement contrôlé

- **Le gonflement libre**

Mesure de l'amplitude du gonflement en fonction du temps, l'échantillon n'étant pas soumis à contrainte. Dans cet essai, on enregistre les déformations de l'éprouvette au cours du cycle d'humidification. Cet essai à "gonflement libre" est réalisé en disposant un capteur de déplacement LVDT sur l'échantillon parallélépipédique afin d'enregistrer en continu la déformation de l'échantillon.



Figure IV-37 : l'odomètre

- interprétation des résultats
- Sol +bentonite

Tableaux IV-17 : résultat de l'odomètre

	P_g (bar)	E_o	E_f
Sol +30% bentonite	1,85	0,822	1,152

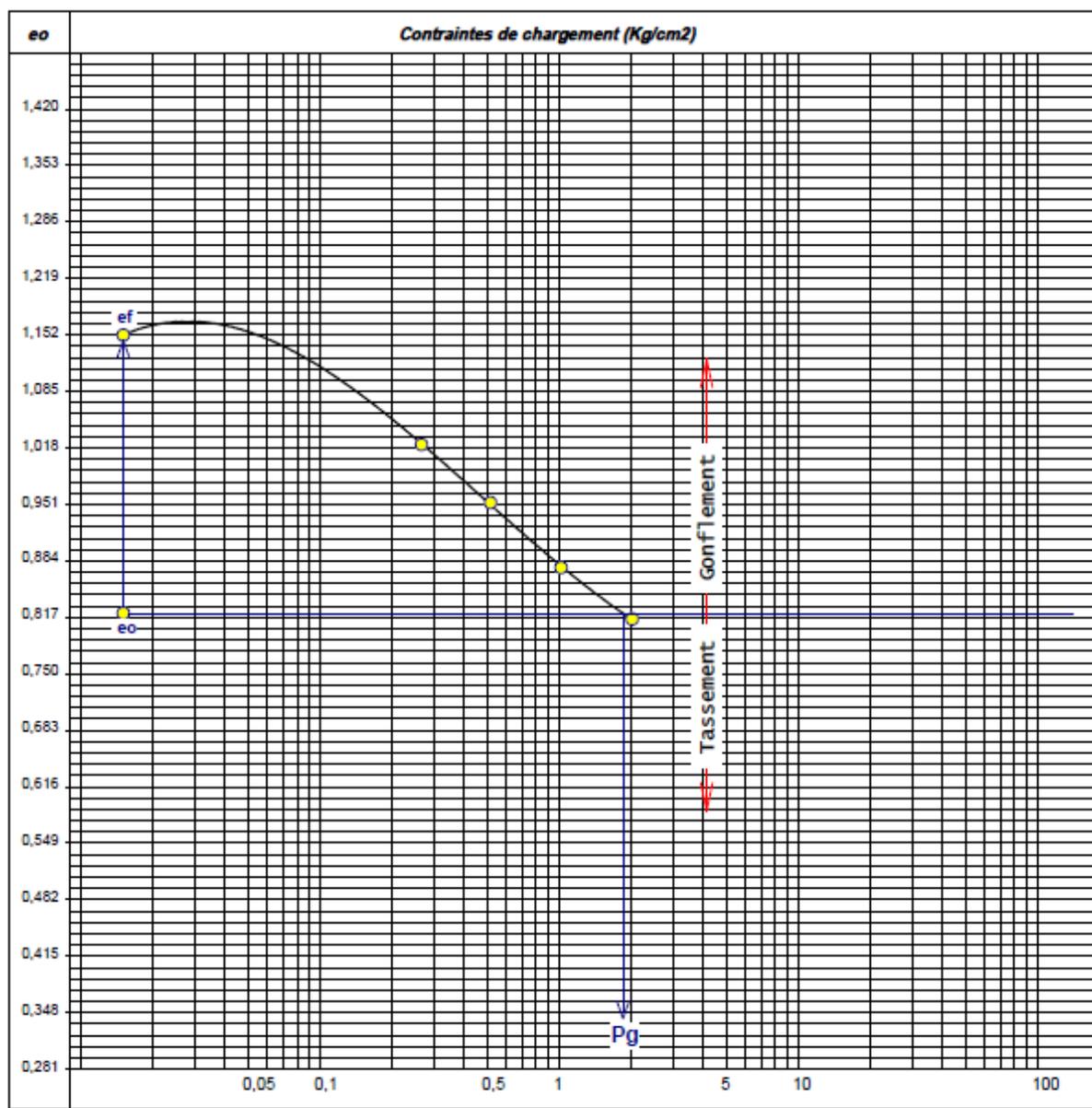


Figure IV-38 : La courbe odométrique de sol naturel +30% bentonite

IV. 3.1.7. Essai de compression simple (RCS)

- Mode opératoire

L'essai permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple R_C du sol

L'éprouvette généralement cylindrique d'élanement ($H=2D$) (Diamètre : 3,8 cm ; Hauteur : 7,6 cm) est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise des charges croissantes jusqu'à rupture



Figure IV-39 : *L'éprouvette avant l'encrassement*

La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide (1,5 à 2 mm/min) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai.

La relation $R_c = \frac{4P}{\pi D^2}$ donne en fonction de la charge appliquée P à la rupture, la valeur de la résistance à la compression simple R_c

La cohésion non drainée de l'argile saturée s'en déduit immédiatement ϕ_u étant nul.

$$C_u = \frac{R_c}{2}$$

Terzaghi donne à partir de R_c une échelle de consistance du sol :

- Très molle..... $R_c < 0.25$ bar
- Molle..... $0.25 < R_c < 0.50$
- Mi- consistante..... $0.50 < R_c < 1$
- Consistante..... $1 < R_c < 2$
- Très consistante..... $2 < R_c < 4$
- Extrêmement consistante..... $R_c > 4$



Figure IV-40 : L'éprouvette après l'encrassement

- Interprétation des résultats
- Sol naturel

Tableaux IV-18 : résultat de RCS sol naturel

Section modifiée (cm ²)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)
12.5	12.752	23.49	1.06

- Sol +30%bentonite

Tableaux IV-19 : résultat de RCS sol + bentonite

Section modifiée (cm ²)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)
12,69	12,774	57,82	1.65

Chapitre V

*Traitement de sol
gonflant*

V.1.Introduction

Plusieurs études ont étudié l'influence des ajouts du ciment ou ajouts de la chaux sur le gonflement, ces études confirment le rôle positif qu'a le ciment et la chaux sur la réduction du gonflement des sols expansifs et par leur capacité d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques.

Pour le traitement du gonflement du sol support, nous avons procédé au mélange pour chaque proportion du sol support ajouter les proportions suivantes respectivement de chaux et de ciment : 2% 4% 6% 8% et 10%, le mélange est ensuite mis dans un bac pour effectuer le malaxage manuellement.

Nous présentons les résultats de l'influence de l'ajout de la chaux et du ciment respectivement sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol traité.

V.2.Traitement à la chaux

À cela nous avons procédé au compactage du sol traité à la chaux à différentes teneurs en eau.

Ensuite on ajoute la quantité d'eau nécessaire au mélange graduellement. Le mélange obtenu est conservé dans des sacs en plastique hermétiques et bien fermé pour permettre une bonne diffusion de l'eau dans tout le matériau

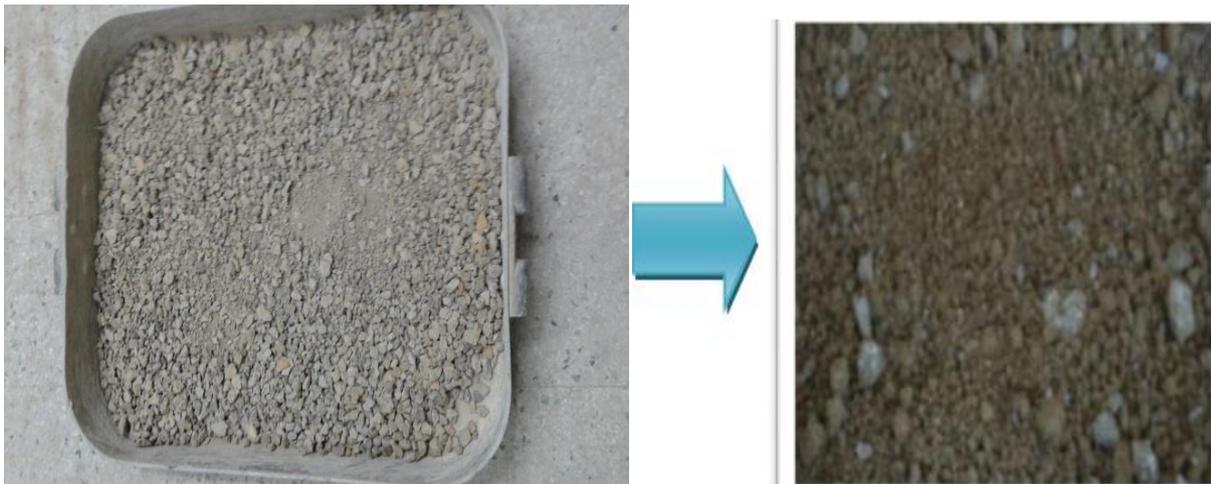


Figure V-1 : le sol traité à la chaux.

V.2.1. Essais réalisés

1 identification géotechnique

1\ paramètres physiques

- ✓ Mesure de limites d'Atterberg.
- ✓ Essai de bleu de méthylène
- ✓ Essai Proctor normal

2\ paramètres mécaniques

- ✓ Essai de gonflement libre
- ✓ Mesure de la résistance à la compression simple (RCS)
- ✓ Essai œdométrique (gonflement libre)
- ✓ Essai CBR immédiate
- ✓ Essai CBR imbibé

V.2.2. Résultats des essais

V.2.2.1. Évolution des limites d'Atterberg en fonction de la teneur en chaux

Les limites d'Atterberg sont des paramètres essentiels dans l'estimation du potentiel de gonflement des sols expansifs.

Des mesures des limites de liquidité et de plasticité ont été effectuées avec la chaux à différents pourcentages.

Tableaux V-1 : limites d'Atterberg en fonction du teneur en chaux.

Teneur en Chaux	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidité	61.91	61.03	60.28	59.14	60.14	61.21
Limite de plasticité	30.10	32.10	33.20	35.07	37.20	38.10
Indice de plasticité	31.81	28.93	27.08	24.07	22.94	23.11

Les courbes représentant la variation des limites d'Atterberg en fonction du dosage en chaux sont représentées sur la figure V-2 :

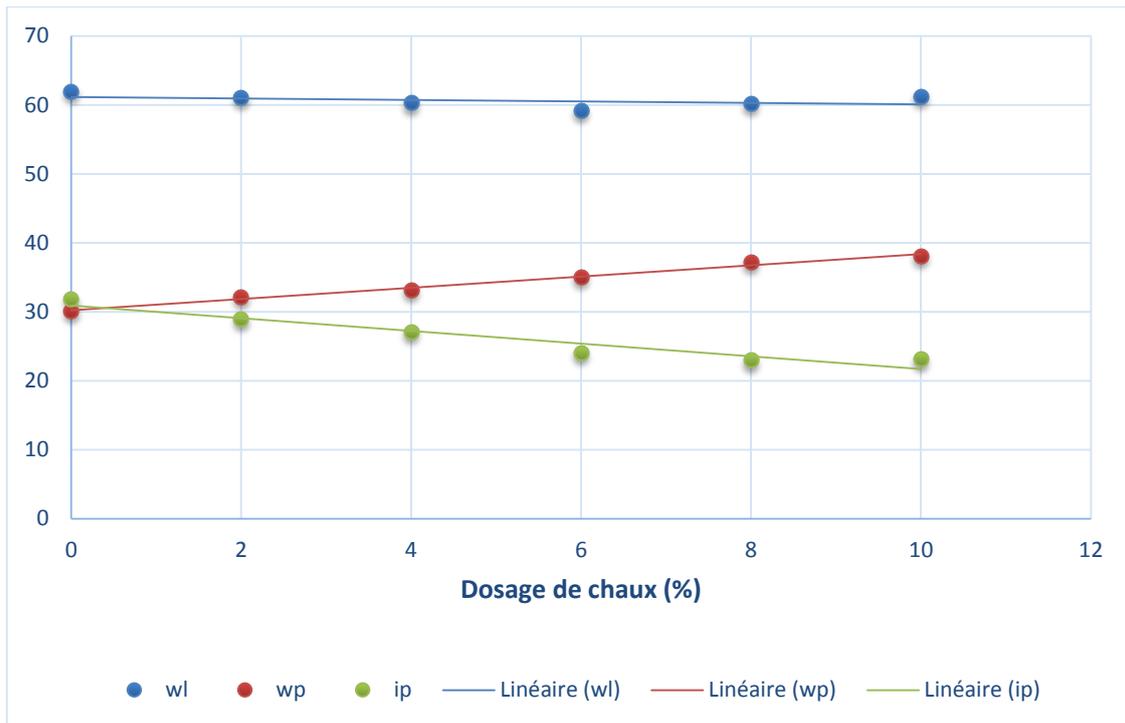


Figure V-2 : *variation des limites d'Atterberg en fonction de teneur en chaux*

L'analyse de la courbe présentée sur la figure IV-2 nous permet de constater, une diminution de la limite de liquidité en fonction du pourcentage de chaux ajouté qui est de l'ordre de 2, 4, 6,8 et 10%. Cette diminution est essentiellement due à la réduction de la surface spécifique du mélange sol-chaux et le remplacement des liaisons particules argileuse-eau déjà existantes par des liaisons particules argileuses-chaux cela conduit à une réduction de la quantité d'eau dans le mélange et par conséquent la diminution de la limite de liquidité.

Ces nouvelles liaisons entre les particules argileuses et la chaux rendent le matériau plus consistant et moins plastique et c'est ce qu'on a remarqué lors du mélange en fonction de plusieurs dosages la limite de plasticité augmente de 4% par rapport aux limites valeurs initiales et ça pour un dosage de 2% puis il y a eu une régularité pour cette augmentation où le matériau devient très plastique et consistant.

L'augmentation de la limite de plasticité est due à la floculation des particules argileuses, généralement cette augmentation est très significative car la limite de plasticité est le paramètre clé pour déterminer le dosage en chaux nécessaire pour obtenir la modification requise.

A) la variation de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en chaux

On remarque une diminution immédiate de l'indice de plasticité due à la floculation des particules d'argile

Tableaux V-2 : L'influence de la chaux sur l'indice de plasticité

Teneur en Chaux	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Indice de plasticité	31.81	28.93	27.08	24.07	22.94	23.11

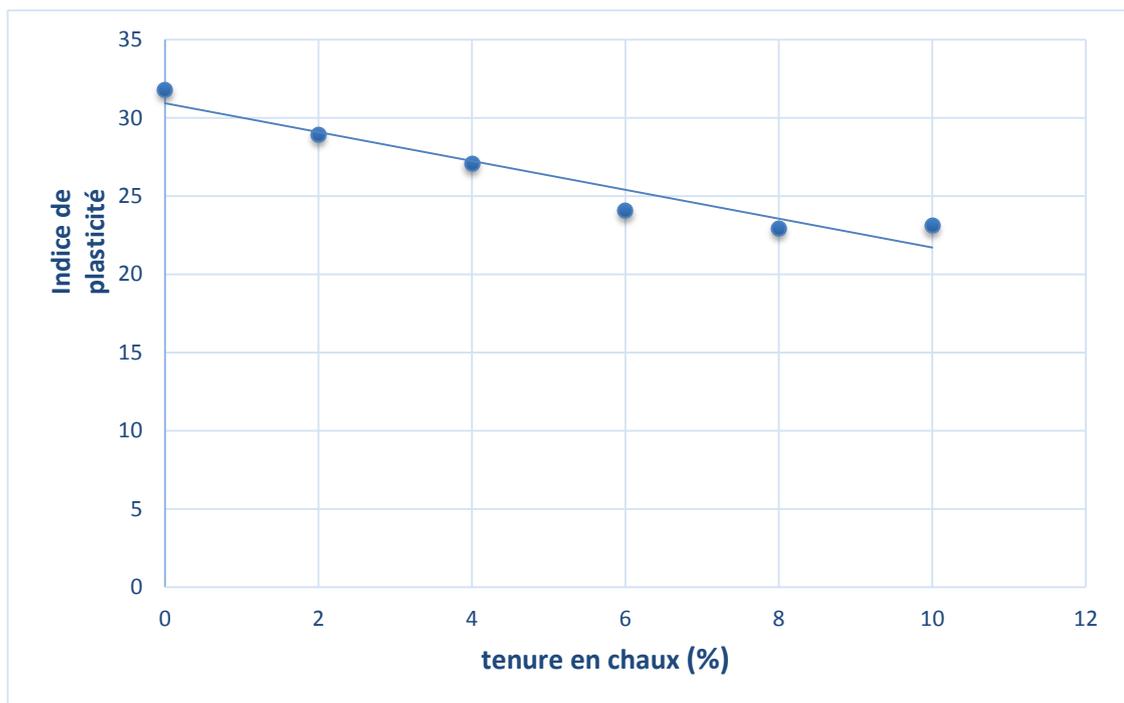


Figure V-3 : la variation de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en chaux

Pour un ajout de 10% de chaux au matériau argileux, on remarque une diminution d'environ 23.11% de l'indice de plasticité initiale.

Cette variation est due à la réduction du nombre des liaisons entre les particules argileuses et les molécules d'eau et crée d'autres liaisons de types particules argileuse-chaux.

Chapitre V Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

Il y'a une diminution de la quantité d'eau existante à l'intérieur du matériau et par conséquent réduction de la limite de liquidité.

Ces nouvelles liaisons rendent le matériau plus maniable et moins plastique et c'est que nous avons remarqué lors du mélange en laboratoire.

V.2.2.2. L'évolution des caractéristique Proctor en fonction de la teneur en chaux

Les résultats de l'essai Proctor en fonction des dosages en chaux sont inscrits au tableau V-3 :

Tableau V-3 : L'influence de la chaux sur la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale

Teneur en chaux	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Wopt %	21.5	22.5	23	23.9	26.5	28.1
D max t/m	1.58	1.51	1.49	1.46	1.42	1.39

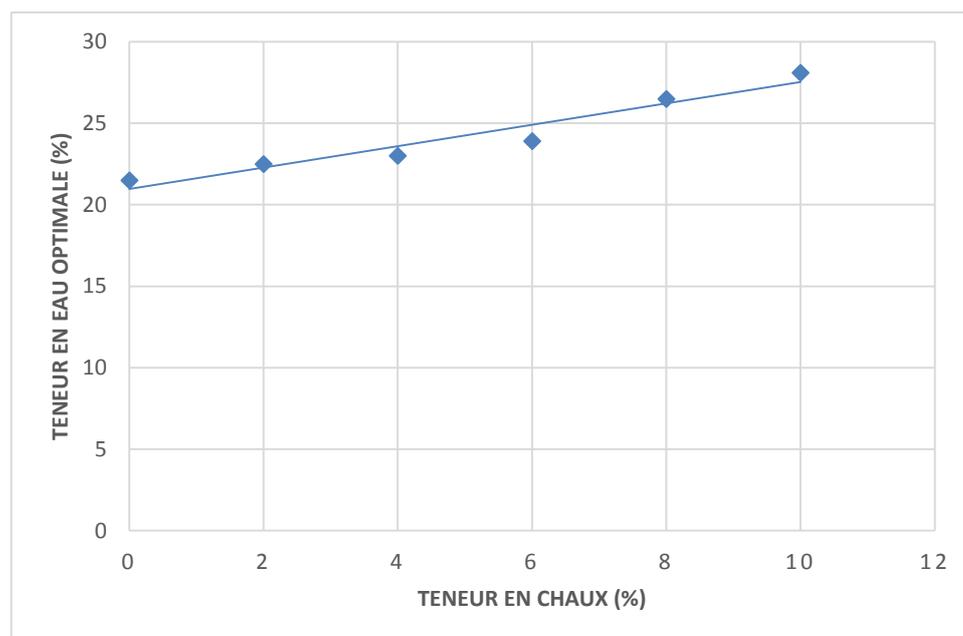


Figure V-4 : La variation de la teneur en eau en fonction de pourcentage de la chaux.

À partir de Tableau (V-3) qui donne les valeurs des teneurs en eau après les essais de Proctor réalisés pour les différents dosages en chaux (2, 4, 6, 8 et 10%), on note l'effet de la chaux sur les teneurs en eau, est sous forme d'augmentation sur la teneur en eau finale ; pour 2% de chaux l'augmentation est plus de 4.65%, dépassé 65% pour 6.97% de chaux et 11.16% pour 6% et 23.25% pour 8% et 30.69% pour 10% .

Cette augmentation est due à l'absorption de l'eau par la chaux.

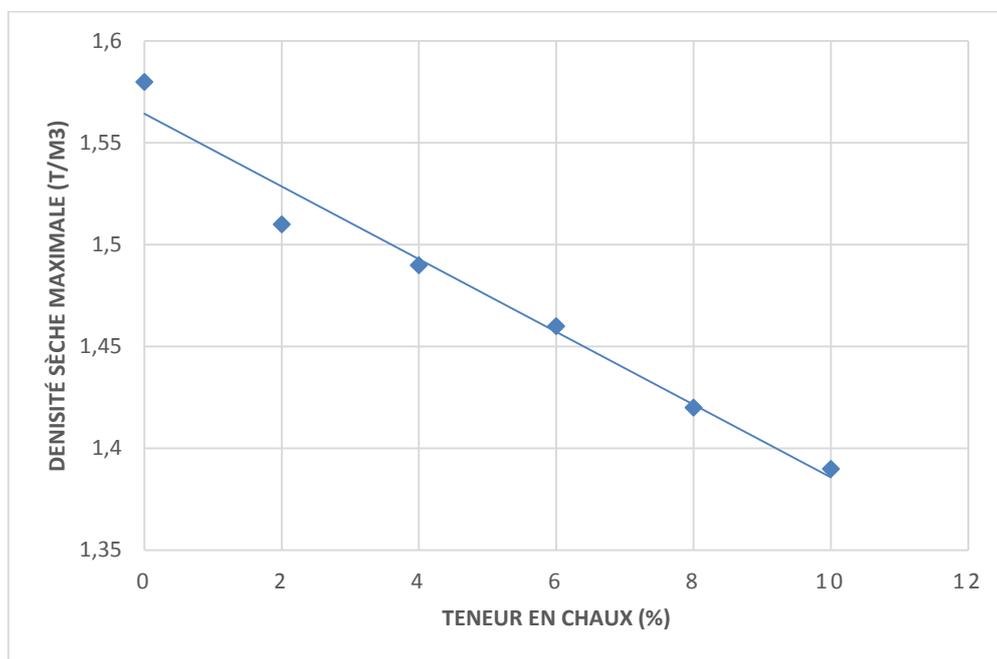


Figure V-5 : La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en chaux

On remarque une diminution de la densité sèche avec l'augmentation du dosage en chaux. Cette action s'explique par la dissociation des $\text{Ca}(\text{OH})_2$ de la chaux il va se produire des ions Ca^{+2} nécessaires pour les réactions d'échange cationique.

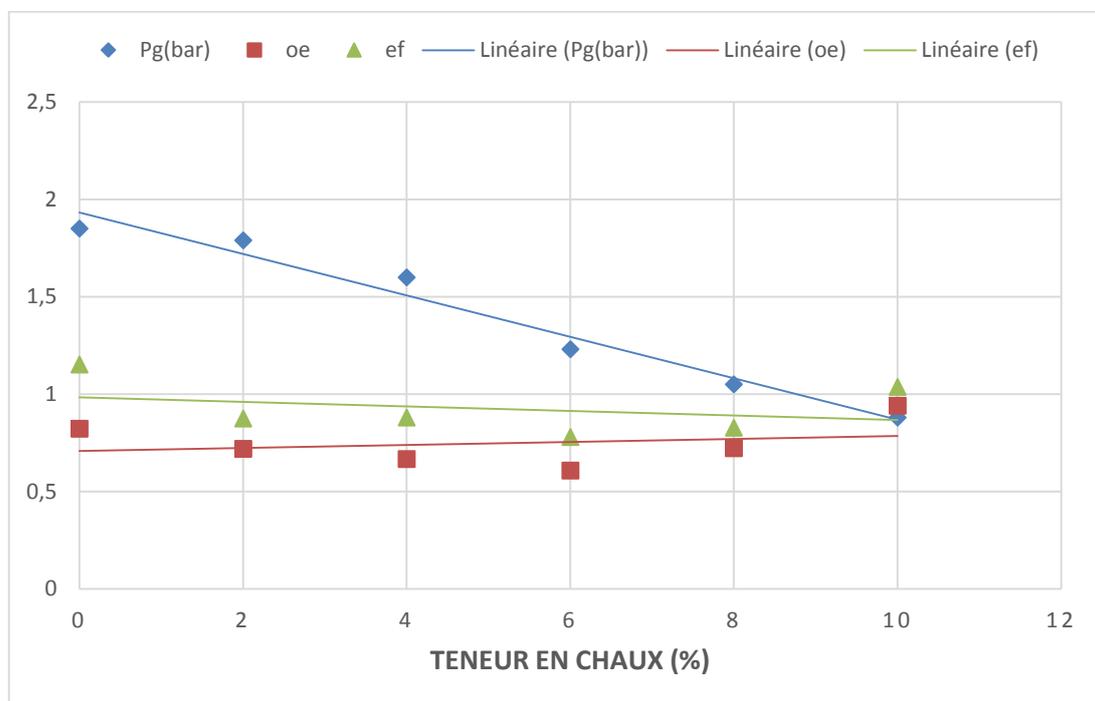
Chapitre V Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

V.2.2.3.L'influence de l'ajout de la chaux sur la pression de gonflement

Les mesures des potentiels de gonflement de l'argile stabilisée sont représentées sur le tableau IV.4

Tableaux V-4 : Influence de la chaux sur la pression de gonflement

Teneur en chaux	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Pg(bar)	1.85	1.79	1.60	1.23	1.05	0.88
Eo	0.822	0.719	0.667	0.607	0.723	0.940
ef	1.152	0.875	0.879	0.779	0.827	1.037



FigureV-6 : La variation de la pression de gonflement en fonction de la teneur en chaux.

Tableaux V-5 : Influence de la chaux sur la pression de gonflement

Teneur en chaux	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Pg(bar)	1.85	1.79	1.60	1.23	1.05	0.88

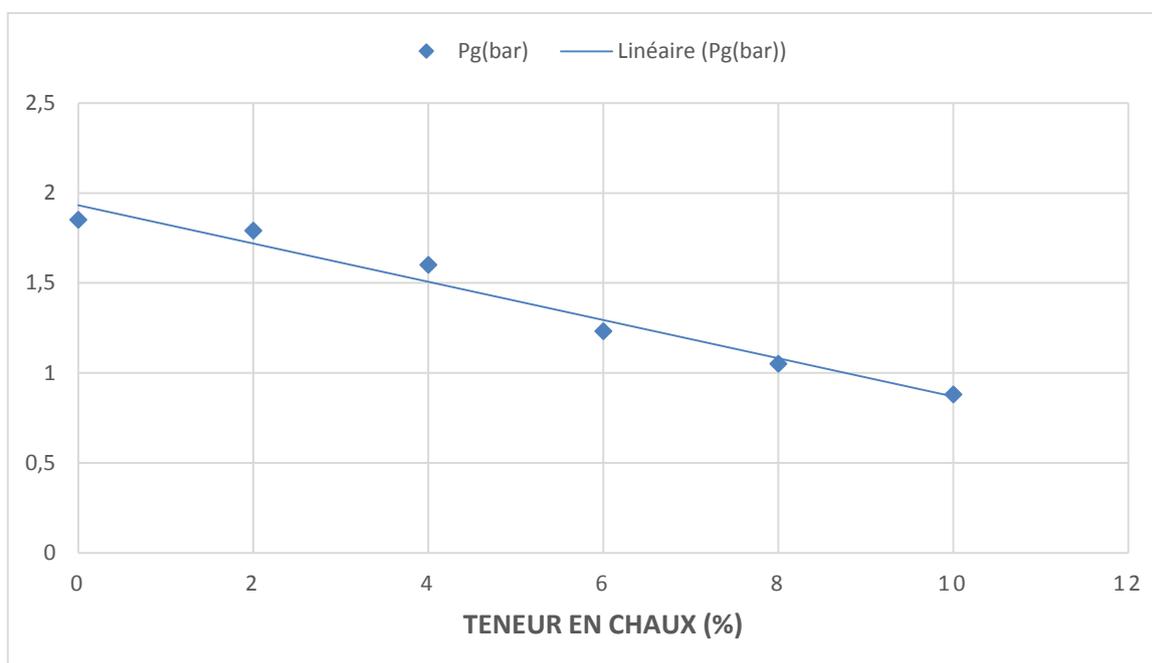


Figure IV.7 : La variation de la pression de gonflement en fonction de La teneur en chaux

D'après ces résultats obtenus, l'influence des ajouts est très appréciable. Nous remarquons une diminution de la pression de gonflement à 2% en dosage en chaux de 3.24% de la valeur initiale. Au-delà de cette valeur la diminution se stabilise légèrement jusqu'à une valeur de 0.88 Kpa qui correspond à un ajout de 10%, donc une diminution de potentiel de gonflement de 52.43% par rapport à la valeur initiale.

Le murissement a été réalisé en laissant les échantillons réagir avec la chaux à l'air libre. En général, on observe une diminution continue de la pression de gonflement avec le temps de murissement des échantillons traités. Ceci confirme la continuité de la réaction chaux argile dans le temps. Une hypothèse pouvant expliquer cette diminution est que la

Chapitre V Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

chaux réagisse avec la silice et l'alumine dans le sol et forme un gel de C-S-A-H. ce gel évolue et/ou cristallise avec le temps, remplissant les vides en réduisant la possibilité de passages d'eau entre les particules. Cette baisse de la pression pourrait être aussi due à la précipitation de carbonate de calcium dans les vides à cause de la réaction entre le calcium ionisé et le C dissous dans l'eau. Finalement, on peut constater que la vitesse de diminution de la pression de gonflement, décroît avec le temps de murissement, ce qui traduit un ralentissement du taux de réaction chaux argile.

V.2.2.4.Évolution de valeur au bleu de méthylène en fonction de la teneur en chaux

L'ajout de la chaux au matériau argileux a amené une modification à la valeur de bleu comme il est indiqué dans le tableau V-6 :

Tableaux V-6 : L'influence de la chaux sur la surface spécifique de sol

Teneur en chaux %	0	2	4	6	8	10
V _{bs}	7.33	7.00	6.33	5.33	4.66	4

La courbe de variation du VBS en fonction du dosage en chaux est donnée sur la figureV-8 :

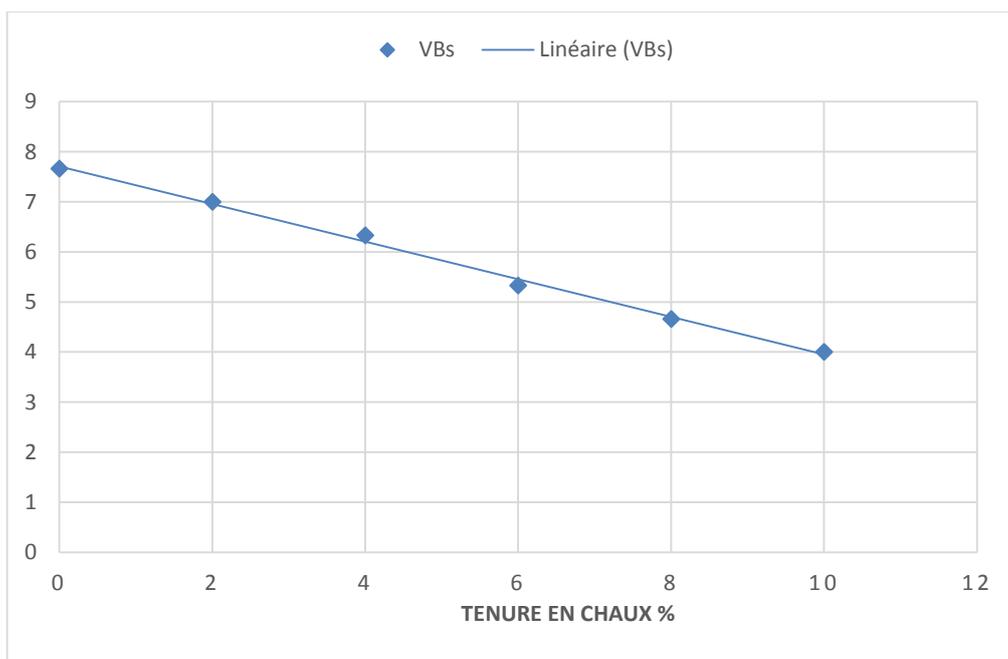


Figure V-8 : La variation de VBS en fonction de la teneur en chaux

À partir des résultats des VB on remarque une diminution de la valeur du bleu méthylène en fonction du dosage en chaux, pour un dosage de 10% la diminution de VB est de 54.57%.

La chaux diminue l'activité de l'argile ainsi que sa surface spécifique et rend les argiles peu actives.

V.2.2.5.Évolution des résistances à la compression simple en fonction de la teneur en chaux (RCS)

Tableaux V-7 : Influence de la résistance à la compression simple en fonction du différent dosage en chaux

Teneur en chaux	0%	2%	4%	6%	8%	10%
RCS (bar)	1.65	1.71	1.97	2.22	2.42	4.3

L'évolution de la résistance à la compression simple en fonction des dosages en chaux est représentée sur la figure V-9

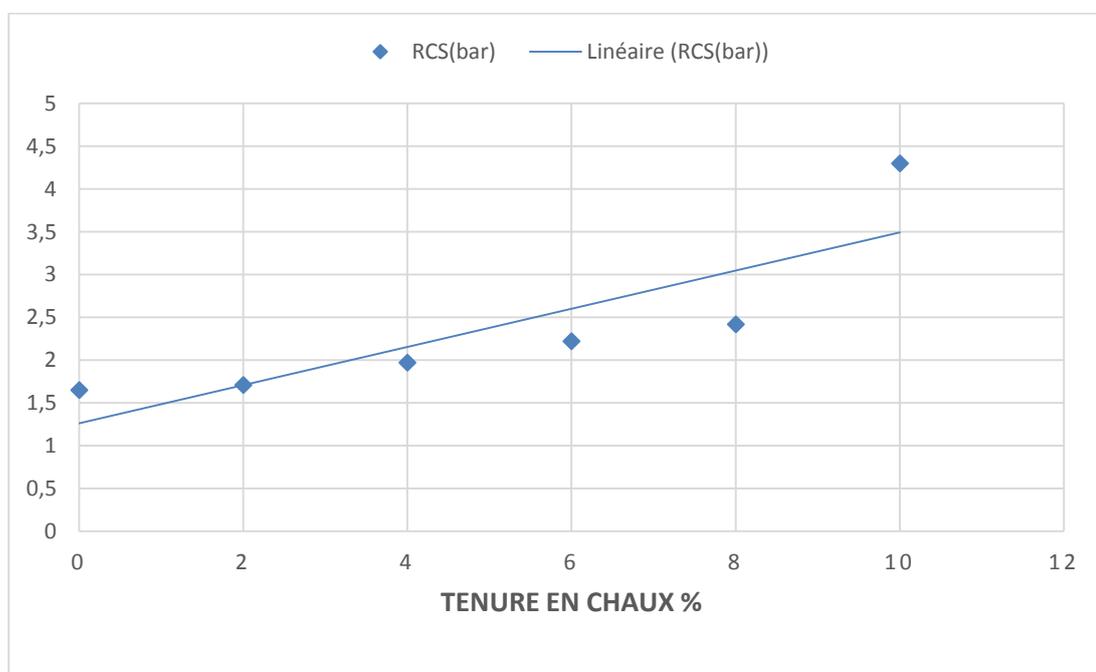


Figure V-9 : Évolution de résistance à la compression simple(RCS) en fonction des dosages en chaux

On constate que l'ajout de la chaux à les sols argileux les rendre plus résistants à la compression puisque on remarque plus que la teneur en chaux augmente dans le mélange (chaux + argile) plus qu'on obtient une résistance un peu grande. Le sol argileux devient plus compact et durcit plus en plus et ce qu'on a constaté aussi qu'on obtient une bonne résistance.

V.2.2.6.Évolution de l'indice CBR Immédiate en fonction de la teneur en chaux

L'évolution de l'indice CBR Immédiate à 56 ccs en fonction du dosage en chaux est représentée dans la figureV-10

Tableaux V-8 : Variation de l'indice CBR immédiat en fonction du dosage en chaux

Teneur en chaux%	0	2	4	6	8	10
CBR Immédiate	10.28	15.87	17.61	19.34	20.09	24.08

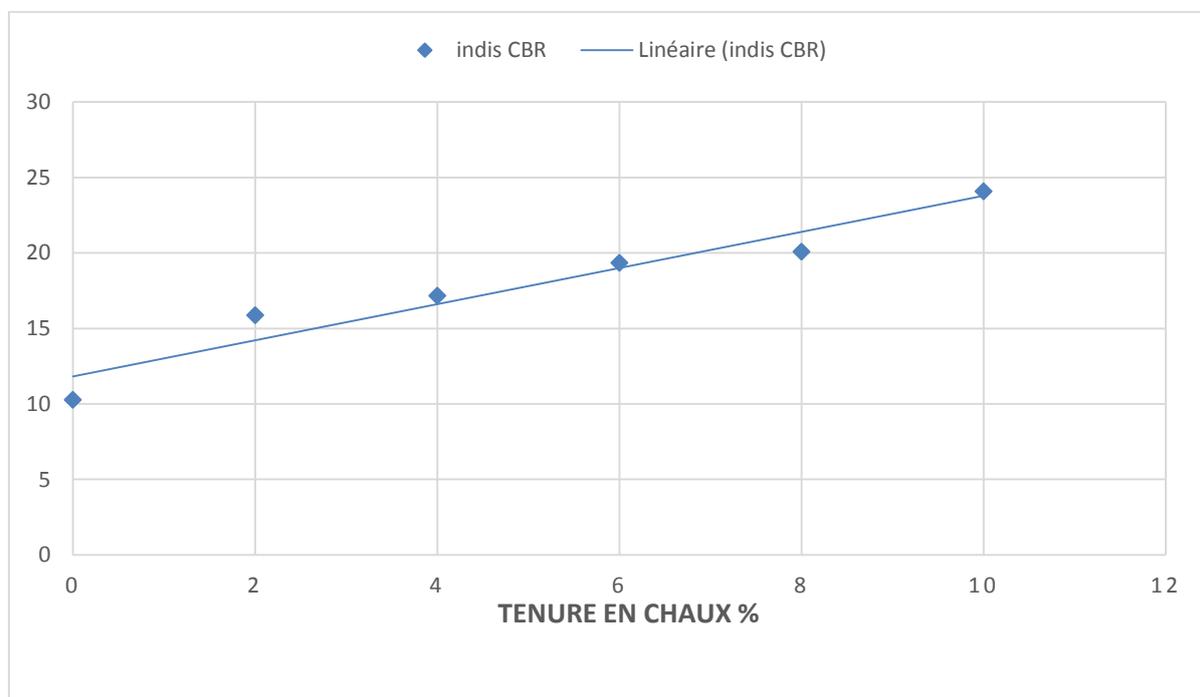


Figure V-10 : L'évolution de l'indice CBR immédiat en fonction du dosage en chaux

D'après la courbe V-10, on remarque une augmentation de l'indice CBR immédiat. En effet, on passe d'un CBR immédiat de **(10.28)** à 0% de la chaux à environ **(24.08)** pour un

Chapitre V Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

pourcentage en chaux de 10%. Ceci peut se justifier par l'augmentation du frottement entre les particules suite à l'agglomération des particules argileuses et aux échanges cationiques entre le sol et la chaux (effet immédiat).

V.2.2.7.Évolution de l'indice CBR imbibé en fonction de la teneur en chaux

L'évolution de l'indice CBR imbibé en fonction du dosage en chaux est représentée dans la figure V-11

Tableaux V-9 : *Variation de l'indice CBR imbibé en fonction du (%) de la chaux*

Teneur en chaux (%)	0	2	4	6	8	10
CBR imbibé	6.46	8.5	10.7	12.79	13.22	14.98

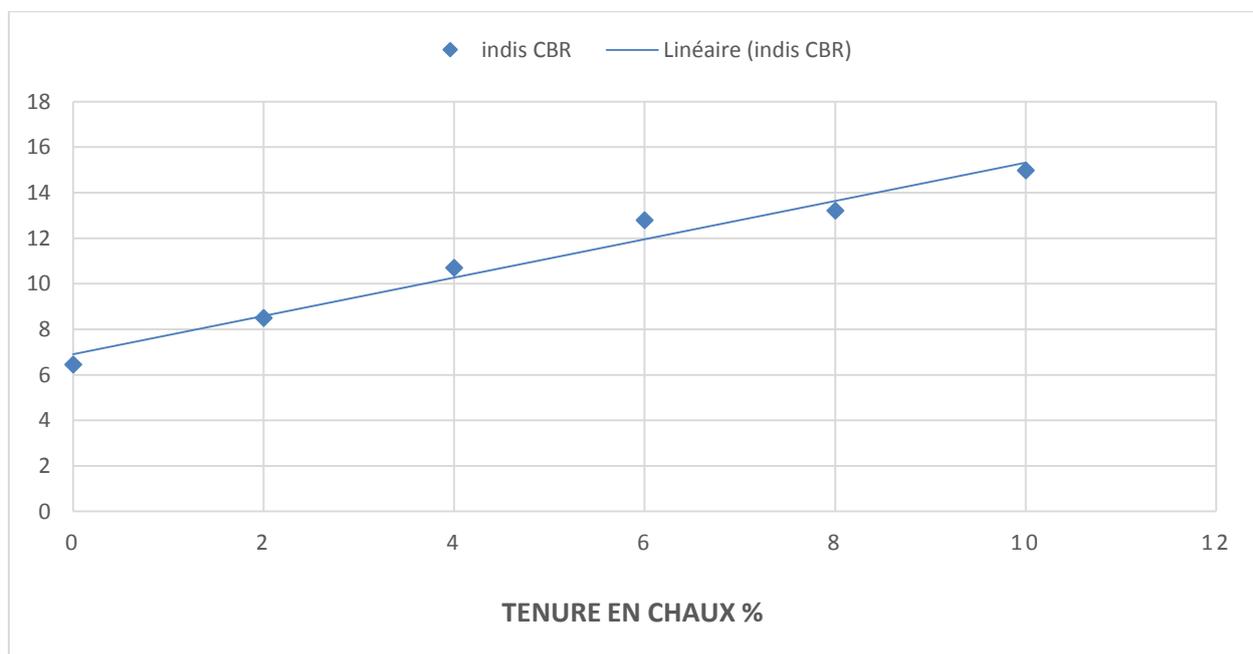


Figure V-11 : *Évolution de l'indice CBR imbibé en fonction du dosage en chaux*

À l'examen de la courbe donnée sur la figure, on constate que l'ajout de chaux améliore l'indice CBR imbibé de notre matériau d'étude. On passe d'un CBR imbibé de (6.45) à 0% de chaux à environ (14.98) pour un pourcentage en chaux de 10%.

V.3.Traitement au ciment

Après avoir étudié l'effet de l'ajout de la chaux sur les caractéristiques de notre matériau argileux, nous allons voir maintenant si le ciment apportera lui aussi des améliorations en termes de plasticité, de portance et de résistance à la compression. Pour cela, nous allons utiliser les mêmes dosages que précédemment et refaire la même d'essais.

Elle est identique à la préparation avec le ciment



Figure V-12 : *l'échantillon avant et après traitement par le ciment*

V.3.1.Essais réalisés

Pour étudier l'influence de l'ajout du ciment sur les paramètres physiques et mécaniques sur notre sol support, nous avons réalisé les essais suivants :

1\ paramètres physiques

- ✓ Mesure de limites d'Atterberg.
- ✓ Essai Proctor normal

2\ paramètres mécaniques

- ✓ Essai de gonflement libre
- ✓ Mesure de la résistance à la compression simple (RCS)
- ✓ Essai œdométrique (gonflement libre)
- ✓ Essai CBR immédiate
- ✓ Essai CBR imbibé

V.3.2. Résultats des essais

V.3.2.1. Évolution des limites d'Atterberg en fonction de la teneur en ciment

Les valeurs des limites d'Atterberg ainsi que les indices de plasticité sont regroupés dans les tableaux V-10

Tableaux V-10 : *Limite d'Atterberg du matériau argileux en fonction du pourcentage en ciment.*

Teneur en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
W_L	61.91	61.30	60.18	58.93	60.11	59.25
W_P	30.10	34.00	36.03	37.83	40.10	40.27
I_P	31.81	27.30	24.15	21.10	20.01	19.18

Les courbes V-13 et V-14 représentent les variations des limites d'Atterberg en fonction du dosage en ciment

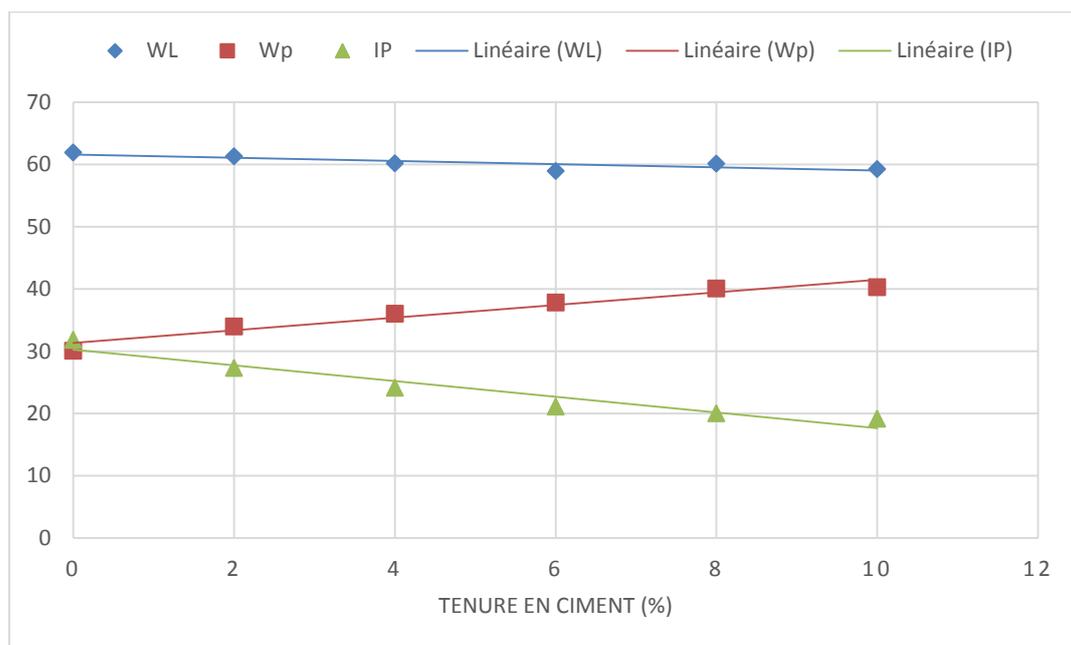


Figure V-13 : *Variations des limites (W_P, W_L) et (I_P) en fonction du dosage en ciment*

Chapitre V Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

L'ensemble de ces résultats s'explique en grande partie par la réaction d'échange cationique entre l'échantillon brut et les cations Ca^{+2} libérés durant l'hydratation du ciment et agglomération des particules d'argile qui deviennent plus grosses et offrent donc une surface spécifique moindre et prennent une plus faible couche d'eau d'où la diminution des limites de liquidité.

Tableaux V-11 : Variations de l'indice de plasticité (IP)

Teneur en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
IP	31.81	27.30	24.15	21.10	20.01	19.18

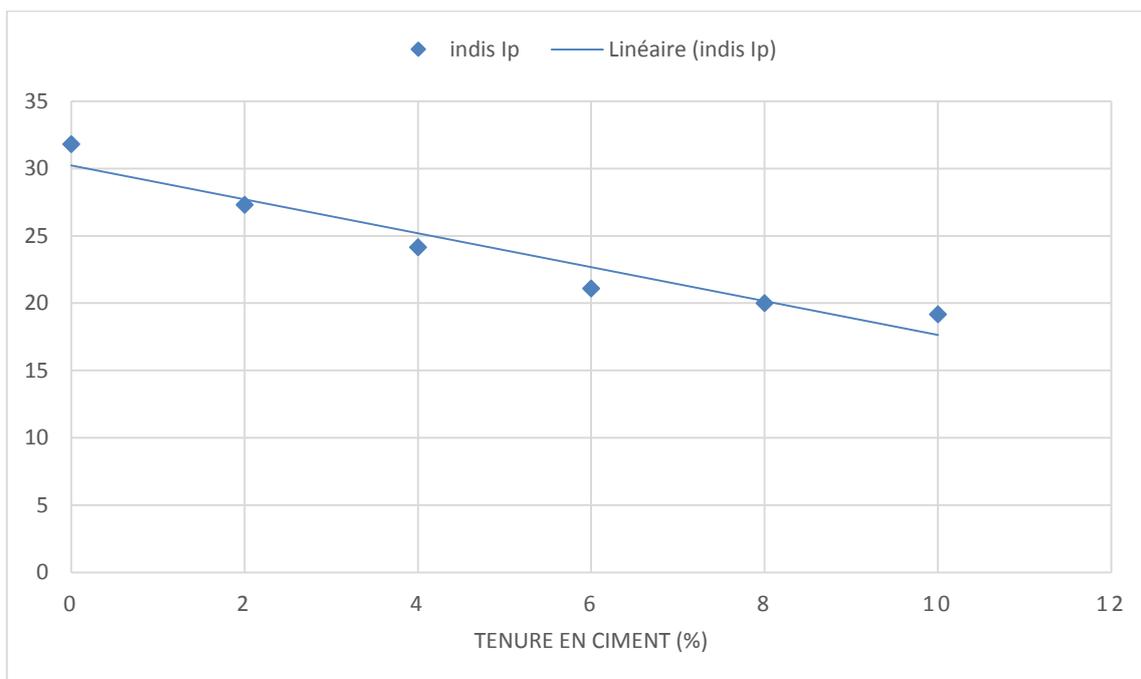


Figure V- 14 : Variations de l'indice de plasticité (IP) en fonction du dosage en ciment

D'après les résultats des limites d'Atterberg on remarque une diminution de l'indice de plasticité avec l'augmentation de la quantité de ciment ajoutée.

Pour un ajout de 6% de ciment au sol argileux la diminution est d'environ 33.66% de l'indice de plasticité initial. À partir du dosage en 6% du ciment on remarque que l'indice de plasticité diminue très peu (figure V-14).

Chapitre V Traitement à la chaux et au ciment du sol gonflant

La réaction pouzzolanique impliquant la fraction argileuse est aussi responsable de la réduction de l'indice de plasticité.

V.3.2.2.Évolution des caractéristiques Proctor modifié en fonction de la teneur en ciment

Les résultats obtenus de l'essai Proctor en fonction du dosage en ciment sont inscrits au tableau VIII.3 et les courbes ainsi obtenues sont données par les figures suivantes :

Tableaux V-12 : *Variation de la densité sèche maximale et la teneur en eau en fonction des différents dosages en ciment*

Dosage en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Densité sèche maximal (t/m ²)	1.58	1.43	1.41	1.39	1.37	1.35
Teneur en eau optimal (%)	21.5	21.7	23.4	23.7	28.5	31.6

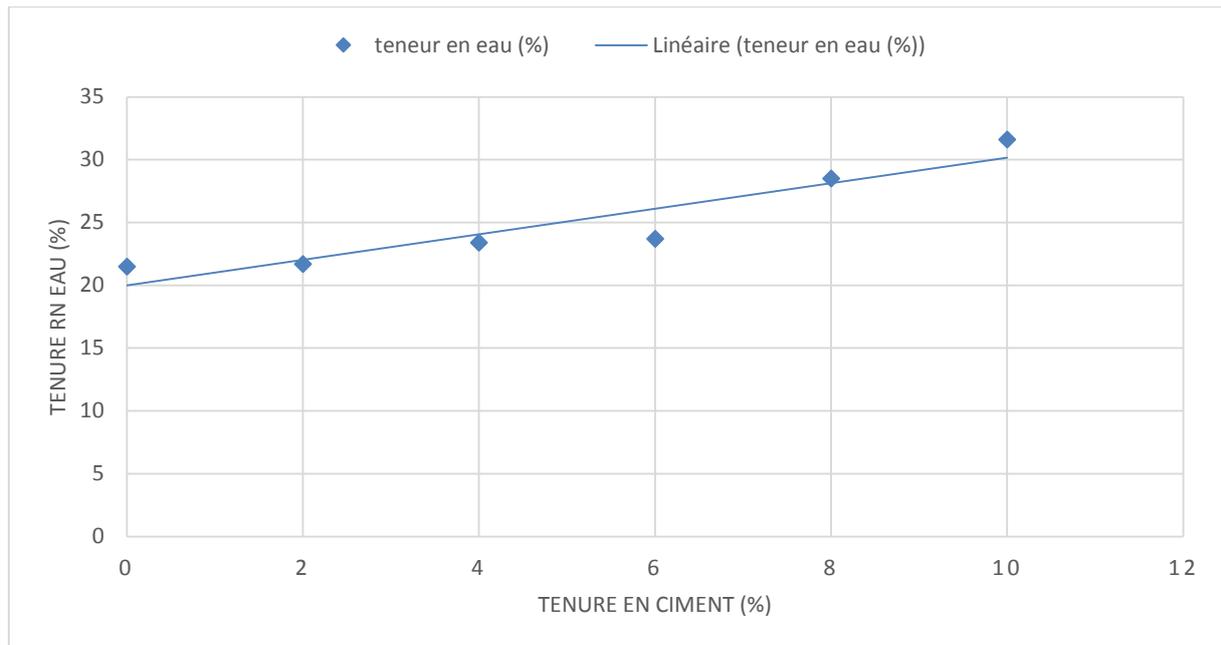


Figure V-15 : Courbe de variation de la teneur en eau en fonction des différents dosages en ciment

L'évolution de la densité sèche optimale en fonction des dosages en ciment sont représentées sur la figure V-16

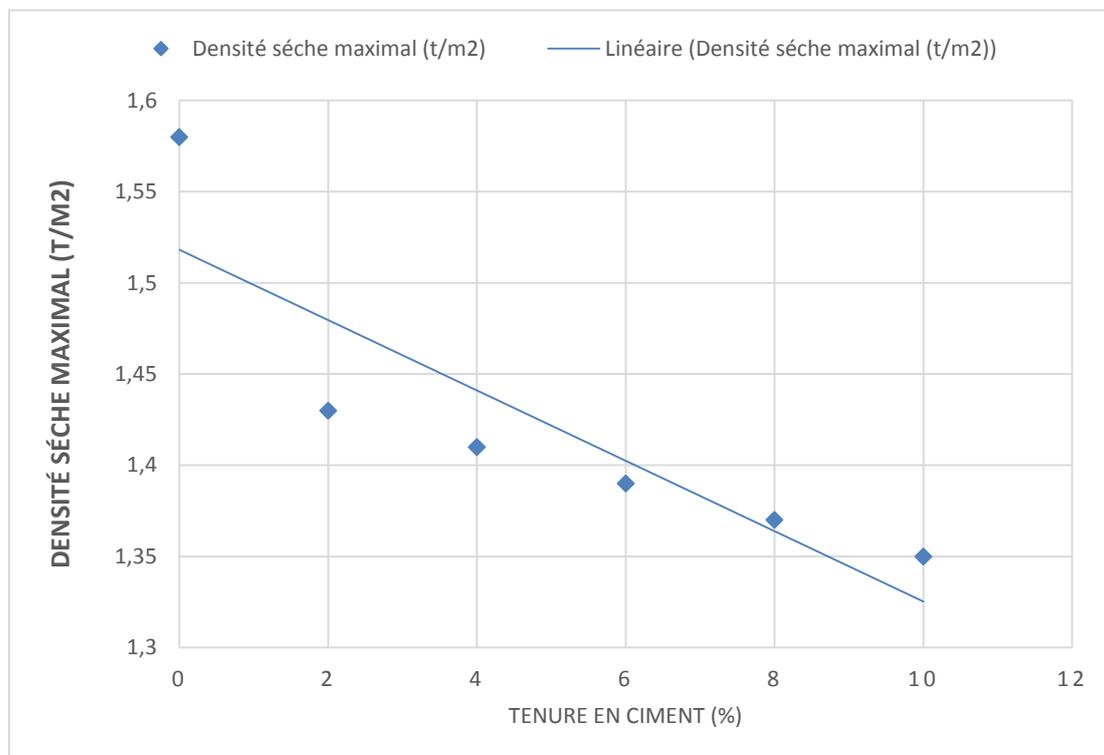


Figure V-16 : Variations de la densité sèche maximale avec l'ajout du ciment

La teneur en eau optimale augmente tandis que la densité sèche maximale diminue. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à la forte affinité du ciment vis-à-vis de l'eau. L'augmentation de la quantité de ciment requiert plus d'eau pour dissocier la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) et pour produire des cations Ca^{2+} nécessaires aux réactions d'échange cationique.

La réduction de la densité sèche maximale est due au fait que l'ajout du ciment crée l'agrégation des particules et de ce fait génère un plus grand volume. Cela entraîne une modification de la distribution de la taille des particules.

V.3.2.3.L'influence de l'ajout de ciment sur la pression de gonflement

Les mesures des potentiels de gonflement de l'argile stabilisée sont représentées sur le tableau IV.5

Tableaux V-13 : Influence des ajouts en ciment sur la pression de gonflement

Teneur en ciment (%)	0	2	4	6	8	10
Pg (bar)	1.85	1.61	1.51	1.37	1.11	0.77
Eo	0.822	0.702	0.821	0.855	0.779	0.808
Ef	1.152	0.909	0.936	1.016	0.873	0.942

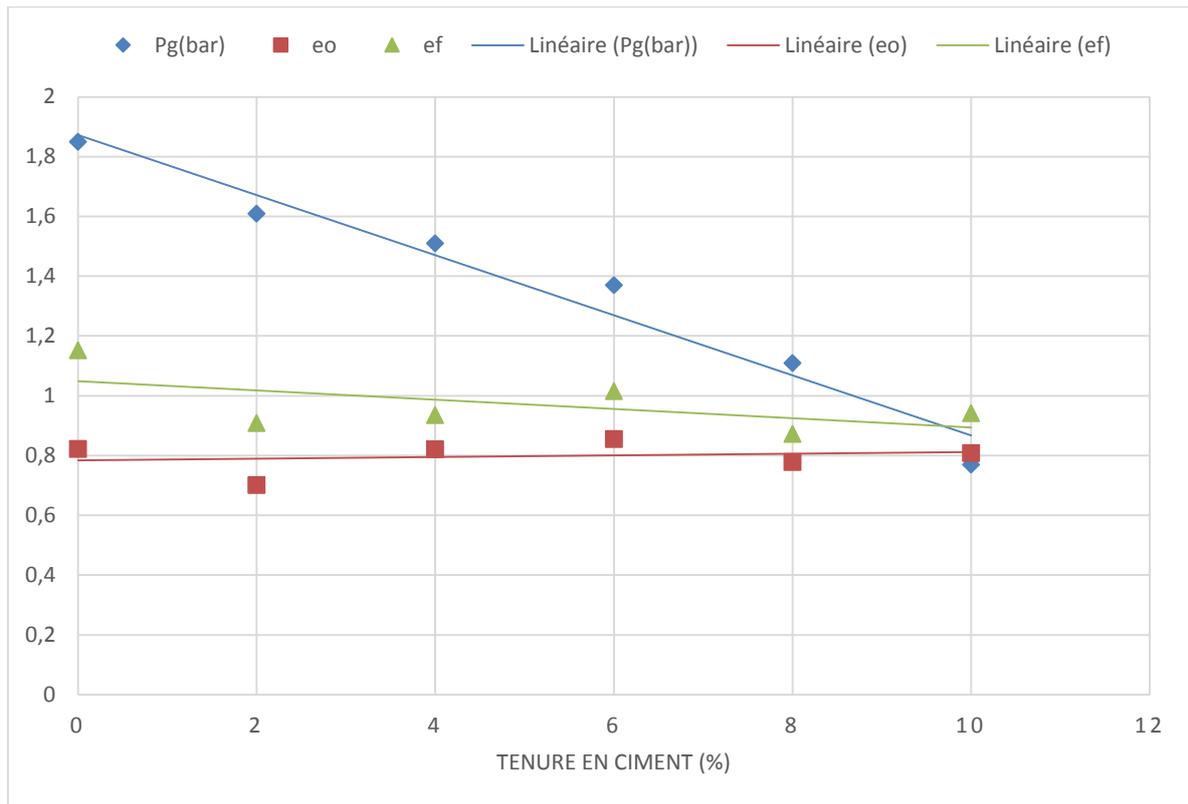


Figure V-17 : La variation de la pression de gonflement en fonction de la teneur en ciment.

Tableaux V-14 : Influence des ajouts sur la pression de gonflement

Teneur en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Pg (bar)	1.85	1.61	1.51	1.37	1.11	0.77

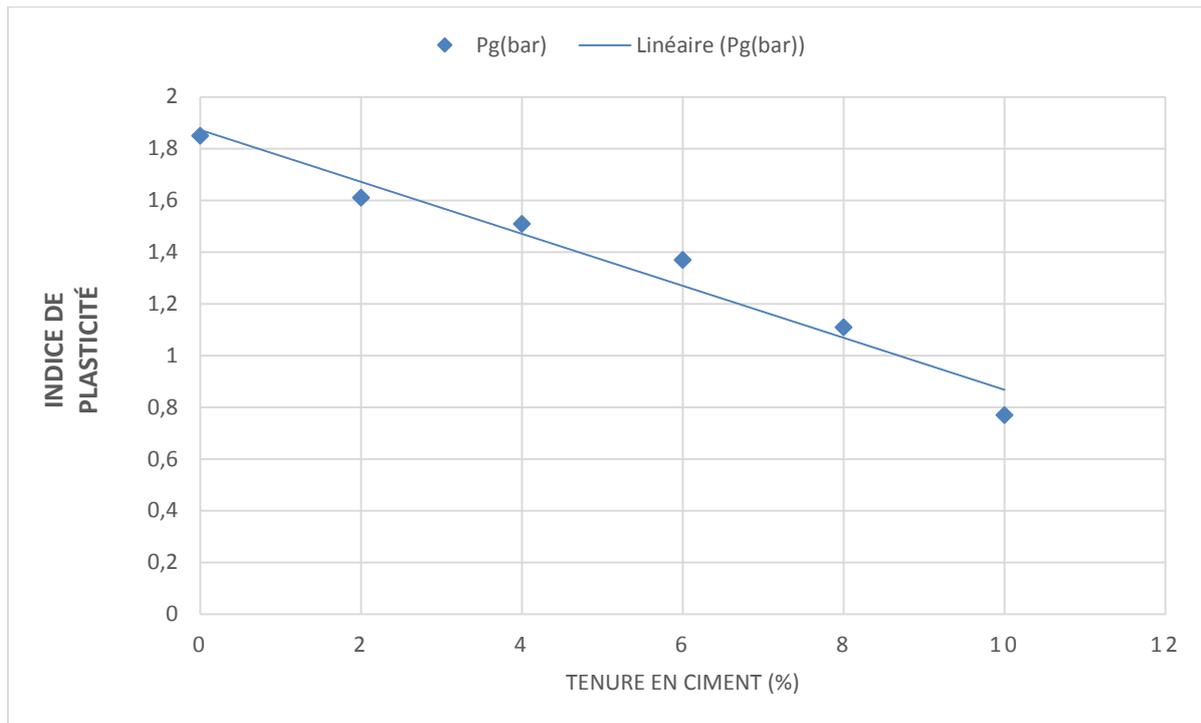


Figure V.18 La variation de la pression de gonflement en fonction de La teneur en ciment

V.3.2.4.Évolution des résistances à la compression simple en fonction de la teneur en ciment

Tableaux V-15 : Influence la résistance à la compression simple en fonction des différentes en ciment

Teneur en chaux(%)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
RCS (bar)	1.65	1.67	1.84	1.95	2.38	2.45

La courbe présente l'évolution de la résistance à la compression simple en fonction des dosages du ciment présente dans la figure V-19.

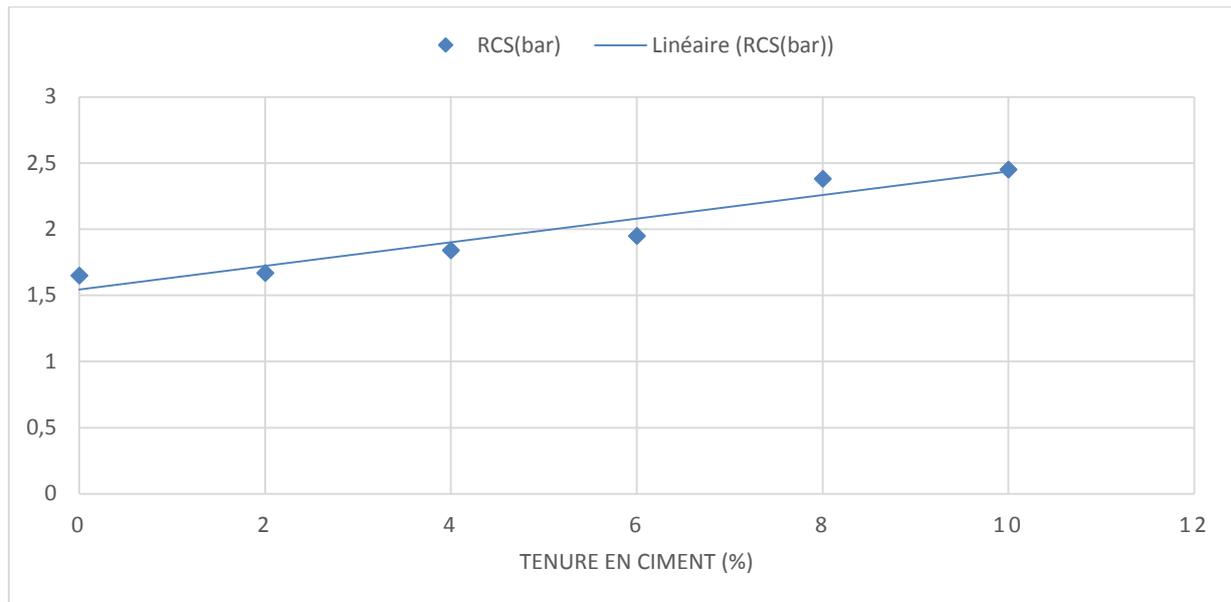


Figure V-19 : *Évolution de la résistance à la compression simple (RCS) en fonction des dosages en ciment.*

V.3.2.5.Évolution de l'indice CBR immédiat en fonction de la teneur en ciment

L'évolution de l'indice CBR immédiat en fonction du dosage en ciment est représentée sur la figure V.20

Tableaux V-16 : *L'évolution de l'indice CBR immédiat en fonction des différentes du dosage en ciment*

Teneur en ciment (%)	0	2	4	6	8	10
CBR immediate	10.28	15.28	16.45	18.49	20.85	24.12

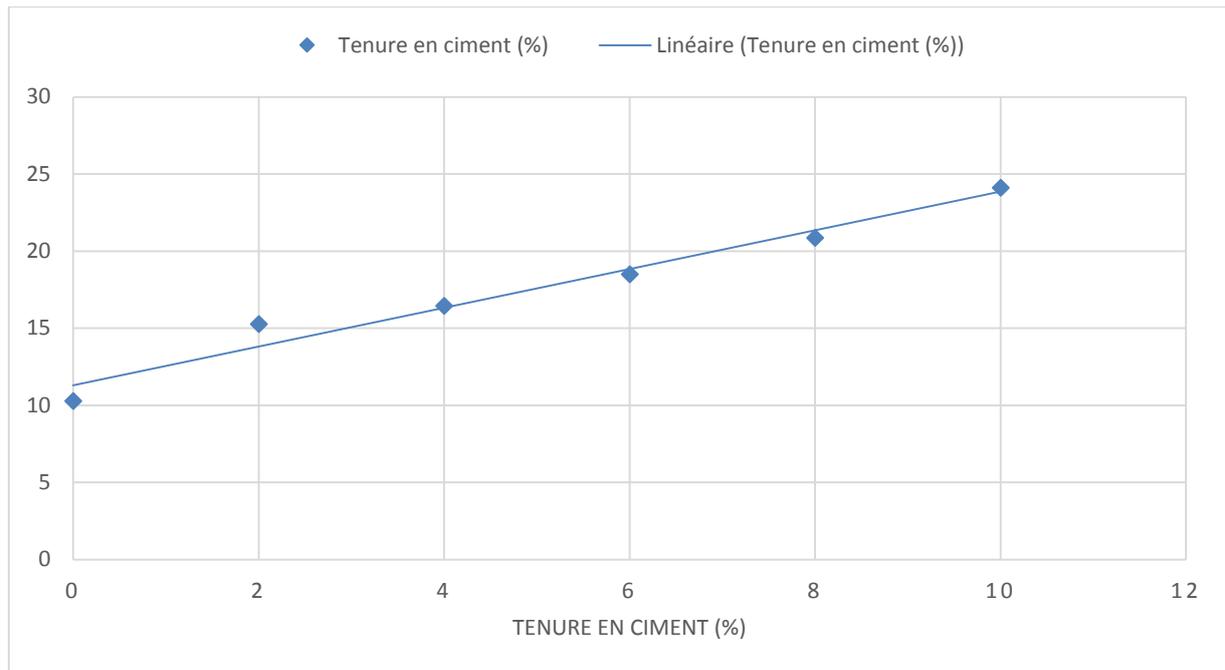


Figure V-20 : L'évolution de l'indice CBR immédiat en fonction du dosage en ciment

L'examen de la courbe donnée sur la figure V-20, nous permet de constater que l'ajout de ciment améliore l'indice CBR immédiat de notre matériau d'étude. On passe d'un indice CBR immédiat de (10.28) à 0% de ciment à environ (24.12) pour un pourcentage en ciment de 10%.

V.3.2.6.Évolution de l'indice CBR imbibé en fonction de la teneur en ciment

L'évolution de l'indice CBR imbibé en fonction du dosage en ciment est représentée dans le tableau V-12

Tableaux V-17 : Variation de l'indice CBR imbibé en fonction du dosage en du ciment (%)

en ciment (%)	0	2	4	6	8	10
CBR imbibé	6.46	8.09	9.67	10.81	13.95	17.61

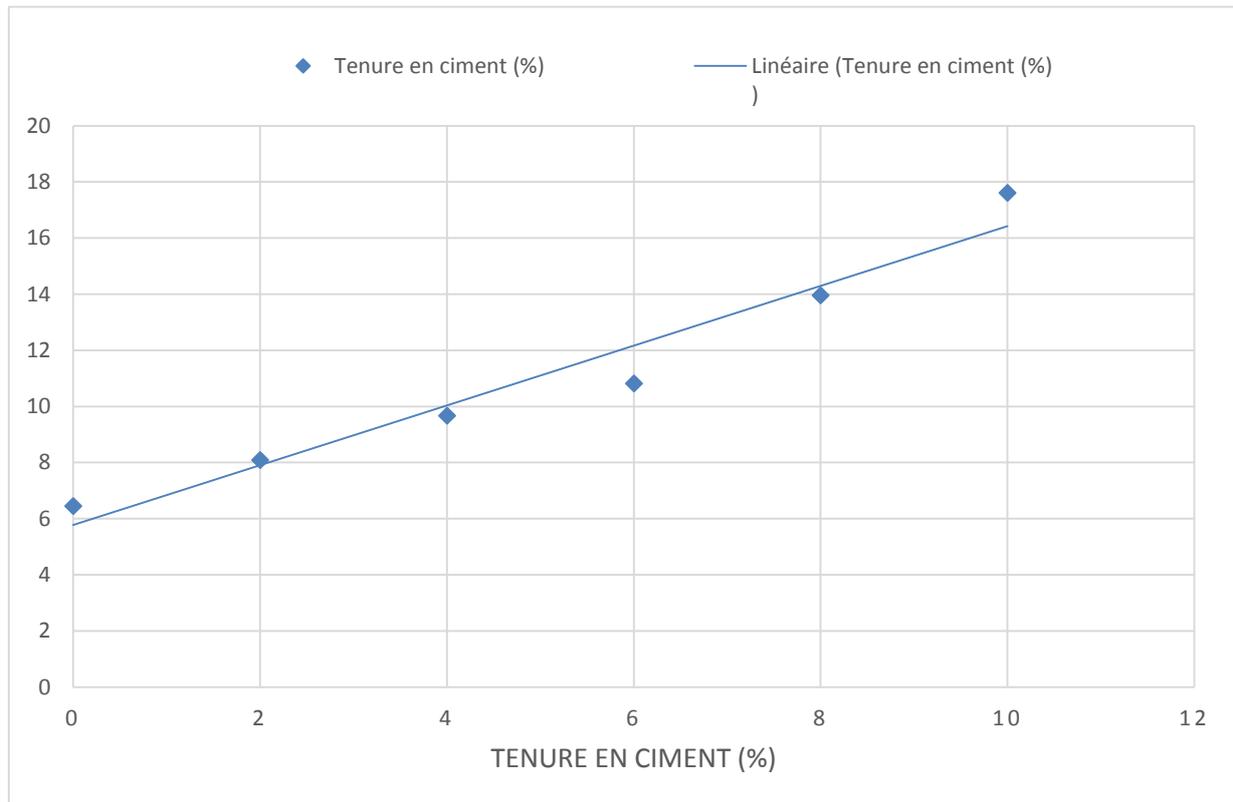


Figure V-21 : *Évolution de l'indice CBR imbibé en fonction du dosage en ciment*

D'après les résultats dans la figure V-21 on remarque que l'indice CBR imbibé augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment.

On passe d'un CBR imbibé (6.45) à 0% de ciment à environ (17.61) pour un pourcentage en ciment de 10%. L'ajout de ciment influence directement la portance du matériau argileux.

V.4.Conclusion

Nous constatons que l'ajout de la chaux et l'ajout du ciment à notre matériau argileux permet d'améliorer ses caractéristiques mécaniques, sa plasticité et son argilosité. On remarque notamment une :

- ✓ Diminution de l'indice de plasticité de 31.81% à 23.11% pour ajout de 10% de chaux
- ✓ Diminution de l'indice de plasticité de 31.81% à 19.18% pour ajout de 10% de ciment
- ✓ Diminution de VB de 7.33 à 4 pour 10% de chaux
- ✓ Diminution de densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimales, de la chaux et du ciment
- ✓ Augmentation de l'indice CBR immédiat de 10.28 à 24.08 pour 10% de chaux
- ✓ Augmentation de l'indice CBR imbibé de 6.46 à 14.98 pour 10% de chaux
- ✓ Augmentation de l'indice CBR immédiat de 10.28 à 24.12 pour 10% de ciment
- ✓ Augmentation de l'indice CBR imbibé de 6.46 à 17.61 pour 10% de ciment
- ✓ Augmentation de la résistance à la compression simple et du module d'élasticité

Chapitre VI

Etude comparative

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons comparer les différents résultats entre le traitement au ciment et à la chaux. Pour cela, nous allons tracer, pour chaque paramètre testé, les courbes d'évolution en fonction des pourcentages en ciment et en chaux.

Les caractéristiques géotechniques et mécaniques de sol reconstitué et traité dans le tableau VI.1

Tableaux VI-1 : l'influence de la chaux et de ciment sur les paramètres de sol

	<i>Sol supporte</i>	<i>La chaux</i>					<i>Le ciment</i>				
Dosage (%)	0%	2%	4%	6%	8%	10%	2%	4%	6%	8%	10%
ω_{opt} (%)	21,5	22,5	23	23,9	26,5	28,1	21,7	23,4	23,7	28,5	31,6
γ_{dmax}	1,58	1,51	1,49	1,46	1,42	1,39	1,43	1,41	1,39	1,37	1,35
ω_L	61,91	61,03	60,28	59,14	60,14	61,21	61,3	60,18	58,93	60,11	59,52
ω_P	30,10	32,10	33,20	35,47	37,20	38,10	34,0	36,06	37,83	40,10	40,07
I_P	31,81	28,93	27,08	24,07	22,94	23,11	27,3	24,15	21,10	20,01	19,81
VBs	7,66	7,00	6,33	5,33	4,66	4,00	--	--	--	--	--
Passant 80um	98,69	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Pasant 20um	30,44	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Pg	1,85	1,79	1,6	1,23	1,05	0,88	1,61	1,51	1,37	1,11	0,77

VI.2. Étude comparative de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en chaux et en ciment

L'influence de la chaux et du ciment sur indice de plasticité sont représentées figure VI-1, VI-2

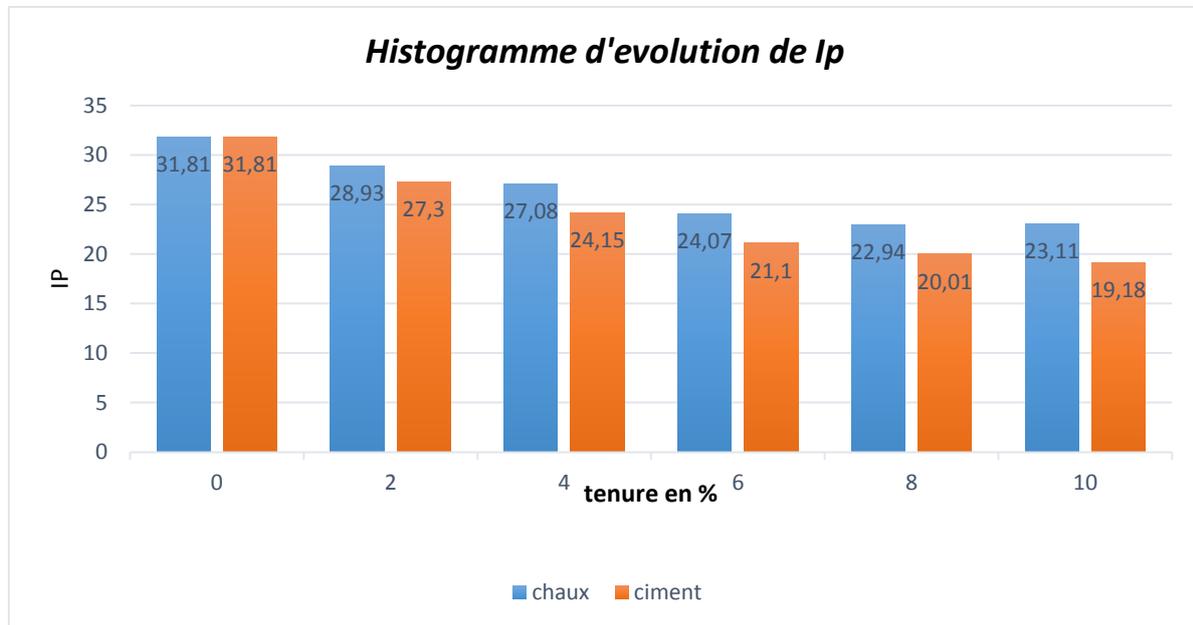


Figure VI-1 : Histogramme d'Évolution de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de chaux et de ciment

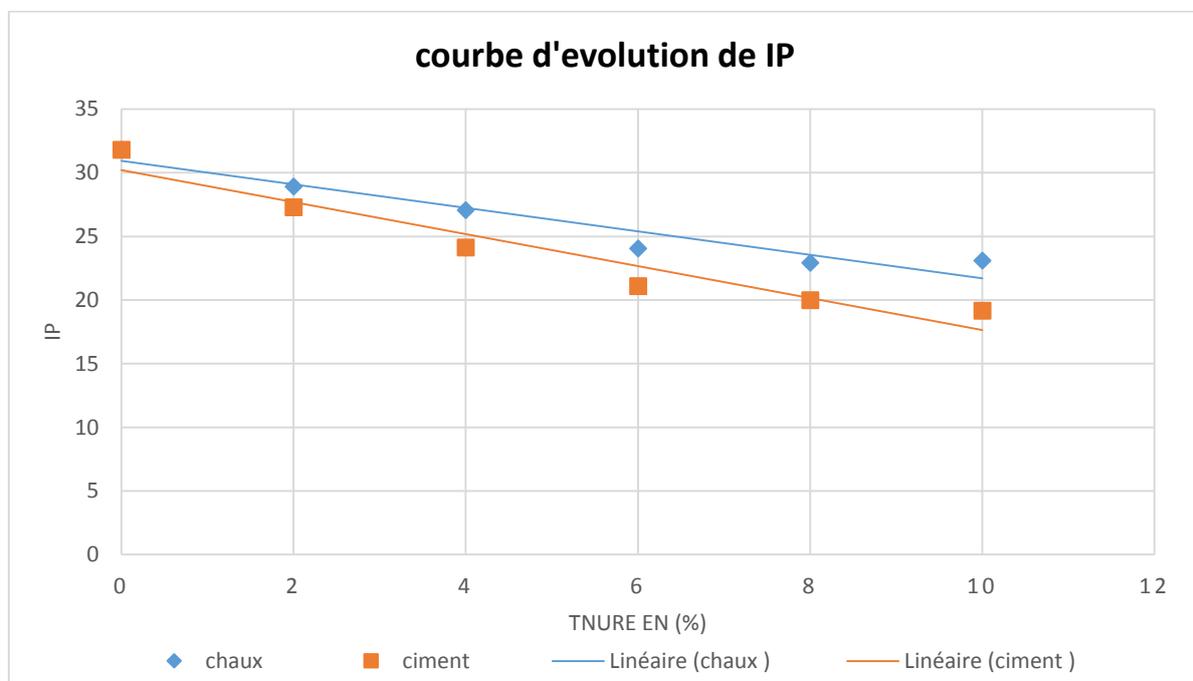


Figure VI-2 : Courbe d'Évolution de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de chaux et de ciment

On remarque que l'effet de la chaux sur l'indice de plasticité dépasse celui du ciment. Ainsi pour une teneur en ciment de 10 %, la réduction de l'indice de plasticité est de 39.70% alors que pour le même pourcentage, elle est de 27.35 % pour la chaux.

VI.3. Etude comparative du taux de gonflement

L'influence de la chaux et du ciment sur essai de gonflement libre, figures VI-3, VI-4

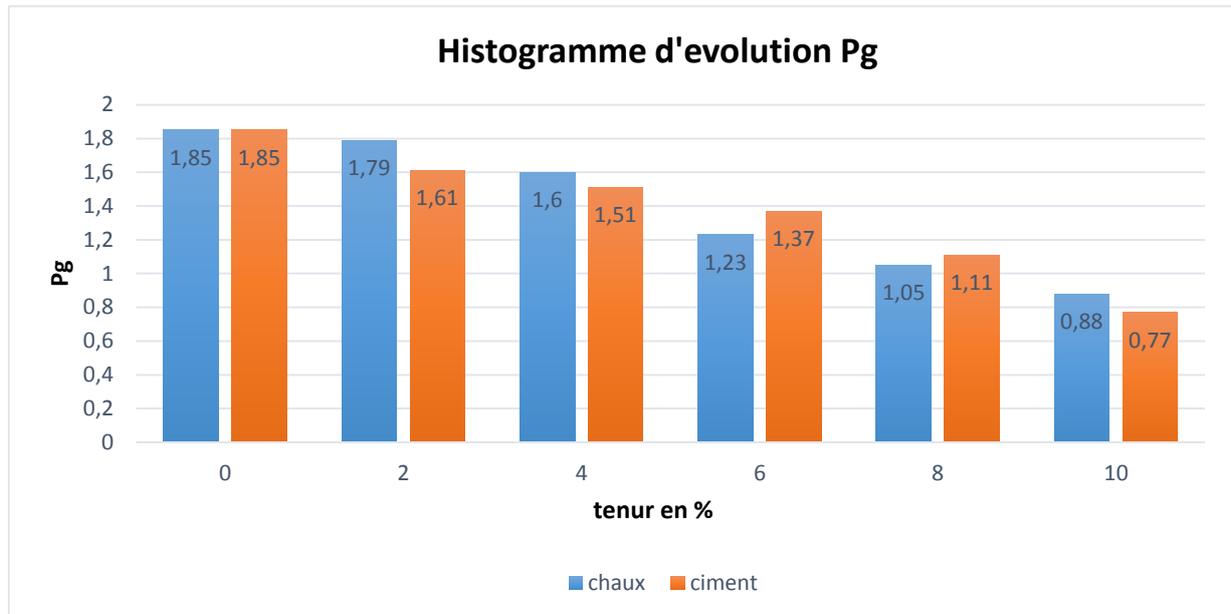


Figure VI-3 : Histogramme d'étude comparative de la pression de gonflement

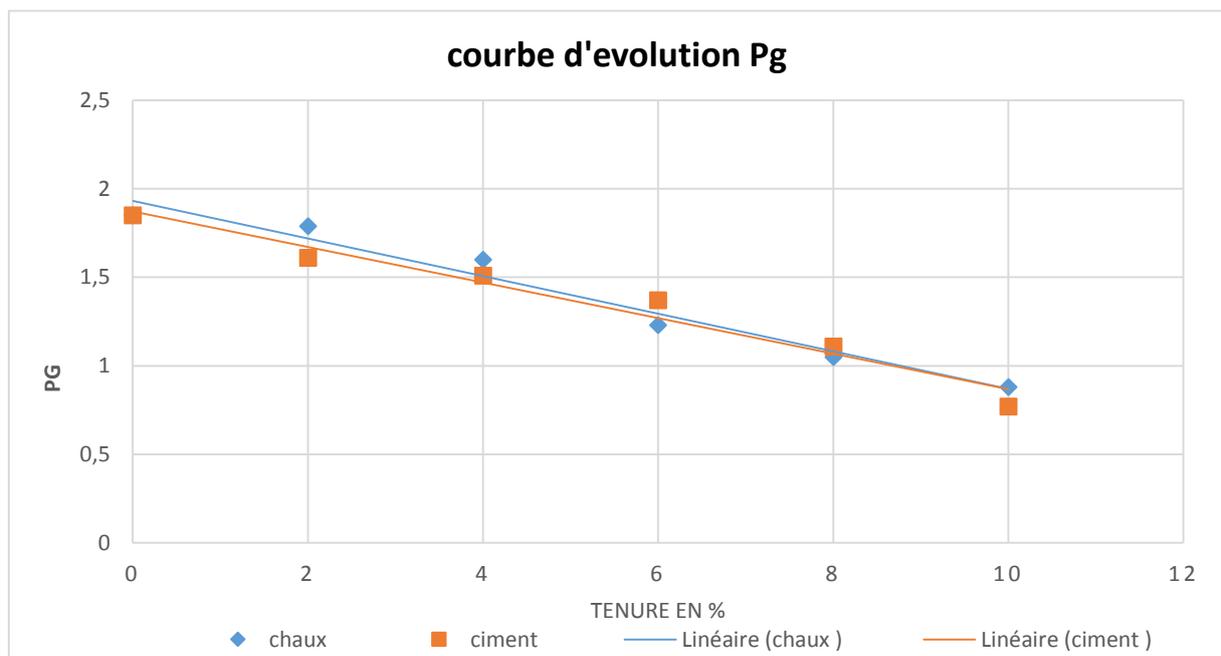


Figure VI-4 : Courbe d'étude comparative de la pression de gonflement

On constate que la vitesse de diminution de la pression décroît avec le temps et cela dû à la réaction de la chaux et le ciment dans le sol et presque la même, mais on remarque à 0% une augmentation de pression de gonflement donc la réaction chaux-argile et ciment-argile valorise le sol et le rendre moins gonflant.

VI.4. Etude comparative de la résistance à la compression simple

Tableaux VI-2 : Influence résistance à la compression simple en fonction des différents dosages en chaux et en ciment

RCS (bar)	Teneur en (%)	0	2	4	6	8	10
	Chaux		1.65	1.71	1.97	2.22	2.42
ciment		1.65	1.67	1.84	1.95	2.38	2.45

L'influence de chaux et du ciment sur la résistance à la compression simple figures VI-5, VI-6

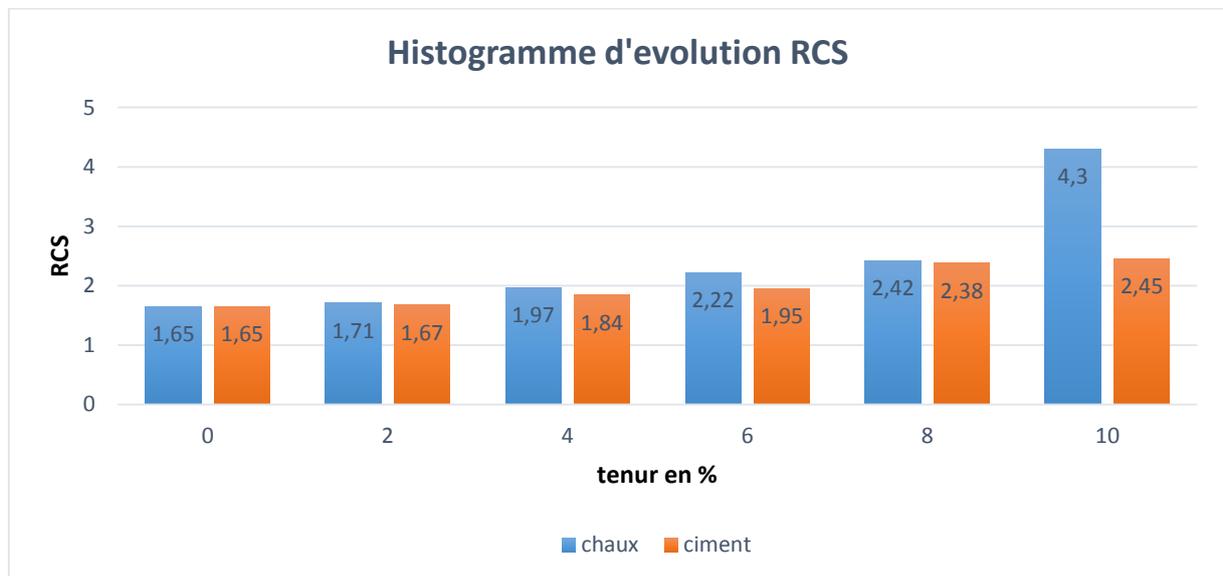


Figure VI-5 : Histogramme étude comparative de la résistance à la compression simple

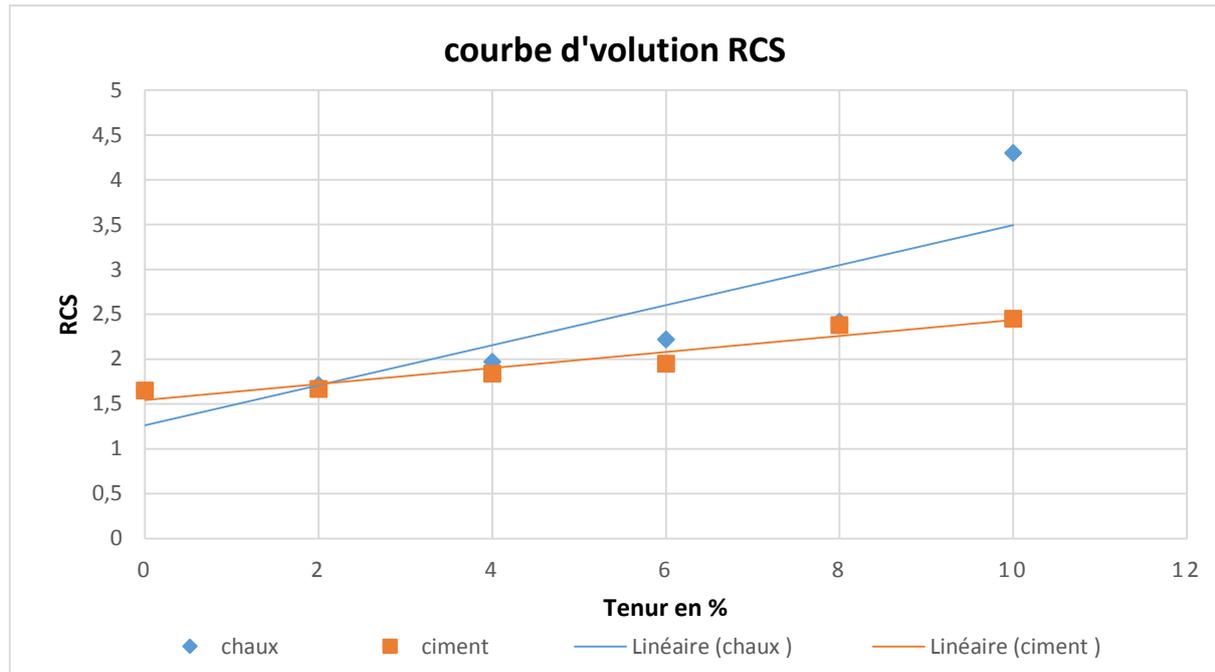


Figure VI-6 : courbe étude comparative de la résistance à la compression simple

À partir a figures, on remarque qu’au l’ajout de ciment améliore mieux la résistance à la compression que la chaux mais au-delà, c’est la chaux qui l’améliore plus jusqu’à une teneur de 8% où l’amélioration est la même pour les deux liants

VI.5. Etude comparative de l'indice CBR

TableauxVI-3. Influence de l'indice CBR immédiat et imbibé en fonction de la teneur en chaux et en ciment

Teneur en (%)	Indice CBR (immédiat)		Indice CBR (Imbibé)	
	chaux	ciment	chaux	Ciment
0	10.28	10.28	6.46	6.46
2	15.87	15.28	8.5	8.09
4	17.61	16.45	10.7	9.67
6	19.34	18.49	12.79	10.81
8	20.09	20.85	13.22	13.95
10	24.08	24.12	14.98	17.61

VI.5.1 Etude comparative de l'indice CBR immédiat

Cette évolution est représentée sur les figures VI-7, VI-8

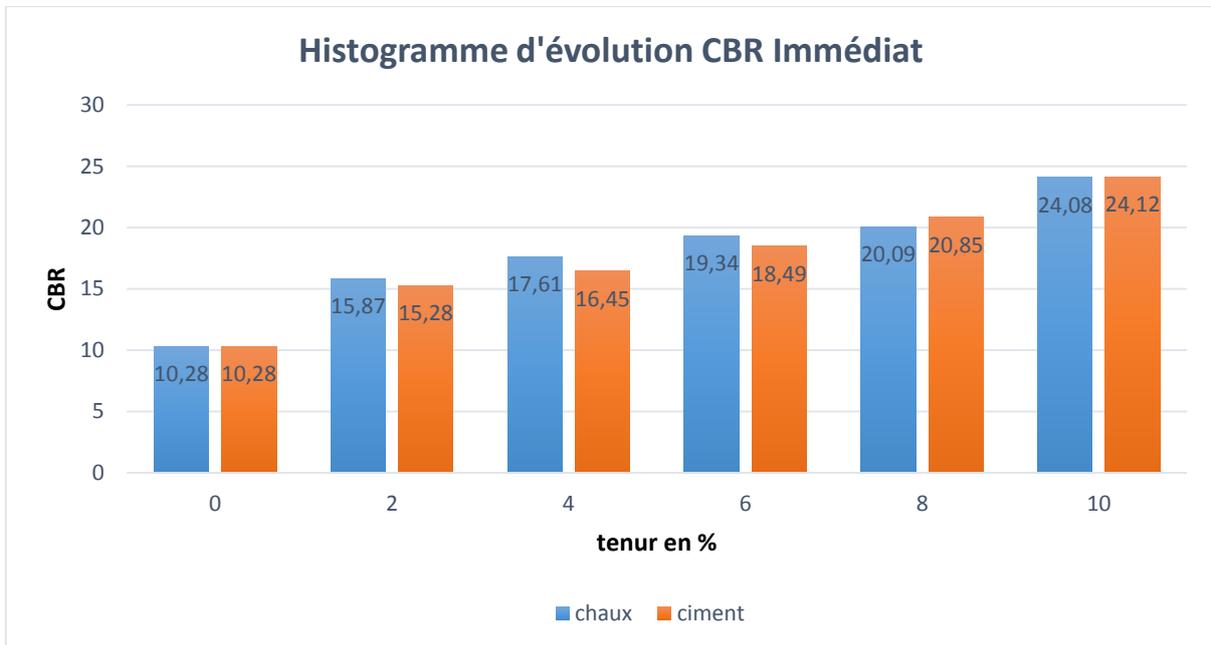


Figure VI-7 : Histogramme étude comparative de l'indice CBR immédiat

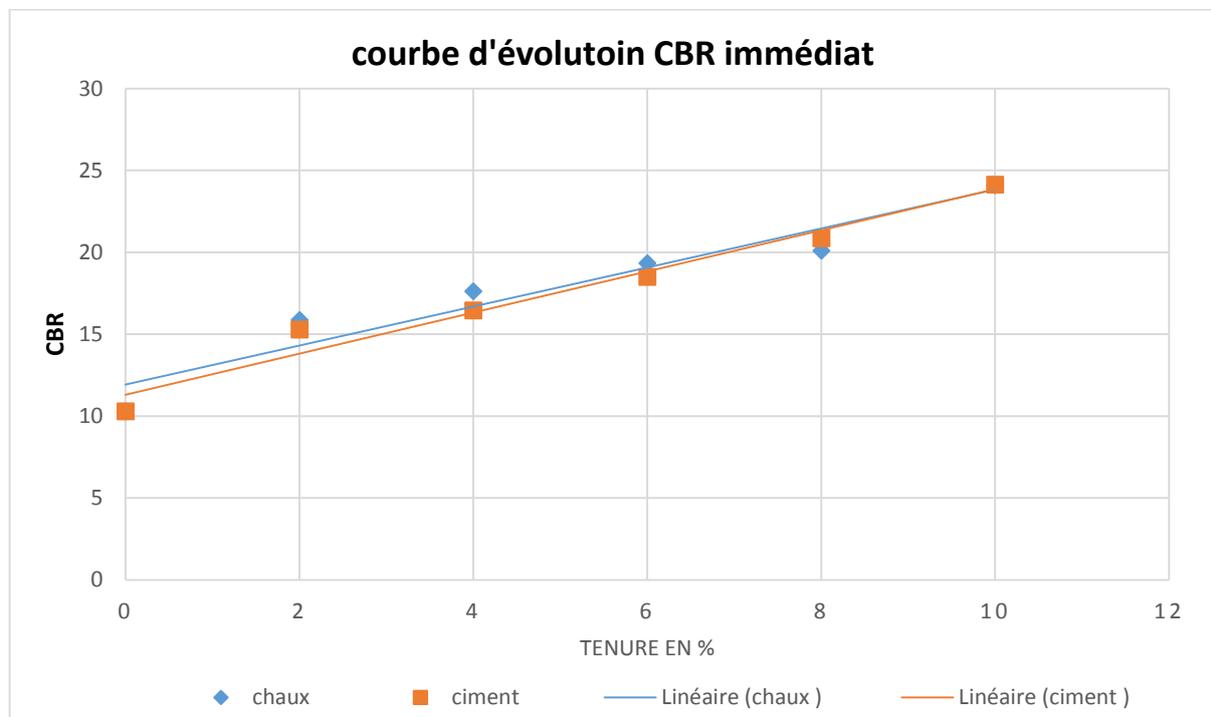


Figure VI-8 : Courbe étude comparative de l'indice CBR immédiat

On remarque une augmentation rapide de l'indice de portant immédiat conjointement avec les différents pourcentages de chaux et de ciment. Pour une valeur de 4%, une

augmentation de la portance immédiate de 44.58 % est atteinte pour le ciment alors qu'elle est de 53.11% pour la chaux. Cette dernière améliore mieux la portance immédiate que le ciment ce qui explique qu'on l'utilise toujours en traitement de sol support.

VI.5.2 Etude comparative de l'indice CBR imbibé

Cette évolution est représentée sur les figures VI-9, VI-10

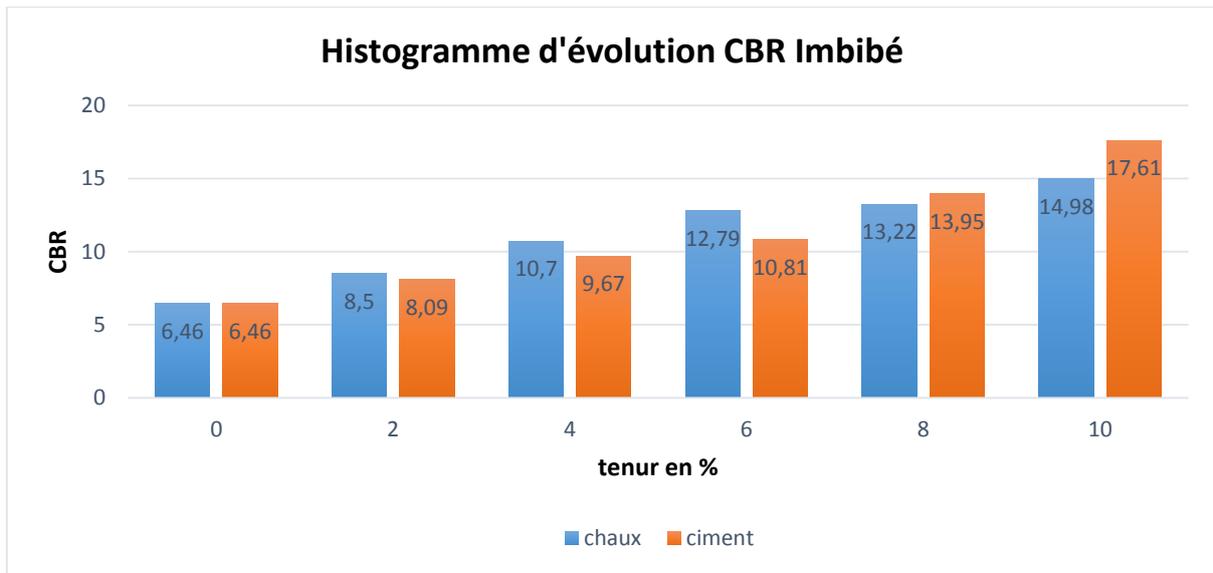


Figure VI-9 : Histogramme étude comparative de l'indice CBR imbibé

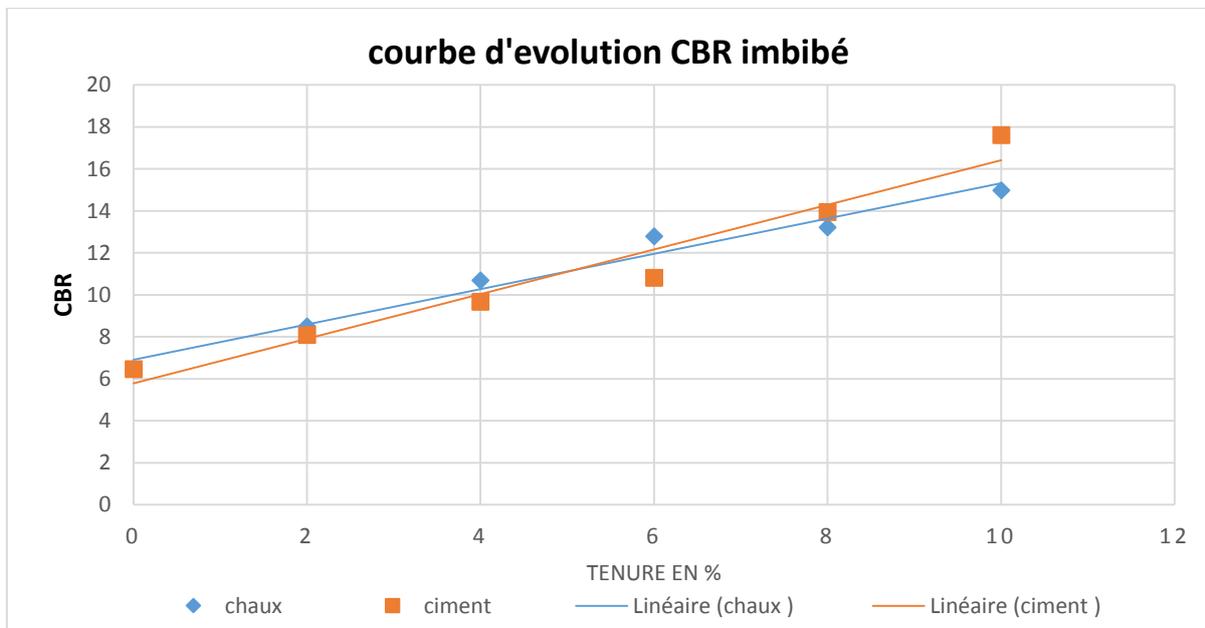


Figure VI-10: Courbe étude comparative de l'indice CBR imbibé

On remarque qu'au l'ajout de ciment améliore mieux la résistance à la compression que la chaux mais au-delà, c'est la chaux qui l'améliore plus jusqu'à une teneur de 5% et à partir de 5% le ciment améliore mieux la résistance.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

La stabilisation des sols argileux au ciment et à la chaux est une solution convenable pour la construction des couches de forme routières et ferroviaires. Cette solution est particulièrement attirante dans les travaux de terrassements des chantiers routiers, ferroviaires et aéroportuaires. En plus de l'aspect technique, les coûts économiques des travaux qui dépendent de l'équilibre entre la quantité de matériau en remblai et déblai sont réduits. Ces raisons sont suffisantes pour que cette technique soit utilisée systématiquement dans plusieurs pays depuis des décennies et même après la généralisation des géosynthétiques qui rentent plus chers.

Les résultats obtenus dans ce mémoire permettent de voir que l'introduction du ciment et de la chaux dans les sols argileux à un effet considérable sur leur comportement mécanique. On constate un aplatissement de la courbe Proctor et une amélioration immédiate dans le sol par la diminution importante de sa sensibilité à l'eau.

De la même façon, l'ajout de la chaux et du ciment aux matériaux argileux fait diminuer l'indice de plasticité, la valeur du bleu méthylène. L'addition du ciment et de la chaux donne un accroissement de l'indice portant immédiat et imbibé, ce qui est un facteur important dans les études de dimensionnement. Enfin, une augmentation de la résistance à la compression est remarquée quel que soit l'âge de l'éprouvette.

Nous recommandons à l'issue de ce mémoire de se pencher à l'avenir sur les réactions physico-chimiques qui s'établissent entre les argiles, la chaux et le ciment car nous restons convaincus que les essais mécaniques pourraient trouver une meilleure interprétation lorsqu'on se penchera sur ces interactions chimiques à court terme (floculation et agglomération) et des réactions à long terme (réaction pozzolanique). La première étant une réaction directe et rapide responsable des effets immédiats produits par la chaux (amélioration du sol). La chaux peut alors réagir avec les minéraux argileux, provoquant une floculation et agglomération des argiles. Cette floculation augmente l'aptitude au compactage et diminue la plasticité du sol. La deuxième est une réaction lente, qui durcit progressivement le sol-chaux compacté, responsable à des effets à long terme (stabilisation du sol).

Les résultats obtenus ont été extrêmement positifs et permettent d'affirmer la possibilité de l'utilisation de la chaux et du ciment dans les travaux publics en Algérie. On

Conclusion Générale

recommande en outre d'étudier le comportement de ces matériaux argileux à l'aide de révolution qui permettra sans doute d'approfondir la compréhension du comportement mécanique de ce sol (module de déformation des matériaux à des cycles de déchargement rechargement) , de valider des résultats trouvés par la modélisation numérique et de suivre le comportement des couche de forme traités à long terme in situ.

Les résultats trouvés après traitement du sol support à la chaux et au ciment nous avons sortis les conclusions suivantes :

- Une diminution de l'indice de plasticité
- Une diminution de la valeur au bleu
- Une diminution de densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimales,
- Une augmentation de l'indice CBR immédiat
- Une augmentation de l'indice CBR imbibé
- Une augmentation de la résistance à la compression simple
- Une diminution de la pression de gonflement

REVUE
BIBLIOGRAPHIQUE

[1] : LCPC. Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide technique, LCPC-SETRA, 1994.

[2]: Cole L.W, Mack J,W , et Packard R,G whitetopping and ultra-thin whitetopping –the us experience 8th international symposium on concrete road 1998 pp 203-217 .

[3] : CIMbéton, le béton de ciment mince collé BCMC. Collection technique CIMbé ton, 2000 .

[4] : Pouteau B ., Balay J.M . Chabot A . et Iarrard F . de fatigue test and mechanical study of adhesion between concrete and asphalt. 9th international symposium on concrete Roads , Istanbul, turkey 2004.

[5]: siwlerbrand J, Whitetoppings, 8th international symposium on concrete road. 1998, pp. 139-148.

[6] :LCPC. Method d'essai n+52. Catalogue des dégradations de surface des chaussées.

[7] :Fresnel H. mise au point d'un banc d'essai innovant destiné à l'étudier les problèmes d'endommagement de surface revêtements routiers. Rapport de stage de maitrise de génie de matériaux. Université de Poitiers. 2003 .

[8] :castaneda-pinzo_on E. ET such C. evaluation the moisture sensitivity of bituminous mixtures complex modulus approach. 83^e annual meeting, transportation research board, 2004.

[9]: Elabd A., Horny P., Breyse D., Denis A. et Chazallon C. A simplified method of prediction of pavement deformations of unbound pavement layers. 6th International Symposium on Pavement Unbound . 2004.

[10] :beghin A . étude de la rupture des bitume à basse température : influences des facteurs de composition et de la rhéologie des liants Thèse : université paris VI , 2003.

[11] :Maillard S ., d.L Roche C , Hammoum F ., Gaillet L ., E Daouben et Such C . Comportement a la rupture de bitume en film mince sous chargement répété- approché par des méthodes de control non destructif. Journées des siences de l'Ingénieur 2003.

[12] : Laveissiere D. Modalisation de la remonté de fissure en fatigue dans les structures routières par endommagement et macro-fissuration .thèse université de limoges .

[13] :florencia C., Foret G., Tamagny P ., sener J.Y. et Ehrlacher A. Design of a new laboratory test simulating the reflective cracking in pavement with cement treated bases . Cracking in pavement, 5th international Rilem conference , li ége France 2004.

[14] :Tamagny P.,Wendling L . et Piau J.M, A new explanation of pavement cracking from top botton : the visco-elasticity of asphalt matherials. Cracking in pavement, 5th international Rilem conference , li ége France 2004 .

[15] :AISSIOU, F Z (2010) « Étude du phénomène de gonflement d'un sol argileux». Thèse de magister, USTHB.

[16] :BULTEL, F (2001) «Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels ». Thèse de doctorat, L'école nationale des ponts et chaussées, Paris.

[17] : CABANE,N (2004) «Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques, contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation». Thèse docteur de l'École Nationale Supérieure des Mines de St-Etienne.

[18] : E. Brazier et L. Eblé. Sur une particularité de la transmission de la chaleur dans le sol. C. R. des séances d'UAcad. D'Agric. 1935.

[19]: G. Beskow. Soil freezing and frost heaving. Sver. Geol. Undersökning, 1935.M. Buisson. Essais de géotechnique, I, 1942. L. Hughes. Etudes théoriques et expérimentales sur les propriétés hydrauliques d'un sol pulvérulent, 1946.

[20] : Longue étude dans C. Troll, art. Cité. Pour les pipkrakes du Japon, cf. : Quartely journal of the Royal Meteorological Society, 54, n" 225, 1928.

[21] :Beskow, Buisson, Demolon, Ruckli, ouv. Cités ; Geslin, art. Cité. , A. Cailleux et E. Thellier. Sur la détermination de la couche de sol gelé, C.R.A.S., 224, 1947.

[22] :M. Godard. Température du sol et radiation solaire. Ann. agronom., 1944.

[23] : DOCUMENT TECHNIQUE Amélioration des sols à la chaux Centre de recherches routières.

[24]:Bodin D.,pijaudier-cabot.,d la roche C., piauJ.M et chabot A.A continuum damage approach to asphalt concrete modelling . journal of engineering mechanics (ASCE), 2004

[25] : CHERFA H. et AIT MOKHTAR K. « analyse des caractéristiques mécaniques d'une grave laitier » premier symposium méditerranéen de géoengineering. Les 20 et 21 Juin 2009, Alger, Algérie.

[26] : Guide(2004) «Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment». Centre de recherches routières.

[27] :Guide technique (2000) «Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques». Laboratoire centrale des ponts et chaussées.

[28] :Cours en ligne « Matériaux de construction »conçu par Vice-doyen et Professeur à la Faculté d'Ingénierie Monsieur Vimane et Professeur à la Faculté d'Ingénierie Université Nationale du Laos.

[29] : Azzouz .F.Z, (2006) ; « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques Argiles Gonflantes de la région de Tlemcen », thèse de magister, université de Aboubeker Belkaid, Tlemcen.

[30] :Thériault. P, (2000) ; «Étude de l'influence des métaux lourds sur la conductivité hydraulique de couches sable/bentonite». Mémoire de Maître sciences de faculté des études Supérieures de l'Université de Laval.

[31] : Guide(2004) «Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment». Centre de recherches routières.

[32] :Mouroux. P et al, (1989) ; « La construction économique sur les sols gonflants ». Manuels et méthodes, n°14, BRGM. France.

[33] : GUERIDI. F, (2009) «Stabilisation des sols à la chaux : Détermination du taux optimal». Thèse magister ENTP.

[34] : REDHA ; B (2008) «Stabilisation des sols argileux par la chaux (cas du kaolin da gisement de djebel debagh-guelma) ». Thèse magister Université m'sila.

[35] : GLEN ; L (2001) «Étude technico-économique de la stabilisation à la chaux des sols argileux en voirie forestière». Mémoire maitrisée génie de la construction école de technologie supérieure université du québec (canada).

[36] :Bouroukba. S, (2001); « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région d'Oran ». Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran.

[37] :YOUNOUSSA; M (2008) « Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques : application au génie civil (bâtiment et route) ». Thèse docteur de l'université de ouagadougou.

[38] :TANGI ; B (2010) «Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols» .Thèse docteur institut national polytechnique de lorraine.

[39] : Khelifa. T, (1994) ; « contribution à l'étude de la stabilisation d'un sol gonflant par ajout de sable, cas des régions de SIDI-AISSA et de IN-AMENAS », thèse de magister,USTHB.

[40] :Rapport particulier sur les risques de subsidence dus à la sécheresse, BRG Revue Canadienne de littérature sur les fentes de retrait, rédigé par pierre Luc bégine, septembre 2007.

[41]: Ranganatham. B.V, Satyanaryana. B, (1965); "A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays". Proc of the 6th I.C.S.M.F.E. Montreal.1965.

Annexes

Gonflement libre

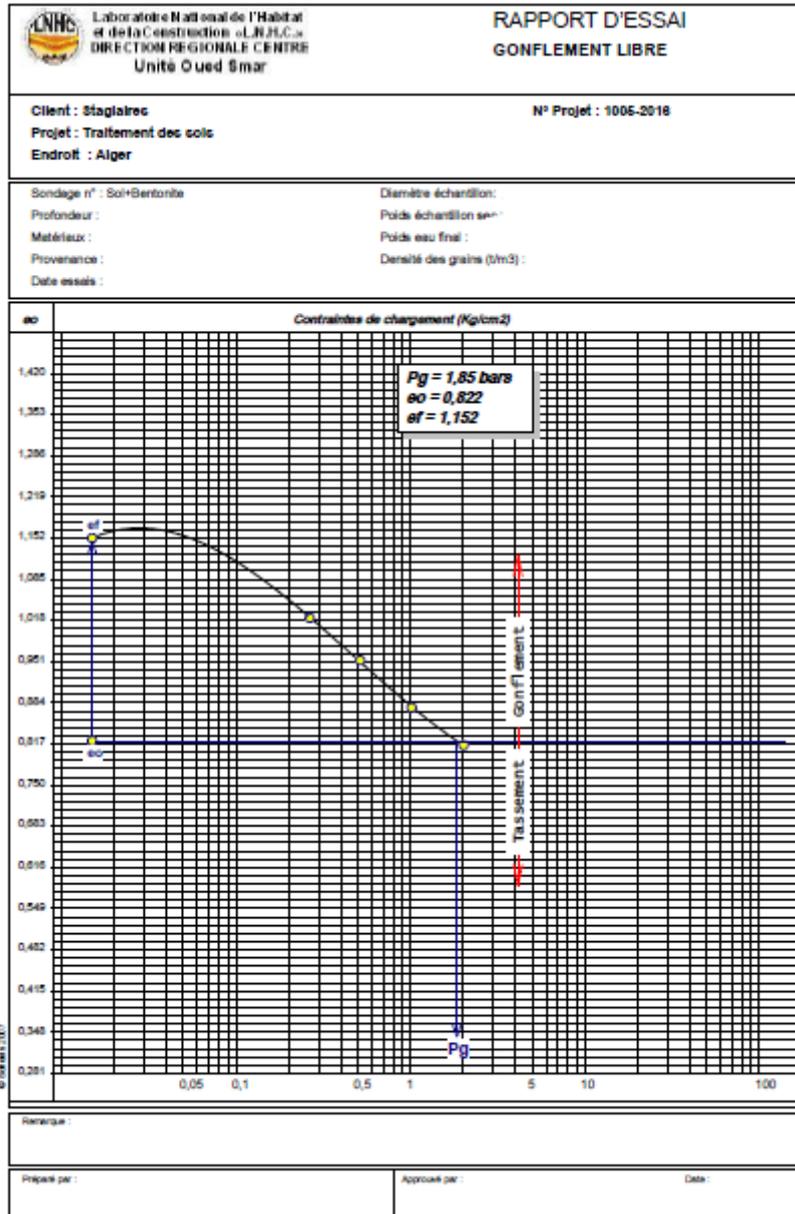


Figure. 1. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon

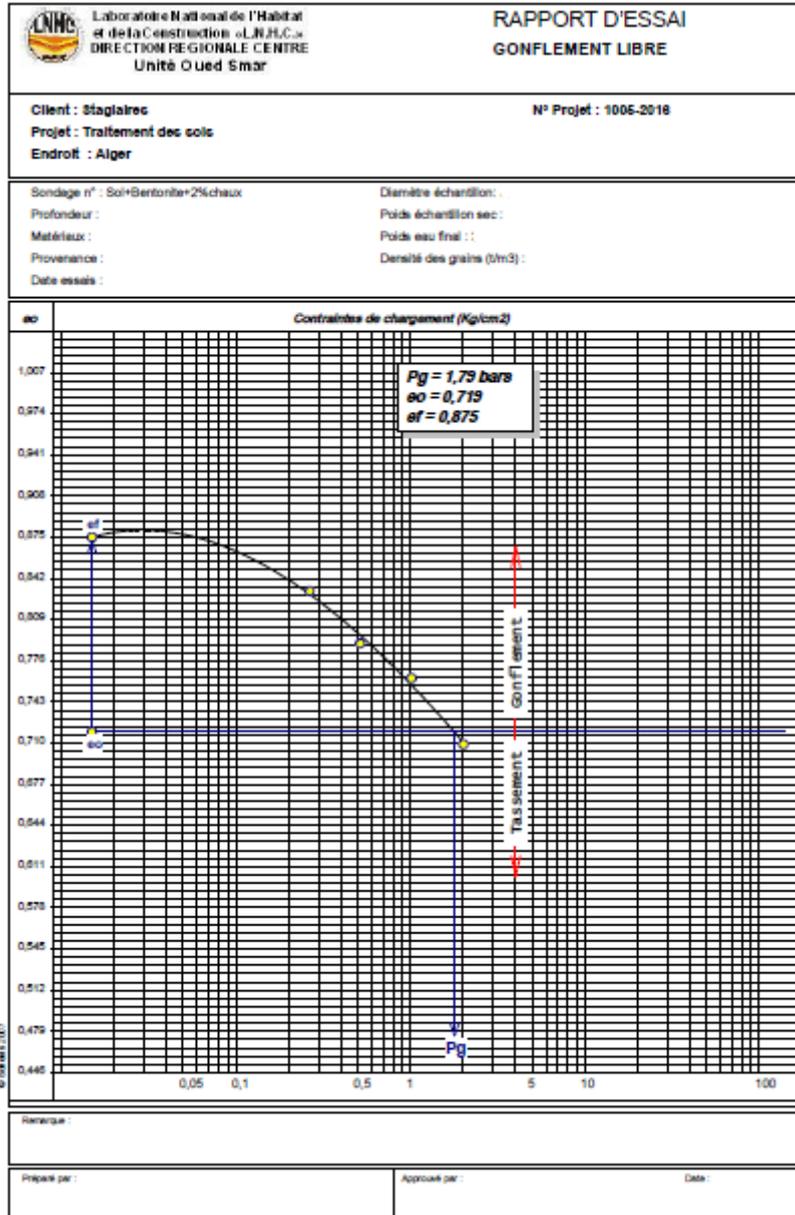


Figure. 2. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 2% de Chaux

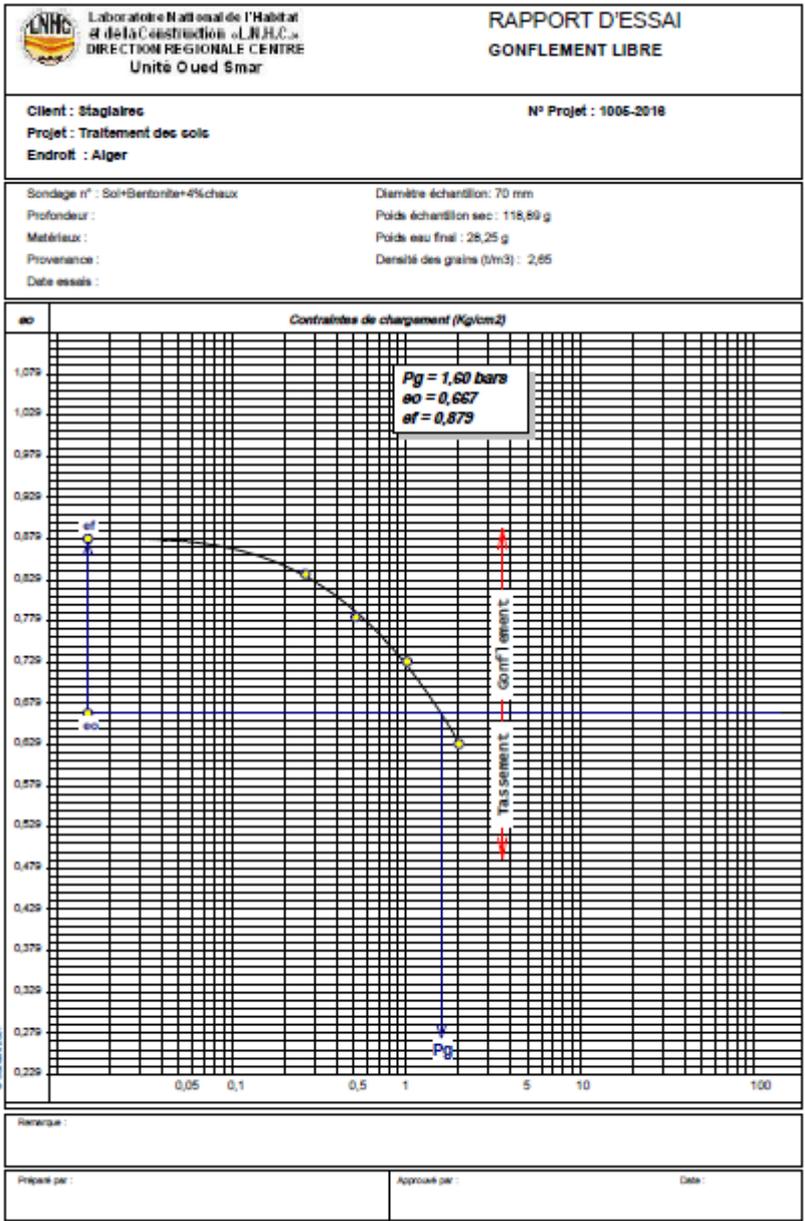


Figure. 3. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 4% de Chaux

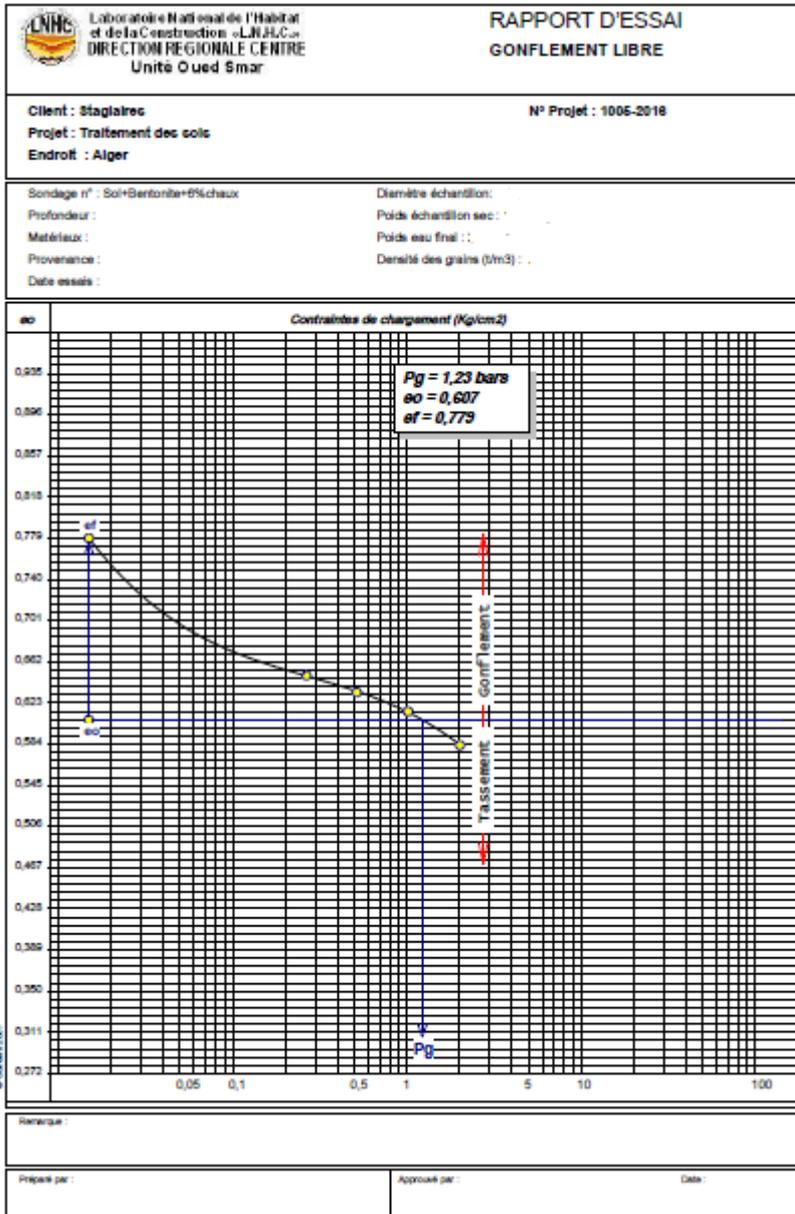


Figure. 4. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 6% de Chaux

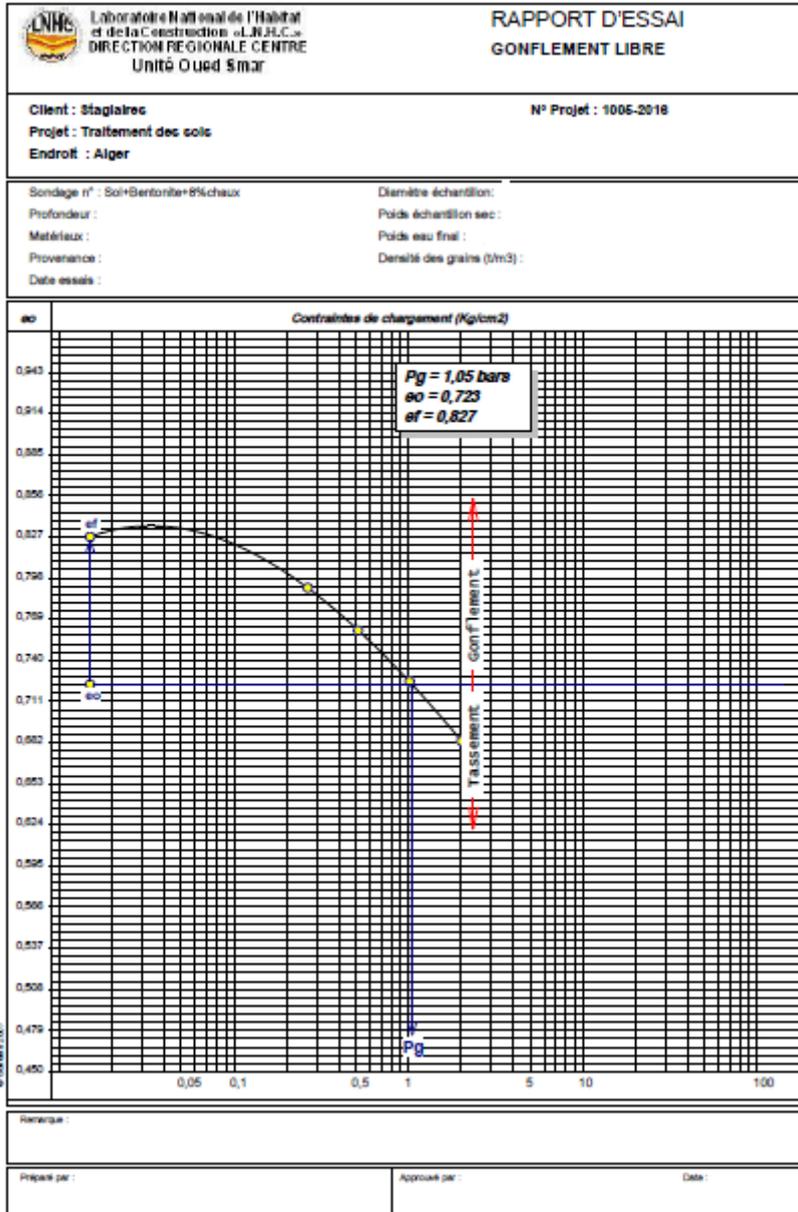


Figure. 5. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 8% de Chaux

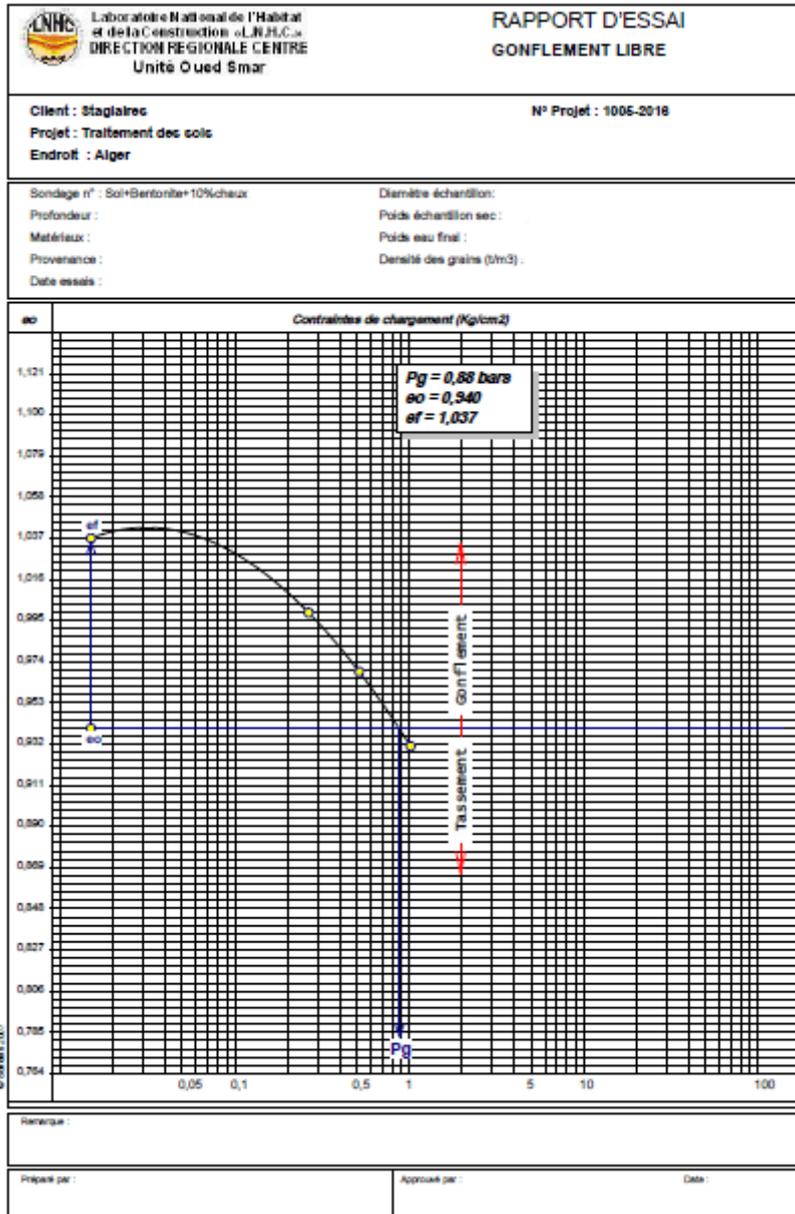


Figure. 6. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 10% de Chaux

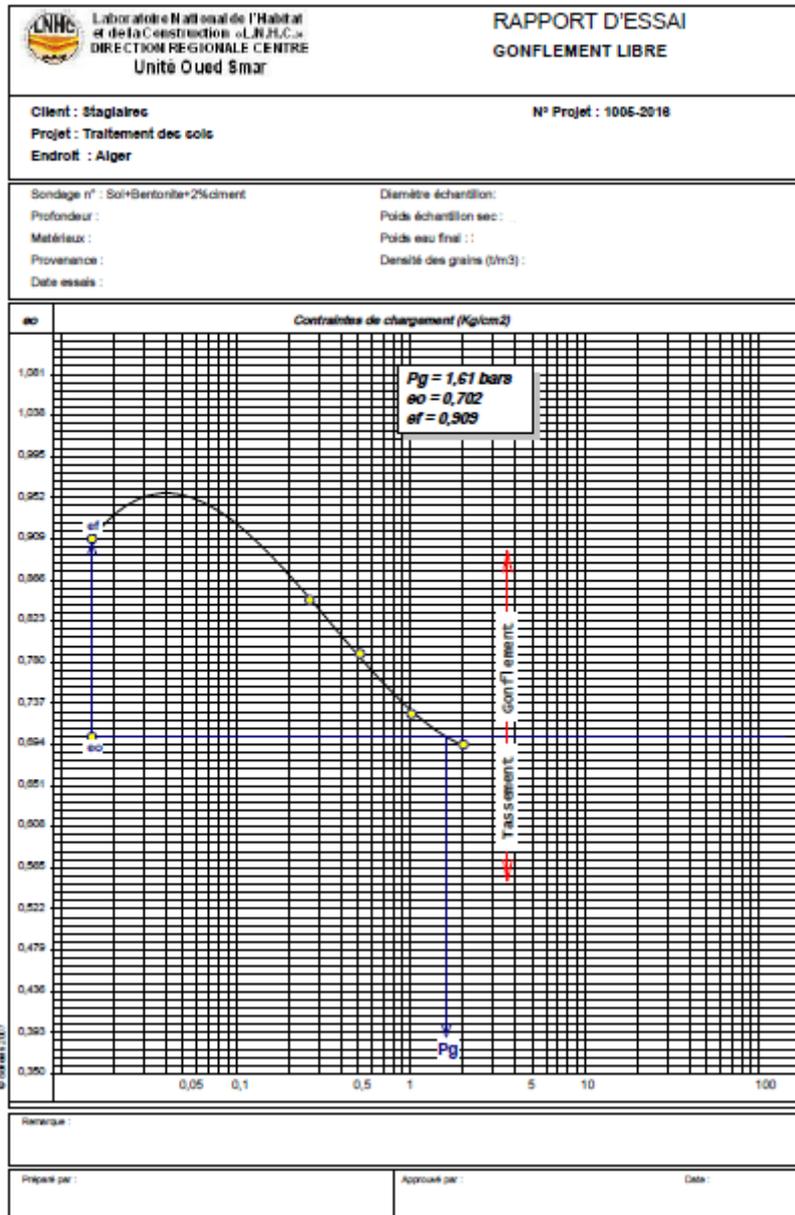


Figure. 7. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 2% de Ciment

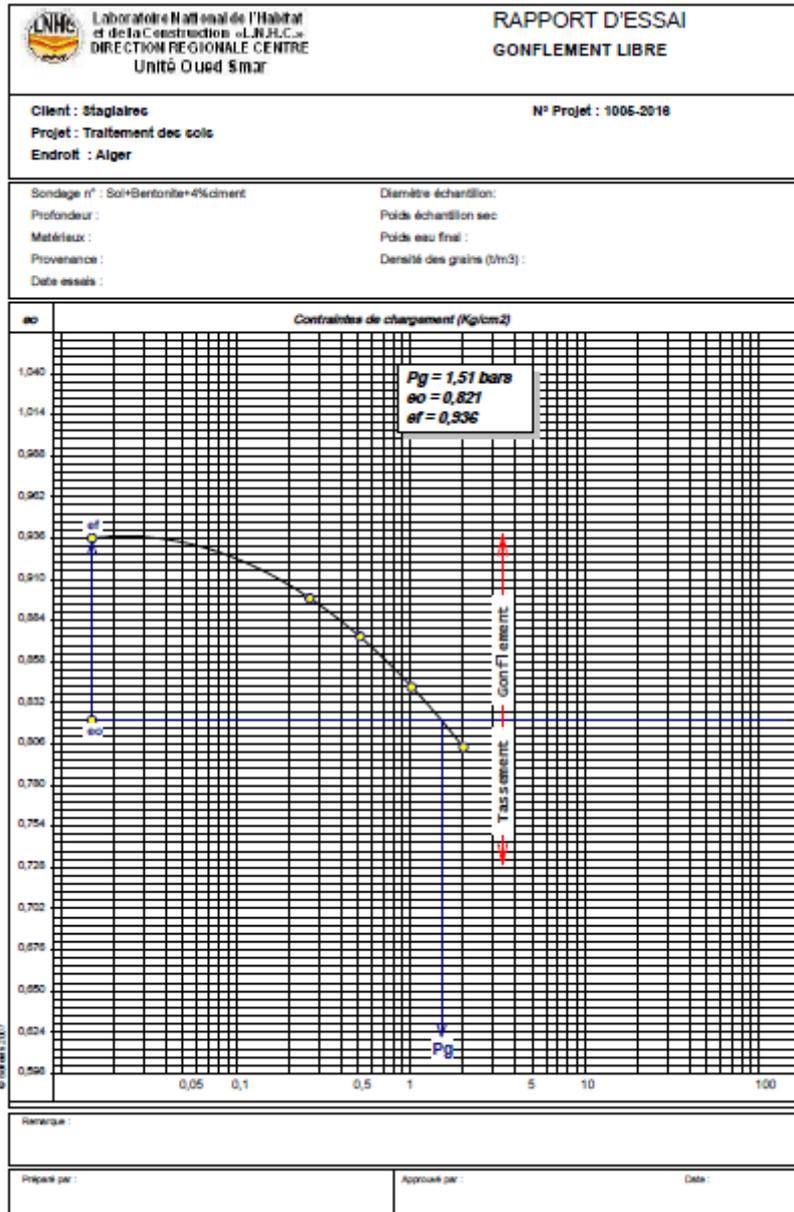


Figure. 8. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 4% de Ciment

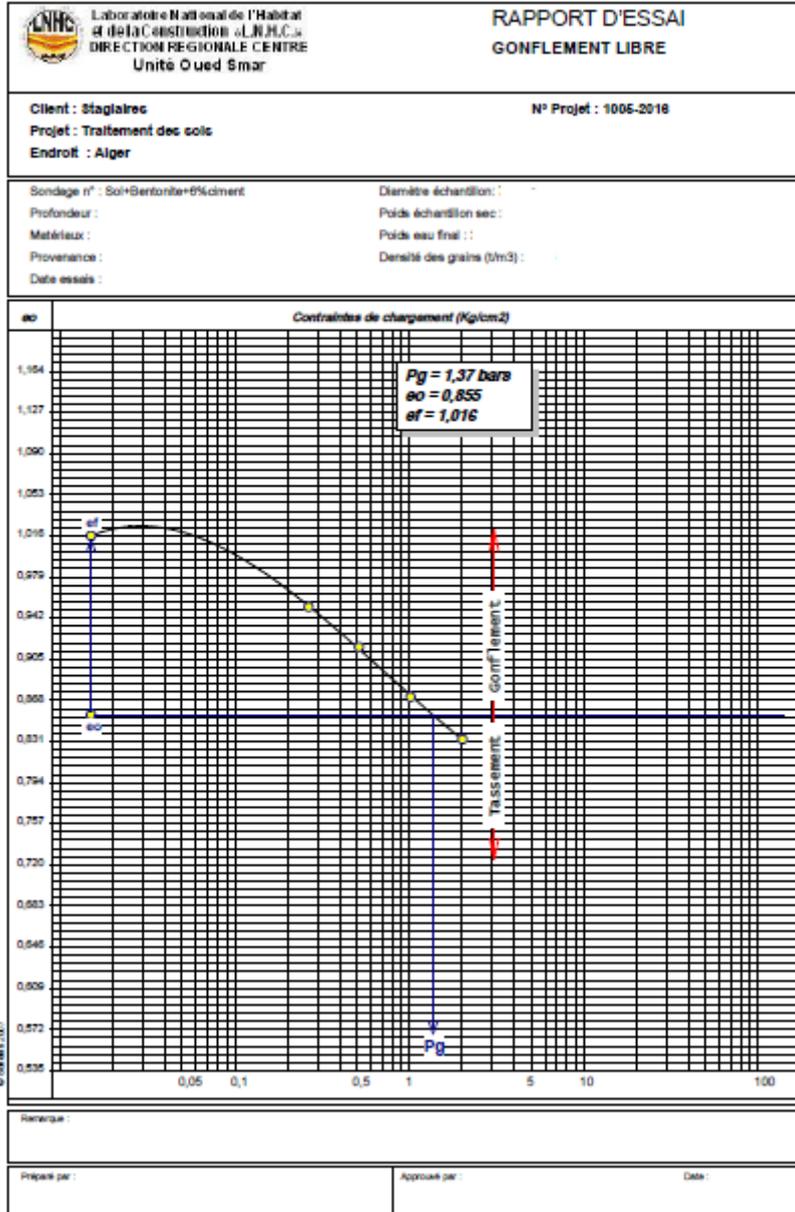


Figure. 9. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 6% de Ciment

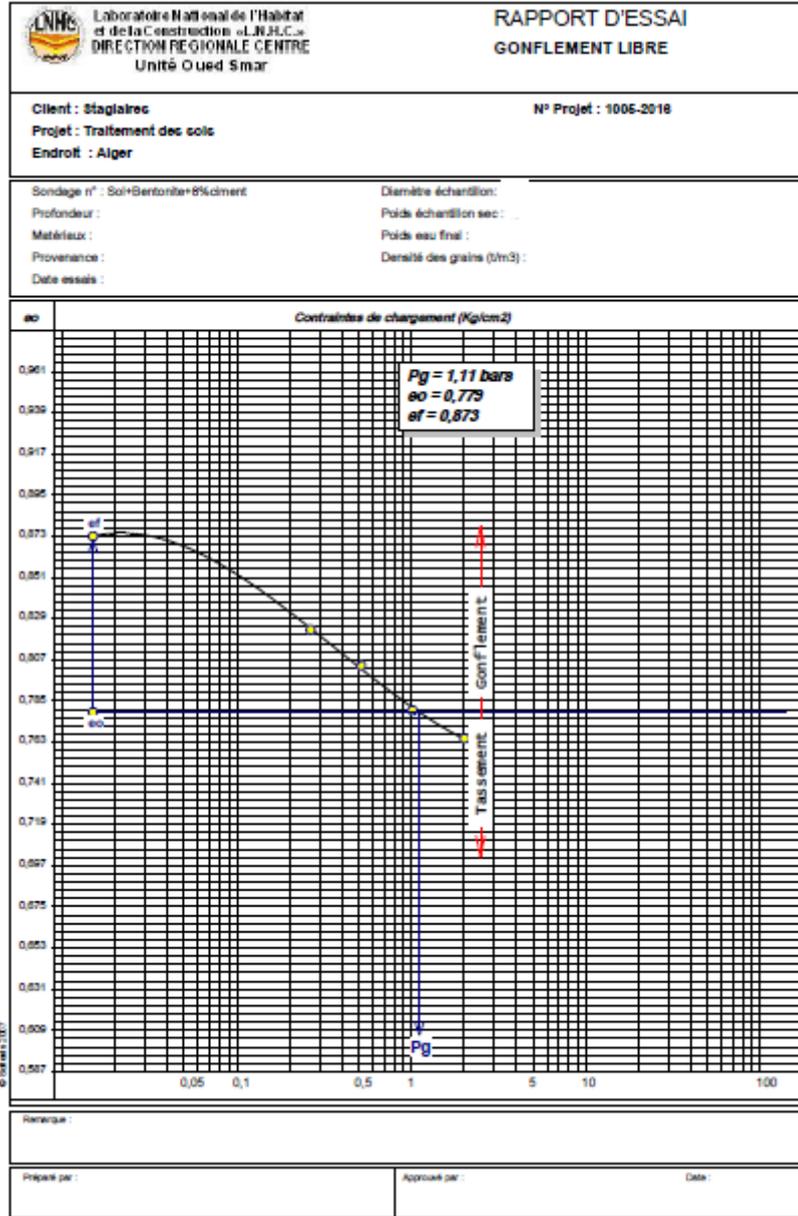


Figure.10. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 8% de Ciment

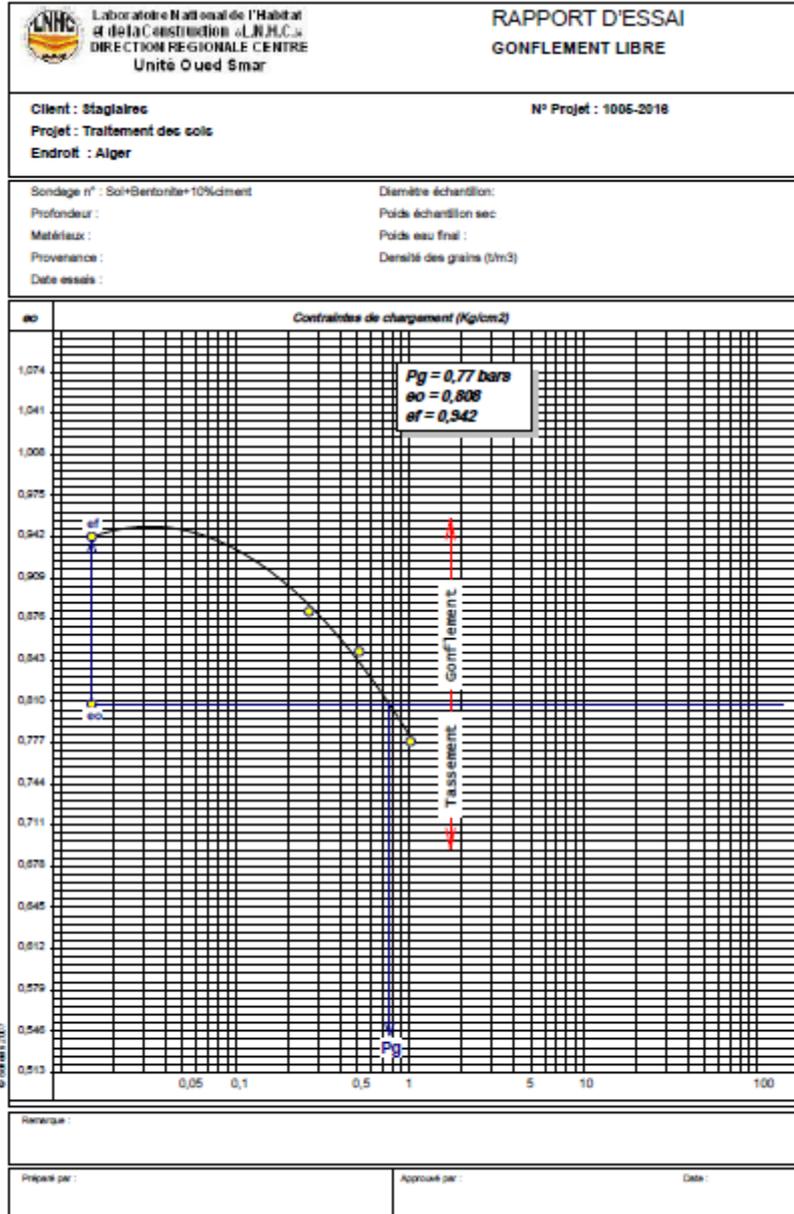


Figure-11. La courbe de l'essai de gonflement libre de l'échantillon mélangé à 10% de Ciment

ESSAI PROCTOR

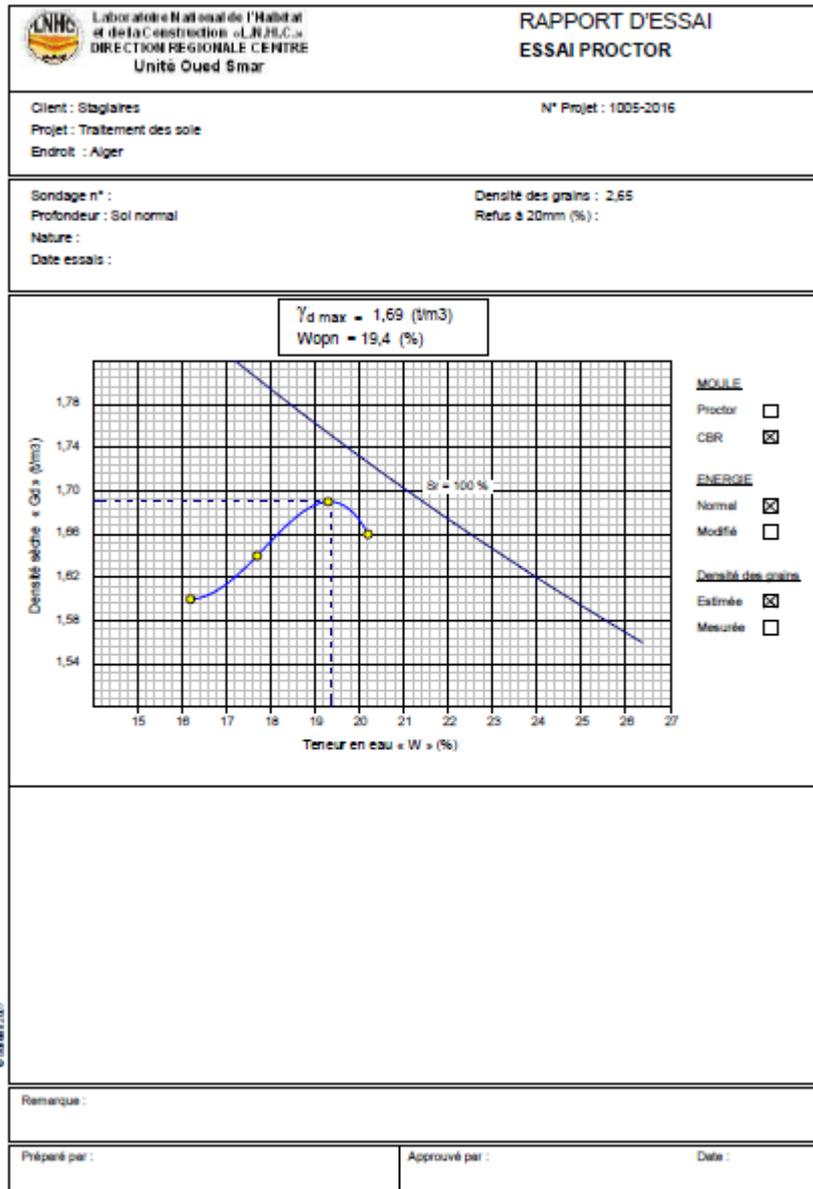


Figure.12. La courbe de l'essai Proctor de sol normal

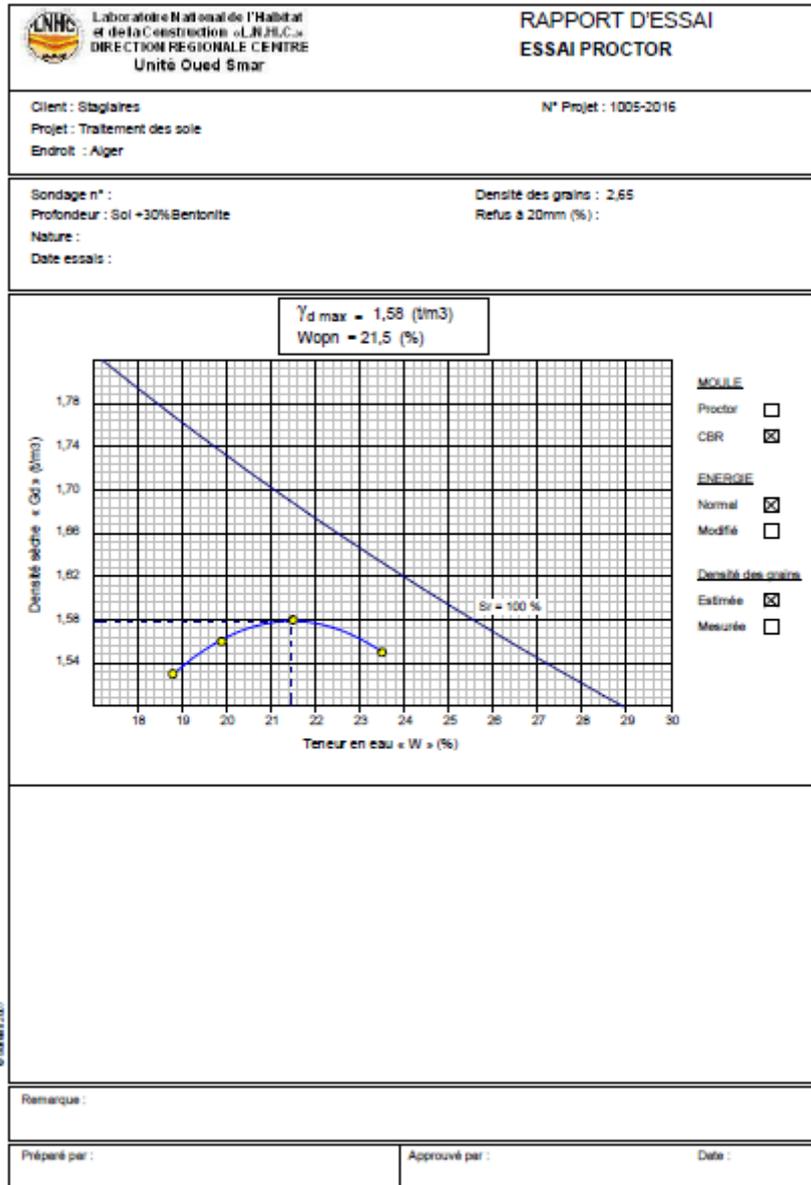


Figure .13. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon

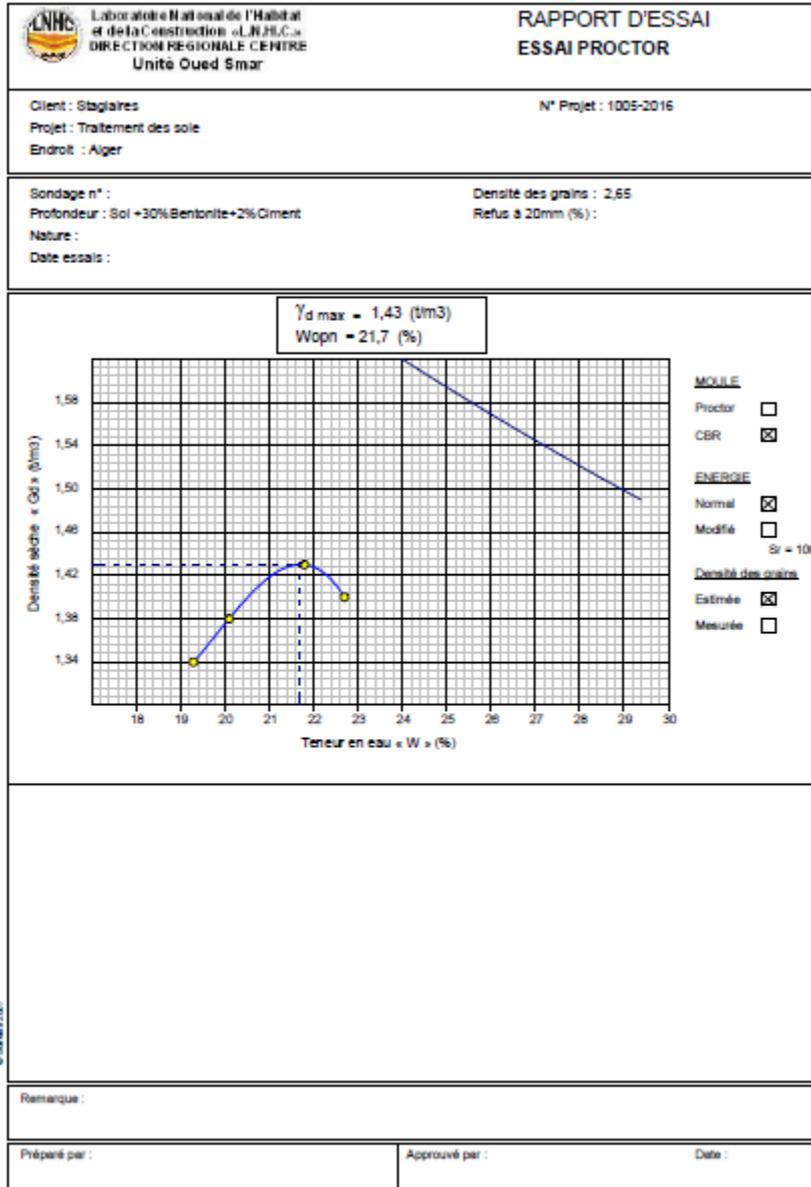


Figure .14. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 2% de Ciment

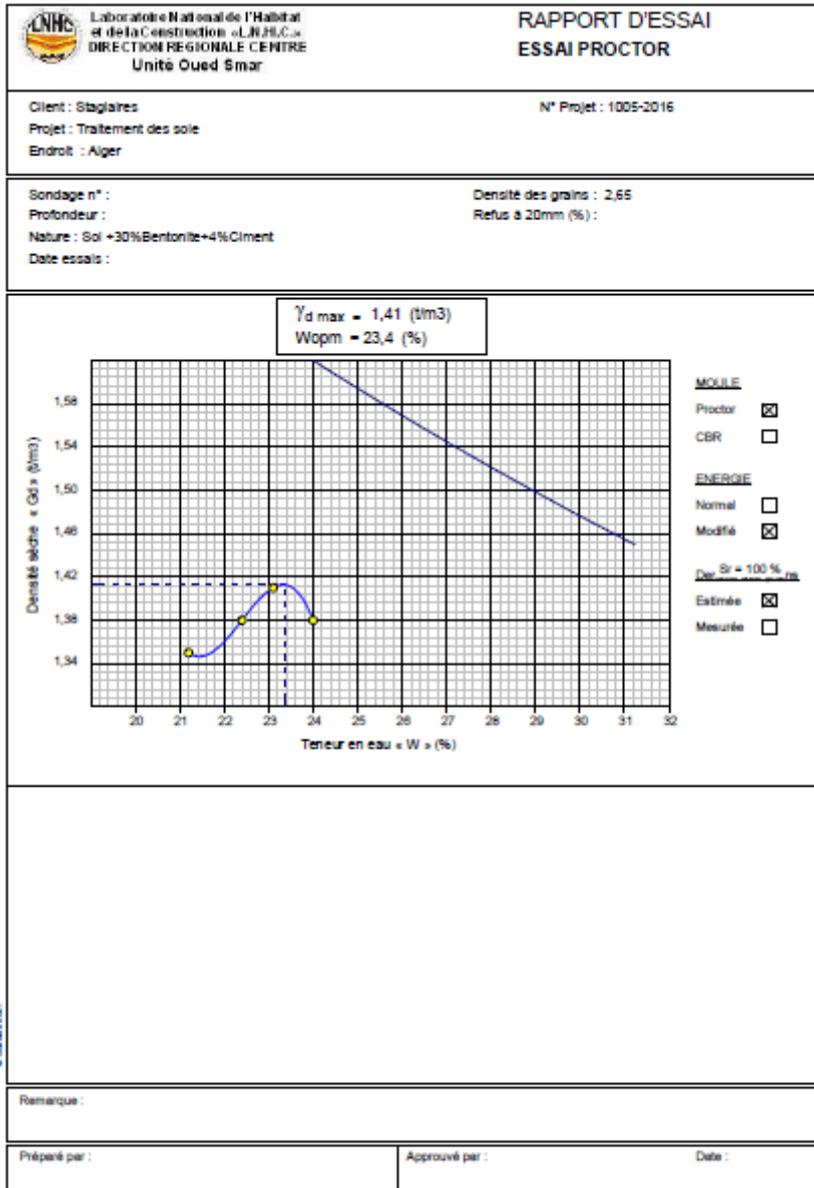


Figure.15. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 4% de Ciment

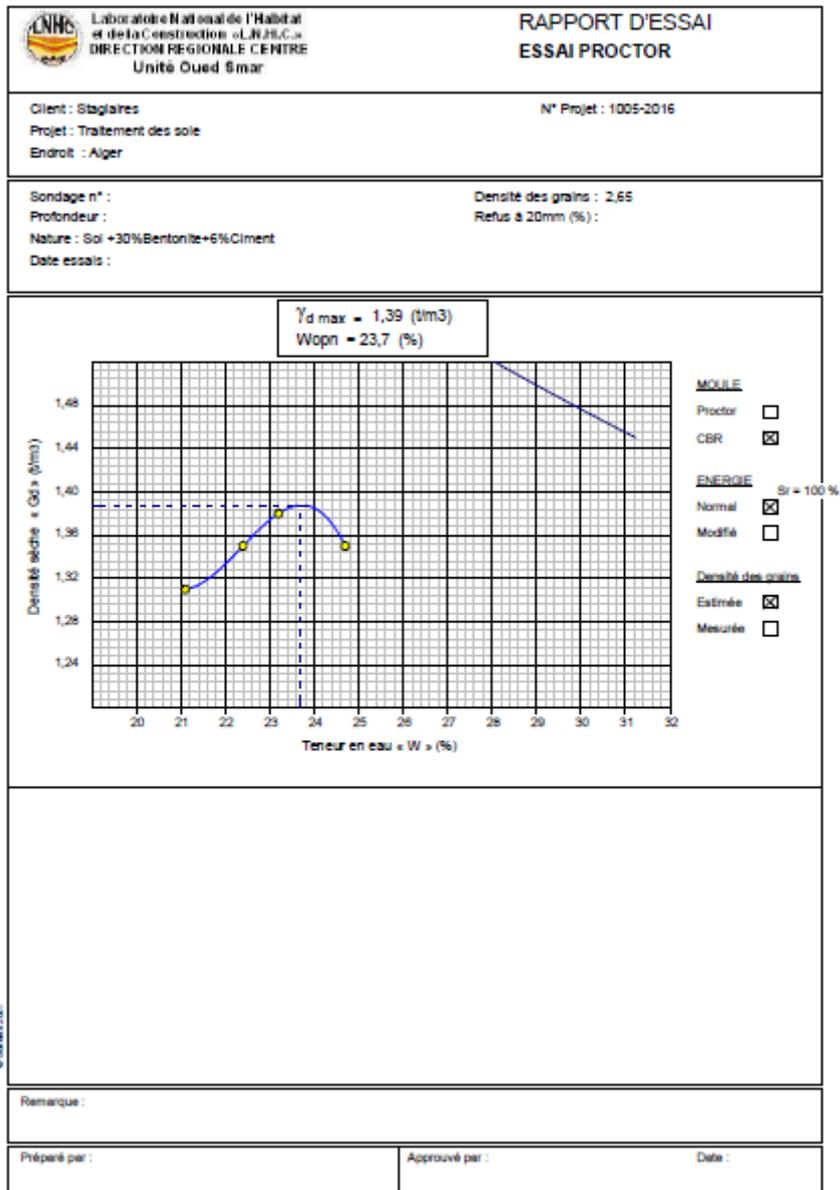


Figure.16. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 6% de Ciment

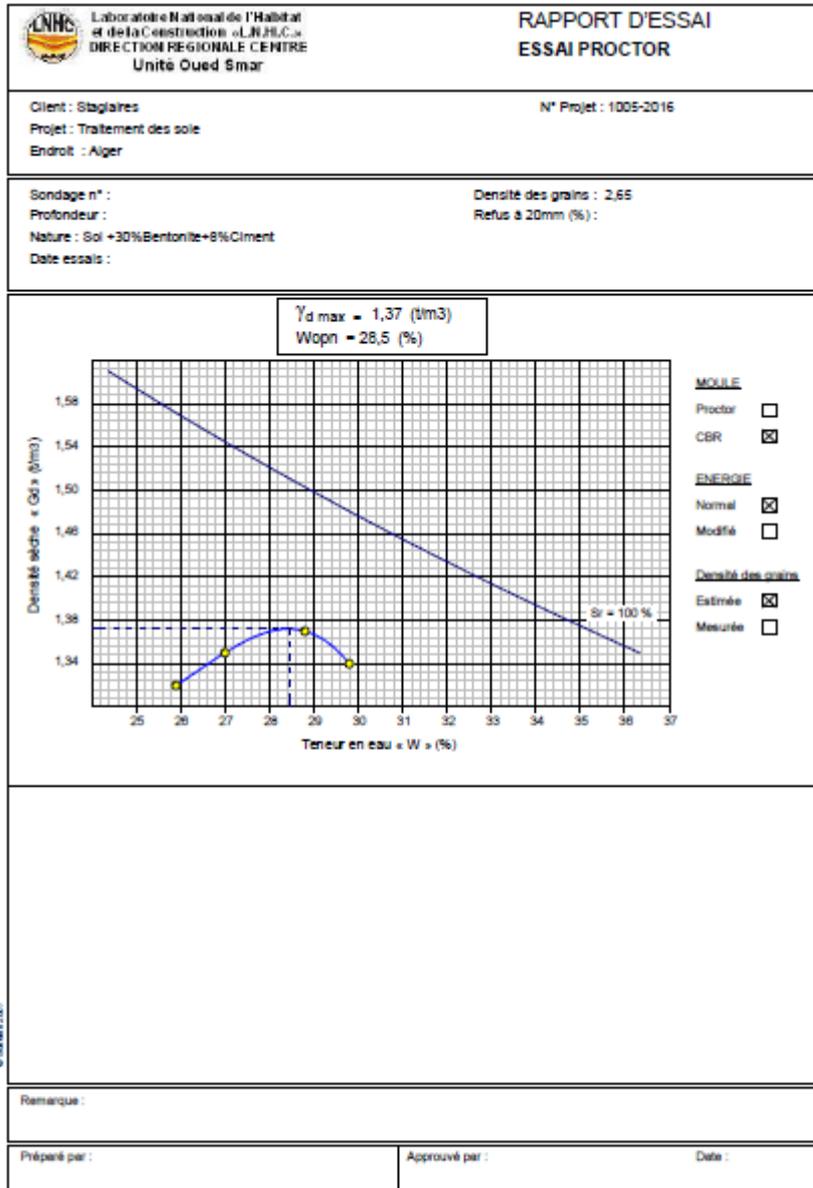


Figure.17. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 8% de Ciment

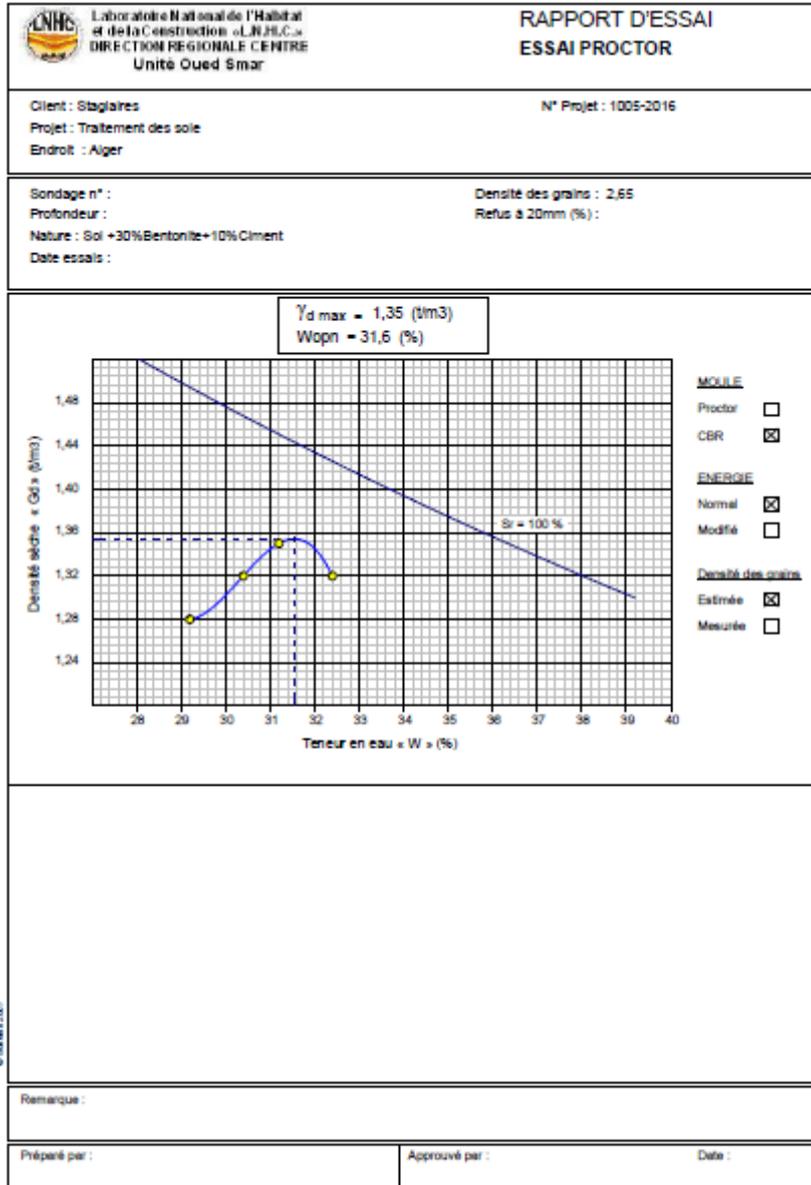


Figure.18. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 10% de Ciment

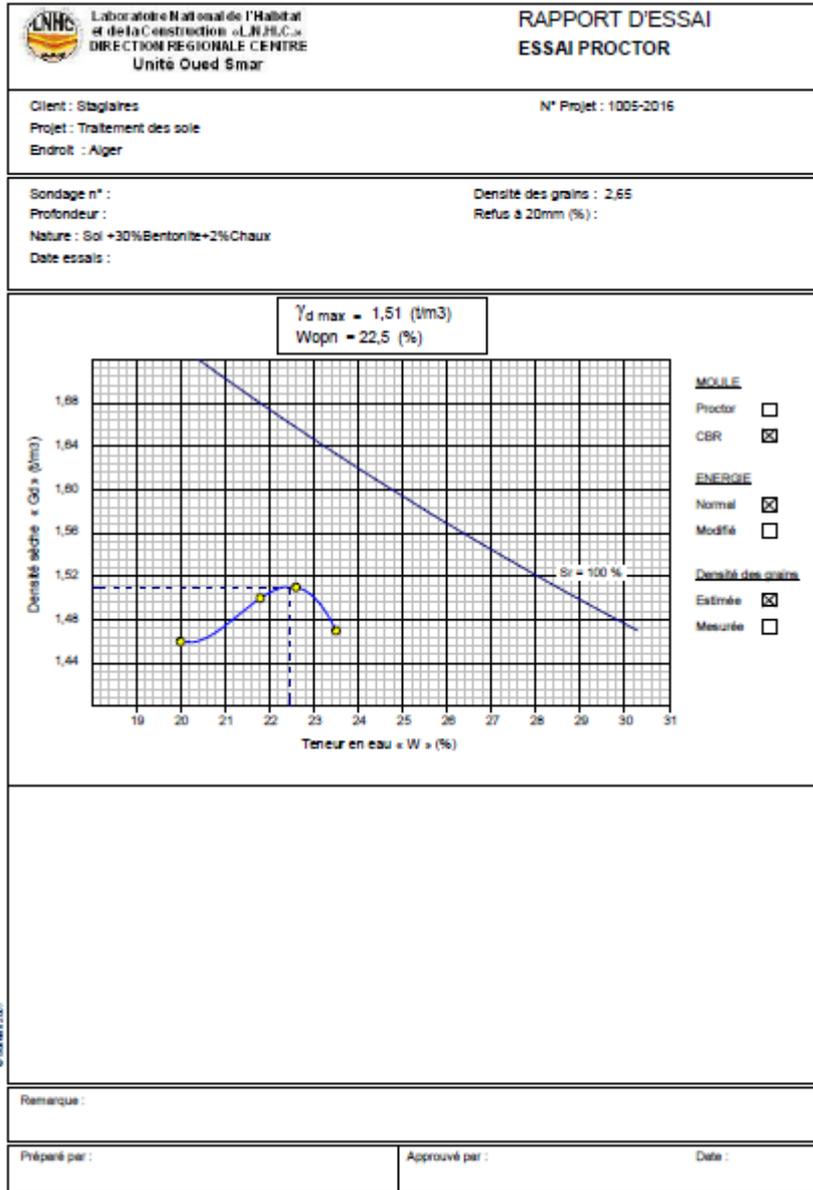


Figure.19. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 2% de chaux

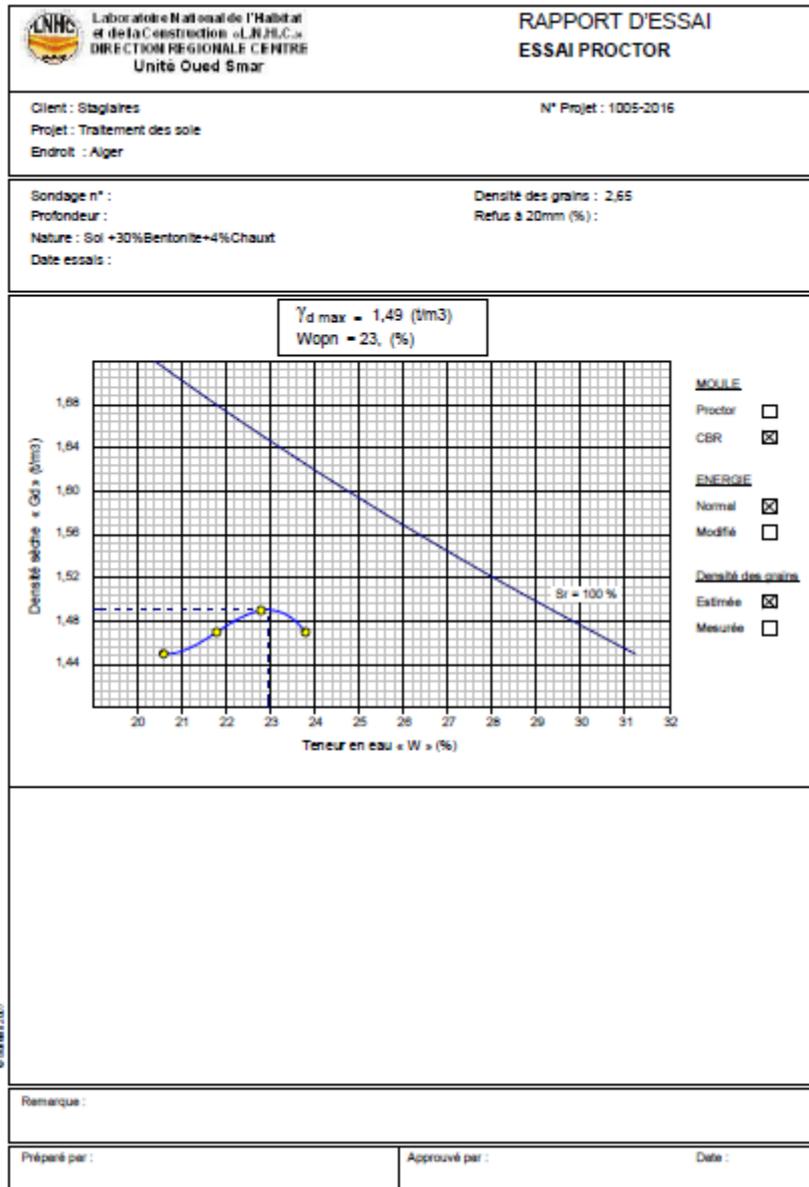


Figure.20. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 4% chaux

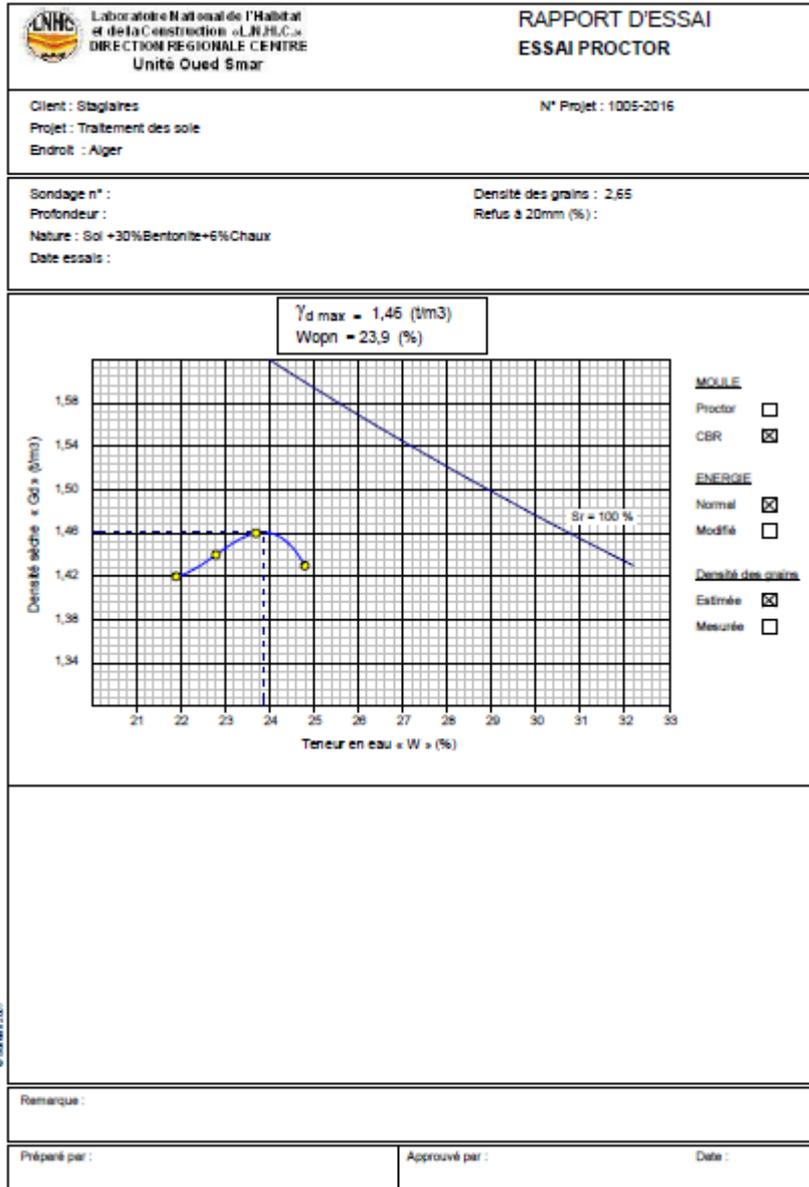


Figure.21. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 6% chaux

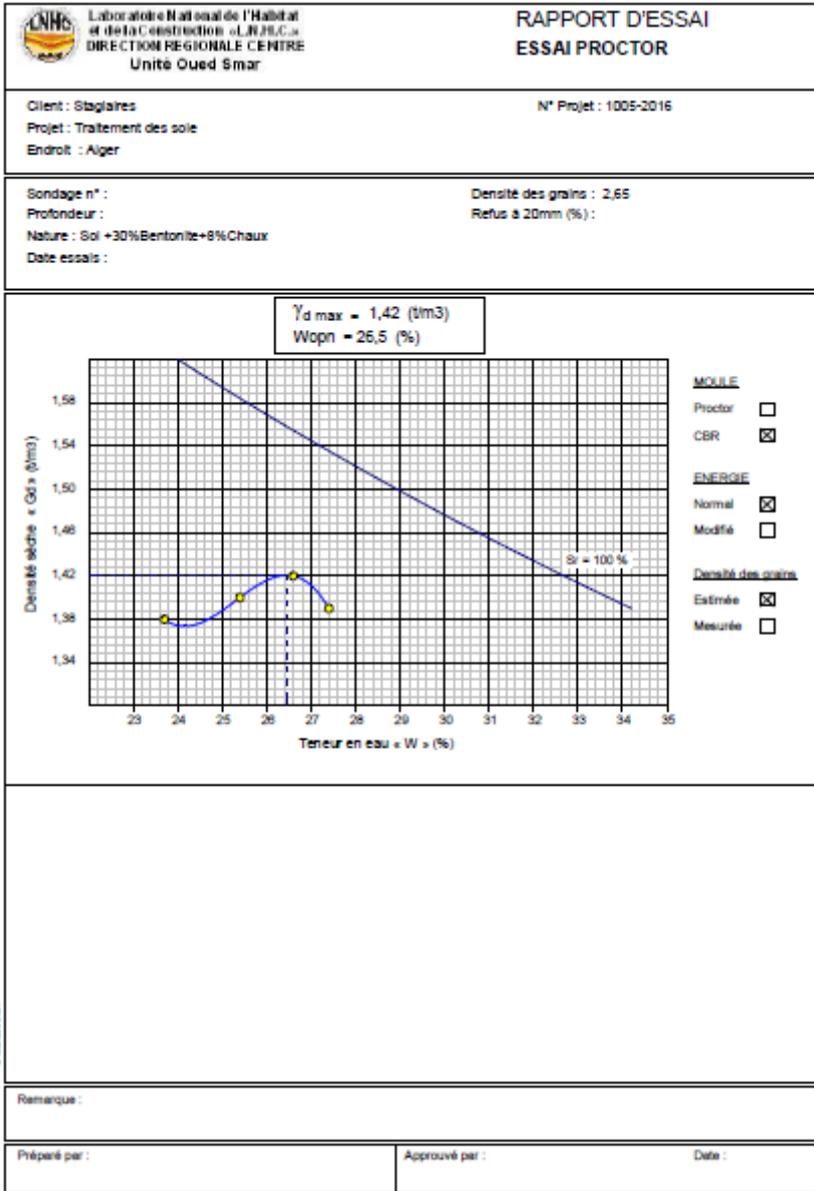


Figure.22. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 8% chaux

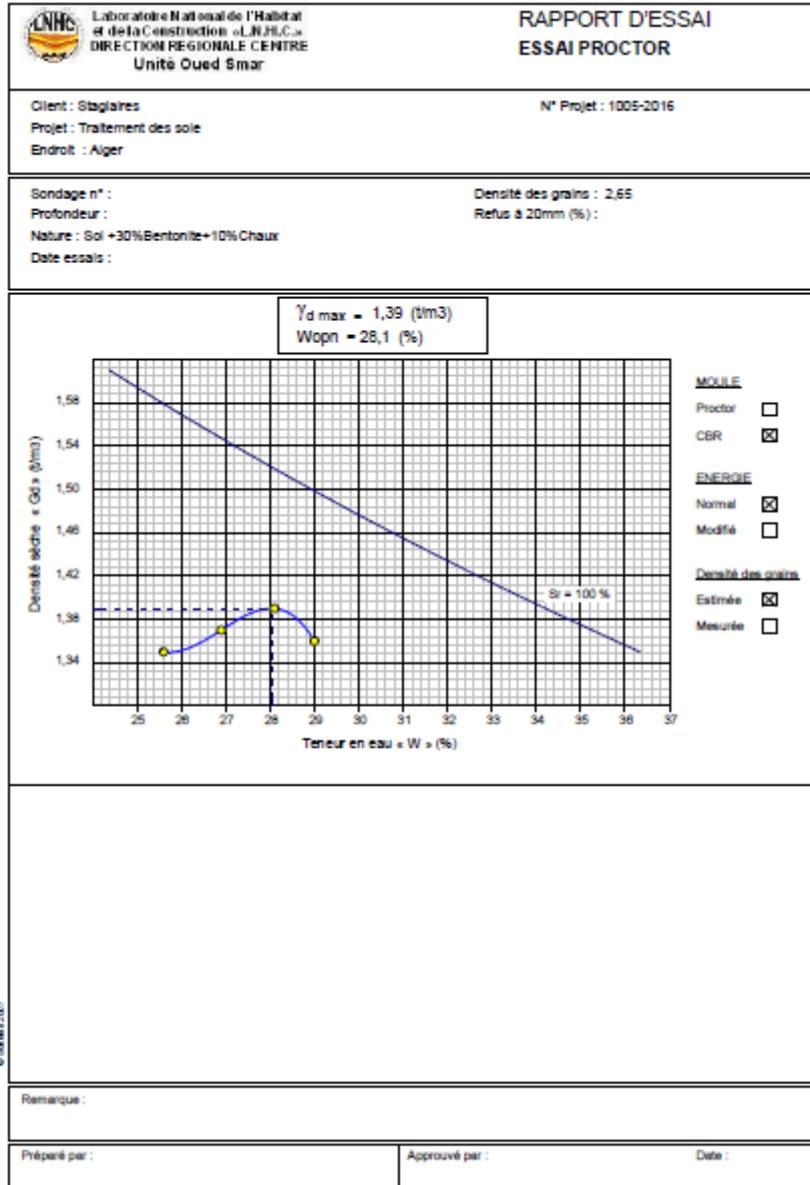


Figure.23. La courbe de l'essai Proctor de l'échantillon mélangé à 10% chaux

Limite d'atterberg

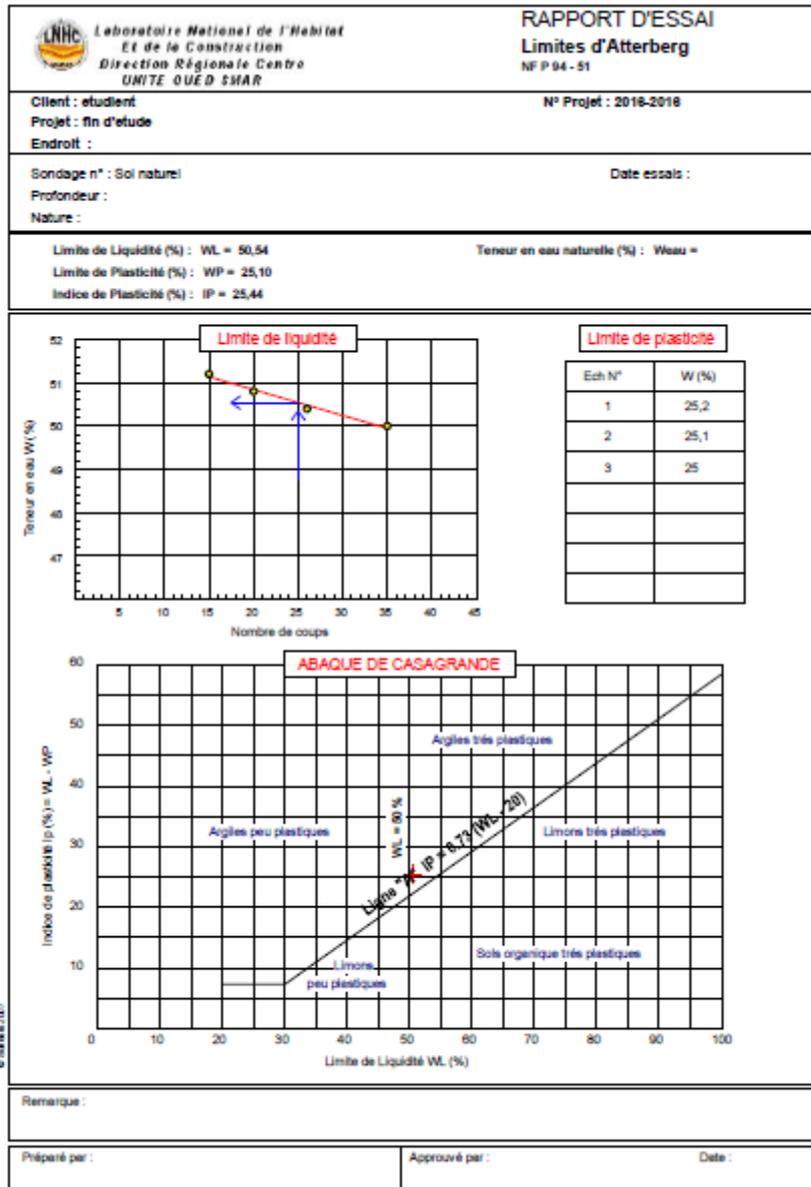


Figure.24. La courbe de limite d'atterberge de sol normal

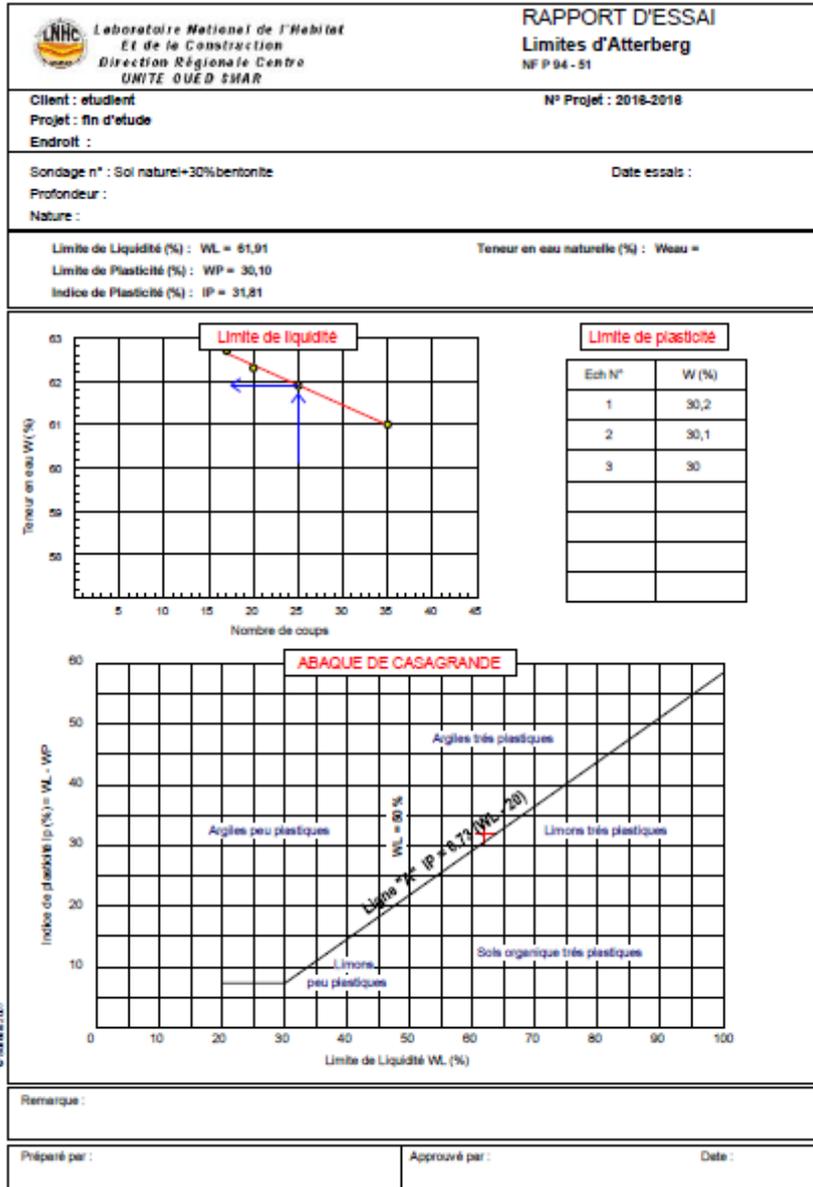


Figure.25. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon

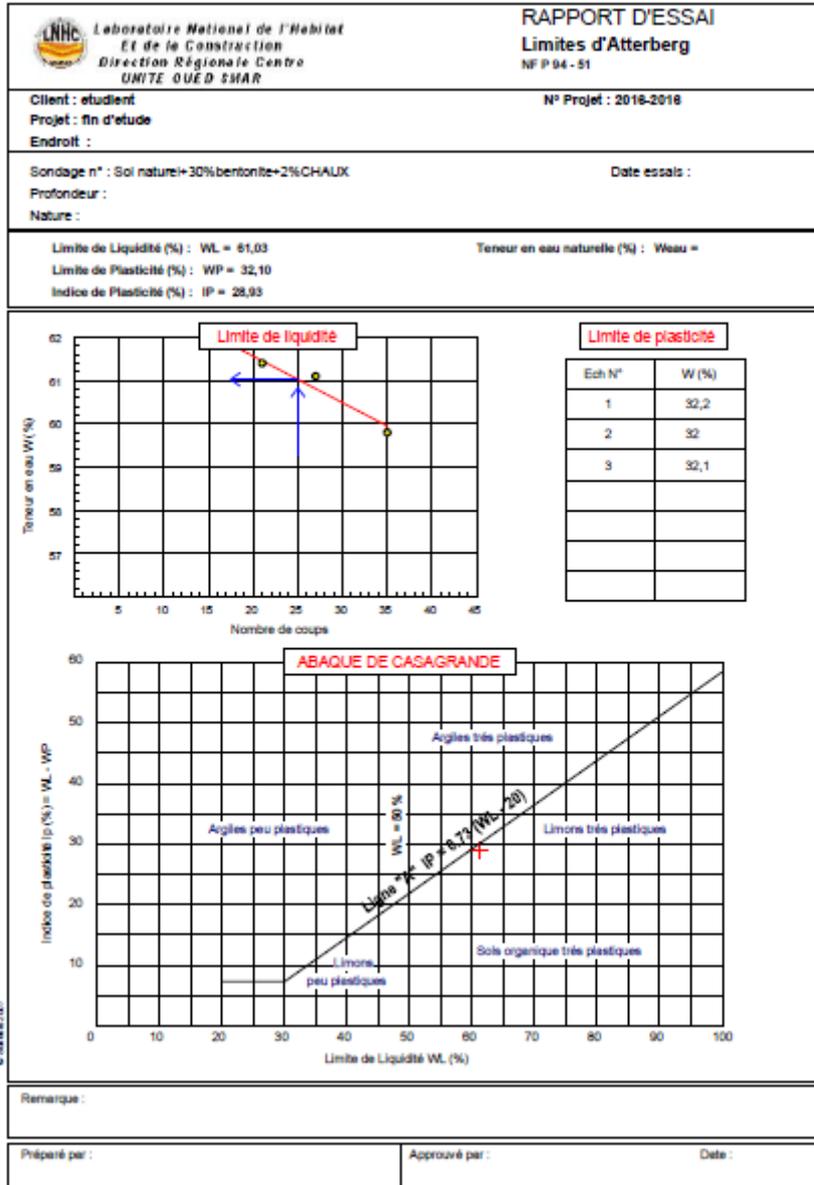


Figure.26. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 2% chaux

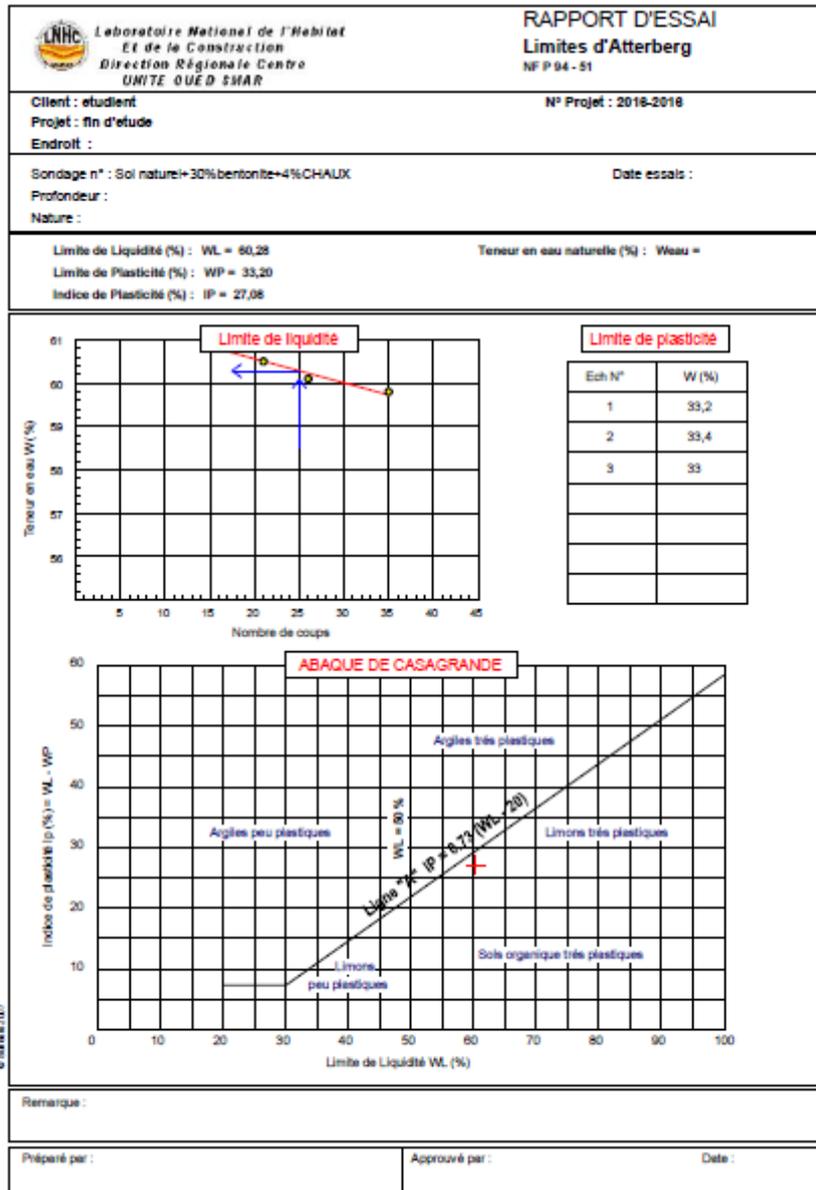


Figure.27. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 4% chaux

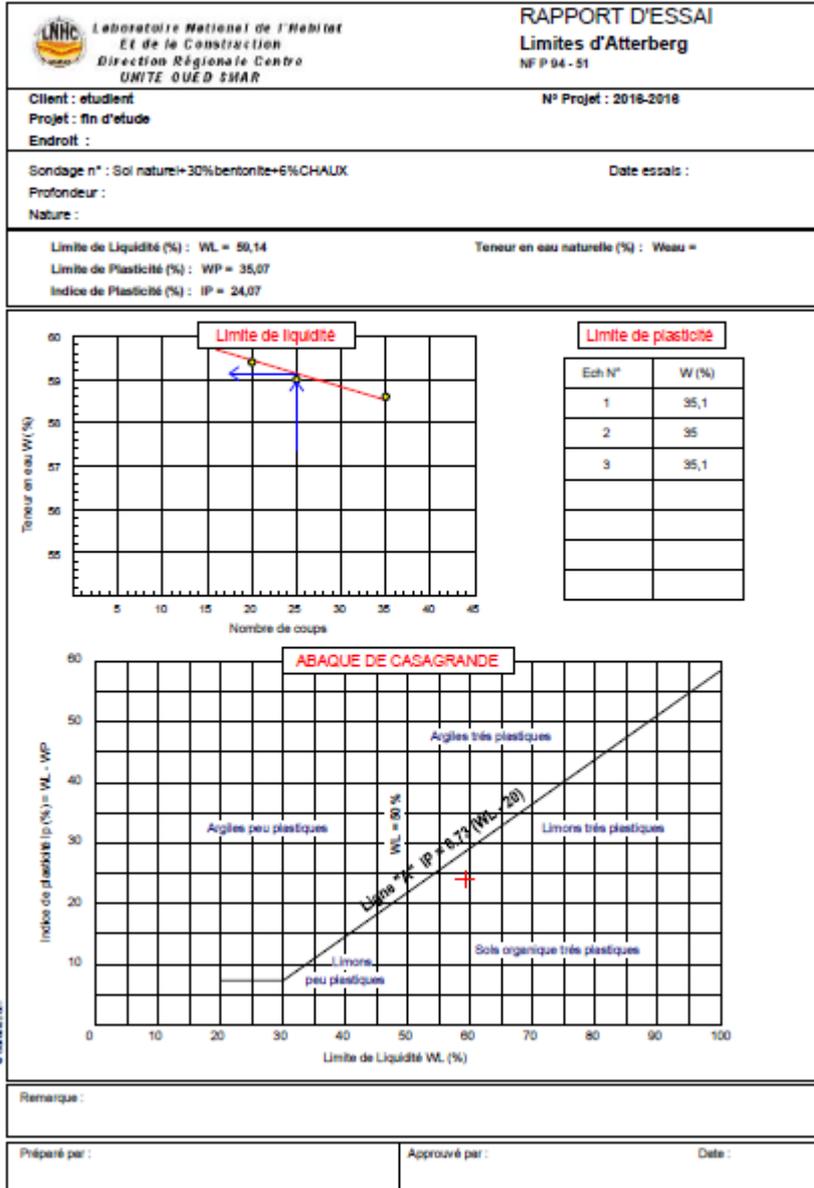


Figure.28. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 6% chaux

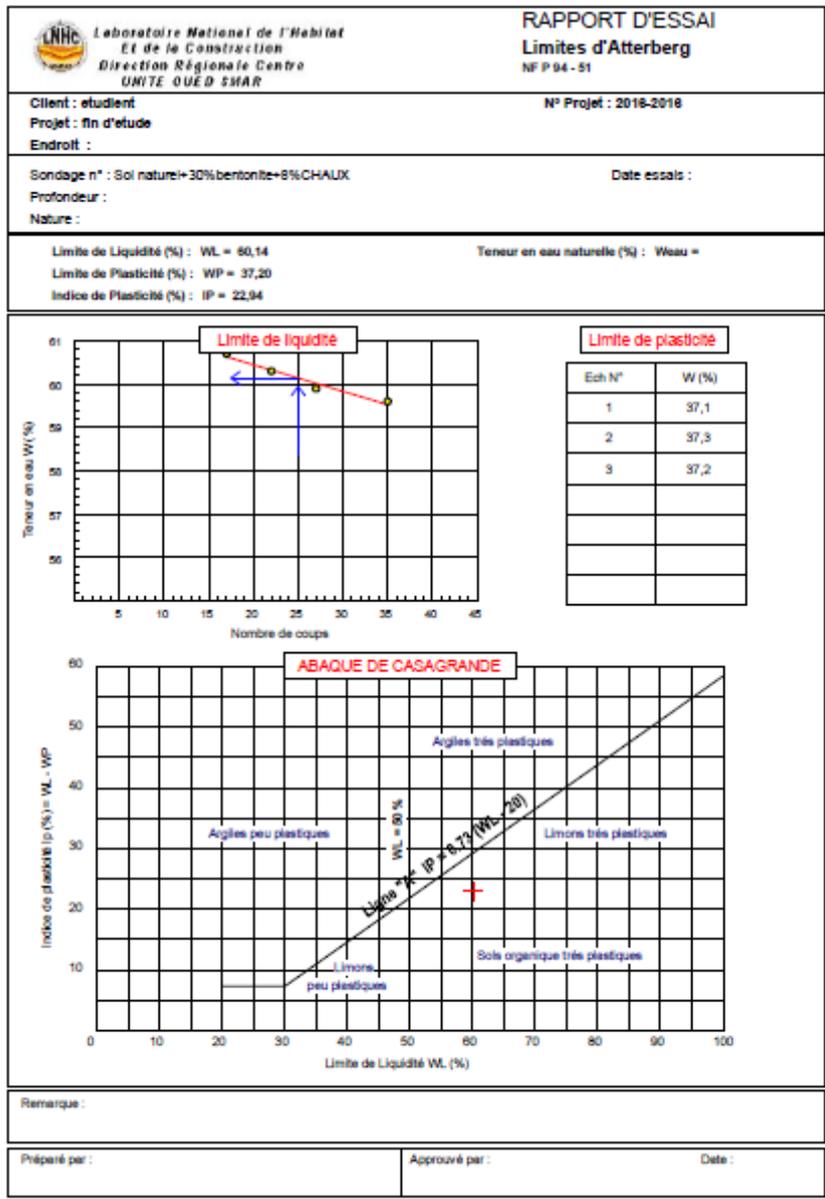


Figure.29. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 8% chaux

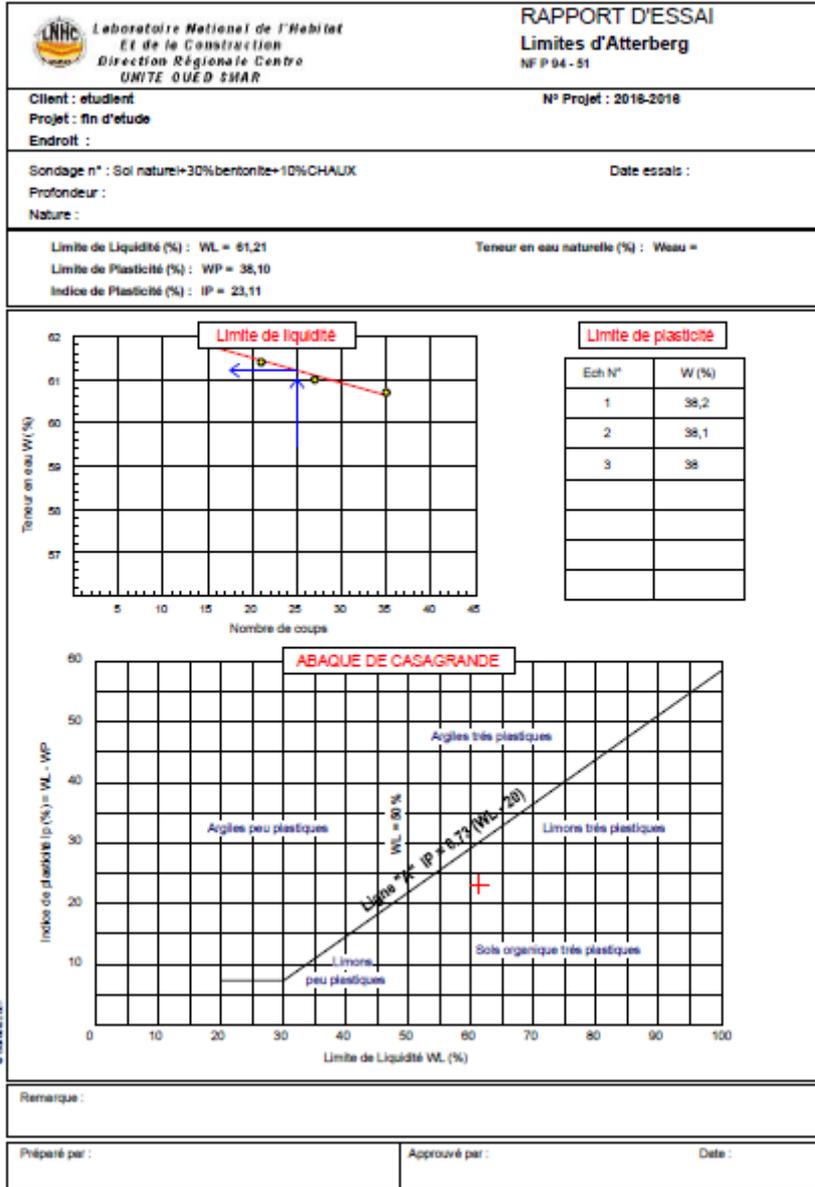


Figure.30. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 10% chaux

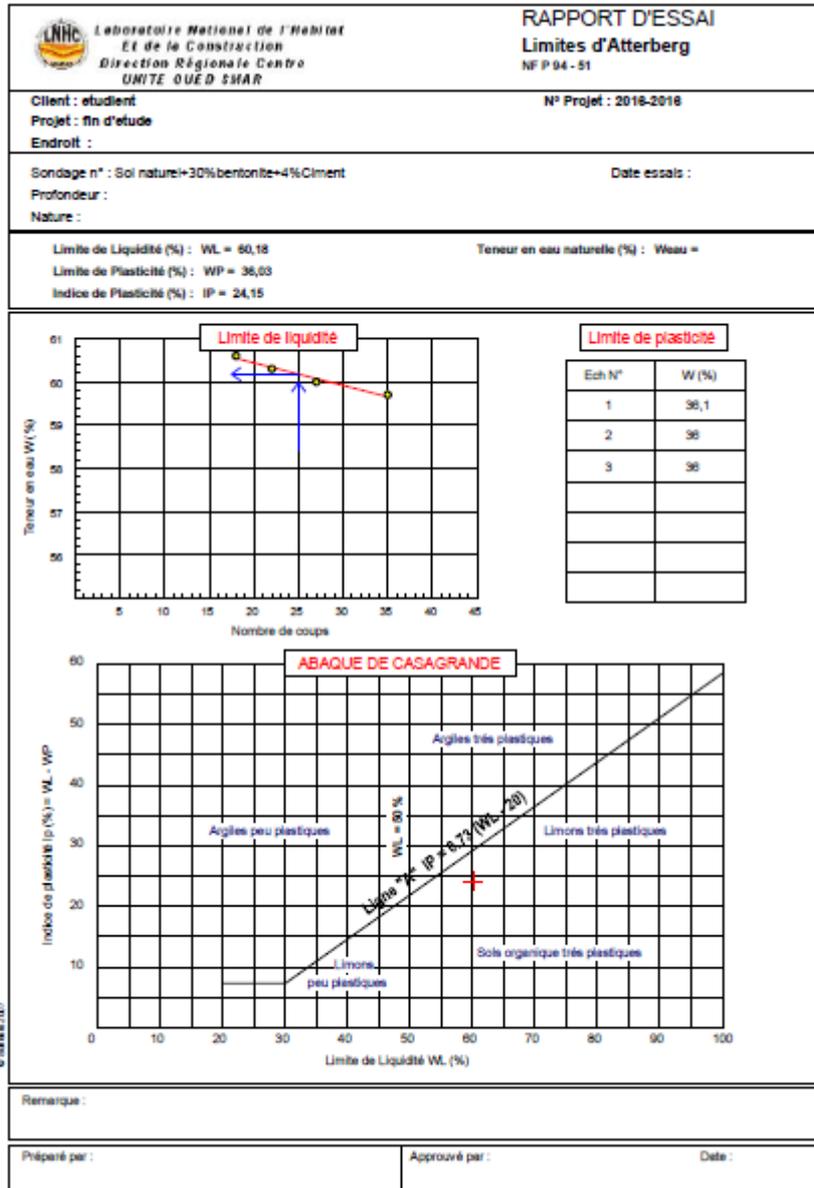


Figure.32. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 4% ciment

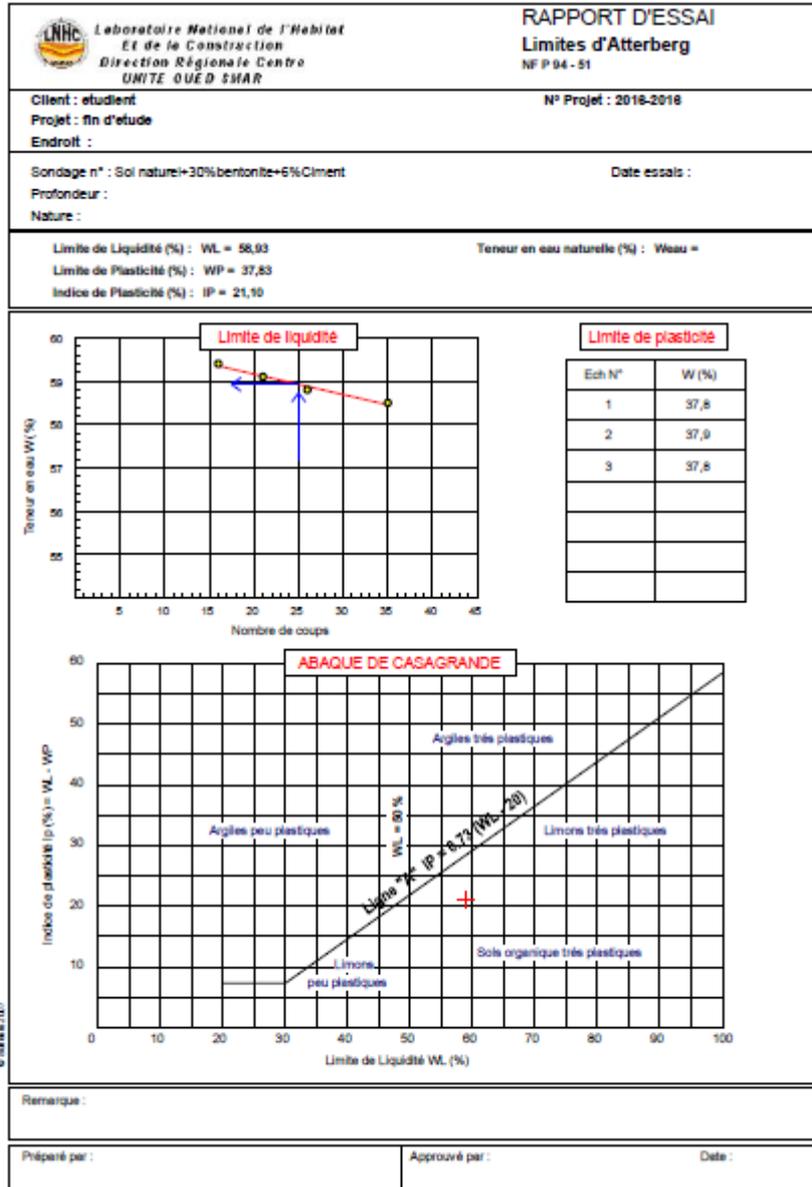


Figure.33. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 6% ciment

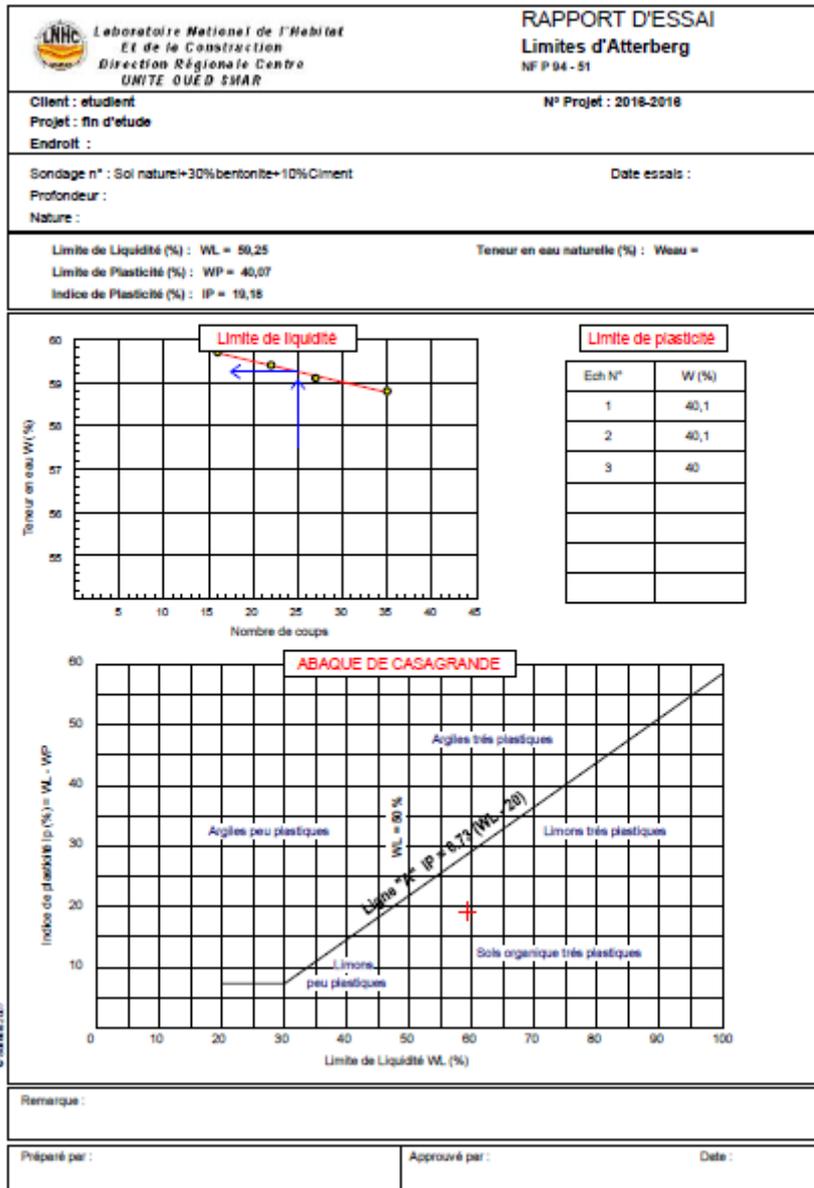


Figure.35. La courbe limite d'atterberge de l'échantillon mélangé à 10 % ciment

Résistance à la compression simple

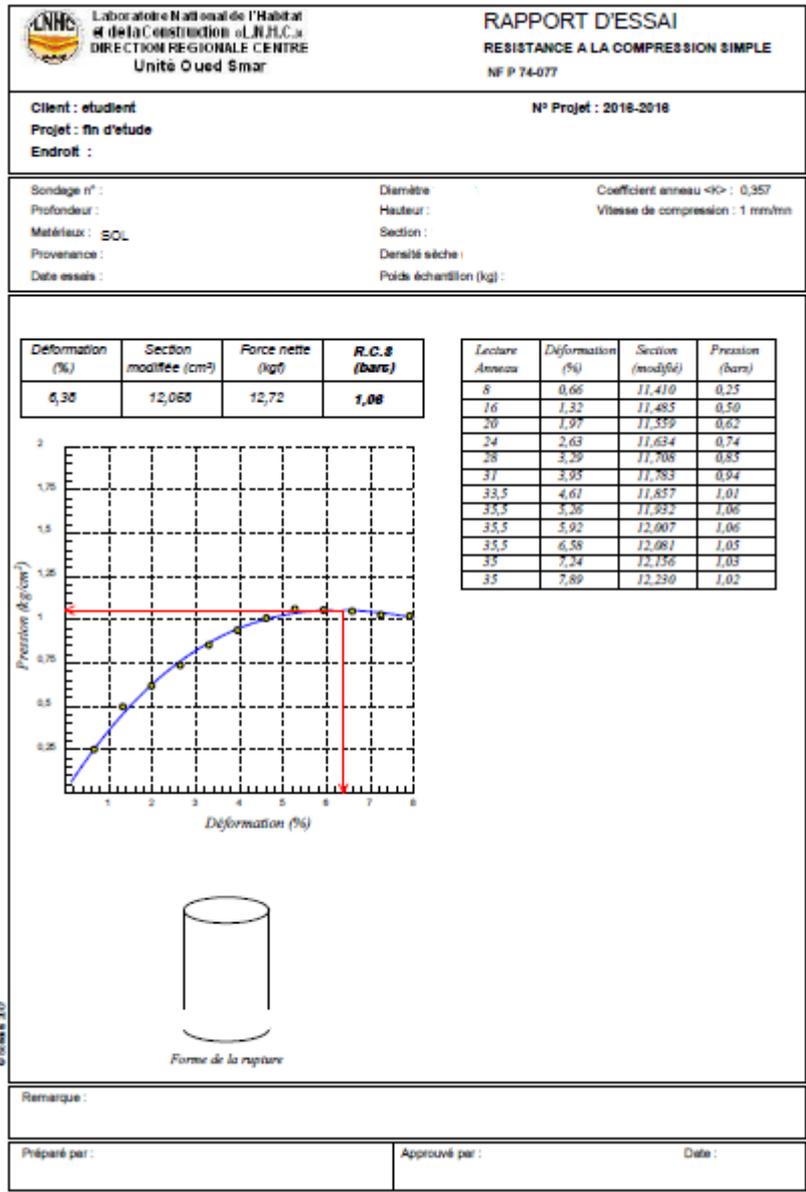


Figure.36. La courbe de RCS de sol naturel

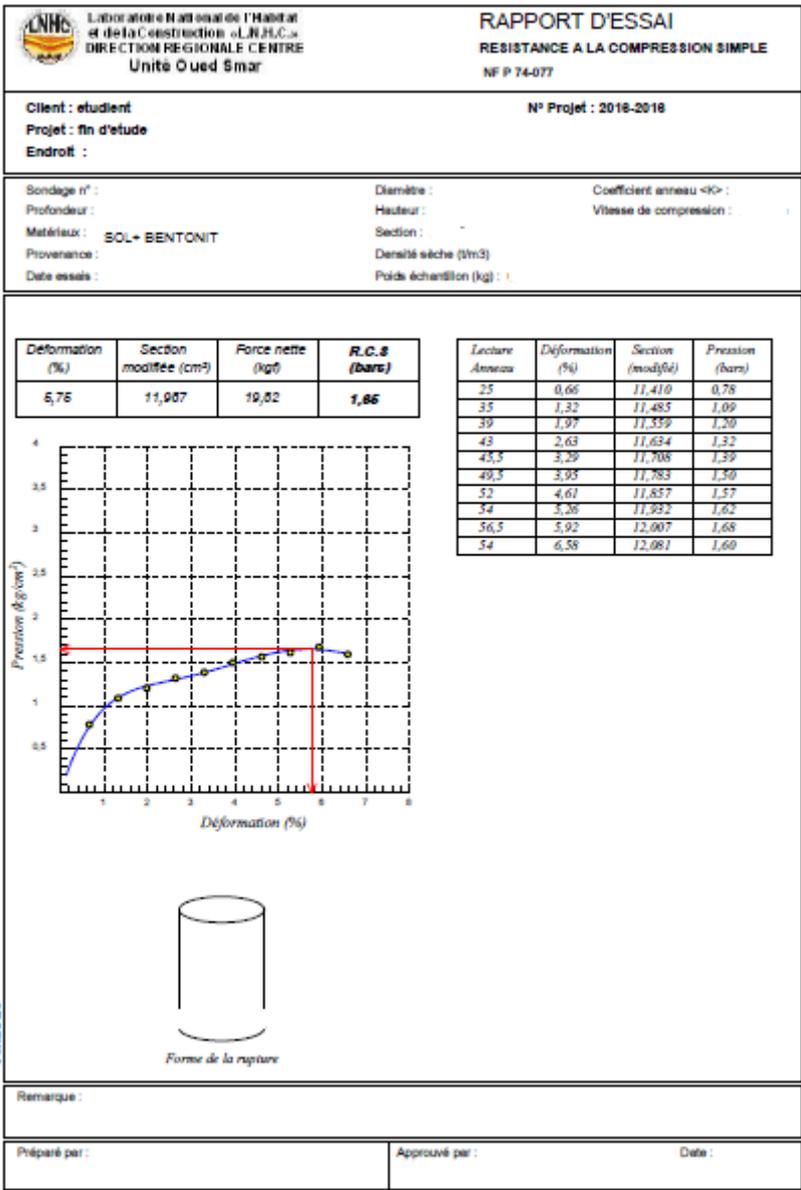


Figure.37. La courbe RCS de l'échantillon

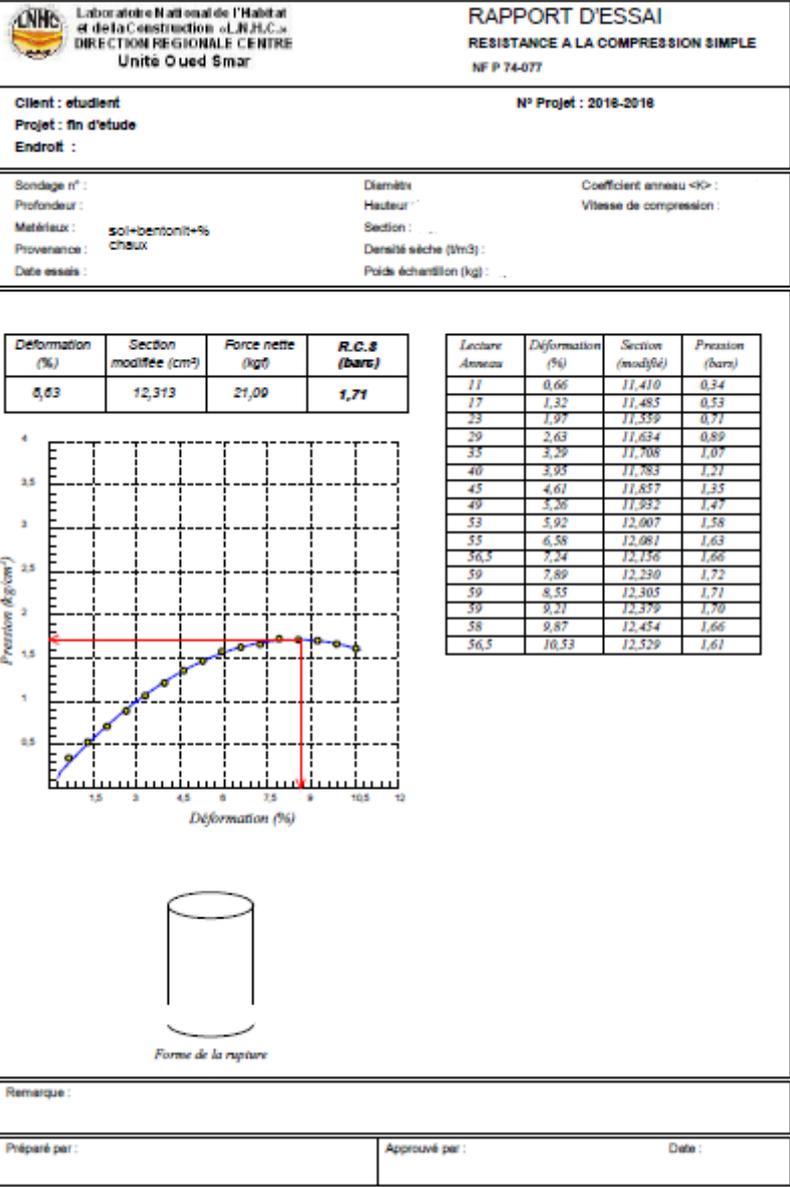
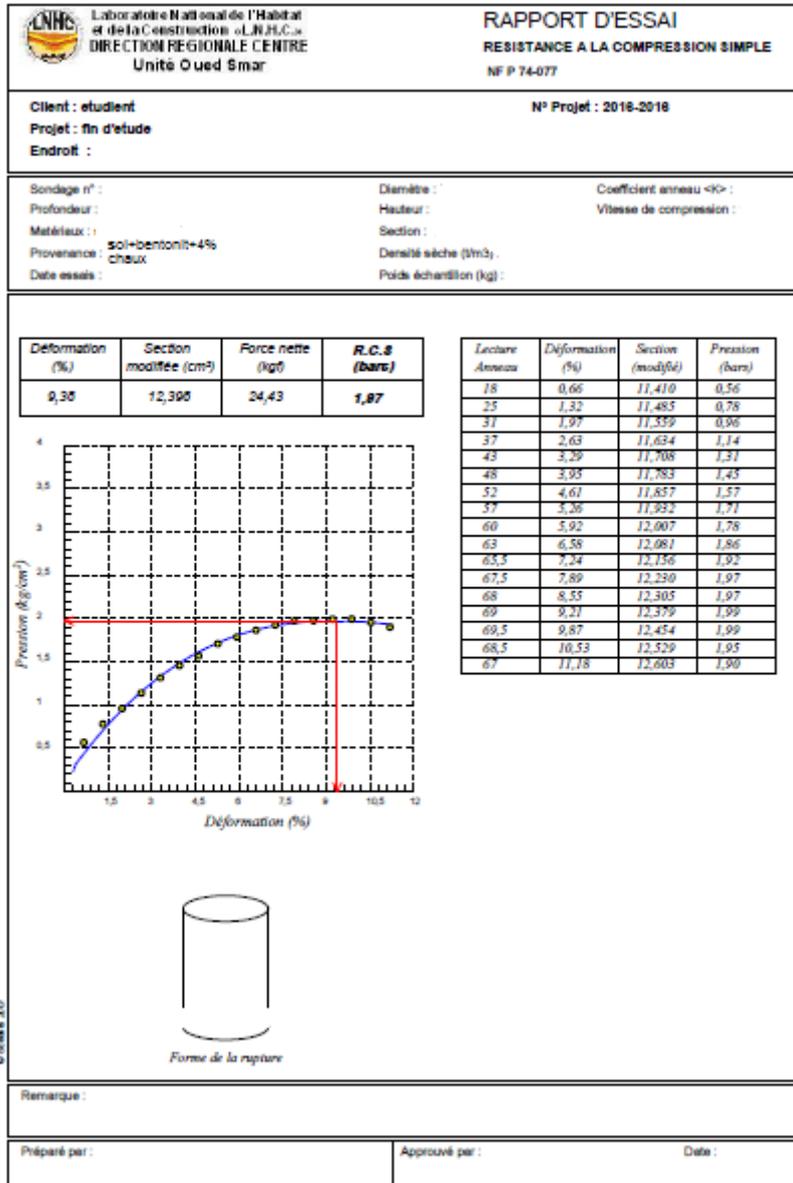


Fig.38. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 2%chaux



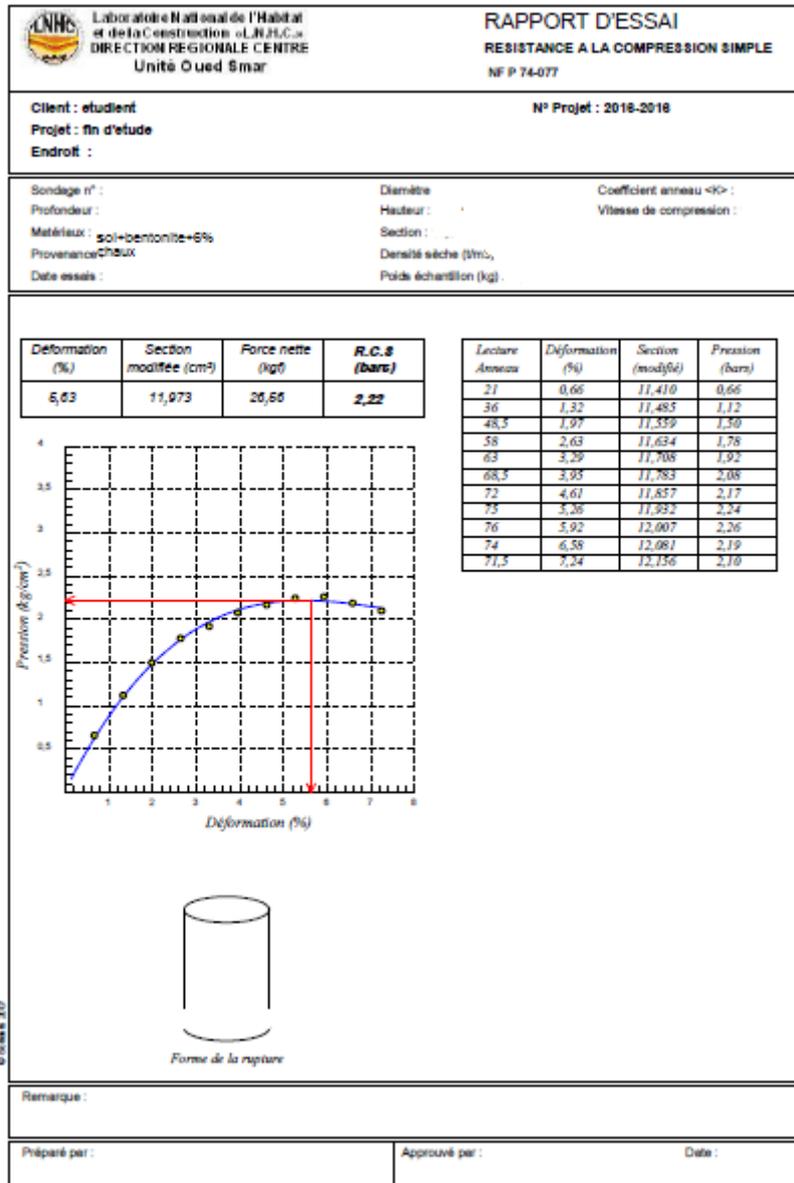
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Figure.39. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 4%chaux



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Figure.40. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 6%chaux

	Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «LNHS» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar	RAPPORT D'ESSAI RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE NF P 74-077																																																												
Client : étudiant Projet : fin d'étude Endroit :		N° Projet : 2016-2018																																																												
Sondage n° : Profondeur : Matériau : sol+bentonite+8% Provenance : CR&UX Date essais :	Diamètre : Hauteur : Section : Densité sèche (M ³): Poids échantillon (kg):	Coefficient anneau «R»: Vitesse de compression :																																																												
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>Déformation (%)</th> <th>Section modifiée (cm²)</th> <th>Force nette (kgf)</th> <th>R.C.S (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>6,60</td> <td>12,072</td> <td>29,16</td> <td>2,42</td> </tr> </tbody> </table>	Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)	6,60	12,072	29,16	2,42	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>Lecture Anneau</th> <th>Déformation (%)</th> <th>Section (modifé)</th> <th>Pression (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20</td><td>0,66</td><td>11,410</td><td>0,63</td></tr> <tr><td>34</td><td>1,32</td><td>11,483</td><td>1,06</td></tr> <tr><td>41</td><td>1,97</td><td>11,339</td><td>1,27</td></tr> <tr><td>50</td><td>2,63</td><td>11,634</td><td>1,53</td></tr> <tr><td>60</td><td>3,29</td><td>11,708</td><td>1,83</td></tr> <tr><td>68</td><td>3,95</td><td>11,783</td><td>2,06</td></tr> <tr><td>75</td><td>4,61</td><td>11,857</td><td>2,26</td></tr> <tr><td>79</td><td>5,26</td><td>11,932</td><td>2,38</td></tr> <tr><td>80</td><td>5,92</td><td>12,007</td><td>2,38</td></tr> <tr><td>80,5</td><td>6,58</td><td>12,081</td><td>2,38</td></tr> <tr><td>79</td><td>7,24</td><td>12,156</td><td>2,32</td></tr> <tr><td>74</td><td>7,89</td><td>12,230</td><td>2,16</td></tr> </tbody> </table>		Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifé)	Pression (bars)	20	0,66	11,410	0,63	34	1,32	11,483	1,06	41	1,97	11,339	1,27	50	2,63	11,634	1,53	60	3,29	11,708	1,83	68	3,95	11,783	2,06	75	4,61	11,857	2,26	79	5,26	11,932	2,38	80	5,92	12,007	2,38	80,5	6,58	12,081	2,38	79	7,24	12,156	2,32	74	7,89	12,230	2,16
Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)																																																											
6,60	12,072	29,16	2,42																																																											
Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifé)	Pression (bars)																																																											
20	0,66	11,410	0,63																																																											
34	1,32	11,483	1,06																																																											
41	1,97	11,339	1,27																																																											
50	2,63	11,634	1,53																																																											
60	3,29	11,708	1,83																																																											
68	3,95	11,783	2,06																																																											
75	4,61	11,857	2,26																																																											
79	5,26	11,932	2,38																																																											
80	5,92	12,007	2,38																																																											
80,5	6,58	12,081	2,38																																																											
79	7,24	12,156	2,32																																																											
74	7,89	12,230	2,16																																																											
<p style="text-align: center;">Forme de la rupture</p>																																																														
Remarque :																																																														
Préparé par :	Approuvé par :	Date :																																																												

Figure.41. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 8%chaux

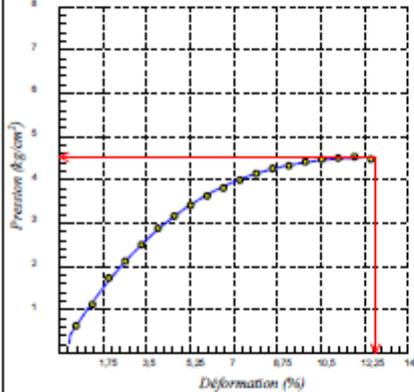
	Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar	RAPPORT D'ESSAI RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE NF P 74-077																																																																																								
Client : étudiant Projet : fin d'étude Endroit :		N° Projet : 2018-2018																																																																																								
Sondage n° : Profondeur : Matériau : sol+bentonite+ Provenance : 10%chaux Date essais :	Diamètre : Hauteur : Section : Densité sèche (Wt3) : Poids échantillon (kg) :	Coefficient anneau «K» : Vitesse de compression :																																																																																								
<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>Déformation (%)</th> <th>Section modifiée (cm²)</th> <th>Force nette (kgf)</th> <th>R.C.S (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>12,69</td> <td>12,774</td> <td>67,62</td> <td>4,63</td> </tr> </tbody> </table>	Déformation (%)	Section modifiée (cm²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)	12,69	12,774	67,62	4,63	<table border="1" style="margin: auto;"> <thead> <tr> <th>Lecture Anneau</th> <th>Déformation (%)</th> <th>Section (modifiée)</th> <th>Pression (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>20</td><td>0,66</td><td>11,410</td><td>0,63</td></tr> <tr><td>36</td><td>1,32</td><td>11,485</td><td>1,12</td></tr> <tr><td>56</td><td>1,97</td><td>11,559</td><td>1,73</td></tr> <tr><td>69</td><td>2,63</td><td>11,634</td><td>2,12</td></tr> <tr><td>82</td><td>3,29</td><td>11,708</td><td>2,50</td></tr> <tr><td>95</td><td>3,95</td><td>11,783</td><td>2,88</td></tr> <tr><td>105</td><td>4,61</td><td>11,857</td><td>3,16</td></tr> <tr><td>114</td><td>5,26</td><td>11,932</td><td>3,41</td></tr> <tr><td>122</td><td>5,92</td><td>12,007</td><td>3,63</td></tr> <tr><td>129</td><td>6,58</td><td>12,081</td><td>3,81</td></tr> <tr><td>136</td><td>7,24</td><td>12,156</td><td>3,99</td></tr> <tr><td>142</td><td>7,89</td><td>12,230</td><td>4,14</td></tr> <tr><td>147</td><td>8,55</td><td>12,305</td><td>4,26</td></tr> <tr><td>150</td><td>9,21</td><td>12,379</td><td>4,33</td></tr> <tr><td>154</td><td>9,87</td><td>12,454</td><td>4,41</td></tr> <tr><td>157</td><td>10,53</td><td>12,529</td><td>4,47</td></tr> <tr><td>159</td><td>11,18</td><td>12,603</td><td>4,50</td></tr> <tr><td>161</td><td>11,84</td><td>12,678</td><td>4,53</td></tr> <tr><td>160</td><td>12,50</td><td>12,752</td><td>4,48</td></tr> </tbody> </table>		Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifiée)	Pression (bars)	20	0,66	11,410	0,63	36	1,32	11,485	1,12	56	1,97	11,559	1,73	69	2,63	11,634	2,12	82	3,29	11,708	2,50	95	3,95	11,783	2,88	105	4,61	11,857	3,16	114	5,26	11,932	3,41	122	5,92	12,007	3,63	129	6,58	12,081	3,81	136	7,24	12,156	3,99	142	7,89	12,230	4,14	147	8,55	12,305	4,26	150	9,21	12,379	4,33	154	9,87	12,454	4,41	157	10,53	12,529	4,47	159	11,18	12,603	4,50	161	11,84	12,678	4,53	160	12,50	12,752	4,48
Déformation (%)	Section modifiée (cm²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)																																																																																							
12,69	12,774	67,62	4,63																																																																																							
Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifiée)	Pression (bars)																																																																																							
20	0,66	11,410	0,63																																																																																							
36	1,32	11,485	1,12																																																																																							
56	1,97	11,559	1,73																																																																																							
69	2,63	11,634	2,12																																																																																							
82	3,29	11,708	2,50																																																																																							
95	3,95	11,783	2,88																																																																																							
105	4,61	11,857	3,16																																																																																							
114	5,26	11,932	3,41																																																																																							
122	5,92	12,007	3,63																																																																																							
129	6,58	12,081	3,81																																																																																							
136	7,24	12,156	3,99																																																																																							
142	7,89	12,230	4,14																																																																																							
147	8,55	12,305	4,26																																																																																							
150	9,21	12,379	4,33																																																																																							
154	9,87	12,454	4,41																																																																																							
157	10,53	12,529	4,47																																																																																							
159	11,18	12,603	4,50																																																																																							
161	11,84	12,678	4,53																																																																																							
160	12,50	12,752	4,48																																																																																							
																																																																																										
																																																																																										
Remarque :																																																																																										
Préparé par :	Approuvé par :	Date :																																																																																								

Figure.42. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 10%chaux

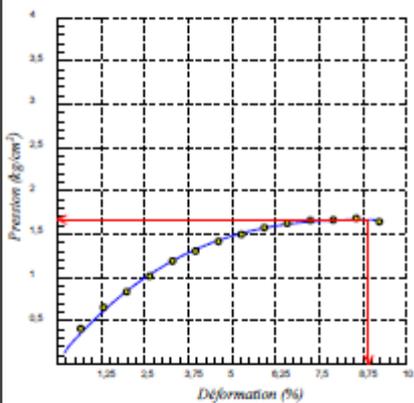
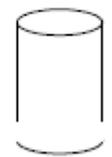
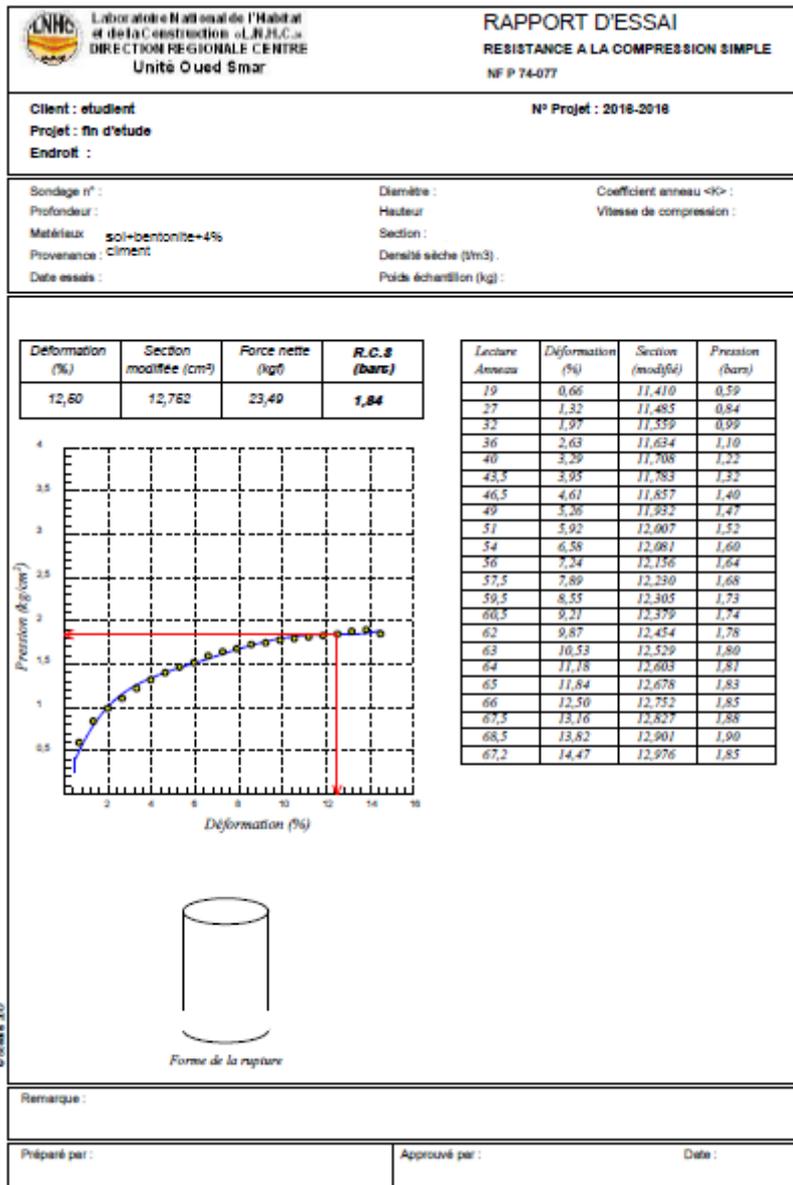
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «LNHC» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar		RAPPORT D'ESSAI RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE NF P 74-077																																																																					
Client : etudiant Projet : fin d'étude Endroit :		N° Projet : 2018-2018																																																																					
Sondage n° : Profondeur : Matériau : sol+30%bentonite+2% ciment Provenance : Date essais :	Diamètre : Hauteur : 1 Section : Densité sèche : Poids échantillon (kg) :	Coefficient anneau α : Vitesse de compression :																																																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Déformation (%)</th> <th>Section modifiée (cm²)</th> <th>Force nette (kgf)</th> <th>R.C.S (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,91</td> <td>12,346</td> <td>20,60</td> <td>1,87</td> </tr> </tbody> </table>	Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)	0,91	12,346	20,60	1,87	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Lecture Anneau</th> <th>Déformation (%)</th> <th>Section (modifiée)</th> <th>Pression (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>13</td><td>0,66</td><td>11,410</td><td>0,41</td></tr> <tr><td>21</td><td>1,32</td><td>11,485</td><td>0,65</td></tr> <tr><td>27</td><td>1,97</td><td>11,559</td><td>0,83</td></tr> <tr><td>33</td><td>2,63</td><td>11,634</td><td>1,01</td></tr> <tr><td>39</td><td>3,29</td><td>11,708</td><td>1,19</td></tr> <tr><td>43</td><td>3,95</td><td>11,783</td><td>1,30</td></tr> <tr><td>47</td><td>4,61</td><td>11,857</td><td>1,42</td></tr> <tr><td>50</td><td>5,26</td><td>11,932</td><td>1,50</td></tr> <tr><td>53</td><td>5,92</td><td>12,007</td><td>1,58</td></tr> <tr><td>55</td><td>6,58</td><td>12,081</td><td>1,63</td></tr> <tr><td>56,3</td><td>7,24</td><td>12,156</td><td>1,66</td></tr> <tr><td>57</td><td>7,89</td><td>12,230</td><td>1,66</td></tr> <tr><td>58</td><td>8,55</td><td>12,305</td><td>1,68</td></tr> <tr><td>59</td><td>9,21</td><td>12,379</td><td>1,64</td></tr> </tbody> </table>			Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifiée)	Pression (bars)	13	0,66	11,410	0,41	21	1,32	11,485	0,65	27	1,97	11,559	0,83	33	2,63	11,634	1,01	39	3,29	11,708	1,19	43	3,95	11,783	1,30	47	4,61	11,857	1,42	50	5,26	11,932	1,50	53	5,92	12,007	1,58	55	6,58	12,081	1,63	56,3	7,24	12,156	1,66	57	7,89	12,230	1,66	58	8,55	12,305	1,68	59	9,21	12,379	1,64
Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)																																																																				
0,91	12,346	20,60	1,87																																																																				
Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifiée)	Pression (bars)																																																																				
13	0,66	11,410	0,41																																																																				
21	1,32	11,485	0,65																																																																				
27	1,97	11,559	0,83																																																																				
33	2,63	11,634	1,01																																																																				
39	3,29	11,708	1,19																																																																				
43	3,95	11,783	1,30																																																																				
47	4,61	11,857	1,42																																																																				
50	5,26	11,932	1,50																																																																				
53	5,92	12,007	1,58																																																																				
55	6,58	12,081	1,63																																																																				
56,3	7,24	12,156	1,66																																																																				
57	7,89	12,230	1,66																																																																				
58	8,55	12,305	1,68																																																																				
59	9,21	12,379	1,64																																																																				
																																																																							
 <p>Forme de la rupture</p>																																																																							
Remarque :																																																																							
Préparé par :		Approuvé par :	Date :																																																																				

Figure.43. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 2% ciment

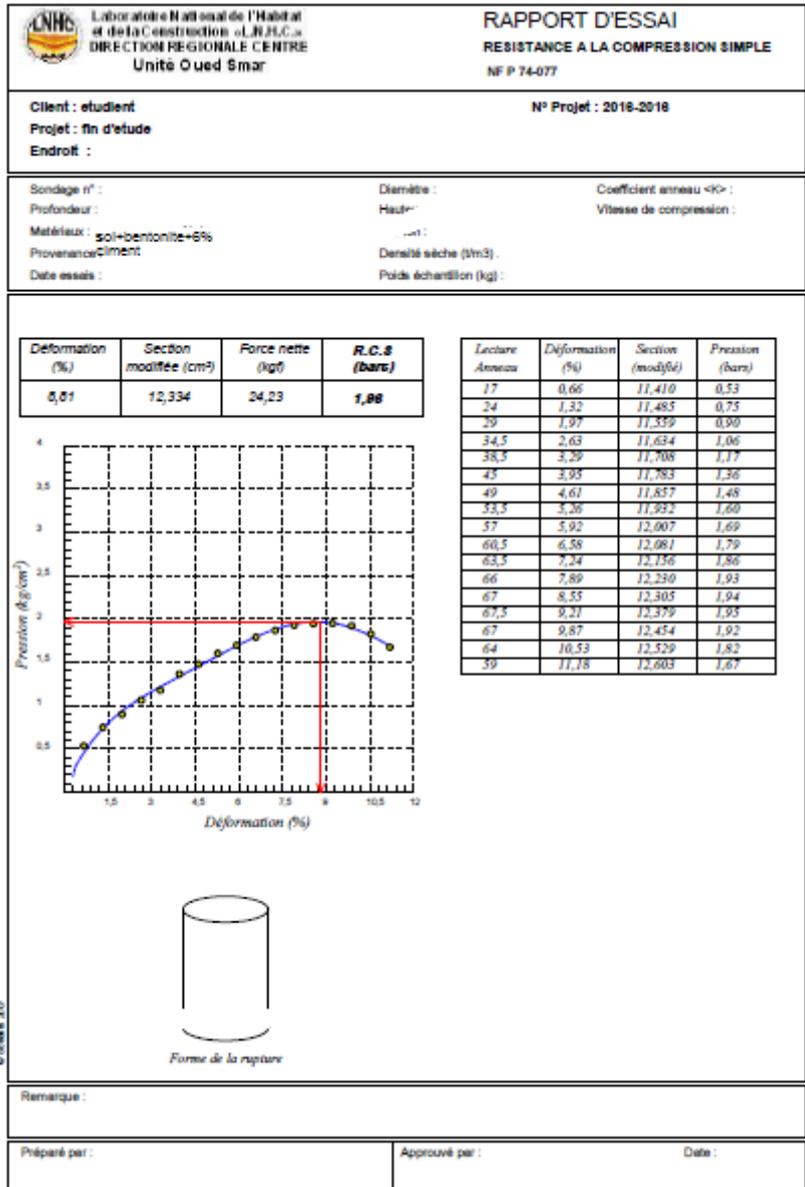


Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Figure.44. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 4% ciment



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

Figure.45. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 6% ciment

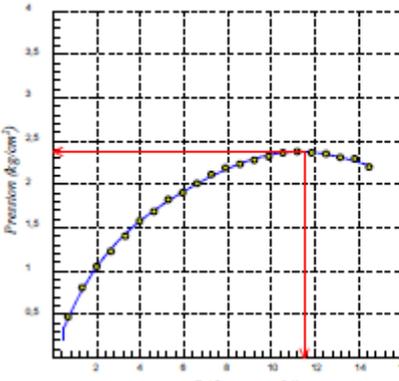
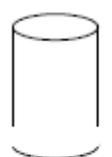
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Sinar		RAPPORT D'ESSAI RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE NF P 74-077																																																																																																					
Client : étudiant Projet : fin d'étude Endroit :		N° Projet : 2018-2018																																																																																																					
Sondage n° : Profondeur : Matériau : sol+bentonite+8% Provenance : ciment Date essais :	Diamètre : Hauteur : Section : Densité sèche (Wm3): Poids échantillon (kg):	Coefficient anneau <90° : Vitesse de compression :																																																																																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Déformation (%)</th> <th>Section modifiée (cm²)</th> <th>Force nette (kgf)</th> <th>R.C.8 (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>11,60</td> <td>12,639</td> <td>30,03</td> <td>2,38</td> </tr> </tbody> </table>	Déformation (%)	Section modifiée (cm²)	Force nette (kgf)	R.C.8 (bars)	11,60	12,639	30,03	2,38	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Lecture Anneau</th> <th>Déformation (%)</th> <th>Section (modifié)</th> <th>Pression (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>15</td><td>0,66</td><td>11,410</td><td>0,47</td></tr> <tr><td>26</td><td>1,32</td><td>11,485</td><td>0,81</td></tr> <tr><td>34</td><td>1,97</td><td>11,559</td><td>1,05</td></tr> <tr><td>40</td><td>2,63</td><td>11,634</td><td>1,23</td></tr> <tr><td>46</td><td>3,29</td><td>11,708</td><td>1,40</td></tr> <tr><td>52</td><td>3,95</td><td>11,783</td><td>1,58</td></tr> <tr><td>56</td><td>4,61</td><td>11,857</td><td>1,69</td></tr> <tr><td>61</td><td>5,26</td><td>11,932</td><td>1,83</td></tr> <tr><td>64</td><td>5,92</td><td>12,007</td><td>1,90</td></tr> <tr><td>68</td><td>6,58</td><td>12,081</td><td>2,01</td></tr> <tr><td>72</td><td>7,24</td><td>12,156</td><td>2,11</td></tr> <tr><td>75</td><td>7,89</td><td>12,230</td><td>2,19</td></tr> <tr><td>77</td><td>8,55</td><td>12,305</td><td>2,23</td></tr> <tr><td>79</td><td>9,21</td><td>12,379</td><td>2,28</td></tr> <tr><td>81</td><td>9,87</td><td>12,454</td><td>2,32</td></tr> <tr><td>83</td><td>10,53</td><td>12,529</td><td>2,37</td></tr> <tr><td>84</td><td>11,18</td><td>12,603</td><td>2,38</td></tr> <tr><td>84</td><td>11,84</td><td>12,678</td><td>2,37</td></tr> <tr><td>84</td><td>12,50</td><td>12,752</td><td>2,35</td></tr> <tr><td>83</td><td>13,16</td><td>12,827</td><td>2,31</td></tr> <tr><td>83</td><td>13,82</td><td>12,901</td><td>2,30</td></tr> <tr><td>80</td><td>14,47</td><td>12,976</td><td>2,20</td></tr> </tbody> </table>	Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifié)	Pression (bars)	15	0,66	11,410	0,47	26	1,32	11,485	0,81	34	1,97	11,559	1,05	40	2,63	11,634	1,23	46	3,29	11,708	1,40	52	3,95	11,783	1,58	56	4,61	11,857	1,69	61	5,26	11,932	1,83	64	5,92	12,007	1,90	68	6,58	12,081	2,01	72	7,24	12,156	2,11	75	7,89	12,230	2,19	77	8,55	12,305	2,23	79	9,21	12,379	2,28	81	9,87	12,454	2,32	83	10,53	12,529	2,37	84	11,18	12,603	2,38	84	11,84	12,678	2,37	84	12,50	12,752	2,35	83	13,16	12,827	2,31	83	13,82	12,901	2,30	80	14,47	12,976	2,20		
Déformation (%)	Section modifiée (cm²)	Force nette (kgf)	R.C.8 (bars)																																																																																																				
11,60	12,639	30,03	2,38																																																																																																				
Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifié)	Pression (bars)																																																																																																				
15	0,66	11,410	0,47																																																																																																				
26	1,32	11,485	0,81																																																																																																				
34	1,97	11,559	1,05																																																																																																				
40	2,63	11,634	1,23																																																																																																				
46	3,29	11,708	1,40																																																																																																				
52	3,95	11,783	1,58																																																																																																				
56	4,61	11,857	1,69																																																																																																				
61	5,26	11,932	1,83																																																																																																				
64	5,92	12,007	1,90																																																																																																				
68	6,58	12,081	2,01																																																																																																				
72	7,24	12,156	2,11																																																																																																				
75	7,89	12,230	2,19																																																																																																				
77	8,55	12,305	2,23																																																																																																				
79	9,21	12,379	2,28																																																																																																				
81	9,87	12,454	2,32																																																																																																				
83	10,53	12,529	2,37																																																																																																				
84	11,18	12,603	2,38																																																																																																				
84	11,84	12,678	2,37																																																																																																				
84	12,50	12,752	2,35																																																																																																				
83	13,16	12,827	2,31																																																																																																				
83	13,82	12,901	2,30																																																																																																				
80	14,47	12,976	2,20																																																																																																				
 <p>Forme de la rupture</p>																																																																																																							
Remarque :																																																																																																							
Préparé par :		Approuvé par :	Date :																																																																																																				

Figure.46. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 8% ciment

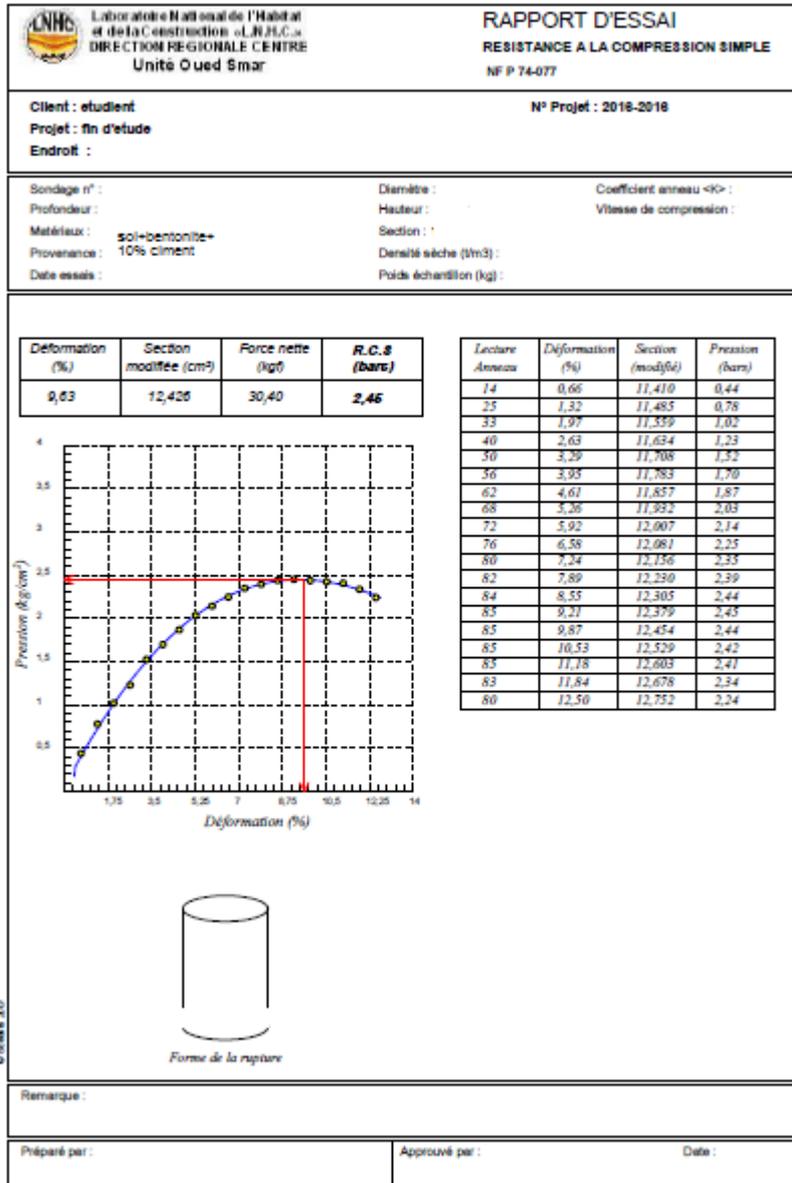


Figure.47. La courbe RCS de l'échantillon mélangé à 10%ciment

CBR : imbibé /immédiat

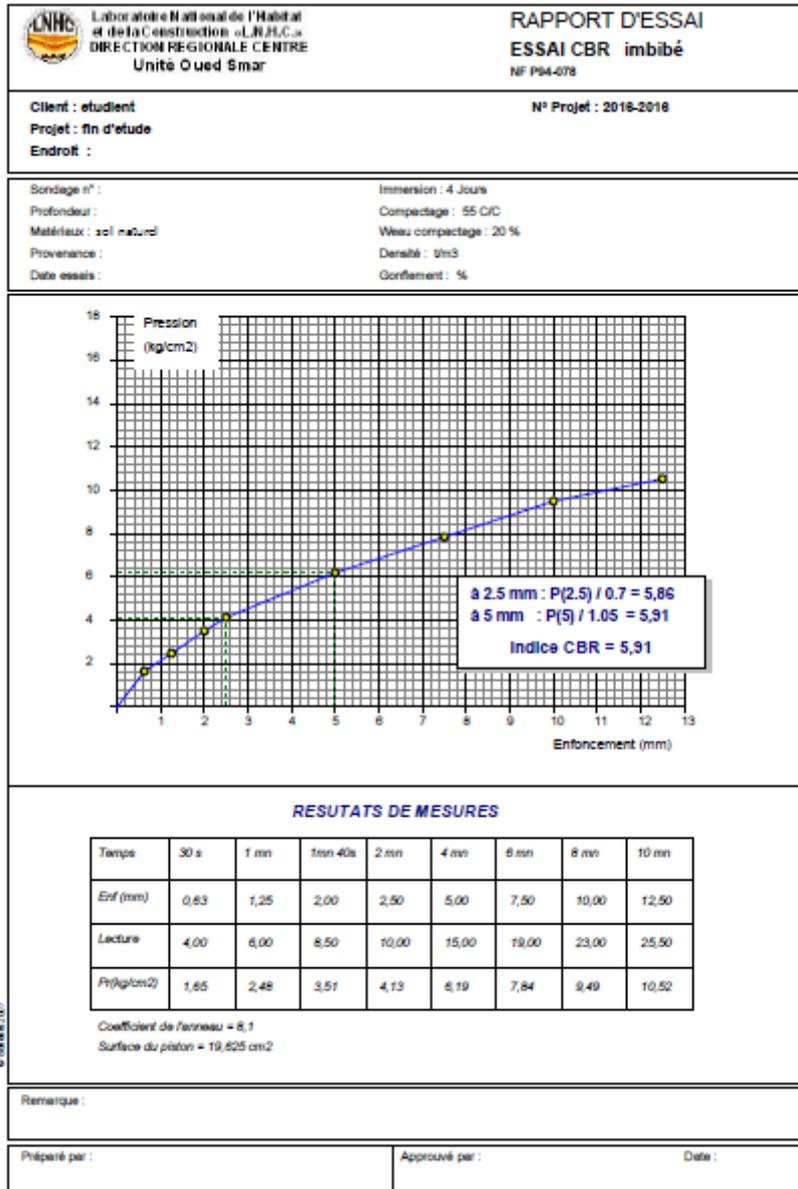


Figure.48. La courbe CBR sol naturel imbibé

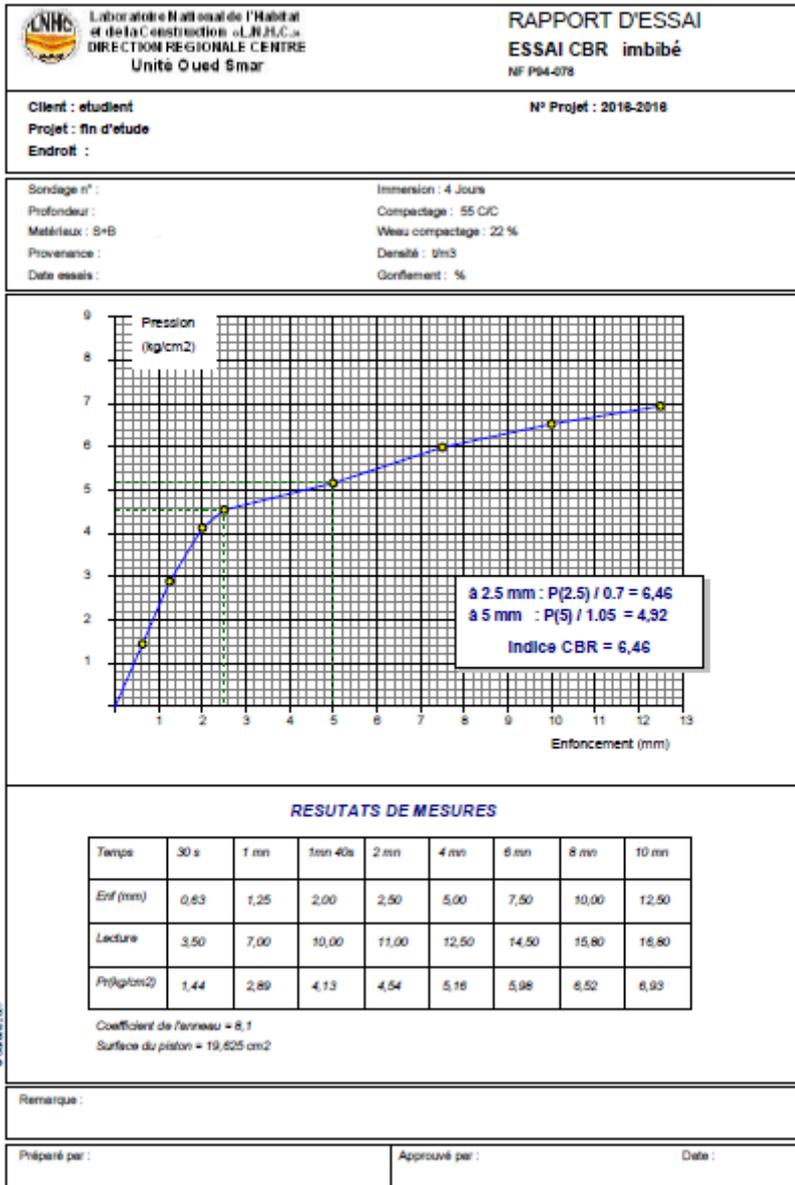


Figure.49. La courbe CBR de l'échantillon sol + 30% bentonite imbibé

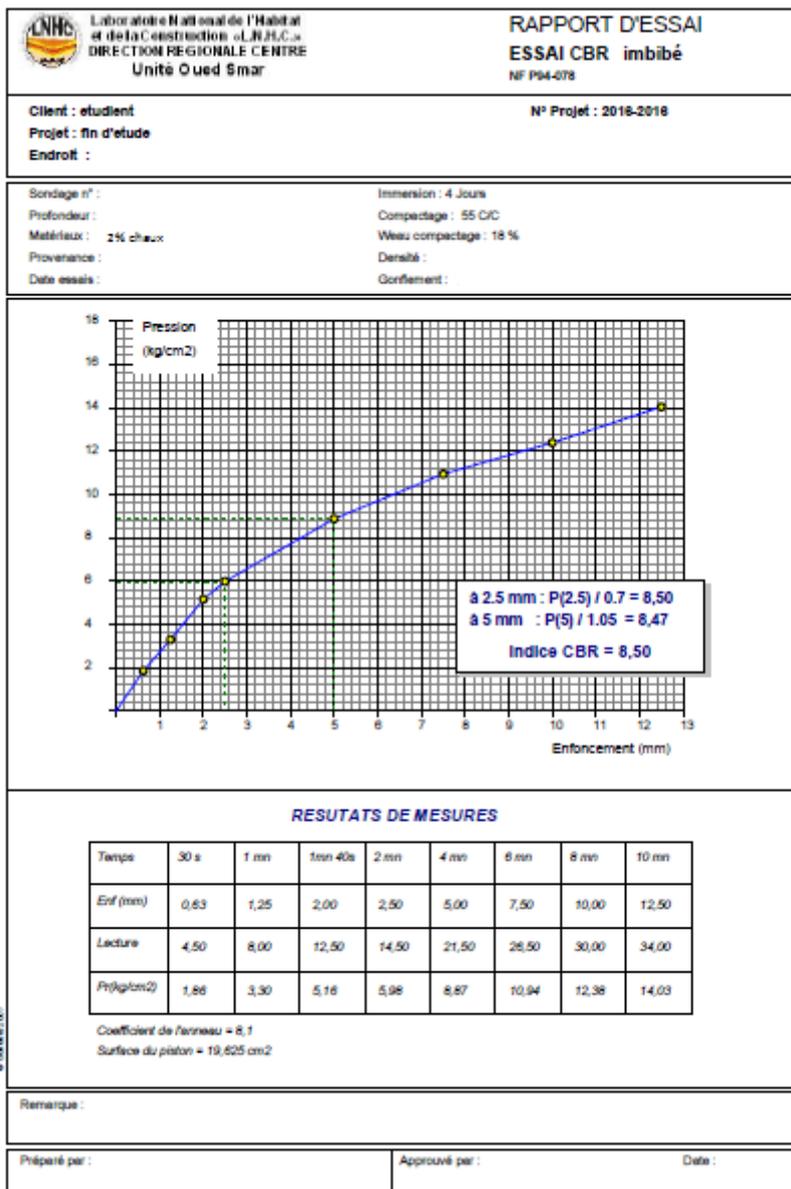


Figure.50. La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 2% chaux imbibé

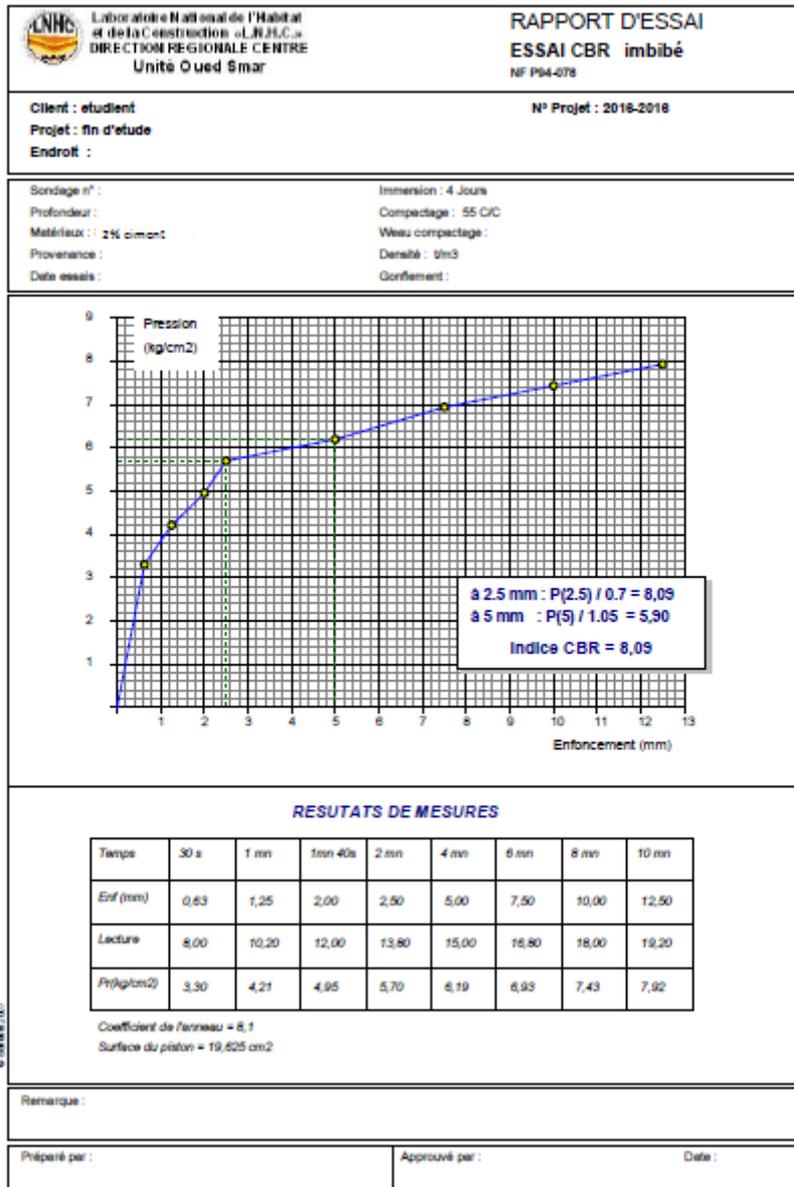


Figure.51. La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 2% ciment imbibé

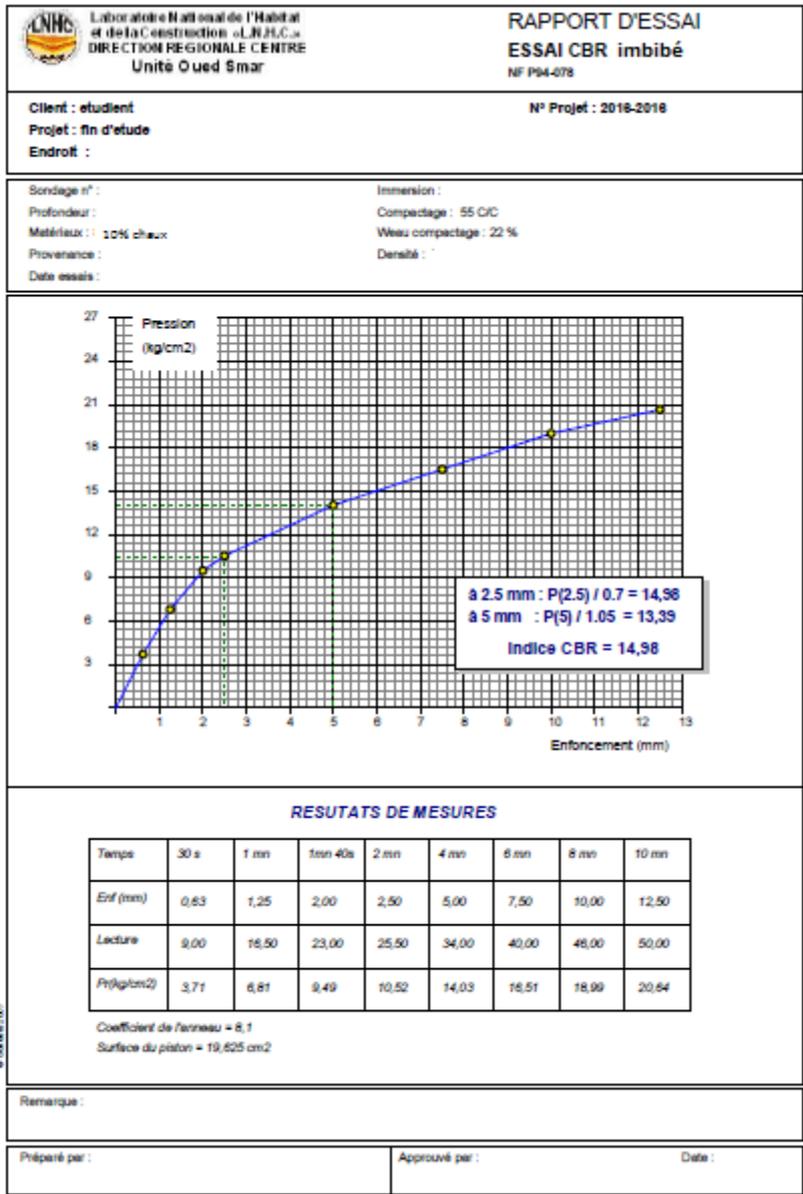


Figure.52. La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 10% chaux imbibé

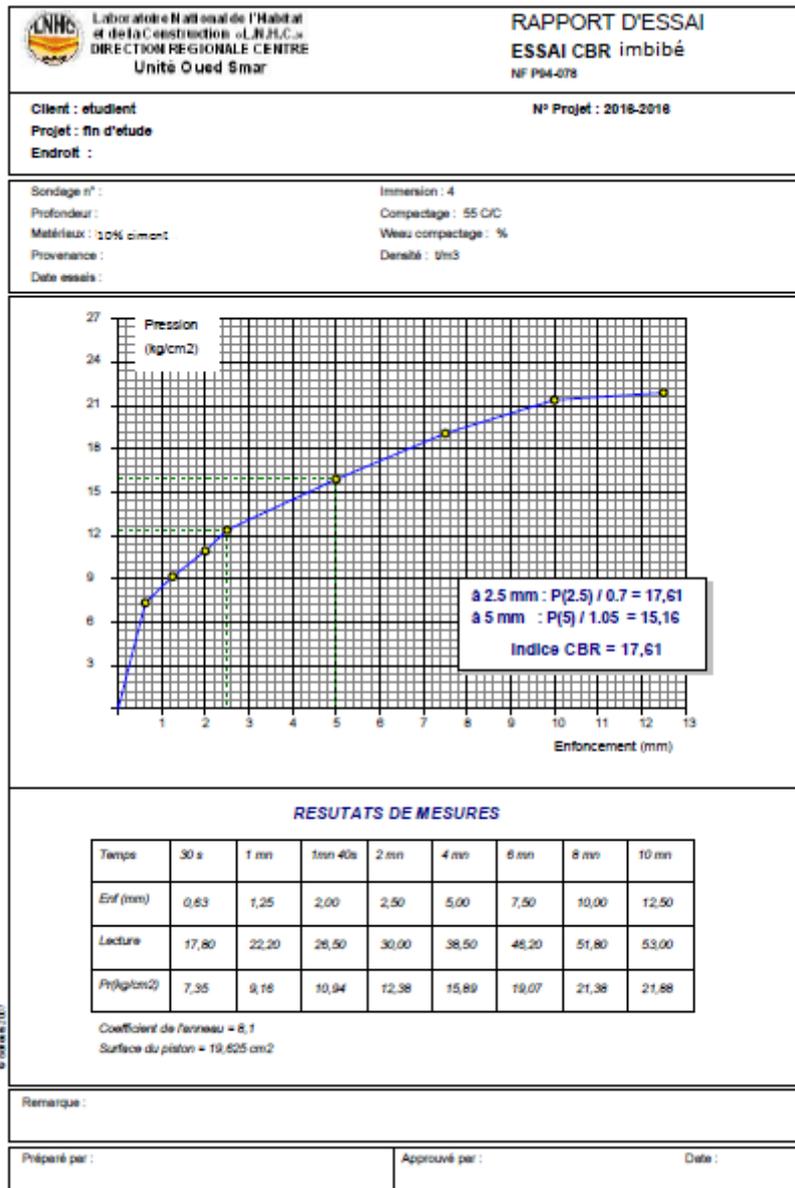


Figure.53. La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 10% ciment imbibé

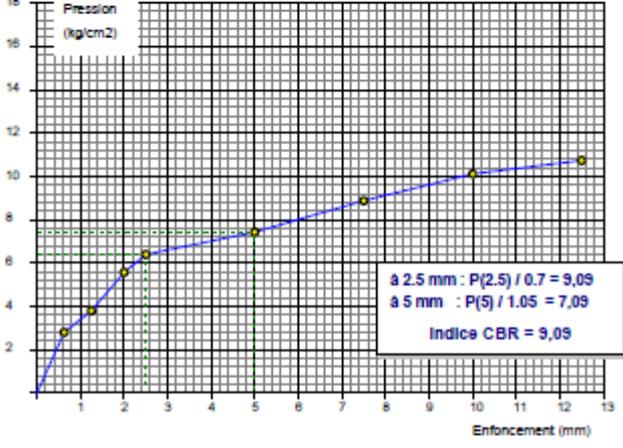
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar	RAPPORT D'ESSAI ESSAI CBR immédiat NF P94-078																																				
	Client : étudiant Projet : fin d'étude Endroit :	N° Projet : 2018-2018																																			
Sondage n° : Profondeur : Matériau : sol naturel Provenance : Date essais :	Imersion : 4 Compactage : 10 CC Weau compactage : % Densité : 0,93																																				
 <p>à 2.5 mm : $P(2.5) / 0.7 = 9,09$ à 5 mm : $P(5) / 1.05 = 7,09$ Indice CBR = 9,09</p>																																					
<p align="center">RESULTATS DE MESURES</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Temps</th> <th>30 s</th> <th>1 mn</th> <th>1mn 40s</th> <th>2 mn</th> <th>4 mn</th> <th>6 mn</th> <th>8 mn</th> <th>10 mn</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Enf (mm)</td> <td>0,63</td> <td>1,25</td> <td>2,00</td> <td>2,50</td> <td>5,00</td> <td>7,50</td> <td>10,00</td> <td>12,50</td> </tr> <tr> <td>Lecture</td> <td>6,60</td> <td>9,20</td> <td>13,50</td> <td>15,50</td> <td>18,00</td> <td>21,50</td> <td>24,50</td> <td>26,00</td> </tr> <tr> <td>$P_f(\text{kg/cm}^2)$</td> <td>2,61</td> <td>3,80</td> <td>5,57</td> <td>6,40</td> <td>7,43</td> <td>8,87</td> <td>10,11</td> <td>10,73</td> </tr> </tbody> </table> <p>Coefficient de frottement = 8,1 Surface du piston = 19,625 cm²</p>		Temps	30 s	1 mn	1mn 40s	2 mn	4 mn	6 mn	8 mn	10 mn	Enf (mm)	0,63	1,25	2,00	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50	Lecture	6,60	9,20	13,50	15,50	18,00	21,50	24,50	26,00	$P_f(\text{kg/cm}^2)$	2,61	3,80	5,57	6,40	7,43	8,87	10,11	10,73
Temps	30 s	1 mn	1mn 40s	2 mn	4 mn	6 mn	8 mn	10 mn																													
Enf (mm)	0,63	1,25	2,00	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50																													
Lecture	6,60	9,20	13,50	15,50	18,00	21,50	24,50	26,00																													
$P_f(\text{kg/cm}^2)$	2,61	3,80	5,57	6,40	7,43	8,87	10,11	10,73																													
Remarque :																																					
Préparé par :	Approuvé par :																																				
	Date :																																				

Figure.54. La courbe CBR sol naturel immédiat

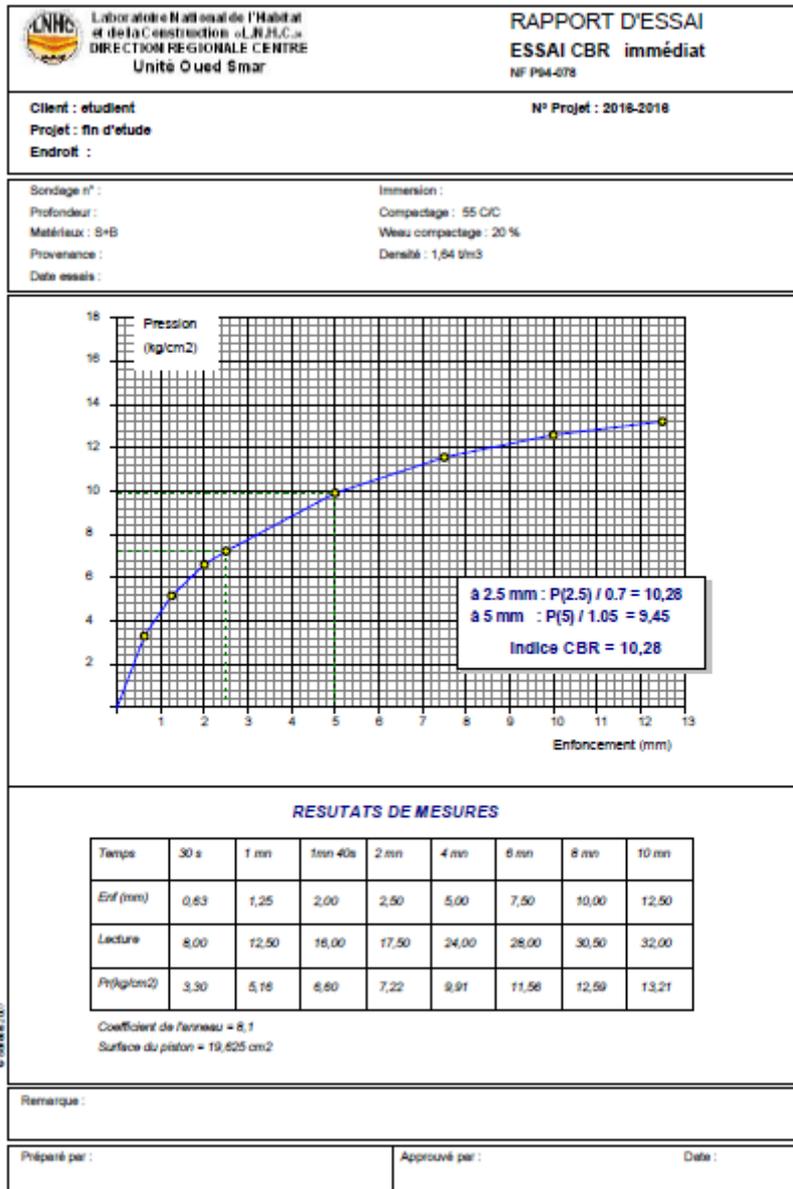


Figure.55. La courbe CBR de l'échantillon sol + 30% bentonite immédiat

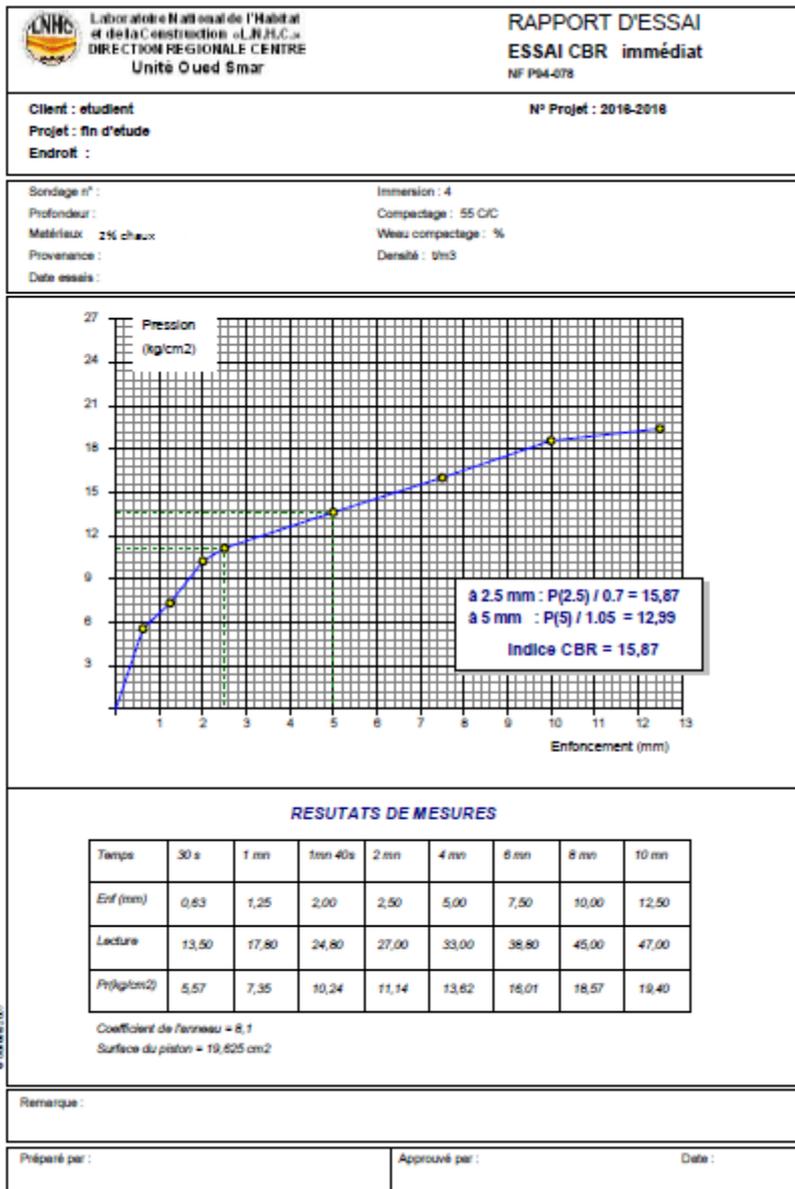


Figure.56. La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 2% chaux immédiat

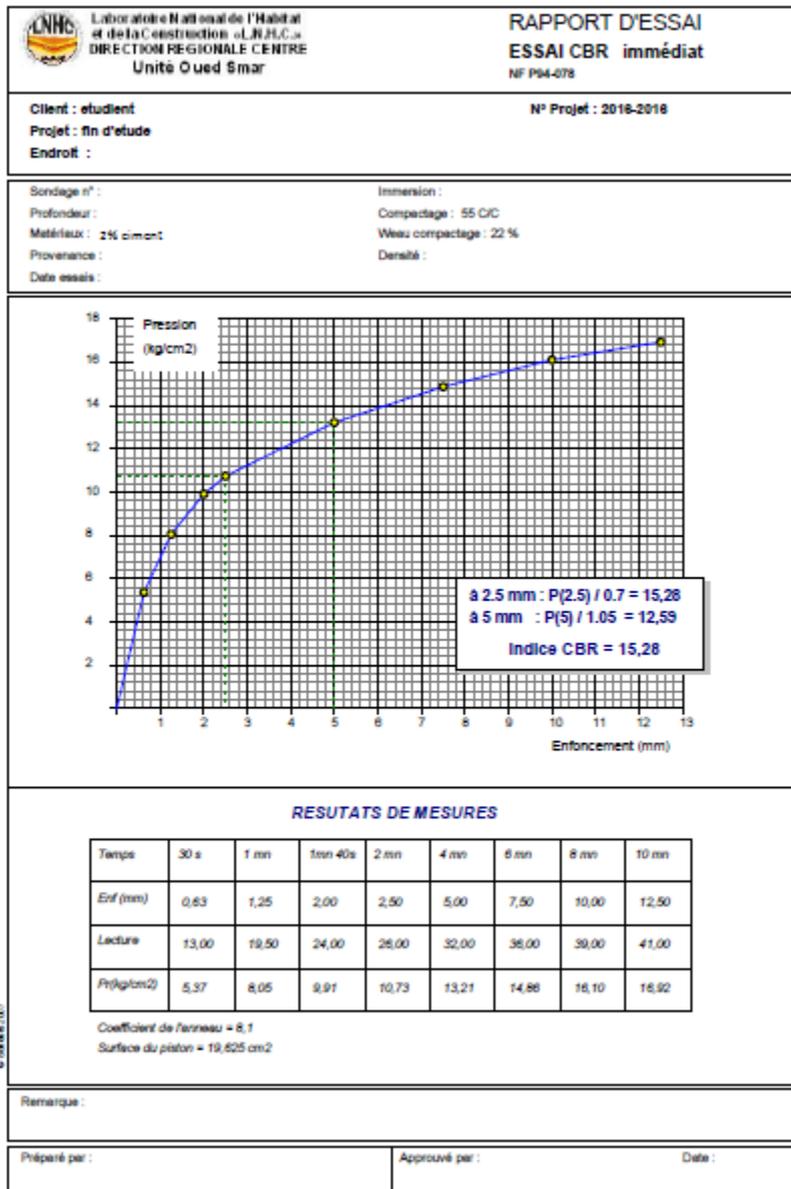


Figure.57 La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 2% ciment immédiat

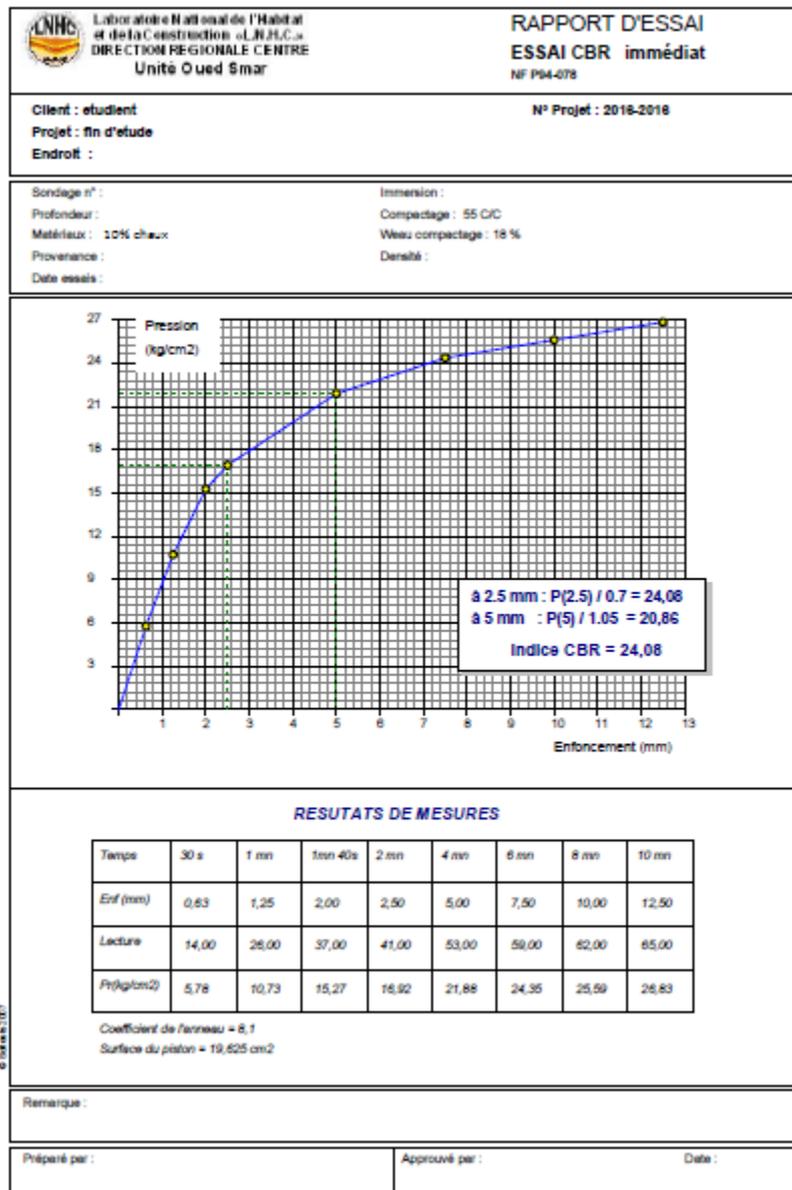


Figure.58. La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 10% chaux immédiat

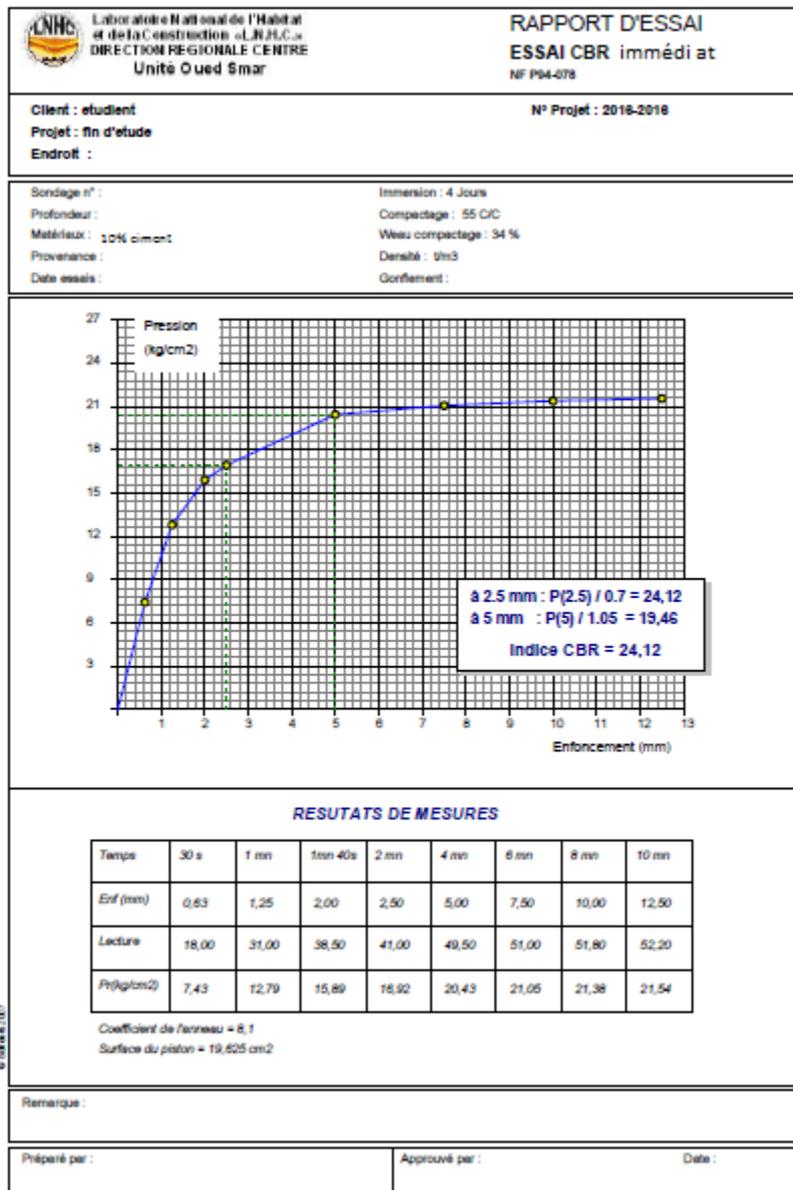


Figure.59 La courbe CBR de l'échantillon mélangé à 10% ciment immédiat