REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la matière
Filière Génie Civil
Option : ***Génie Géotechnique***

THEME

Etude du mélange engrais ciment sur l'affaissement des sols par la méthode double consolidation

Proposé par :

*** Sari Ahmed Sara**

*** Kheddar Amira**

Dirigé par :

Mr. Ziani Hocine

Année universitaire 2015/2016



Remerciement

Tout d'abord, Nous tenons à remercier en premier lieu "Allah" le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté pour préparer ce mémoire.

Nous remercions nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie. Ainsi que tous les membres de nos familles qui on contribué de prés ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à remercier sincèrement notre promoteur Mr. Ziani Hocine pour ses appréciations compétentes.

Nous remercions profondément tous les ingénieurs de la S.E.T.A.M spécialement Mme Lamia et Cherifa pour l'aide qu'ils nous apportés.

Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie Civil qui ont veillé pour notre réussite.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je voudrais dédier cet humble travail à toute ma famille, à ma chère maman et mon cher père qui nous a quittés à jamais, Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A mes chères soeurs et frère. Bachir, mohamed, nabila, fatima zahraa, billel, soufien, hamza, et othmane.

A mes nièces Romaisa et Wissam , cirine, youcef, hiba, mohamed, et surtout mon neveux Abdellah.

A mon binôme Amira.

A mon promoteur Mr Ziani Houcine.

A mes proches amis surtout Amel, Soumia, et romaissa.

A tout ceux qui ont participé à l'élaboration de ce Modeste travail et tous ceux qui nous sont chers.

Sara

Dédicace

Je voudrais dédie ce modeste travail

A mes très cher parents Ghania et abdelhamid

qui m'ont tant soutenu et encouragé dans tout les

omaines et surtout pour réaliser ce mémoire ou

ALLAH me les gardes.

A mes cher frère Nassim et sa femme Dalal, Riad et sa femme Nabila, Redouane et sa femme Fatma Zohra et Rafik et sa femme Naziha et surtout mon chère frère Abdelkarim.

A ma nièce Ghizlane et mes Neveux Chemseddine, Badreddine, Anes, Malik et Amir

A mon cher époux Mohamed et ma petite fille Lyna que j'adore.

A ma chère belle mère Nacera pour ca compréhension et sa patience et ma chère sœur Nawel.

A ma binome Sara.

A mon promoteur Mr Ziani Houcine.

A mes proches amis surtout Amel et Soumia.

Et a toute personne qui a contribué de prés ou de loin à ma réussite.

Amira

RÉSUMÉ

L'évolution démographique récente a poussé à l'exploitation de zones plus grandes, à conquérir les régions arides et semi arides reconnues comme des zones à risque d'effondrement brusque a cause de la nature de ses sols.

Ce type de sols affaissable est marqué par un ensemble de caractéristiques comme la nature des particules physiques ainsi que les diverses facteurs qui les affectent.

Les études de référence les plus spécialisés décrivant ce type des sols à la recherche exhaustive visant à trouver des solutions pour traiter et d'améliorer ce type des sols.

Enfin, et dans le but d'enrichir les données sur ce sujet, nous avons mené des expériences oedomètrique sur des échantillons de sol reconstitués au laboratoire afin de connaitre l'efficacité du traitement hydraulique sur les sols agricoles ou les engrais sont utilisés en abondance.

Les résultats obtenus ont confirmé l'efficacité de ce traitement malgré l'existence d'engrais qui affectent ces sols

Mots clefs :

Œdométre, sols affaissables, sol reconstitué, Kaolin.

الخلاصة

لقد دفع التغير الديمغرافي في الآونة الأخيرة إلى ضرورة استغلال مساحات أكبر مما جعله يغزو المناطق الجافة و شبه الجافة و المعروفة بهبوط تربتها المفاجئ.

يتميز هذا النوع من التربة ذات القابلية للانهيار المفاجئ بمجموعة من الخصائص كطبيعة جسيماتها المادية، والفيزيائية و كذلك مختلف الظروف المؤثرة عليها.

ولقد اختصت معظم الدراسات المرجعية بوصف هذا النوع من التربة مع أبحاث مستفيضة تهدف إلى إيجاد حلول لمعالجة و تحسين هذا الصنف من التربة.

أخيرا وبهدف إثراء المعطيات الخاصة بهذا الموضوع قمنا بإجراء تجارب على عينات من تربة مركبة في المخبر بواسطة جهاز الادومتر وذلك لمعرفة مدى فعالية العلاج الهيدروليكي على التربة التي تستعمل فيها الأسمدة بكثرة وهي التربة الزراعية.

النتائج المتحصل عليها أكدت بقاء فعالية هذا العلاج الخاص بالتربة القابلة للهبوط رغم وجود الأسمدة التي تؤثر سلبا على التربة.

كلمات مفتاحيه ، اودومتر ، تربة قابلة للهبوط ، تربة مركبة، كاولين.

ABSTRACT

Recent demographic developments pushed to the occupation of larger areas, to conquer the arid and semi arid areas recognized as areas at risk because of the sudden collapse of its soils.

This type of soil (sudden collapsing soils) is characterized by a set of characteristics such as the nature of physical particles and the various factors that affect them.

The most specialized reference studies describing this type of soil via exhaustive researches, aim to find solutions to address and improve this type of soil.

Finally, in order to enrich the data on this subject, we conducted experiments on soil samples reconstituted in the laboratory by Oedometer to know the effectiveness of the hydraulic treatment on agricultural soil where fertilizers are used in abundance.

The results have confirmed the efficacy of this treatment despite the existence of fertilizers affecting these soils.

SOMMAIRE

Remerciement……. 1

Dédicace Sara……. 2

Dédicace Amira……... 3

Résumé…… 4

الخلاصة…….. 5

Abstract…… 6

Sommaire……. 7

Principales symboles utilisés……... 11

Liste des tableaux…… 13

Liste des figures……. 15

Chapitre I - Introduction général

I.1 INTRODUCTION…….. 18

I.2 L'UTILITE DE LA RECHERCHE……. 19

I.3 L'OBJECTIF DE LA RECHERCHE…… 20

I.4 PLAN DE LA RECHERCHE……..…….. 20

Chapitre II - Synthèse bibliographique.

II.1 INTRODUCTION…….……. 22

II.2 QU'EST QU'UN SOL AFFAISSABLE…….. 23

II .2.1 Définition…… 23

II.3 PROPRIETES DES SOLS AFFAISSABLES……. 23

II.4 CLASSEMENT DES SOLS AFFAISSABLES…….. 23

II.5 LES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES SOLS AFFAISSABLES….. 24

II.6 LES PRINCIPAUX TYPES DES SOLS AFFAISSABLES……... 24

II.6.1 Sols faits par l'homme …… 25

II.6.2 Les sols naturellement déposés …….. 26

II.6.2.1 Les sols résiduels……. 26

II.6.2.2 Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau …….. 26

II.6.2.3 Dépôts des sols affaissables sédimentés par la chute dans l'air (dépôts éoliens) 27

II.7 LES DÉNOMINATIONS DES SOLS AFFAISSABLES…… 27

II.8 FORMATION DES SOLS AFFAISSABLES…… 28

II.9 MECANISMES DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS…….. 29

II.9.1 Cas de suffusion…….. 30
II.9.2 Cas de liaison…… 30
II.9.2.1 Sable avec des liaisons en silt…… 30
II.9.2.2 Sable avec des liaisons d'argile…….. 31
II.9.2.3 Liaisons chimiques…… 31
II.9.3 Le phénomène de succion dans les sols affaissables…… 32
II.10 REPARTITION DES SOLS AFFAISSABLES A TRAVERS LE MONDE …. 34
II.11 PREDICTION DES SOLS AFFAISSABLES……... 36
II.11.1 Les méthodes expérimentales……. 36
II.11.1.1 essai œdomètrique simple…….. 36
II.11.1.2 Essai œdomètrique double…….. 38
II.11.1.3 Discussion des essais……. 39
II.11.2 Les méthodes théoriques …… 41
II.11.3 Les méthodes empiriques……. 42
II.11.3.1 Critère de prédiction fondé sur l'état des sols…….. 43
II.12 LES PROCEDES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES…… 48
II.12.1 Traitement par pré-mouillage du sol …….. 48
II.12.2 Traitement thermique …….. 49
II.12.3 Traitement chimique …… 49
II.12.4 Traitement électrique…… 50
II.12.5 Traitement par injection…… 51
II.12 .6 Traitements par congélation…… 52
II.12.7 Renforcement par colonnes ballastées …… 52
II.12.8 Traitement par substitution…….…….. 53
II.12.9 Traitement par pieu de chaux …….……..……. 53
II.12.10 Traitement par pieu de sable…….. 53
II.12.11 Traitement par pré chargement…… 54
II.12.12 Traitement par drains verticaux (DV)……. 55
II.13 LES PROCEDES DE DENSIFICATI0N 56
II.13 .1 Densification par compactage dynamique…… 56
II.13 .2 Le compactage par explosion…… 57
II.13 .3 Le compactage par étincelle électrique…… 57
II.13 .4 La densification par vibrocompaction et vibroflottation…… 57

II.13 .5 Densification par Vibro-refoulement…… 58
II.14 METHODE DE CONTROLE DE L4EFFICACITE DU TRAITEMENT…… 61
II -15 CONCLUSION……. 62
Chapitre III - Essais préliminaires.
III.1 INTRODUCTION …… 63
III.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX …….. 63
III.2.1 le sable ……. 63
III.2.2 le kaolin…… 64
III.2.3 le ciment …… 65
a) Présentation ……... 65
b) Notre ciment……... 66
c) Composition……..... 66
d) Spécification……..... 66
e) Caractéristiques chimiques…… 66
f) Caractéristiques physiques……..... 67
III.2.4 le type d'engrais ……..…….. 67
a) caractéristiques agronomiques……. 67
b) caractéristiques physiques..... 68
c) composition chimique 68
III .5 CONSTITUTION DE SOLS D'ESSAIS..... 68
III .6 PROGRAMME DES ESSAIS PRELIMINAIRES 69
III .7 RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES..... 69
III .7.1 Granulométries des sols 69
a) Granulométrie de sable..... 69
b) Granulométries des sols reconstitués (par tamisage)..... 70
c) Granulométries des sols reconstitués (par sédimentométrie)..... 71
III.8 DENSITÉS SPÉCIFIQUES DES GRAINS SOLIDES..... 72
III .8.1 Résultats des poids spécifiques des grains solides..... 73
III .9 ESSAIS DE CONSISTANCE DES SOLS..... 74
a) Limite de liquidité W_L..... 74
b) Limite de plasticité W_p..... 76
c) Indices de plasticité I_p..... 77
d) Activités des sols 77

III .10 ESSAIS DE L'ÉQUIVALENT DE SABLE..... 78
III .11 ESSAIS PROCTOR..... 78
III .12 L'ESSAI DE BLEU METHYLENE D'UN SOL (VBS)..... 80
III .12 .1 Objet de l'essai 80
III .12 .2 Procédure de l'essai..... 80
III .12 .3 Valeur de bleu..... 81
III .12 .4 les résultats des essais sur le sol S1 et S2 82

Chapitre IV - Essais principaux
IV.1 INTRODUCTION 84
IV.2 PROGRAMME DES ESSAIS PRINCIPAUX..... 84
IV.3 ESSAIS OEDOMETRIQUE 85
IV.3.1 matériels utilisées..... 85
a) l'œdomètre..... 85
b) La dame de compactage 87
IV.3.2 PROCEDURE ET REALISATION DE l'ESSAI..... 88
Chapitre V - Résultats des essais principaux et Interprétations
V.1 INTRODUCTION 89
V.2 ESSAIS OEDOMETRIQUES..... 89
V.2.1mise en évidence de l'effondrement des sols..... 89
V.2.1.1 d'après les caractéristiques de consistance..... 89
V.2.1.2 D'après les essais de compressibilité 90
V.2.2 l'effet de la charge et l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement à l'état sec et à l'état saturé 95
V.2.3. l'effet du traitement des sols sur le potentiel d'affaissement ou bien le tassement 98
V.2.4 L'effet de traitement et l'énergie de compactage sur le Potentiel d'affaissement (CP %) 101
V.2.5. L'effet de l'énergie de compactage sur un point maximum choisi de potentiel d'affaissement CP 103
V.2.6 L'effet de la fraction en kaolin 104
V.3 Conclusion 105
Chapitre VI – conclusion général
CONCLUSION GENERAL 106

PRINCIPALES SYMBOLES UTILISÉS

Notation	Définition
AC	Activité des sols
CP	Potentiel d'affaissement
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
e_1	Indice des vides au début saturation
e_2	Indice des vides à fin de saturation
E	Nombre de coups
ES	L'équivalent de sable
g	L'accélération de la pesanteur = 9,81 $m.s^{-2}$
GS	Densité des grains solides
H	Hauteur de chute de la dame
I_c	Indice de consistance
ID	Indice de densité
IL	Indice de liquidité
IP	Indice de plasticité
K	Coefficient d'affaissement
M	Masse de la dame
M0	Masse de pycnomètre
M1	Masse de pycnomètre + grains solides

Notation	Définition
M2	Masse de pycnomètre + grains solides + eau
M3	Masse de pycnomètre + eau
N	Nombre de coups
P_h	Poids du sol humide
P_s	Poids du sol sec
P_w	poids du l'eau
S_0	Surface de l'anneau œdomètrique
S_r	Degré de saturation
V_s	Volume des grains solide
V	Volume du moule
W	Teneur en eau naturelle
W_{opt}	Optimum de Proctor
W_{sat}	Teneur en eau à l'état saturé
WL	Limite de liquidité
WP	Limite de plasticité
σ'	Contrainte effective
ρ_d	Masse volumique sèche
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
γ_s	Poids volumique des grains solides

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II - Synthèse bibliographique

Tableau II.1 Susceptibilité d'effondrement d'après Jennings Knight (1975)……...… ...37
Tableau II.2 Critère de prédiction fondé sur l'état des sols ……..……..43
Tableau II.3 Solution pour les fondations sur sols affaissables selon Antoine et al(1994)…..59
Tableau II.4 Les avantages et les limites des mesures d'améliorations, Antoine et al(1994)...60

Chapitre III - Essais préliminaires

Tableau III.1 La fiche technique de Kaolin trié (KT1)…….....….. 65
Tableau III. 2 les caractéristiques chimiques de ciment…….……..66
Tableau III.3 les caractéristiques physiques de ciment…….....……67
Tableau III.4 caractéristiques physiques d'engrais…….....……..68
Tableau III.5 composition chimique d'engrais ……..... ……68
Tableau III.6 Granulométries par tamisage des sables…….70
Tableau III.7 Granulométries par tamisage des sols reconstitués……70
Tableau III.8 Granulométries par sédimentométrie du sol S1et S2……..…71
Tableau III.9 poids spécifiques du Kaolin……73
Tableau III.10 poids spécifiques de sable…….73
Tableau III.11 poids spécifiques de sol S1……..73
Tableau III.12 poids spécifiques de sol S1(t)…….……..73
Tableau III.13 poids spécifiques de sable de sol S2……74
Tableau III.14 poids spécifiques de sable de sol S2(t)…….74
Tableau III.15 Teneurs en eau moyenne du kaolin…….…….75
Tableau III.16 Teneurs en eau moyenne du sol S1……..……75
Tableau III.17 Teneurs en eau moyenne du sol S1(t)……..……75
Tableau III.18 Teneurs en eau moyenne du sol S2…….…….76
Tableau III.19 Teneurs en eau moyenne du sol S2(t)……..……76
Tableau III.20 Valeurs des limites de liquidités……..……76
Tableau III.21 Valeurs des limites de plasticités…….77
Tableau III.22 valeurs des indices de plasticités.....77

Tableau III.23 Dénomination des sols d'après leur activité……77
Tableau III.24 Densités sèches et teneurs en eau correspondants……..79
Tableau III.25 valeurs des optimums de Proctor…….80
Tableau III.26 Classification de VBS……..82
Tableau III.27 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux…….83

Chapitre IV - Essais principaux

Tableau IV.1 Programme des essais…….84
Tableau IV.2 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage…..…87

Chapitre V - Résultats des essais principaux et Interprétations

Tableau V.1 Caractéristiques de consistance des sols…….89
Tableau V.2 potentiel d'affaissement du sol S1…….90
Tableau V.3 potentiel d'affaissement du sol S1(t)…….91
Tableau V.4 potentiel d'affaissement du sol S2……..91
Tableau V.5 potentiel d'affaissement du sol S2 (t)…….91
Tableau V.6 potentiel d'affaissement CP max des sols…….92

LISTE DES FIGURES

Chapitre II - Synthèse bibliographique

Figure II.1 Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995)…….. ……25
Figure II.2 liaison par ménisque d'eau capillaire…….……..29
Figure II.3 liaisons par grains de silt…….……31
Figure II.4 liaisons d'argile selon Barden (1973)…….…31
Figure II.5 Relation entre la succion s et l'humidité relative de l'air à 20°C,
D'après la loi de Kelvin……...…33
Figure II.6 Affaissement D'el Ouldja daira Bir el Eurch (Setif) septembre 2013…...….34
Figure II.7 Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits…….…35
Figure II.8 Normandie a Neuville-sur-Authon (France) 31mars 2001…….……..35
Figure II.9 L'autoroute de Quzhou, dans la province du Zhejiang…….…….35
Figure II.10 Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1975)……...…36
Figure II.11 Double œdomètres (Knight et Jennings 1975)…….…..39
Figure II.12 essais réalisés sur les sols lœssiques de Picardie…….40
Figure II.13 L'effondrement en fonction de la contrainte Pour différents régions de l'ex-URSS(1979)……..…….……40
Figure II.14 Traitement chimique à la chaux et au ciment……...…..……50
Figure II.15 Principe de l'injection du mortier solide à l'aide d'un tube métallique....….51
Figure II.16 Liaison par agrégats d'argiles……....52
Figure II.17 Principe de traitement par pré chargement……..…55
Figure II.18 Traitement par DV……..……56
Figure II.19 Principe de traitement avec les DV en plastique……...…..…….56

Chapitre III - Essais préliminaires

Figure III.1 le broyage manuel de kaolin (méthode des chocs successifs).....64
Figure III.2 le ciment utilisé dans les sols.....66
Figure III.3 la fiche technique d'engrais utilisé dans ce travail……..……67
Figure III.4 Courbe granulométrique de sable……..…….……72
Figure III.5 Courbe granulométrique de sol S1 et S2……..……...……72

Figure III.6 détermination des limites de liquidité……..……..……74
Figure III .7 essai de l'équivalent de sable.....78
Figure III.8 Courbes Proctor des différents sols…….……79
Figure III.9 l'appareillage de vbs…….…….……81
Figure III.10 Cas de papier lors de la réalisation……81
Figue III.11 Echelle de VBS……..……82

Chapitre IV - Essais principaux

Figure IV.1 série d'œdométriques…….....……85
Figure IV.2 Cellule d'œdométrique……..……..86
Figure IV.3 Détail d'un œdométrique……...……..86
Figure IV.4 dame de compactage……88

Chapitre V - Résultats des essais principaux et Interprétations

Figure V.1 Courbes œdomètriques sol 1 (w=2%).....92
Figure V.2 Courbes œdomètriques sol 1 (w=2%)…….…..……92
Figure V.3 Courbes œdomètriques sol 1(t) (w=2%)……..…..……93
Figure V.4 Courbes œdomètriques sol 1(t) (w=2%)……...…….……93
Figure V.5 Courbes œdomètriques sol (w=2%), (E=10cps)…….…..……93
Figure V.6 Courbes œdomètriques sol 2 (w=2%).....94
Figure V.7 Courbes œdomètriques sol 2(t) (w=2%)……..…….……94
Figure V.8 Courbes œdomètriques sol 2(t) (w=2%)……94
Figure V.9 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)……95
Figure 5.10 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)……96
Figure V.11 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)……...……96
Figure V.12 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)……...……96
Figure V.13 Courbes œdomètriques sol S2+ S2(t) (w=2%)……...……97
Figure V.14 Courbes œdomètriques sol S2+ S2(t) (w=2%)……...……97
Figure V.15 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)……...……97
Figure V.16 Courbes œdomètriques sol S2+ S2(t) (w=2%)……...……98
Figure V.17 courbes potentiel S1+S1(t), w=2%.....98
Figure V.18 courbes potentiel S1+S1(t), w=2%.....99
Figure V.19 courbes potentiel S2+S2(t), w=2%.....99

Figure V.20 courbes potentiel S2+S2(t), w=2%.....99
Figure V.21 courbes potentiel S1 en fonction de l'énergie de compactage……100
Figure V.22 courbes potentiel S1(t) en fonction de l'énergie de compactage.....100
Figure V.23 courbes potentiel S2 en fonction de l'énergie de compactage.....100
Figure V.24 courbes potentiel S1 en fonction de l'énergie de compactage……101
Figure V.25 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups (w=2%)……..……102
Figure V.26 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups (w=2%)……..…102
Figure V.27 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)……..…103
Figure V.28 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)……..…104

Chapitre I
Introduction général

I.1 INTRODUCTION

Les constructions ont gagné des zones de plus en plus difficiles, jadis réputées inconstructibles. Le contact d'une superstructure rigide et d'un sol de qualité médiocre a toujours été un problème majeur de la mécanique des sols. Les sols en apparence les plus sains et les plus normaux peuvent présenter des anomalies cachées qui entraînent des incidents graves en présence de l'eau. La prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des préoccupations des équipes de recherches et des pouvoirs publics en matière d'agencement des sites et d'occupation des sols. La prise en compte de l'aléa naturel tel que les effondrements, les glissements, les affaissements de terrains témoignent de cette inquiétude. Le risque d'affaissement prend une part grandissante dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ce genre de sols.

Les sols affaissables appelés dans la littérature anglo-saxonne « Collapsibles soils » sont définis comme des structures non saturées pouvant avoir une importante déformation potentielle après mouillage avec ou sans chargement. Ces sols sont localisés dans de nombreuses régions du monde, particulièrement quand elles sont arides ou semi-arides. Ils concernent un nombre important de pays notamment ceux situés entre les 30e et 55e parallèles de l'hémisphère nord ainsi que des pays d'Amérique du sud

L'immense expansion de la population avait pour résultat l'utilisation d'un type assez vaste de terrains aux tassements répandus dans qui peuvent être inconstructibles aux ces milieux sec ou émergés dans l'eau. C'est la raison pour laquelle on a choisi ce thème pour mieux l'enrichir et l'expliquer. Au cours notre expérimental on est intéressé à connaitre l'influence du traitement par « ciment CPJ + engrais » réalisé sur des sols reconstitues au laboratoire avec différentes composition et l'énergie de compactage EC avec une teneur en eau de 2 % fixé. Pour confirmer ou infirmer cette hypothèse ; plusieurs expériences ont été fait. Cette idée provient de l'effondrement d'un sol dans la région de l'Eulma à Setif en septembre 2013

I.2 L'UTILITE DE LA RECHERCHE

Les cycles de sécheresse prolongée qui se sont produits ces dernières années à plusieurs reprises et dans plusieurs régions du monde modifient les paramètres régissant le comportement du sol et donnent naissance à de nouvelles zones de sol affaissable. Le progrès des méthodes d'irrigation, l'évolution économique et la modernisation des moyens de transport ont rendu possible l'exploitation de ces régions, qui sont devenues de nos jours très vitales, Ceci nous a incités à l'utilisation de l'eau en grand quantité, ce qui favorise l'environnement idéal d'effondrement de ce type de sols, et par conséquent de nombreux préjudices dans les ouvrages tels que les constructions, les réseaux de transport des eaux et les ponts-aqueducs de pipelines. Pareillement la plupart des gazoducs construits dans le monde sont des ouvrages semi enterrés réalisés dans des régions arides, en compagnie des conditions climatiques et de terrain qui n'ont rien d'exceptionnel. Les techniques de pose employées restent classiques, ce qui rend donc ces ouvrages sujets à des défaillances et des dégradations durant leur exploitation.

Les sols affaissables sont caractérisés par le potentiel d'affaissement ou collapse potentiel noté CP. Une multitude de facteurs contrôle ce paramètre ; en plus de la nature chimique du liquide se trouvant dans les orifices et les pores, le potentiel d'affaissement dépend de :

- la minéralogie des particules qui constituent le squelette,
- la granulométrie du sol,
- l'état du sol (porosité, degré de saturation),
- la nature des agents de cimentation,
- la nature chimique du liquide se trouvant dans les pores,
- la pression de l'eau et de gaz
- le débit d'inondation,
- la contrainte due à la pesanteur et aux charges extérieures.

De nombreux travaux expérimentaux et théoriques ont été consacrés à la description de comportement et du phénomène d'affaissement des sols effondrables. La littérature a révélé que la masse essentielle des recherches a été consacrée à la Prédiction d'effondrabilité et aux méthodes d'identification. Ajouté à ce la, l'apport considérable des études paramétriques accomplies sur les grandeurs gouvernant le collapse ; ceci permet de proposer des relations

entre ces paramètres et le potentiel d'affaissement, également, d'autres contributions basées sur le traitement chimique et la densification par compactage dynamique, ont été développées, ce qui apporte un plus à propos de la compréhension de ce fait, en essayant d'en expliqué les mécanismes. D'élaborer des théories et d'en déduire des méthodes et de dispositions.

Notons aussi, les approches d'interprétation des mécanismes de l'effondrement des structures macroporeuses, qui sont souvent basées sur le suivi expérimental de l'affaissement local dû à l'infiltration d'eau, de l'érosion interne et de la migration des particules fines. Ces approches mettent en évidence que la présence de la succion rigidifie le sol, augmente sa pression de sur consolidation et sa résistance. Parmi les concepts qui ont été proposés pour décrire le comportement des sols à effondrement brusque, le concept de contraintes effectives est critiqué, car il ne permet pas de saturation. La plupart des autres attentions s'accordent sur les points suivants:

- L'effondrement peut être excessif, si la teneur en eau initiale est faible, ce qui justifie l'influence marquée de ce paramètre sur l'effondrement des sols.
- Un sol est susceptible d'effondrement si au moins l'un des critères suivants est vérifié : l'indice de liquidité, IL < 0 ou l'indice de consistance, Ic >1.
- Les sols ne sont plus susceptibles d'affaissement si le degré de saturation Sr = 50% à 60%, ou si l'indice de densité ID est > à 65%.

I.3 L'OBJECTIF DE LA RECHERCHE

Notre étude expérimental intéressé à connaitre l'influence du traitement par (ciment CPJ + engrais) sur l'effondrement d'un sol en utilisant les essais œdomètrique par la méthode de double consolidation de Jennings et Knigth (1975)[26]

I.4 PLAN DE LA RECHERCHE

Le travail de cette recherche est présenté en six chapitres.

Le premier chapitre : Introduction générale (problématique, nécessité, objectif de la recherche et plan de la recherche), est consacré à la définition du thème, on évoque le risque de construire sur des sols à effondrement brusque et l'apport pertinent des études théoriques et des travaux expérimentaux à la résolution de ce problème. Comme tout travail de recherche, on doit mentionner la nécessité et le but visé par l'étude. De chapitre s'achève par le développement des axes principaux de la recherche.

Le deuxième chapitre : Synthèse bibliographique, concerne la masse des travaux réalisés sur les sols affaissables et le comportement des sols non saturés. C'est une étude critique touchant les sols affaissables, (définitions, les différents types, leurs formations, les principales contraintes affectant les sols des zones arides, les mécanismes du «collapse», les méthodes d'amélioration et de traitement, les paramètres influant sur l'affaissement, ainsi que des exemples de construction sur ces sols). La notion de la succion et son effet sur la compressibilité, les différentes techniques utilisées, mesure et contrôle, sont aussi contemplées.

Le troisième chapitre : Essais préliminaires et résultats, matériaux, matériels, essais et résultats (présentation des caractéristiques des matériaux et des sols testés, matériels utilisés, les différents modes opératoires, et le programme des essais préliminaires). Cette partie est décisive et nécessaire pour la suite de la partie expérimentale et les essais principaux.

Le quatrième chapitre : Essais principaux (essais œdomètriques). Présentation de l'appareillage concernant les essais principaux avec les différentes manipulations. Nous mettons en évidence l'estimation de l'incertitude des résultats et le rôle de certaines grandeurs sur le comportement des sols étudiés.

Le cinquième chapitre : résultats des essais principaux avec leurs interprétations. (L'importance des paramètres retenus sur le comportement des sols et leurs influences sur les résultats de compressibilités). .la mise en évidence de l'affaissement. L'interprétation des essais.

Le sixième chapitre : conclusions, recommandations et perspectives. (C'est l'épilogue et les suggestions de développement ultérieurs). Des conclusions générales relatives aux résultats acquis sont finalement présentées. Comme tout recherche, ce travail reste extensible et peut être enrichi, pour cela et dans le bute de mieux comprendre le phénomène collapse des perspectives de travaux dans divers axes expérimentaux sont proposées.

Chapitre II
Synthèse bibliographique

II.1 INTRODUCTION

Le développement de la géotechnique s'est limité principalement et a concerné les sols saturés en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Cependant, il est indispensable de prendre en considération le comportement des sols non saturés et ce, surtout dans les pays à climat désertique ou sec où l'on est en permanence confronté à ce type de sol pour la plupart des ouvrages.

Dans les pays à climat subdésertique et sahélien, la répartition spatiotemporelle des précipitations annuelles est très irrégulière. La saison sèche, qui ne comporte en général aucune averse, dure parfois prés de dix mois. Les crues décennales sont faibles et presque la totalité des pluies qui ne ruissellent pas sont éliminées par évapotranspiration directe ou différée. La nappe aux endroits où elle était près de la surface il y a une trentaine d'années est située actuellement à une profondeur supérieure à dix mètres. Ainsi, le désert avance.

La plupart des sols des régions arides et semi arides sont des sols affaissables, métastables, de natures non saturées, à structure ouverte lâche, se trouvant sous forme de dépotes. A l'état sec une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison intergranulaire , et peuvent supporter des charges très éminentes. Cependant, la saturation, même sans chargement complémentaire, incite la désintégration des liaisons donnants une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol. À cause des potentiels d'affaissement important et des conséquences pénibles qui peuvent se produire dans les constructions, ce type de sol est considéré instable comme assise de fondations.

Se présentant sous plusieurs formes et en fonction de plusieurs paramètres, les affaissements de sol sont répartis pratiquement sur l'ensemble du globe essentiellement dans les pays à climat sec ou même tropical. Un effondrement brusque du sol peut être la cause d'autres mouvements de terrain comme l'éboulement, le fauchage, le glissement plan ou rotationnel, la coulée de débris ou boueuse. Le géotechnicien est donc en permanence confronté à ce type de terrains et au risque d'exposition aux aléas naturels, surtout avec l'aménagement croissant des territoires (infrastructures routières, urbanisation, réseaux de transport d´énergie, exploitation du sol, etc.).

De nombreux problèmes concernant le couplage entre le transfert d'eau dans le sol et le comportement mécanique, en particulier dans les zones non saturées. La conduite des sols

dans ces zones reste un des sujets importants de la mécanique des sols, qui présente encore de nombreux aspects inconnus et inexplorés. Dans ce chapitre, en tenant compte des développements récents dans les approches théoriques et dans les procédures d'essais, nous tenterons de dégager certains aspects du comportement des sols affaissables et les effets de la succion sur la stabilité générale des sols. Des études théoriques et des essais de laboratoire particuliers ont été utilisés pour quantifier cet aspect.

II.2 QU'EST QU'UN SOL AFFAISSABLE ??

Plusieurs chercheurs ont essayé de répondre à cette question avec des différentes façons ; Tels que les chercheurs Dudley (1970)[20] ; Jenning et Knight (1975)[26] ; Booth (1977)[11] ; Houston et Houston (1988)[23] ; et des autres, Nous concluons de leurs définitions la définition suivante :

II .2.1 Définition

Les sols affaissables sont des sols qui se trouvent notamment dans les zones arides et semi-arides. Ou l'industrie pétrolière est parfois très développée. Ils sont définies comme étant des structures partiellement satures qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation a l'eau avec ou sans changement.

II.3 PROPRIETES DES SOLS AFFAISSABLES

Ces sols sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides, ils sont principalement du type transporté par voie éolienne (lœss), mais peuvent être du type résiduel, ils présentent une teneur en eau assez faible et ne sont jamais saturés. Dans certains cas une cimentation naturelle des grains leurs donnent de bonnes caractéristiques mécaniques apparentes lorsqu'ils sont chargés à leur teneur en eau naturelle. Cependant toute humidification, même sans chargement supplémentaire, la structure s'effondre et des déformations spectaculaires se produisent.

II.4 CLASSEMENT DES SOLS AFFAISSABLES

clemence s.p. Fintbarre (1981)[14]ont classé les sols effondrables en deux (02) groupes :

- ✓ **Groupe 1 :**

Les sols, dans lesquels se produisent un changement rapide dans la relation entre les pressions et les déformations sans atteindre la résistance à la rupture. Ant, la cause de

l'effondrement est seulement due au changement des pressions. Ce groupe comprend le limon, l'argile cimentée et les roches très poreuses.

- ✓ **Groupe 2 :**

Les sols, qui sans la présence ou le changement des conditions provoquant l'effondrement même s'il n'ya pas de changement brusque de la pression.Tel est le cas des loess et certaines argiles contenant des sulfates, lors d'une humidification constante la relation entre contrainte-déformation est une courbe lisse continue sans rebondissements tranchants. La saturation se produit, cependant par un changement significatif du volume dû à l'augmentation de la pression interstitielle des pores provoquant l'appauvrissement de la résistance du sol au cisaillement.

II.5 LES CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DES SOLS AFFAISSABLES

Les sols affaissables trouvés dans la littérature sont des sols métastables partiellement saturés. Barden l (1973)[8] a proposé une large liste des propriétés de ces sols comme suit:

1- Ils sont constitués principalement de particules solides variant de taille de sable ou de taille de limon à la taille d'argile. Les particules de limon sont de formes de lames angulaires ou semi angulaires.

2- Ils ont une structure ouverte d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche.

3- Ils ont une sensibilité élevée.

4- Ils sont des dépôts géologiquement récents

5- Ils ont une résistance de liaison inter particulaire relativement faible.

6- Ils sont souvent partiellement saturés.

II.6 LES PRINCIPAUX TYPES DES SOLS AFFAISSABLES

Booth A.R. (1975)[12] a déclaré qu'un matériau granulaire avec des particules angulaires compactées du côté sec de la teneur en eau optimale peut former une structure capable d'avoir une densification supplémentaire considérable (affaissement). Les sols affaissables classiques sont des matériaux naturels où le type des particules et le mécanisme d'accumulation se

combinent pour donner l'affaissement. Selon cette définition (figure II.1), Rogers a divisé ces sols en deux groupes

- Sols faits par l'homme et compactés du côté sec de la teneur en eau optimale.
- Sols de structure métastable naturellement déposés.

II.6.1 Sols faits par l'homme

Plusieurs cas de dégâts très graves relatifs aux sols affaissables dans les remblais compactés ont été rapportés dans la littérature depuis 1953. Lawton et al (1992)[29] ont indiqué que presque tous les types des sols compactés sont sujets d'affaissement. Il est important de noter que même les sables propres, les argiles pures, et les sols contenant une grande fraction de graviers peuvent s'affaisser, Lawton et al(1992)[29],

Le tassement de l'affaissement s'est produit dans plusieurs types de remblais compactés des routes. Plusieurs ruptures des barrages en terre ont été rapportées dans la littérature. Milovic.et al (1969)[34] ont déclaré comment deux barrages en terre construits à l'Ouest de Canada à la fin des années 1930 étaient détruits à cause de l'affaissement Lawton e c, Holtz (1961)[24] ont trouvé que le facteur principal des fissures des trois barrages en terre situés en Californie était le tassement différentiel à cause de l'affaissement du remblai. Plusieurs cas de déformations, de fissures et de ruptures de remblais de routes en Afrique du Sud dus au tassement de l'affaissement ont été enregistrés, Booth (1977)[11]. Dans les quelques années passées, le sud de la Californie a subi une subsidence de terrain qui devrait être la conséquence de l'affaissement des remblais compactés, Lawton (1992)[31]

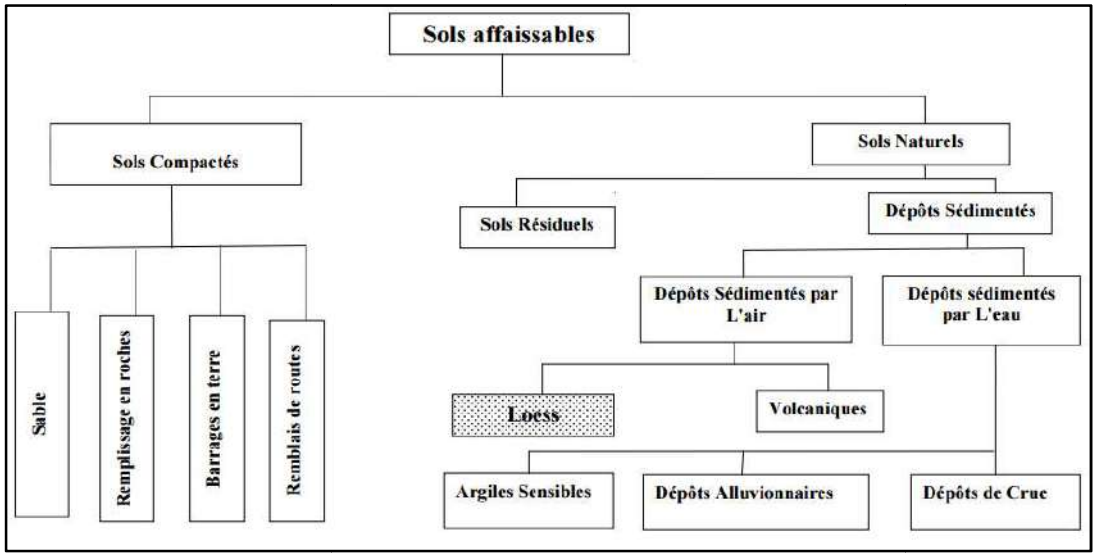


Figure II.1 Les principaux types des sols affaissables (nouaouria 2008)[42]

II.6.2 Les sols naturellement déposés

Les dépôts de sols naturels se produisent grâce à une combinaison d'érosion, de transport et de déposition des matériaux qui s'étaient décomposés des roches. Les sédiments d'une structure affaissable se produisent comme résultat de ce processus géologique. Les sols résiduels, l'argile sensible (déposée par l'eau) et le loess (déposé par l'air) sont des exemples les plus importants des sols affaissables naturellement déposés

II.6.2.1 Les sols résiduels

Les sols résiduels se forment en place sous l'effet du processus de l'érosion, c-à-d de la décomposition, de la désintégration et de l'altération mécanique des composantes de la roche mère. Les dimensions des particules produites peuvent varier, de larges fragments, de gravier, de sable, de limon et d'argile. Les dépôts des sols résiduels sont caractérisés par une couche d'épaisseur variant de quelques centimètres à plusieurs mètres dépendants au climat et aux conditions de l'environnement de la région. La structure affaissable a été développée comme résultat de lavage et de perte des matériaux solubles dans l'eau, Clemence (1981)[14].

II.6.2.2 Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau

Les dépôts de sols affaissables sédimentés par l'eau peuvent être classifiés en deux groupes principaux: les dépôts alluvionnaires et les argiles sensibles. Dans les dépôts alluvionnaires, les particules du sol sont transportées et déposées par l'eau pour former des écoulements de boue. Plusieurs cas des problèmes d'affaissement associés à ces formations ont été rapportés, Holtz et GHilf (1961)[24], Gibbs et Bara (1962)[22], Clemence (1981)[14]. Les argiles sensibles saturées peuvent être classifiées parmi les sols de 12 structures métastables qui deviennent instables sous certaines conditions, Reginatto (1992)[40] a discuté les mécanismes de formation et le comportement d'affaissement des dépôts des argiles sensibles

Olivier Coussy et al (2002)[37] ont défini l'argile sensible comme étant des petites particules semi-angulaires, de forme de lames et de dimension (2-5µm). Ces particules sont alors déposées par une décantation lente pour former des dépôts d'une structure ouverte. Les argiles sensibles ont la teneur en eau supérieure à leur limite de liquidité. La caractéristique la plus importante de l'argile sensible est le rétrécissement considérable qui se produit grâce à la diminution de la teneur en eau, provoquant des problèmes graves aux fondations, Reginatto (1992)[40]. Des exemples des argiles sensibles ont été trouvés en Scandinavie et au Canada.

II.6.2.3 Dépôts des sols affaissables sédimentés par la chute dans l'air (dépôts éoliens)

Le type le plus prédominant des sols affaissables est le groupe éolien (sédimenté par la chute dans l'air). Ce type de sol est évidemment non saturé et se trouve dans les régions arides et semi-arides. Le sable lâche et les dépôts de loess sont les types principaux des sols affaissables éoliens. De larges surfaces de l'Afrique sont couvertes de sables de dunes. Ces dépôts de sable étaient partiellement érodés sur place et contiennent maintenant un petit pourcentage de limon et d'argile. Les dépôts les plus extensifs de sols affaissables non saturés sont ceux du loess qui sont constitués essentiellement de particules de taille de limon et qui sont produites par l'érosion. Le loess chinois des montagnes de Tibet est un bon exemple des dépôts du loess produit par l'érosion.

Les dépôts de loess de l'Amérique du Nord étaient produits par l'écrasement glaciaire, Reginatto et al (1973)[39]. Les matériaux de loess observés à Nigeria, Libye et Tunisie étaient formés suite au processus de l'érosion

II.7 LES DÉNOMINATIONS DES SOLS AFFAISSABLES

Parmi les nominations des sols affaissables on note (Laouar 2001)[43]

- Sols affaissables
- Sols effondrables.
- Sols collapsibles.
- Sols a macroporeux.
- Sols lœssique
- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotassants.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- Argiles limoneuses.

II.8 FORMATION DES SOLS AFFAISSABLES

Les sols éffondrables sont celles où une augmentation de la teneur en humidité provoque une forte baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée.

En mécanique classique des sols, les sols saturés ou les sols secs, le phénomène de l'effondrement est généralement associé à un changement dans l'état de la tension dans le sol, mais dans notre cas l'effondrement est causé par un agent externe (changement dans le taux d'humidité).

Selon Zur (1973)$_{46}$, il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène :

a) Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'ya pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au dessus de la zone mouillée.

b) Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les tassements sont extrêmes et dangereuses englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre.

c) Une augmentation uniforme de la nappe phréatique souvent due à la recharge de ce dernier par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans ce cas les tassements sont uniformes et graduels.

d) Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau en raison par exemple de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation d'humidité causée par les changements des conditions environnementales (terrains ouverts).

II.9 MECANISMES DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS

La granulométrie des sols affaissables est caractérisée par une forte proportion de particules limoneuses. Ce paramètre représente un signe extérieur de reconnaissances de ce type de sols. Les recherches réalisées ces dernières années permettent d'établir des relations quantitatives entre les teneurs en particules limoneuses fines et les caractéristiques de perméabilité de ces sols. Par exemple lors de la mesure du poids volumique des grains des sols effondrables, il faut tenir en compte du fait qu'ils comportent souvent des sols aisément solubles, ainsi que des matières organiques ; c'est pratiquement le même cas que les sols salins.

Comme c'est mentionné, la structure d'un sol à effondrement brusque ressemble à l'arrangement de nid d'abeille, et que les grains sont liées entre eux par des forces dues à une matière liante. Le mouillage affaiblit ces liaisons en donnant un nouveau réarrangement plus dense des particules.

Selon Barden et al (1973)[8], l'affaissement d'un sol obéit aux conditions préalables suivantes :

1- La structure du sol doit être partiellement saturée ou non saturée et potentiellement instable.
2- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, favorise les conditions des collapse.
3- L'existence de forces de liaison ou de cimentation suffit pour stabiliser les contacts inter-granulaires du sol, mais elles disparaissent par mouillage, produisant ainsi l'effondrement.

Les forces de liaisons stabilisatrices (résistance temporaire), dépendent de l'angle de frottement interne, de la cohésion et de la contrainte effective. Elles garantissent une bonne résistance au cisaillement du sol surtout à la teneur en eau naturelle. En effet, quand le sol est séché en dessous de sa limite de retrait, l'eau reste partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroits en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau, ce qui place l'eau sous tension capillaire, figure II.2

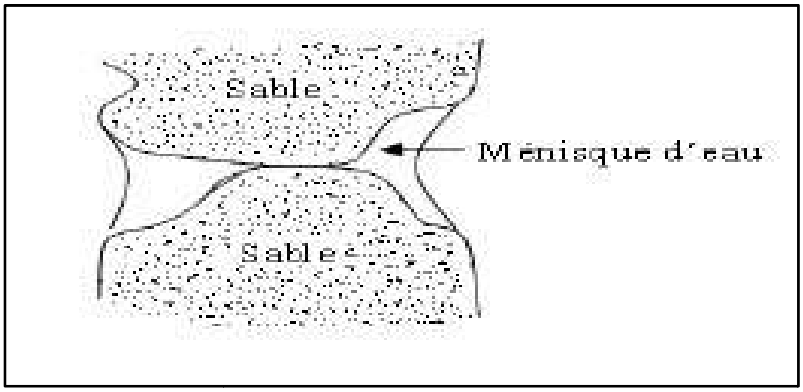


Figure II.2 liaison par ménisque d'eau capillaire

L'excès de la pression interstitielle de l'eau dans l'expression usuelle $\sigma' = \sigma - H$ devient négatif et la contrainte effective sera plus grande que la contrainte totale appliquée. Les autres paramètres dans la résistance du sol, l'angle de frottement interne et les agents de cimentation dépendent surtout des matériaux qui le constituent, de leurs liaisons dans la composition de la structure et de son mode de formation. La littérature dévoile que la suffusion ainsi que la destruction des liaisons dans les cas cités ci-après peut conduire à l'effondrement :

II.9.1 Cas de suffusion

Le phénomène de suffusion (migration des particules fines) se traduit par une redistribution diffuse des particules dans le sol. La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité évolue. Ce phénomène s'accroit avec l'augmentation du gradient hydraulique (lafleur, 1999)[32]. L'écoulement de l'eau à travers les grains crée des forces hydrodynamiques accrues par des gradients hydrauliques élevés, qui entraînent les particules fines d'un sol d'un horizon à un autre dans le sens de l'écoulement, en laissant des vides dans la structure granulaire : ceci donnerait au bout de plusieurs cycles un sol dépourvu de fines particules ou presque, riche en macropores jusqu'à un seuil au-delà duquel la résistance est quasiment nulle.

II.9.2 Cas de liaison

II.9.2.1 Sable avec des liaisons en silt

Un sol métastable peut être formé par du sable et silt fin, figure II.3. Dans ce cas la résistance transitoire est due à la tension capillaire appliquée autour des contacts sable-silt ou silt-silt. Si la teneur en eau passe en dessous de la limite de retrait, l'eau restante se retire à l'intérieur des espaces étroites à proximité des jonctions des grains et l'interface air-eau, ce qui met l'eau sous pression capillaire. Ainsi, la contrainte effective devient négative à cause de l'excès de la pression interstitielle avec une augmentation de la résistance apparente du sol. Cependant, l'addition de l'eau réduit énormément cet effet. Ceci provoque une grande diminution du volume.

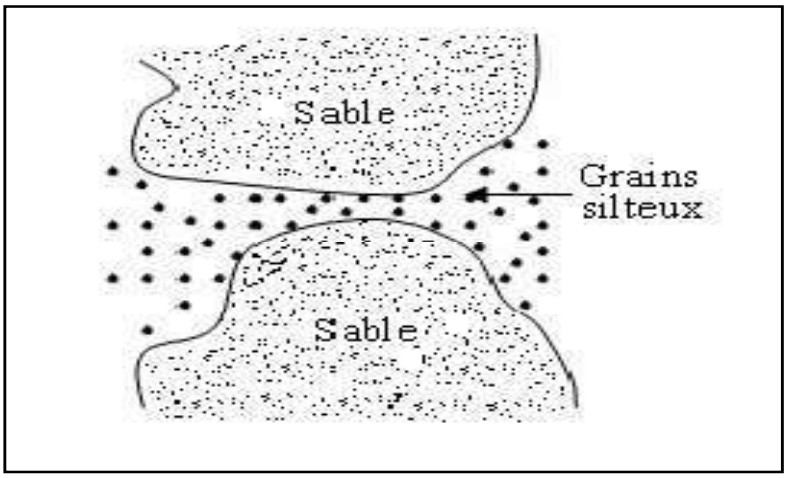


Figure II.3 liaisons par grains de silt

II.9.2.2 Sable avec des liaisons d'argile

Divers cas d'arrangement des particules sont envisageables dans le cas des liaisons en argile. La dissolution du feldspath dans le sol, favorise l'arrangement parallèle. Une résistance remarquable est constatée à l'état sec, cependant la saturation incite la séparation des particules d'où l'affaissement. Lorsque le mouillage n'est pas assez importante, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement floculant arc-bouté se crée autour des grains, après l'évaporation de l'eau une résistance appréciable se manifeste, quelque cas de liaison d'argile sont illustré dans la figure II.4

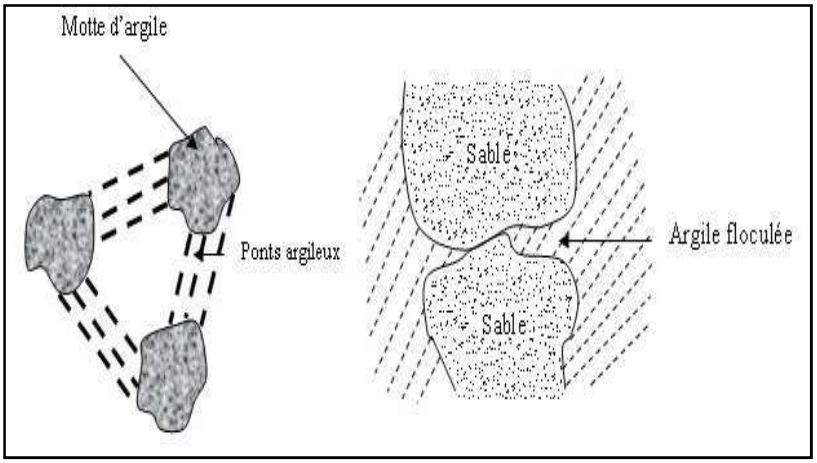


Figure II.4 liaisons d'argile selon Barden (1973)[8]

II.9.2.3 Liaisons chimiques

La structure métastable est parfois composée de particules de quartz séparées par des couches d'argile et de particules de carbonate. Aussi des agents de cimentation telle que l'oxyde de fer et le carbonate de calcium ont un effet du joint de contacte entre les grains, ils

fournissent une résistance notable aux sols. Cette action de la cimentation a été souvent observée dans les lœss.

D'une manière générale, sous un certain état de contraintes, quelle que soit la nature de la liaison, l'ajout d'eau affaiblit dans des proportions considérables la résistance des sols effondrables. L'affaissement est soudain dans le cas où les grains sont liés par des tensions capillaires, moins brusque pour des liaisons chimiques par cimentation et plus ralenti dans le cas des liaisons d'argile à cause de la faible perméabilité.

II.9.3 Le phénomène de succion dans les sols affaissables

La succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau, plus le sol est sec plus la succion est grande. Elle a été définie comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés (Delage et Cui, 2000)$_{19}$. Pour amener, à altitude constante, de l'eau libre de l'infini jusqu'au sol non saturé, il faut fournir une énergie pour résister à l'attraction exercée. Ce potentiel ≪ est égal à la quantité de travail par unité de volume d'eau pure nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pur loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé ≫. Cui Y.J et al (2008)$_{17}$.

La succion totale peut être exprimée en fonction de la pression partielle de la vapeur d'eau. La relation thermodynamique correspondant est donnée par la loi de Kelvin :

$$S = \frac{RT}{gw_v} \ln h_r$$

Avec :

s: la succion totale,

h_r: L'humidité relative,

R : la constante des gaz parfaits (R = 8,3143 J mol^{-1} K^{-1}),

g : l'accélération due à la pesanteur,

wv : désigne la masse molaire de l'eau (wv = 18,016 g. mol-1),

T : la température absolue (degrés Kelvin, K).

La succion représente l'énergie libre dans un sol lœssique sans contrainte extérieure lorsque l'humidité relative de l'aire est inférieure à 100%. Si l'humidité relative de l'air atteint 100%, la succion s'annule, figure II.5 En pratique, pour une grande catégorie de sols fins, la succion maximale atteinte à 20 °C de température ne dépasse pas 1 GPa

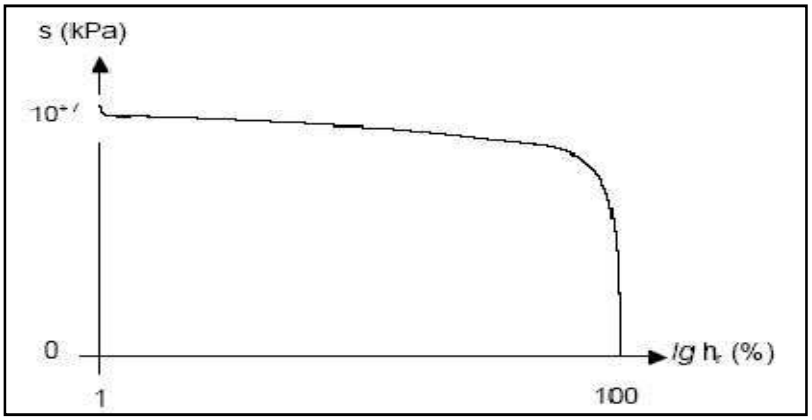


Figure II.5 Relation entre la succion s et l'humidité relative de l'air à 20°C, d'après la loi de Kelvin.

On distingue deux composantes dans la succion totale s : la succion matricielle s_m et la succion osmotique s_r $$s = s_m + s_r$$

La succion matricielle ou la pression capillaire est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau : $$s_m = p_a - p_w$$

Où P_a désigne la pression de l'aire et P_w désigne la pression de l'eau.

La succion osmotique ou pression osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Si la concentration de sel est faible, cette composante peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle. La succion osmotique est donnée par :

$$S_r = -\frac{\rho_w R\, T}{W_v} l_n X_w$$

Avec :

R : la constante des gaz parfaits (R = 8,3143 J mol -1 K-1),

T : la température absolue (K),

ρ_W : La masse volumique de l'eau (Kg/cm^3)

W_V : La masse molaire de la vapeur d'eau (18,016 Kg/Kmol),

X_w : La fraction molaire d'eau dans la solution

La variation de la teneur en eau dans un sol affaissable peut être provoquée par une augmentation de la succion en séchage ou par une diminution de la succion en remouillage.

La succion du sol est reliée à la quantité d'eau qui y est présente à cause des interactions de type capillaire ou d'adsorption entre l'eau et les particules du sol.

II.10 REPARTITION DES SOLS AFFAISSABLES A TRAVERS LE MONDE

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les lœss couvrent près de 13 millions de kilomètres carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées, Abelev(1988)$_2$. Il existe de vaste territoire occupé par ces sols comme les cas de la Russie ; l'Afghanistan ; la chine ; l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les Etat unis, et dans beaucoup d'autre régions.

En Algérie les sols affaissables se manifestent dans les regions allaut du hauts platteaux (djelfa setif batna …etc) an sud (Sahara)

La présence de ces types de sols peut causer de graves problèmes**.** Les figures (II.6) à (II.9) illustrent respectivement un affaissement à Setif exactement a el Ouldja daira Bir el Eurch qui à touché une surface d'une terre agricole dont l'utilisation de l'engrais est une habitude pratiqué depuis des décennies et un affaissement à Cheria wilaya de blida ou on constate l'ampleur des dégâts causés par ce phénomène.



Figure II.6 Affaissement D'el Ouldja daira Bir el Eurch (Setif) septembre 2013

Et aussi l'affaissement de Cheria en 2009 où un grand effondrement a été enregistré.



Figure II.7 Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits



Figure II.8 Normandie a Neuville-sur-Authon (France) 31mars 2001



Figure II.9 L'autoroute de Quzhou, dans la province du Zhejiang.

II.11 PREDICTION DES SOLS AFFAISSABLES

Entre les diverses approches et méthodes qui ont été établies pour expliquer les paramètres favorisant le collapse on trouve :

II.11.1 Les méthodes expérimentales

Des bancs d'essai au laboratoire et des essais in situ ont bien apprécié quantitativement le phénomène collapse. À cause de la localisation des sols affaissables dans les régions arides souvent éloignés des centres de recherches, la plupart des sols testés dans les diverses manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. Dans la plupart des cas, l'indentification d'effondrabilité ce fait en laboratoire avec les méthodes du simple oedomètre et de double oedomètre.

II.11.1.1 essai œdomètrique simple

Pour évaluer le risque d'effondrement des sols, Kinght (1975)[26] a préconisé l'essai de simple oedomètre, C'est une méthode directe, elle consiste à mesurer l'effondrement du sol du à la saturation sous une contrainte préalablement appliquée.

À partir d'une courbe de compression unique, commençant à teneur en eau naturelle jusqu'à un niveau de contrainte préfixé à 200 KPa, pour lequel l'échantillon est saturé afin d'observer l'effondrement sous charge statique, ensuite le chargement est continu jusqu'à l'état saturé. La courbe qui en résulte est donner par la (figure II.10).

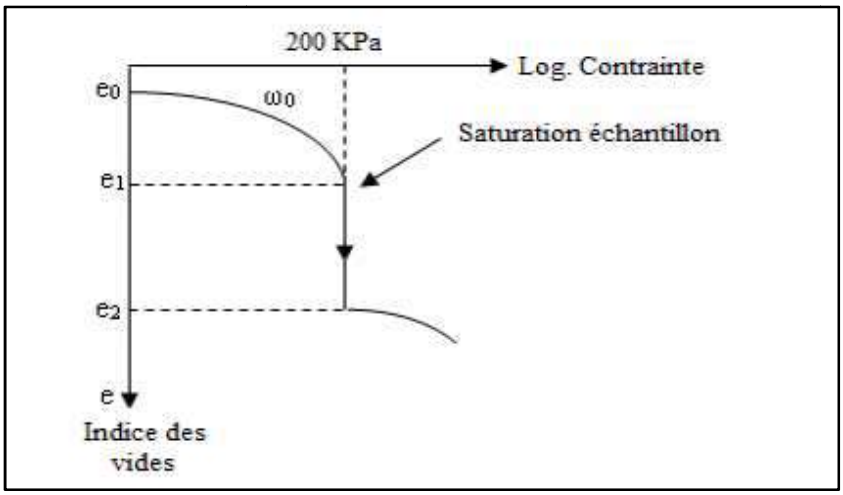


Figure II.10 Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1975)[26]

La réalisation de l'essai de simple oedimètre à comme rôle principale de vérifier l'homogénéité du matériau, ainsi que la répétitivité des résultats pour le critère de 200 kPa. Olabarría j.g. (2003)[38].

Le potentiel d'affaissement CP en (%) est calculer par la relation

$$CP = [\Delta ec / (1+e0)] \times 100\%.$$

Où : Δec = e1 (200 kPa)-e2 (200 kPa, inondé),

e0 = Indice des vides initial.

Le tableau 2-1 illustre les valeurs des potentiels d'affaissement et la gravité du cas qui correspond d'après Jennings et Knight.

Tableau II.1 Susceptibilité d'effondrement d'après Jennings Knight (1975)[26]

Cp sous 200 kPa en (%)	Susceptibilité d'effondrement
0-1	Pas de risque
1-5	Troubles modérés
5-10	Troubles
10-20	Troubles sévères
>20	Troubles très sévères

Le potentielle d'affaissement peut être aussi définie comme :

$$Cp = He / H0$$

Avec:

He : variation de la hauteur après mouillage.

H0 : hauteur initial de l'échantillon

Luttenegger et al (1988)[33] a proposé le même essai œdométrique effectué par gennings et Knigth(1975)[26], mais avec une saturation de l'échantillon a un niveau de contrainte de 300 KPa, le potentielle d'affaissement suggérer et définie comme suite :

$$CP=\{\Delta e / (1+ e1)\} \times 100\%.$$

$$\Delta e = e1 - e2$$

e1 : Indice des vides au début de la saturation.

II.11.1.2 Essai œdomètrique double

Deux échantillons de sol sont placés dans deux œdomètres sous une charge de 1KPa pendant 24 heures, à la fin de ce chargement un des échantillons est saturé à l'eau l'autre est gardé à sa teneur en eau naturelle.

En suite les deux essais sont conduits à leurs chargements maximaux tout en doublant la charge toutes les 24 heures. A la fin du chargement, avant saturation d'un des échantillons, les indice des vides des deux échantillons pourraient être différents et que les deux courbes ne partent pas du même point.

Après avoir tracé les deux courbes œdométriques sur un même diagramme, on calcul la contrainte effective réelle P0 due au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon et on positionne cette valeur sur la courbe e=f (logσ) pour les deux courbes.

On détermine en suite la pression de prés consolidation Pc à partir de la courbes œdométriques de l'échantillon saturé.

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point (e0, P0) (voire Figure II.10).

Si l'augmentation du chargement est de ΔP, le sol à la teneur en eau naturelle aura un tassement de :

$$\left[\frac{\Delta e_s}{1-e_0}\right]$$

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de :

$$\left[\frac{\Delta e_c}{1-e_0}\right]$$

Jennings et Knight $(1975)_{26}$ rapportent suite à leurs études que les tassements observés et ceux prédit par cette méthode sont suffisamment comparables et que depuis plusieurs mécanismes d'affaissement ont été avancés ainsi que plusieurs techniques de prédiction, et

qu'il est souhaitable à chaque fois qu'il est possible d'effectué des essais in situ à fin de vérifier les analyses au laboratoire et l'efficacité de la technique d'inondation utilisée. Seulement le majeur inconvénient des essais sur site réside dans les dépenses coûteuses et le temps considérable nécessaire à leur accomplissement.

D'après (Knight et Jennings 1975)$_{26}$, les essais de plaque, les testes au laboratoire ou les essais standards peuvent être utilisés et que la teneur en eau initiale reste le critère fondamental dans le choix de la méthode à entreprendre.

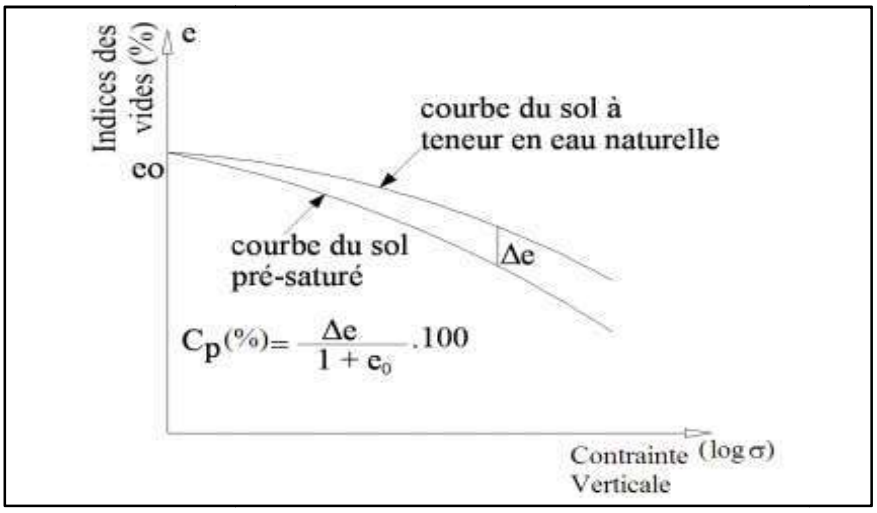


Figure II.11 Double œdomètres (Knight et Jennings 1975)$_{26}$.

II.11.1.3 Discussion des essais

Les résultats obtenus par Olabarría (2003)$_{38}$ montrent une augmentation de l'effondrement mesuré avec la diminution de la teneur en eau (augmentation de la succion). Et une correspondance assez précise entre l'effondrement mesuré par le double et le simple oedomètre cependant il est nécessaire de faire quelques remarques à propos de la validité de ces critères puisqu' ils ne tiennent pas compte de la microstructure du sol et par conséquent ils servent uniquement à comparer avec précision le risque d'effondrement

Les essais œdométriques simples et doubles menés par Zur (1973)$_{46}$, et Delage (2001)$_{18}$ sur différents types de sols affaissables montrent que l'affaissement obtenu par l'essai double est supérieur à celui obtenu par l'essai simple, affirme que le rapport entre les deux potentiels d'affaissement varie entre 0.35 et 0.94. Jennings et Knight (1975)$_{26}$ rapportent que les tassements examinés et ceux prédits par cette méthode sont raisonnablement comparables et que depuis, plusieurs techniques de prédiction et mécanismes d'affaissement ont été avancés.

La figure 2.10 présente un exemple d'essais réalisé sur les sols lœssique de Picardie. On observe qu'à 200 KPa de contrainte, l'effondrement identifié par les deux méthodes est très comparable pour ce niveau de sol, il correspond à un tassement de l'ordre de 2%.

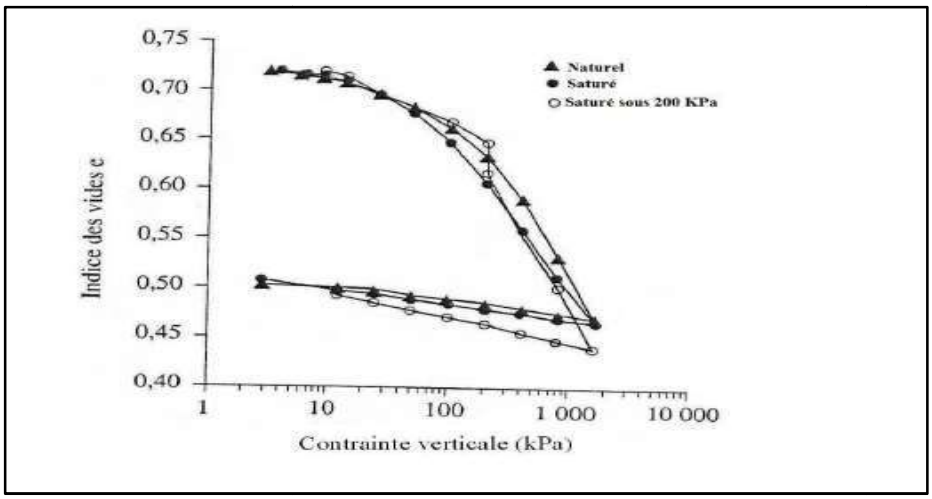


Figure II.12 essais réalisés sur les sols lœssiques de Picardie

Avec la méthode du simple oedomètre, Abelev et Al $(1979)_2$ ont étudié l'effondrement relatif en fonction de la contrainte appliquée pour neuf sols collapsibles différents de l'ex-URSS, figure II.12. Ils ont remarqué que c'est aux alentours de 300 KPa de contrainte que l'effondrement est au maximum. Leur critère est différent de celui défini à 200KPa

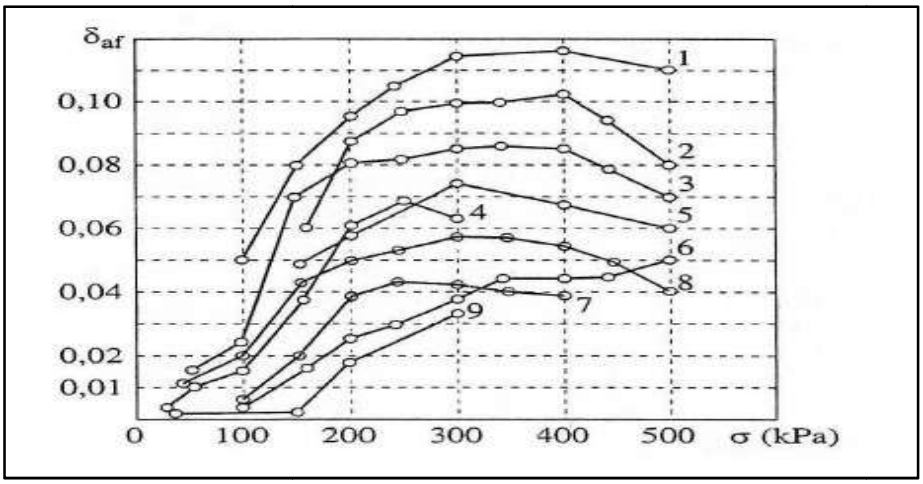


Figure II.13 L'effondrement en fonction de la contrainte Pour différents régions

II.11.2 Les méthodes théoriques

Les méthodes théoriques, exposant des modèles numériques et des hypothèses de calculs de plus en plus complexes, requérant un support mathématique assez important, généralement manquent cruellement d'approbation. Le développement d'une méthode analytique exige des essais in-situ avec les conditions réelles du terrain, ce qui est coûteux et consomme beaucoup de temps et ne peut être généralisé aux autres cas. À cet effet très peu de travaux ont été publiés dans ce sens.

Amir solaymani(1989)[3], propose une approche mathématique pour évaluer le comportement des sols collapsibles macroporeux de l'Iran. Les macropores sont schématisés sous forme de volumes elliptiques tridimensionnels avec une densité visuelle de macropores de l'ordre de 20%. Les aboutissements de ces études montrent que la stabilité générale du sol est tributaire de l'état de contraintes intrinsèques auquel le macropore est soumis sous l'action des charges appliquées sur le sol et qui se manifeste sous forme de contraintes de cisaillement qui tendent à déformer, par réduction latérale, le volume des macropores. Le phénomène de collapse survient quand la résistance effective autour du macropore devient plus petite que les surcharges imposées. Cette résistance dépend essentiellement de la tension capillaire, des ponts argileux et de l'orientation spatiale des macropores.

Le transport des particules à travers des textures poreuses a été le sujet de nombreuses études dans différents domaines de recherches, notamment en ce qui concerne le phénomène d'érosion interne qui endommage les structures civiles, en effet les mécanismes de l'érosion peuvent agir en affaiblissent le sol d'assise ou constitutif de l'ouvrage par altération de sa résistance mécanique ou en dégradent son étanchéité par l'augmentation progressive de sa perméabilité. L'érosion interne est l'entraînement des particules d'un sol sous l'action d'un écoulement qui le traverse. Il a lieu seulement s'il ya combinaison de deux phénomènes lors de l'écoulement de fluide à partir d'un vitesse critique : l'arrachement des particules et leur transport.

Des modèles numériques des phénomènes d'érosion interne, particulièrement de la suffusion et du renard hydraulique ont été mises en œuvre par plusieurs auteurs, tavropoulou (1998)[44], Wan(2004)[45], Bonelli (2006)[13] et Bendahmane (2006)[9]. Les modèles ainsi développés sont fondés sur des équations phénoménologiques. Ils sont principalement fondés sur la loi de conservation de la masse appliquée aux différents constituants du sol et de la loi de Darcy pour décrire l'écoulement du fluide interstitiel chargé des particules érodées.

Certains auteurs tavropoulou (1998)[44] prennent en compte, en plus, le comportement mécanique du squelette par des lois simples, permettant ainsi de modéliser l'évolution de sa rigidité.

Enfin l'évolution de la quantité de matière érodée est décrite par une loi d'érosion habituellement directement dépanadent du gradient hydraulique de l'écoulement. Reznik et al(2010)[41], suggèrent que le facteur primordial responsable de l'effondrement brusque des sols est l'érosion interne. C'est un phénomène de dégradation progressive des sols, induit par l'écoulement des fluides. Dans ce sens une modélisation mathématique de ce phénomène fondée sur les lois classiques a été validée. Dans cette étude une loi d'érosion interne construite explicitement sur l'état de contrainte du squelette a été proposée. Introduite dans un modèle continu à trois phases, elle a montré son efficacité pour traduire l'influence de la contrainte de confinement sur le mécanisme de l'érosion interne.

II.11.3 Les méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont d'un nombre limité. Elles consistent à vérifier des critères ou des relations en fonction des paramètres géotechniques tels que la densité sèche, la teneur en eau, le degré de saturation et la granulométrie. Dans la littérature, on trouve différents critère basés sur l'état des sols permettant d'identifier soit qualitativement, l'effondrabilité des sols. L'avantage de ces critères est évident dans la pratique, on a seulement besoin de déterminer les paramètres d'état d'un sol pour connaitre son effondrabilité. D'après une recherche proposée par jennings et knight et al (1975)[26] et d'autres sources. Les principaux critères empiriques peuvent être classés chronologiquement comme dans § 2.9.3.1

II.11.3.1 Critère de prédiction fondé sur l'état des sols

Tableau II.2 Critère de prédiction fondé sur l'état des sols (Laouar 2001)[43]

Référence	Critère
Denisov (1951)	Définie un coefficient d'effondrement K basé sur l'indice des vides $k = \frac{e_L}{e_0}$ Où: e_L : indice des vides à la limite de liquidité e_0 : indice des vides initial K = 0.5 - 0.75: Sol à affaissement important K = 1.0: Sol à affaissement faible K = 1.5 - 2.0: Sol non affaissable
Gibbs (1961)	Définit un paramètre R comme degré d'effondrement: $R = Wsat/WL = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_S] / w_L$ Si :R≥ 2%, il y a risqué d'effondrement avec : Wsat : teneur en eau à l'état saturé, WL: limite de liquidité γw : poids volumique de l'eau, γ_d : poids volumique sec, Gs : densité spécifique des grains solides.
Feda (1966)	$k_L = \frac{\frac{w_0}{S_0} - w_p}{I_p}$ Un sol risque de s'effondrer lorsque KL> 0.85 et Sr < 0.6. avec : W0 : teneur en eau naturel Wp : limite de plasticité Ip : indice de plasticité

	Sr : degré de saturation initial Si la porosité initiale n0 ≥40 %, le sol est susceptible à l'affaissement
Goldshtein (1969)	$\delta_w = \delta_k.[(G_{cr} - G_w)/(G_{cr} - W_0)]$ avec : δw : tassement relatif δk : tassement relatif à Gcr Gcr = 0.60 à 0.70 (dépend de la charge) w : teneur en eau w0 : teneur en eau initial
Markin(1969)	$L = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$ Ce critère est plus proche de la méthode de détermination du simple œdomètre, il est basé sur l'état su sol à la limite de liquidité Si K>-0.1 et S_r <60%, le sol est susceptible à l'affaissement Avec : e0 : indice des vides initial eL: indice des vides à la limite de liquidité.
Handy (1973)	Précisa que le comportement de lœss d'Iowa (USA) dépend de la fraction argileuse (%<2µm), si elle est: < 16%, le collapse est très probable 16 - 24%, le collapse est probable 24 - 32%, la probabilité du collapse< 50% > 32%, le sol est non collapsible
Zur (1973)	proposa un critère en termes de poids volumiques secs. K= γ_d/γ_{dLL} Avec :

	γ_d : poids volumique sec γ_{dLL} : poids volumique sec à la limite de liquidité Si K<1.1, le sol est affaissable Si K > 1.3, le sol est gonflant.
Bally (1973)	$I_{mg} = \sum i_{mgi} . h_j$ Avec : I_{mg} : le potentiel d'affaissement total i_{mgi} : coefficient du tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 Kg/ cm^2) h_j : épaisseur de la couche j Si Img = 10 à 12 cm / m, le sol est affaissable.
Jennings et Knight (1975)	$CP = \frac{e1 - e2}{1 + e0}$ Avec: e0 : indice des vides initial, e1: indice des vides sous P = 200 kPa e2: indice des vides sous P = 200 kPa (inondé). 0 - 1%: pas de problème 1 - 5%: trouble modéré 5 - 10%: trouble 10 - 20%: trouble sévère > 20%: trouble très sévère
Krastilov (1980)	δ(3,5) = 0.166Sr2 + 0.665Ip + 0.165Sr - 0.854Ip.sr Si δ(3.5)≥2%, le sol est affaissable.

Minkov et al (1980)	$\delta = 0.05(n0-40).(30-w0)$ si $\delta \geq 2\%$ le sol est affaissable.
Kassif, d'après Austerlitz et al(1983),	a défini un critère basé uniquement sur le poids volumique initial et sur la teneur en eau initial. Pour qu'un sol s'effondre, il faut que $\gamma_0 . W_0 \leq 1.5$.
Clevenger (1985)	La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols. Si $\gamma d < 1.28 g/cm^3$: l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de la teneur en eau. Si $\gamma d > 1.44 g$: pas d'effondrement. entre ces deux limites l'effondrement peut se manifeste.
Lin et Wang (1988)	Indice de Collapse: $i_{cz} = \frac{h_z - h_{zs}}{h1}$ Avec : hz et hzs: les épaisseurs d'échantillon de sol dans l'essai œdomètrique respectivement sous chargement et sous le même chargement inondé. h1: l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol. 0 - 1%: sols non affaissables 1 - 5%: l'affaissement peut se manifeste 5 - 10%: sols affaissables 10 - 20%: sols très affaissables > 20%: sols extrêmement affaissables
Priklonskij d'après Huergo(1989)	Priklonskij d'après Huergo(1989) a utilisé l'indice de consistance Ic qu'il a noté Kd : Kd = Ic= (wL - w0) / Ip

	Il a définie la susceptibilité de l'affaissement des sols de la façon suivante: Kd < 0.5 : sols très affaissables $K_d \geq 0.50$: sols non affaissables Kd > 1.0 : sols gonflants
Reginatto(1992)	Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est susceptible à l'affaissement si : K>0.02.
Ayadat et Abbeche (1992)	$W_l \leq 1.25$ (w_0/s_0): le sol est susceptible à l'affaissement
Ayadat et Belouahri (1996)	Critère basé sur la granulométrie Si cu ≥12 le sol est collapsible Si 4 < Cu < 12 le collapse est probable Si cu ≤ 4 le collapse ne se manifeste pas
Ayadat et Abbeche (1997)	Si yh ≤ 0.78ys le collapse est très probable
Ayadat et Ait Amar (1998)	Méthode graphique basée sur les travaux de Kennedy& Law(1985)
Ayadat et Ouali (1999)	Si Ip ≤20 et 15% ≤WL ≤35%, le sol est collapsible Si Iw ≤ 1 le collapse est très probable La droite Ip =0.5WL-10 proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissable
Abbeche et al (2005)	Si 5%<(%2µm)<15%et WL<20% L'effondrement est très probable Si15%<(%2µm)<30%et15%<WL<30%, L'effondrement est probable Si (%2µm) > 30% WL<35%, Pas d'effondrement

II.12 LES PROCEDES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES

Lorsque la construction d'un ouvrage est décidée sur un terraine fixé dont la stratigraphie peut être constituée d'un sol dit << à problèmes >> deux problèmes se posent le plus souvent. En premier lieu, il faut recourir à une opération dite d'amélioration du sol pour rendre faisable la construction de l'ouvrage en question dans un délai raisonnable. En second lieu, il faut tenir compte du coute de l'opération d'amélioration en évitant qu'elle soit disproportionnée par rapport au cout d'une autre solution de fondation envisageable. L'opération d'amélioration s'accompagne, donc le certaines performances qui conduiront à de nouvelle propriétés et caractéristique du sol initialement à problèmes. C'est dans cette vue qu'une technique d'amélioration d'un sol est décidée. Lorsqu'on opte pour une technique d'amélioration donnée, on est amené le plus souvent à compléter les résultats issus de la première campagne de reconnaissance géotechnique du sol. En effet, n aura à déterminer des paramètres supplémentaires, soit relatifs au sol initial, soit relatifs à la technique d'amélioration décidée aussi bien pour les modalités d'exécution que pour les besoins du calcule et du dimensionnement.

Mis à part le cas d'une substitution du sol par un autre matériau adéquat, ou lorsque l'ouvrage est édifié sur des fondations profondes dépassant ainsi la couche affaissable, les autres cas du sol à effondrement brusque peuvent être le sujet d'un traitement. Maints chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols collapsibles par des procédés qui ce soucient des sensibilités et de importance des constructions qu'on allaite réaliser dessus ou à proximité. La façon de traitement dépend souvent de la profondeur du sol affaissable, et de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. L'adoption de telle ou telle méthode obéit le plus souvent à des contraintes technico-économiques. Les méthodes les plus utilisées sont :

II.12.1 Traitement par pré-mouillage du sol

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuite dans les sites urbains, cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au dessus du sol collapsible ; le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les principales causes de l'affaissement.

II.12.2 Traitement thermique

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC / SETRA $(2000)_{21}$, cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostashev en 1934. Consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'aire ou du gaz chauffé entre 200 et 800 C°, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes.

II.12.3 Traitement chimique

Il s'agit de traitement qui utilisent les affinités physiques du sol affaissable et d'un lien, une solution ou un produit chimique, le traitement des sols en place évite le transport et valorise les matériaux locaux, ce qui permet de stabiliser des sols à des coûts très intéressants. Dans cette section de traitement on constate:

Consolidation des sols à la chaux et au ciment Il existe trois (03) types de traitement chimiques courant **:**

1- Traitement à la chaux.
2- Traitement au ciment.
3- Les colonnes de sol traité.

Elles permettent de mettre en oeuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas êtres compactés correctement.

- ✓ L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier.

Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.



Figure II.14 Traitement chimique à la chaux et au ciment

II.12.4 Traitement électrique

✓ **Électro-osmose et électroconsolidation :** Procédés coûteux et peu employés, ce système est encore en phase expérimentale. Cette méthode s'applique aux sols argileux et pour lesquels aucune autre méthode de consolidation n'est applicable. Le principe est basé sur la capacité de l'eau de migrer dans une argile sous l'effet d'un champ électrique.Le résultat analogue à la loi de Darcy régissant l'écoulement de l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. Les tassements acquis avec cette méthode sont faibles, et on considère qu'on applique au terrain une consolidation temporaire, utilisée pendant la durée des travaux lorsque des rabattements ne sont pas applicables.

✓ Lorsque l'eau filtre à travers un milieu poreux, tout se passe comme si elle entraînait des charges positives : il apparaît une différence de potentiel entre l'amont et l'aval. **Le drainage par électro-filtration** consiste à établir un gradient de quelques volts ou dizaines de volts par mètre, qui est l'équivalent d'un gradient de pression de quelques mètres ou dizaines de mètres par mètre parcouru, valeurs très supérieures aux valeurs naturelles. Le drainage est grandement accéléré. Les filets d'eau peuvent être dirigés à volonté, par exemple à l'inverse de leur écoulement normal, pour les détourner d'une fouille.

✓ Le procédé de l'échange de base consiste à prolonger les effets de **l'électro-filtration** par l'utilisation de cathodes d'aluminium. La perte de masse constatée dans celles-ci correspond probablement à une modification de la constitution physico-chimique du terrain qui interdit un afflux ultérieure de l'eau. Les qualités du sol sont améliorées et se traduisent par une réduction de la teneur en eau, un accroissement de la cohésion, un abaissement de la limite de liquidité et de la prévention du gonflement du au gel.

II.12.5 Traitement par injection

L'injection est un procédé de construction de plus en plus utilisé pour l'étanchement ou la consolidation des sols sableux ou argileux, humides ou saturés. Le choix du produit d'injection dépend des caractéristiques du sol et de l'objectif du traitement. Le matériel d'injection normalement utilisé consistait en un mélange eau-ciment éventuellement stabilisé avec de l'argile ou de la bentonite. Ces techniques se font sous pression ou par un maillage de forages très serrés.

Deux (02) éléments essentiels doivent être déterminés pour les travaux :

-La composition du mortier qui sera injecté, et qui doit être pompable, sans claquer le terrain ni bloquer prématurément l'expansion de la masse injectée.

-Le critère de fin d'injection (pression maximale, déplacement du sol à proximité du forage d'injection ou quantité prédéterminée de mortier injecté).

Paramètres du traitement peuvent être estimés à l'avance d'après les caractéristiques pressiométriques ou pénétrométriques des sols ; des essais en laboratoire permettent de définir la composition du mortier qui sera injecté. Les coulis utilisés en injection de comblement (vise à remplir des vides souterrains, pour éviter leur effondrement, et à traiter les fontis des terrains de couverture) par exemple sont fabriqués avec : Une charge inerte (sable, fille cendres volantes), un liant hydraulique (ciment), un stabilisateur (bentonite), des adjuvants éventuels, de l'eau.

La réalisation d'une planche d'essai au début des travaux permet de préciser les paramètres de l'injection. Comme pour tous les travaux d'injection, le suivi permanent du déroulement de l'opération dans chaque forage, avec enregistrement des quantités injectées et des pressions d'injection, permet d'adapter le traitement aux caractéristiques réelles des sols à chaque point.

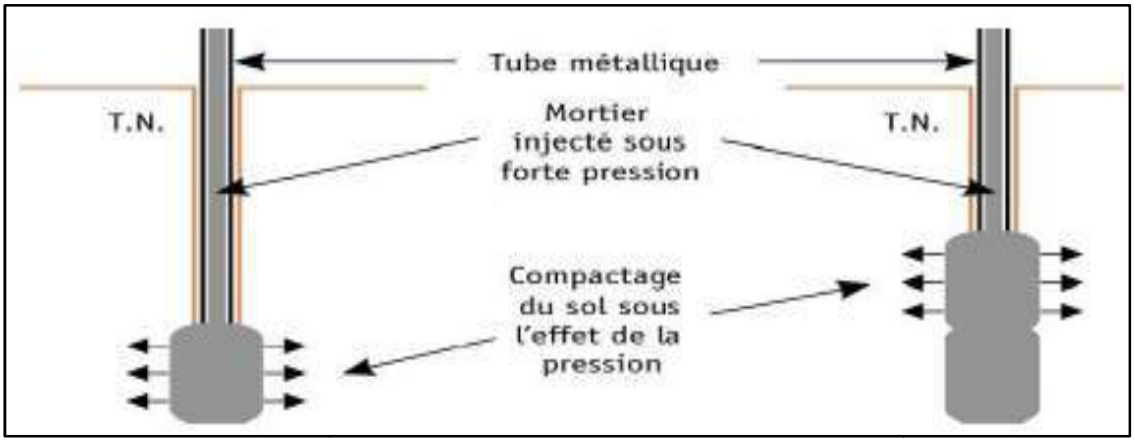


Figure II.15 Principe de l'injection du mortier solide à l'aide d'un tube métallique.

a) Le mortier est injecté en remontant, par Passes de 0,5 à 2 m, avec arrêt sur critères de Déplacement, de volume ou de pression (Jusqu'à 40 bars).

b)

1. Les passes d'injection sont arrêtées dès que :
2. un déplacement est observé.
3. l'un des critères de pression ou de volume est Atteint.

II.12 .6 Traitements par congélation (ziani .H 2011)[35]

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles, des puits ou des galeries, qui permettent également le sauvetage d'ouvrages à la suite d'incidents (renard, débourrage).Elle rend le sol étanche et résistant Ils existent plusieurs méthodes :

1. Les méthodes ouvertes à l'azote liquide.
2. La méthode fermée à la saumure.
3. La méthode dite combinée.



Figure II.16 Liaison par agrégats d'argiles**.**

II.12.7 Renforcement par colonnes ballastées

Au début l'utilisation des colonnes ballastées comme éléments de renforcement dans certains cas ont abouti à l'échec, cela est dû principalement aux déformations horizontales constatées dans le corps de la colonne. D'après Ayadat et al (1995)[5], ces déformations déstabilisent la colonne en diminuant sa capacité portante. Une étude théorique faite par le même auteur montre que, les colonnes ballastées peuvent être utilisé avec succès, si elles sont enveloppées par des Terrâmes en géotextiles.

II.12.8 Traitement par substitution

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de carburant à Hassi R'mel,(rapport technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts. A défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995)[7].

II.12.9 Traitement par pieu de chaux

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne, Grande Muraille de Chine (localement, en argile traitée à la chaux), voies romaines, habitations (chaux + terre argileuse). L'emploi de liants est très développé en technique routière, elle concerne essentiellement les sols instables, les sols fins argileux ou limoneux et aussi les sols à effondrement brusque. Le liant développe des liaisons dans le matériau qui, sans cela, serait trop déformable, la "portance" est largement améliorée. Un sol effondrable triaté passe d'un état plastique à un état solide et perd, une partie de sa sensibilité à l'eau, on observe une augmentation de la cohésion, de la résistance mécanique et au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 4 ou 10 ou bout de deux heurs), ainsi qu'une diminution des variations volumiques.

Dudly (1970)[20], montre qu'une grand quantité de chaleur se dégage (jusqu'à 300°C) lors de la réaction chimique qui s'ensuit, ce qui a pour effet de diminuer sensiblement la teneur en eau jusqu'à ce que le degré de saturation soit devenu ≤ à 60% pour permettre un pilonnage dynamique. Le diamètre du pieu de chaux augmente de 60 à 80% pendant le processus d'extinction d'où un apport de compactage complémentaire non négligeable.

II.12.10 Traitement par pieu de sable

Le traitement des sols effondrables par pieu de sable est une technique qui s'est développé très rapidement et qui est encore amenée à connaitre une importante croissance. Aisée à mètre en œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité, issus de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but. Technique maintenant

très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation.

II.12.11 Traitement par pré chargement

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'usage très courant en pratique. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

Le pré-chargement par étapes, lorsqu'il s'agit d'édifier des remblais de grande hauteur (> 6m) sur une argile molle très compressible le chargement doit être fait par étapes pour éviter de provoquer la rupture par poinçonnement du sol.

Toutefois l'inconvénient majeur du pré-chargement, sans tenir compte du coût d'exécution demeure la durée qu'il nécessite pour atteindre l'amélioration escomptée. Outre la durée du pré-chargement, le temps d'exécution du remblai de pré-chargement et la durée que nécessite sa suppression. (À la fin de la durée fixée) ne permet d'envisager le début des travaux qu'après un temps de consolidation non négligeable (six mois au minimum) qui est parfois même comparable à celui de l'exécution de l'ouvrage. Le pré-chargement dure quelques mois pendant lesquels le processus de consolidation primaire (le sol étant saturé) s'amorce mais sans atteindre un degré de consolidation, (U), relativement élevé (supérieur à 50%).Deux conséquences en résultent :

- Le prélèvement d'échantillons du sol avant et après pré-chargement sur lesquels on réalise un essai de cisaillement non consolidé non drainé conduit à l'amélioration réelle de l'augmentation de la cohésion non drainée.

- La réduction du tassement du sol sous l'action du pré-chargement, ce qui permet d'atteindre plus facilement la valeur requise du tassement admissible de l'ouvrage ou, autrement, d'avoir un tassement résiduel plus faible lors de la mise en service de l'ouvrage.

Pour cette raison l'idée d'accélérer la consolidation du sol compressible s'est avérée primordiale en vue de débuter la construction de l'ouvrage dans un délai relativement court, chose qui a contribué à l'usage des drains verticaux.

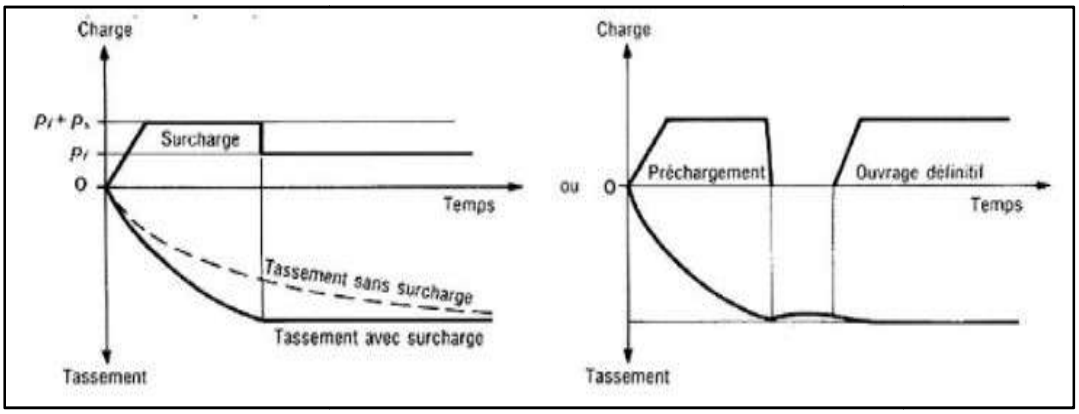


Figure II.17 Principe de traitement par pré chargement.

II.11.12 Traitement par drains verticaux (DV)

Le drainage vertical est une technique complémentaire des techniques de préchargements. Il permet une consolidation plus rapide du sol. Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau (terrains silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré chargement, soit par d'autres méthodes.

Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 m ou plus. Selon la nature et la composition des terrains, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou de granulats. Il y a deux familles de drains

- Les drains préfabriqués (DVP) sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation.

- Les drains de sable contribuent à une réduction du tassement et offrent souvent une marge de profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués.

Un drain de sable a une durée de vie limitée. C'est essentiellement le colmatage par le sol environnant qui risque de réduire notablement cette durée de vie, voire la condamner,Par conséquent, un drain sera qualifié de « bien mis en place » lorsqu'il fonctionne durant toute la phase de consolidation primaire du sol à améliorer.



Figure II.18 Traitement par DV

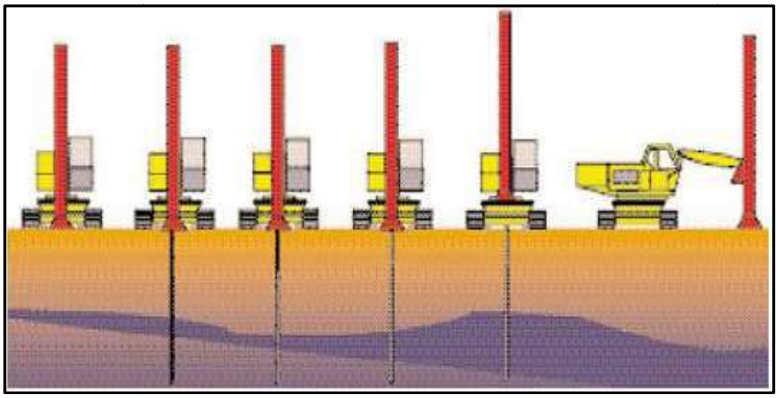


Figure II.19 Principe de traitement avec les DV en plastique.

II.13 LES PROCEDES DE DENSIFICATI0N

II.13 .1 Densification par compactage dynamique

C'est un procède récent, jennings et knight (1975)[26] qui consiste à pilonner le sol en surface, avec ou sans humidification du sol, avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit un réarrangement des grains.une restructuration s'opère qui aboutit a' des caractéristiques de potence améliorées. Le matériel est constitue d'un pilonne de 8 a 50 t (coque d'acier cubique ou cylindrique pleine de béton). Manipulé par un engin de levage. L'énergie unitaire nécessaire augmente linéairement avec le carré de la hauteur de couches à compacter (200 t/ m à 2000 t /m). Ce procédé est retenu comme solution absolue dans le terminal pétrolier de Malongo Cabinda (Angola) et dans les entrepôts de Naboomspruit (Afrique du Sud). L'efficacité du procédé retenu fut rapidement confirmée, tant par l'effondrement provoqué par le pilonnage que par les résultats des pressiomètres de contrôle. Le compactage dynamique fut mise en œuvresur un surface total de 27000 m^2, avec une grue sur chenilles autorisant une énergie unitaire de 200 tonnes x mètre (masse de 12

tonnes lâchée de 18 mètres de hauteur de chute). Le tassement moyen total induit par le pilonnage atteignit 75cm environ, soit 15% de l'épaisseur traitée.

II.13 .2 Le compactage par explosion

La consolidation par explosion consiste à placer à une profondeur donnée une charge telle qu'il n'y ait pas de cratère en surface.la présence de gaz occlus dans le sol à consolider, indispensable, influence l'efficacité du phénomène. Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas de gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sol non cohérents en lieux suffisamment éloignés de tout agglomeration.la quantité d'explosifs varie de 10a'30 kg/m de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les lœss.

II.13 .3 Le compactage par étincelle électrique

Proposée pour la première fois par Milovic $(1969)_{34}$, cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés. Le principe de la méthode réside dans le fait qu'entre deux électrodes placées dans un sol saturé se produit une décharge de haute tension et qu'apparait instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée (effet hydrodynamique) qui agit sur le massif de sol environnant. La charge est répétée de nombreuses fois par suite de ces chocs répétés. La structure naturelle se brise dans la joue d'action de la décharge. Sous l'action de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges, le sol se compacte.

II.13 .4 La densification par vibrocompaction et vibroflottation

On parle de vibro flottation dans le cas où on associe à la vibration une action de lançage d'eau sous pression la vibroflottation, une form de vibro-compactage, a été développée en Europe durant les années 30. Elle vise à densifier des sols lâches, tant sur terre ferme que sous l'eau, par l'application de vibrations à haute fréquence. Utilisée dans sa version originale, la méthode permet de densifier des sols sableux dont la teneur en particules fines ne dépasse pas 12 à 15 %, au moyen de vibrations à haute fréquence, permettant d'amplifier des vibrations dans le sol jusqu'à des profondeurs allant à 30 m. Pour un sol effondrable dont sa grande portion est fraction argileuse, cette technique doit être appliquée avec vigilance. De plus, des variantes du procédé permettent le remplacement partiel de sols traités et/ou leur renforcement au moyen de colonnes de béton ou de pierre. L'appareil, générant ces vibrations, consiste en une sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibrateur dans sa pointe inférieure.

Le vibrateur est conçu pour transmettre aux sols, dans lesquels il est enfoncé, des vibrations dans le plan horizontal de façon à optimiser radialement l'efficacité du procédé. La sonde est manœuvrée à l'aide d'une grue et enfoncée par lançage d'eau et/ou injection d'air comprimé. Une fois la sonde parvenue à la profondeur désirée, le vibrateur est actionné et la sonde retirée progressivement vers la surface. Le resserrement du terrain en profondeur se traduit, à la surface, par un affaissement de forme conique qui doit être compensé par l'ajout de sable qu'on déverse au fur et à mesure du retrait de la sonde. Cette action améliore la densité et par conséquent les caractéristiques mécaniques des sols. La grande quantité d'eau que requiert le procédé ainsi que le volume de boue qu'il produit et qu'il faut évacuer du site représente des coûts élevés et peut constituer un obstacle sur le plan environnemental. Ces considérations ont donc conduit, dans les années 80, au développement de sondes pourvues d'une canalisation fermée permettant d'amener la pierre à la base du vibrateur pour ensuite la compacter lors du retrait progressif de ce dernier.

II.13 .5 Densification par Vibro-refoulement

Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité. Formée sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral des sols sous l'effet Combiné du poids et de l'action du vibrateur assisté au besoin d'injection d'air comprimé. De plus, si on utilise une sonde classique, elle doit être entièrement extraite du trou avant d'y déverser la pierre, de sorte que le sol soit suffisamment cohésif pour que la cavité demeure ouverte. Cette dernière contrainte est éliminée par l'utilisation de nouvelles sondes permettant l'injection de la pierre par le fond. De plus, correctement utilisées, ces sondes permettent d'optimiser remplacement et refoulement pour construire des colonnes plus profondes qu'il ne serait possible autrement. Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes. Ce procédé ne produit des colonnes profondes que dans les sols mous, donc très efficace dans le cas des sols affaissables. Quand il est nécessaire de réaliser la construction d'ouvrages sur des sols effondrables, on peut soit adapter la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des affaissements importants, soit traités préalablement les sols. Le tableau II.3 synthétise les diverses solutions de traitement (clemence 1994)$_{15}$.

Tableau II.3 Solution pour les fondations sur sols affaissables selon Antoine et al(1994)[4]

Profondeur de la couche à traiter	Solutions preconisees
Inferieure à 1,5m	Humidification et compactage Compactage lourds, impacts, rouleau vibrant
De 1,5m	Sur –exavation et recompactage avec ou sans l'ajoute d'additifs Vibroflottation (pour sols perméables) Pieux à refoulement Injection de limons ou chaux Humidification en l'absence de couche perméable
Superieure à 10m	N'importe lequel des précédents ou une combinaison quand cela est possible Humidification avec puits d'infiltration (avec la possibilité d'utiliser des explosifs)

Notons que pour choisir une méthode de traitement, il paraît important de considérer à la fois l'importance de la construction, la profondeur à traiter et l'efficacité de la méthode. Le tableau II.4, montre les avantages et les limites des mesures d'améliorations, Clemence et al (1981)[14] d'âpres Antoine et al (1994)[4]

Tableau II.4 Les avantages et les limites des mesures d'améliorations, Antoine et al(1994)[4].

méthode	avantages	limites
Prémouillage à l'eau	Faible coût facilite de mise en œuvre	Tassements excessifs Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassements différentiels
Prémouillage au silicate de sodium	Réduction marquante des tassements Développement d'une cimentation permanente Réduction de la perméabilité Réduction significative des tassements dus au fluage Possibilité d'utilisation en reprise en sous-œuvre.	Coût élevé Expérience pratique relativement limitée Profondeur du traitement limitée à 2 m
Excavation partielle et remplacement avec déblai	Coût relativement faible de mise en œuvre Expérience pratique riche Réduction des contraintes appliquées au sol effondrable sous- jacent Réduction des tassements pour des apports d'eau limités Limitations des tassements différentiels	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas d'humidification de zones profondes
Compactage dynamique à la teneur en eau naturelle	Réduction marquante des tassements Diminution de la perméabilité Amélioration jusqu'à des profondeurs significatives (> 5 m)	Coût élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme Expérience pratique assez limitée
Compactage dynamique après Prémouillage	Réduction significative des tassements Efficacité du compactage Réduction du niveau de vibrations Plus grande uniformité dans la densification Diminution de la perméabilité Amélioration jusqu'à des profondeurs significatives (> 5 m)	Coût élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Difficulté de retirer le poids après l'impact Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut-être assez longue Expérience pratique assez limitée Difficulté d'évaluer l'amélioration

II.14 METHODE DE CONTROLE DE L'EFFICACITE DU TRAITEMENT

Le contrôle de l'efficacité d'un pré-chargement ou d'un système de drainage s'effectue principalement par mesure des tassements et des pressions interstitielles à différents niveaux et en différents points du site traité. Les tassements et les surpressions interstitielles peuvent être utilisés pour vérifier que leur évolution calculée n'était pas trop différente de la réalité ; il suffit pour cela de les reporter sur les courbes de tassement et de consolidation calculées lors de l'élaboration du projet.

Le contrôle des colonnes réalisées pour renforcer les sols fins s'opère selon des principes différents. Il porte d'abord, dès la construction, sur les quantités des matériaux mis en oeuvre (ballast, chaux, ciment) et la continuité des colonnes.

Pour le vibrocompactage, la régularité et l'homogénéité du compactage sont contrôlées en enregistrant en continu l'énergie électrique consommée par le vibreur ; la mesure des tassements et des volumes de matériaux ajoutés permet d'évaluer la variation de l'indice des vides. Pour le pilonnage, les contrôles comportent des mesures topographiques autour et en fond d'empreinte pour mesurer les 30, déplacements verticaux et évaluer la diminution du volume du sol, et des mesures de pressions interstitielles pour contrôler le délai de repos entre les phases du traitement.

Pour le compactage statique en profondeur, l'enregistrement des paramètres de perforation (vitesse de perforation, pression sur l'outil, etc.) et des paramètres d'injection (débit, pression, quantité). Pour les colonnes de sol traité par mélange hydrodynamique, le contrôle s'appuie sur la comparaison du volume de coulis injecté et du volume de mélange de coulis et de sol qui remonte à la surface.

Pour la congélation, le contrôle porte essentiellement sur le champ des températures de la zone congelée, ainsi que sur les déplacements de cette zone, car les sols gelés sont sujets à des déformations de fluage qui dépendent de la température.

II -15 CONCLUSION

Avant d'utiliser un matériau quelconque il faut connaitre ses différentes propriétés, ce chapitre a comporté une présentation de la synthèse des connaissances relatives aux sols affaissables. Le dimensionnement des ouvrages capables de reposer sur des sols affaissables pose un problème difficile pour les constructeurs, la nature imprévisible de l'affaissement, peut prendre une ampleur inacceptable, ne permet pas d'utiliser une approche purement déterministe. En effet, la description des mécanismes, des causes et du phénomène "collapse" est indispensable. Ainsi que les divers procédés et de traitement de prédiction de ce type de sols, trouvent leurs espaces dans ce chapitre, ces derniers sont fondés sur des approches théoriques et des essais de caractérisation. La littérature offre aussi certains remèdes à des problèmes géotechniques propres à ces sols. Ces remèdes sont basés essentiellement sur des méthodes de substitution, de traitement et de renforcement. Dans bien des cas, l'étude expérimentale s'impose, nous allons contribuer à la prédiction des sols affaissables par des essais expérimentaux à partir du chapitre suivant.

Chapitre III
Essais préliminaires

III.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce programme d'essais de laboratoire, se résume dans l'étude de l'effet du mélange engrais/ciment sur l'affaissement des sols en utilisant la méthode double consolidation ; en se basant sur des essais de reconnaissance rapide (granulométrie, les limites d'Atterberg ; essai Proctor) ; pour contribuer à l'explication du mécanisme d'effondrement de ces sols

À partir de ce chapitre on entreprend notre contribution "l'étude expérimentale" qui sera présentée comme suit:

- Caractéristiques des matériaux testés
- Matériels utilisés et manipulation
- Programme des expérimentations
- Résultats et interprétation des essais

Deux groupes d'essais seront accomplis : les uns (préliminaires) nécessaires à l'identification géotechnique des sols, les autres (principaux) réalisés dans l'objectif d'analyser le comportement de compressibilité selon les normes propres à ce type de sols et de vérifier l'affaissabilité des échantillons testés. on utilise dans cette partie expérimentale, en plus de l'œdomètre, matériel qui contribua énormément à l'identification des sols, deux autres équipements spécifiques à savoir; le pénétromètre à cône et l'analyseur ultrasonique.

Par la suite, une synthèse des résultats avec interprétations sera présentée. La démarche suivie dans ce chapitre nous a permis d'avoir une base de données suffisante pour l'interprétation des différents cas et ainsi de proposer une nouvelle méthode de prédiction des sols affaissables. Auparavant, cette base de données expérimentale n'existait pas et les données ultrasoniques disponibles par exemple ne concernait qu'un nombre limité de matériaux et ne permettait pas d'avoir une approche prédictive du comportement des sols.

III.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les essais sont effectués sur quatre sols, ces sols ont été reconstitués on utilisant plusieurs composants le kaolin, le sable, un ciment portland et de l'engrais

III.2.1 le sable

Le sable utilisé pour la reconstitution du sol effondrables est un sable extrait de la région de Bougazoul wilaya de Médéa (Algérie). Il est très utilisé pour la confection du béton puisqu'il

contient un faible pourcentage de particules fines. Pour éliminer les graviers et les cailloux, le sable est passé au tamis de 2 mm, puis le tamisat séché à l'étuve (105 'C) pendant 24 heures.

III.2.2 le kaolin

Le kaolin est une argile blanche, pure, tendre, de plasticité variable mais généralement faible. Il conserve sa couleur blanche à la cuisson, pour cela le terme kaolin est souvent appliqué à d'autres argiles (porcelaine) qui ne changent pas de couleur à la cuisson.

Pour cela, une quantité d'environ 80Kg de Kaolin à été exposée au soleil pendant une semaine ; puis on a procédé à un broyage manuel ; (méthodes des chocs successives) figure III.1. Le tamisage se fait par voie humide.



Figure III.1 le broyage manuel de kaolin (méthode des chocs successifs)

La quantité broyée a été séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock. A la fin la quantité de particule fine (80µm) récoltée est de 10Kg.

Le kaolin utilisé dans ce travail est extrait d'un Gisement d'El-Milia wilaya de Jijel (au Nord – Est de l'Algérie), utilisé par la SOALKA (Société algérienne de kaolin), La Société exploite et commercialise les sept types de produits suivants : (site web)[47/48]

1. DD1- Kaolin pour industries céramique vaisselle et autres
2. DD2 - Kaolin pour industries
3. DD3 - Kaolin pour industries céramique vaisselle et autres
4. KT1 - Kaolin pour industries céramiques, insecticides et autres
5. KT2 - Kaolin pour l'industrie céramiques, plastique et caoutchouc
6. KT3 - Kaolin pour l'industrie céramique, plastique, caoutchouc
7. KT3B - Kaolin pour charge papier

Et le Kaolin utilisé dans se travail est le (KT1) de couleur blanche cassé (voir la figure III.3) et le tableau (III.1) illustre la fiche technique du kaolin trié KT1 (site web)[52]

Tableau III.1 La fiche technique de Kaolin trié (KT1)

Kaolin trié		KT1	
Analyse chimique	% En poids	SiO2	67.90
		Al2O3	18.60
		Fe2O3	0.58-1.22
		TiO2	0.31
		CaO	0.07
		MgO	0.22
		K2O	0.82-3.18
		Na2O	0.39
		AUTRES	3.92
		P.A.F	5.68
Analyse Minéralogique	% En poids	Kaolinite	20.4
		Mica	17.6
		Feldspath	10.0
		Quartz	50.0
		Autres	2.00
Analyse granulométrique	% En poids	>0.991 mm	14.40
		0.495-0.991 mm	9.60
		0.104-0.495 mm	21.50
		0.043-0.104 mm	15.0
		0.01-0.043 mm	20.10
		0.002-0.01 mm	12.80
		< 0.002 mm	6.60
Propriétés physiques		Densité Réelle	2.65
		Densité Apparente	1.0
		Blanchcur %	65-75

III.2.3 le ciment

Le ciment utilise dans ce travail est le ciment portland de Chlef le plus utiliser dans les chantiers de wilaya de Médéa (site web)[50]

a) Présentation

Le ciment CPJ-CEM II/A 42,5 est un ciment Portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker et d'ajouts. Du sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse en tant que régulateur de prise.

b) Notre ciment

L'activité principale de l'entreprise est la fabrication et la commercialisation du ciment portland composé CPJ CEM II/A 42.5. ECDE produit à la commande d'autres types de ciments tels que : Le CPJ CEM II/A 52.5 et le CPJ CEM II/A 32.5



Figure III.2 le ciment utilisé dans les sols

c) Composition

Le ciment Portland composé CPJ-CEM II/A 42.5 est constitué de:

- 80 à 94% de clinker Portland.
- 6 à 20% maximum d'ajouts (calcaire pur).
- Constituants secondaires (0 à 5% sulfate de calcium comme régulateur de prise).

d) Spécification

Le CPJ-CEM II/A 42,5 de l'ECDE répond aux exigences de la norme NA 442- 2000

e) Caractéristiques chimiques

Tableau III. 2 les caractéristiques chimiques de ciment

Norme NA 442	Ciment ECDE
Sulfates SO3 ≤ 3.5 %	SO3 ≤ 2.00 %
Chlorures Cl- ≤ 0.1 %	Cl- ≤ 0.08 %

f) Caractéristiques physiques

Tableau III.3 les caractéristiques physiques de ciment

Norme NA 442	Ciment ECDE
Début de prise ≥ 60 mn	Début de prise> 60 mn
Stabilité à chaud ≤ 10mm	Stabilité à chaud < 7mm
Retrait 28j ≤ 1000 Am/m	Retrait 28j < 650 Am/m

III.2.4 le type d'engrais

Est un type d'engrais de nom scientifique (NPk 7 15 20 + 13 SO3), le plus utilisé dans l'agronomique, la figure III.3 contiens touts les caractéristiques de ce type d'engrais



Figure III.3 la fiche technique d'engrais utilisé dans ce travail

a) caractéristiques agronomiques

- ✓ FRUTTORO engrais organo –minéral NPK de fond
- ✓ Caractérisé par sa formulation spécifique pour subvenir aux besoins de différentes cultures
- ✓ Les deux formes d'azote optimisent une assimilation progressive

- ✓ La source de phosphore garantir une solubilité maximale et une bonne réaction physiologique grâce à l'acidité du complexe

b) caractéristiques physiques

Tableau III.4 caractéristiques physiques d'engrais

Aspecte	granulaire
couleur	rouge
PH (en 1% sol)	5
Granule φ1-4 mm	85%

c) composition chimique

Tableau III.5 composition chimique d'engrais

Azote ammoniacal (NH4)	6%
Azote organique	1%
Pentoxyde de phosphore (P2O5)	15%
Dioxyde de potassium (K2O)	20%
Oxyde de calcium (CaO) soluble dans l'eau	3%
Trioxyde de soufre (SO3) soluble dans l'eau	13%
Carbone(C) organique d'origine biologique	7.5%

III .5 CONSTITUTION DE SOLS D'ESSAIS

Les sols utilisés dans la suite de la partie expérimentale sont des échantillons reconstitués par des sables et des particules fines (kaolin), et un pourcentage d'un ciment et d'engrais, selon les proportions indiquées ci-dessous. Les sols S1 et S2 sont des sols non traité Composé de sables des dunes et le kaolin, les sols S1(t) et S2(t) sont des sols traités composé de sables des dunes, le kaolin + (le ciment et l'engrais)

On a deux (02) sols reconstitues dont les proportions en poids avec (02) traitements sont comme suit :

- S1 : ⟶ 20% kaolin (80µm) + 80% sable (2 mm).
- S1(t) : ⟶ 20% kaolin (80µm) + 80% sable (2 mm) + 1% engrais + 1% ciment.
- S2 : ⟶ 30% kaolin (80µm) + 70% sable (2 mm).
- S2(t) : ⟶ 30% kaolin (80µm) + 70% sable (2 mm) + 3% engrais + 3 % ciment.

III .6 PROGRAMME DES ESSAIS PRELIMINAIRES

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une grande importance. En plus de la détermination des caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états de sols. Ils constituent donc la plate forme des essais principaux. Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométriques pour le sable des dunes, ainsi que pour les sols reconstitués.
- La détermination des poids spécifiques de tous les matériaux testés.
- Les essais de consistance des sols.
- L'essai de l'équivalent de sable
- L'essai Proctor.
- L'essai de VBS

Le matériel utilisé dans cette section est l'appareillage d'usage courant du laboratoire, spécifique à chaque type de manipulation.

III .7 RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES

III .7.1 Granulométries des sols

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80µm, et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80µm.

a) Granulométrie de sable

À partir de la courbe de granulométrique de sable Nous trouvons :

Coefficient d'uniformité : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

C u < 2 : la granulométrie est dite uniforme.

C u > 2 : la granulométrie est dite étalée.

Coefficient de courbure : $C_c = \frac{{D_{30}}^2}{D_{10} D_{60}}$

C u > 5 et 1 < C c < 3 : le sol est dit bien gradué

Après avoir dessiné la courbe, figure III.4, le tableau III.6 récapitule les résultatss de l'analyse granulometrique

Tableau III.6 Granulométries par tamisage des sables

Diamètres des Tamis (mm)	Tamisât cumulés en (%)
2	100
1	100
0.4	99.64
0.2	58.43
0.1	2.9
0.08	3.32

b) Granulométries des sols reconstitués (par tamisage)

Le tableau III.7 présente les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols reconstitués.

Tableau III.7 Granulométries par tamisage des sols reconstitués

Diamètres des Tamis (µm)	Tamisât cumulés en (%)	
	Sol S1	Sol S2
2000	100	100
1000	100	100
400	98.31	95.8
200	66.23	71.72
100	22.98	32.78
80	20.02	29.94
56	17.46	27.11
28	15.32	23.98
13	13.15	20.69
9	10.84	14.53
6.3	8.52	11.22
3.84	6.11	9.13
1.12	5.02	7.41

c) Granulométries des sols reconstitués (par sédimentométrie)

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines Ø≤ 80µm à l'aide de la loi de stokes, on parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante, tableau III.8, Pour cette détermination, en plus d'appareillage usuel d'usage, on utilise :

- Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm3 de forme torpille avec des graduations.
- Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.
- Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifié de 0 à 10000 tr/min
- Un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai
- Un dé floculant (hexamétaphosphate de sodium).
- Un thermomètre gradué en 1/10 de degrés.
- Un chronomètre donnant la seconde.

Tableau III.8 Granulométries par sédimentométrie du sol S1et S2

Temps de lecture (min)	φ des grains µm	%des grains<d	
		S1	S2
30"	400	98.31	95.8
1'	200	66.23	71.72
2'	100	22.98	32.78
5'	80	20.02	29.94
10'	56	17.46	27.11
20'	28	15.32	23.98
30'	13	13.15	20.69
1h	9	10.84	14.53
2h	6.3	8.52	11.22
4h	3.84	6.11	9.13
24h	1.12	5.02	7.41

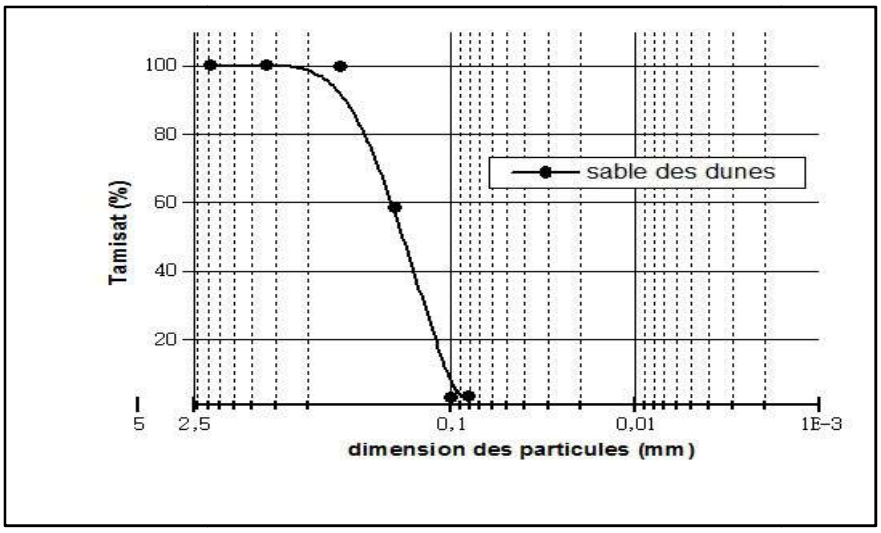


Figure III.4 Courbe granulométrique de sable

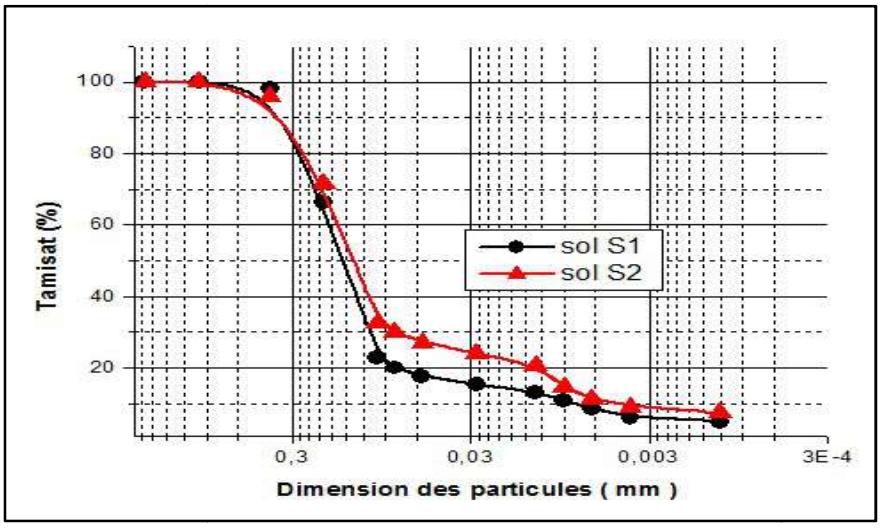


Figure III.5 Courbegranulométrique de sol S1 et S2

III.8 DENSITÉS SPÉCIFIQUES DES GRAINS SOLIDES

Le poids volumique des grains du sol c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

$$\gamma_S = \frac{W_S}{V_S}$$

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105°C et d'une balane de précision.

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

$$\gamma_S = \frac{(M_1 - M_0)\cdot \rho_{eau}}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} (gm / cm^3)$$

Avec :

M_0 : Masse de pycnomètre

M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides)

M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau)

M_3 : Masse de (pycnomètre + eau).

III .8.1 Résultats des poids spécifiques des grains solides

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées aux tableaux III.9 à III.14

Tableau III.9 poids spécifiques du Kaolin

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)	$\gamma_s$moy (g/cm^3)
1	420.3	470.3	1508.2	1478.3	2.48	2.48
2	420.3	470.4	1508.3	1478.5	2.46	
3	420.3	470.3	1508.1	1478.4	2.50	

Tableau III.10 poids spécifiques de sable

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)	$\gamma_s$moy (g/cm^3)
1	420.3	470.3	1509.7	1478.5	2.65	2.65
2	420.3	470.4	1509.6	1478.4	2.65	
3	420.3	470.4	1509.7	1478.4	2.66	

Tableau III.11 poids spécifiques de sol S1

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)	$\gamma_s$moy (g/cm^3)
1	420.3	470.3	1509.4	1478.3	2.64	2.61
2	420.3	470.3	1509.3	1478.5	2.60	
3	420.3	470.3	1509.4	1478.4	2.61	

Tableau III.12 poids spécifiques de sol S1(t)

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)	$\gamma_s$moy (g/cm^3)
1	420.3	470.3	1509.3	1478.5	2.60	2.60
2	420.3	470.2	1509.3	1478.4	2.62	
3	420.3	470.3	1509.3	1478.5	2.60	

Tableau III.13 poids spécifiques de sable de sol S2

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)	$\gamma_s$moy (g/cm^3)
1	420.3	470.3	1508.9	1478.5	2.55	2.52
2	420.3	470.4	1508.7	1478.5	2.52	
3	420.3	470.4	1508.8	1478.6	2.51	

Tableau III.14 poids spécifiques de sable de sol S2(t)

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)	$\gamma_s$moy (g/cm^3)
1	420.3	470.3	1509	1478.4	2.57	2.54
2	420.3	470.4	1508.9	1478.5	2.53	
3	420.3	470.3	1508.8	1478.5	2.52	

III .9 ESSAIS DE CONSISTANCE DES SOLS

En fonction des teneurs en eau, un sol intact ou remanié se présente suivant des consistances variables. Les essais de consistance consistent à déterminer les états où se trouvent le sol et les limites entre ces états, ces derniers appelés limites d'Atterberg ou de consistance

a) Limite de liquidité W_L

La limite de liquidité est déterminée à l'aide de l'appareil casagrande.



Figure III.6 détermination des limites de liquidité

La limite de liquidité est déterminée on utilisant l'expression suivante :

$$W_L = W(N/25)^{0.121}$$

W : la teneur en eau

N : nombre de coups de la coupelle de l'appareil casagrande

Les valeurs des teneurs en eau moyenne sont présentées dans les tableaux (III.15 à III.19).

Tableau III.15 Teneurs en eau moyenne du kaolin

Nombre de coups	26		23		16	
Poids total humide (g)	33.5	26.7	29.7	26.3	26.8	24.1
Poids total sec (g)	28.8	24.9	26.4	24.1	24.6	22.6
Poids de la tare (g)	20.4	20.8	20.8	20.4	21	20.1
Poids de l'eau (g)	4.7	1.8	3.3	2.2	2.2	1.5
Poids du sol sec (g)	8.4	3.2	5.6	3.7	3.6	2.5
Teneur en eau (%)	55.95	56.25	58.92	59.45	61.11	60
W moy (%)	56.1		59.18		60.55	

Tableau III.16 Teneurs en eau moyenne du sol S1

Nombre de coups	28		25		21		16	
Poids total humide (g)	31.3	29.4	30.3	30.6	30.9	34.9	31.8	32.4
Poids total sec (g)	30	28.4	29.1	29.4	29.5	33.1	30.3	30.7
Poids de la tare (g)	20.9	20.3	21	20.5	20.7	21.4	21.6	21.3
Poids de l'eau (g)	1.3	1	1.2	1.2	1.4	1.8	1.5	1.7
Poids du sol sec (g)	10.4	8.1	8.1	8.9	8.8	11.7	8.7	9.4
Teneur en eau (%)	12.5	12.3	14.81	13.48	15.9	15.38	17.24	18.08
W moy (%)	12.4		14.14		15.64		17.62	

Tableau III.17 Teneurs en eau moyenne du sol S1(t)

Nombre de coups	29		27		23		19	
Poids total humide (g)	31.1	26.0	35.1	30.2	32.9	32.2	27.5	33
Poids total sec (g)	29.7	25.2	33	28.8	30.9	30.6	26.4	31
Poids de la tare (g)	21.3	20.0	21.2	20.7	20.2	21.3	20.3	20.4
Poids de l'eau (g)	1.4	0.8	2.1	1.4	2	1.6	1.1	2
Poids du sol sec (g)	8.4	5.2	11.8	8.1	10.7	9.3	6.1	10.6
Teneur en eau (%)	16.66	15.38	17.79	17.28	18.69	17.20	18.03	18.86
W moy (%)	16.02		17.53		17.94		18.44	

Tableau III.18 Teneurs en eau moyenne du sol S2

Nombre de coups	17		21		27		32	
Poids total humide (g)	27.8	33.2	33.1	32.4	35.3	30.4	31.3	26.2
Poids total sec (g)	26.4	31	30.9	30.6	33.0	28.8	29.7	25.2
Poids de la tare (g)	20.3	20.4	20.2	21.3	21.2	20.7	21.3	20.0
Poids de l'eau (g)	1.4	2.2	2.2	1.8	2.3	1.6	1.6	1
Poids du sol sec (g)	6.1	10.6	10.7	9.3	11.8	8.1	8.4	5.2
Teneur en eau (%)	22.95	20.75	20.56	19.35	19.49	19.75	19.04	19.23
W moy (%)	21.85		19.95		19.62		19.13	

Tableau III.19 Teneurs en eau moyenne du sol S2(t)

Nombre de coups	31		28		23		15	
Poids total humide (g)	30.8	29.9	33.1	31.9	33.0	38.1	32.8	39.1
Poids total sec (g)	29.2	28.3	30.9	29.8	30.8	34.8	30.3	35.8
Poids de la tare (g)	21.1	20.2	20.6	20.4	21.6	20.8	20.8	21.6
Poids de l'eau (g)	1.6	1.6	2.2	2.1	2.2	3.3	2.5	3.9
Poids du sol sec (g)	8.1	8.1	10.3	9.4	9.2	14	9.5	14.2
Teneur en eau (%)	19.75	19.75	21.15	22.34	23.39	23.57	26.63	27.46
W moy (%)	19.75		21.74		23.48		27.04	

Suite aux calculs des teneurs en eau moyenne, du kaolin et des différents sols reconstitués, les valeurs des limites de liquidité (W_L), des limites de plasticité (W_p) sont présentées aux tableaux (III.20 et III.21)

Tableau III.20 Valeurs des limites de liquidités

Type de Sol	Kaolin	S1	S1(t)	S2	S2(t)
$\mathbf{W_L}$(%)	57.43	14.51	17.39	19.97	22.74

b) Limite de plasticité W_p

La limite de plasticité, est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de sol de 3mm de diamètre et de 100mm de longueur se fissure ou s'émiette.

Tableau III.21 Valeurs des limites de plasticités.

Type de Sol	Kaolin	Sol S1	Sol S1(t)	Sol S2	Sol S2(t)
W_p(%)	36.83	12.14	13.85	16.13	17.02

c) Indices de plasticité I_p

La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol, en relation avec l'existence de couches d'eau adsorbée. On conçoit donc que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux. $I_p = W_L - W_p$. Les valeurs de l'indice de plasticité du kaolin et des sols reconstitués sont présentées dans le tableau III.22.

Tableau III.22 valeurs des indices de plasticités.

Type de Sol	Kaolin	**Sol S1**	**sol S1(t)**	**Sol S2**	**Sol S2(t)**
I_p (%)	20.6	2.37	3.54	3.84	5.72

d) Activités des sols

Les propriétés de plasticité des argiles sont dues presque exclusivement à l'interaction des particules de dimension "argileuse (% < 2 µm) avec l'eau. Si la composition minéralogique de l'argile est constante, l'indice de plasticité du sol est proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol. L'activité Ac, définie par Holtz (1961)$_{24}$ comme le rapport de l'indice de plasticité de l'argile à sa teneur en particules argileuses AC = I_p / (% < 2 µm), est donc une caractéristique du sol, qui dépend principalement de sa nature minéralogique. Le pourcentage des particules fines dans les différents échantillons de sol, associé avec les données des essais de consistances, permet de déduire l'activité des sols testés. Les résultats sont présentés dans le tableau III.23.

Tableau III.23 Dénomination des sols d'après leur activité

Sol	S1	S1(t)	S2	S2(t)
Activité	0.47	0.7	0.51	0.77

III .10 ESSAIS DE L'ÉQUIVALENT DE SABLE

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile ou de limon on pourra déterminer la proportion relative de sol fin et de sol grenu par l'essai d'équivalent de sable. L'équivalent de sable est donc un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable ou d'un grave. Il indique la teneur en fines, élément de diamètre inférieur à 0.5 mm, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains, figures III.7.



Figure III .7 essai de l'équivalent de sable.

L'équivalent de sable (ES) est donné par la formule:

$$ES = \frac{h_2}{h_1}.100$$

Avec:

h_2: La hauteur du dépôt,

h_2: Hauteur du dépôt et de floculat

Les résultats de laboratoire donnent pour le sables des dunes utilisé est :

ES = 86.43

III .11 ESSAIS PROCTOR

Il y a plusieurs possibilités pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol remanié. Le procédé le plus économique, toujours utilisé dans la construction des remblais, est le

compactage. Ce procède a pour but d'augmenter la qualité de solides par unité de volume (la masse spécifique du sol sec) afin d'améliorer certaines propriétés des sols ou remblais: améliorer la résistance mécanique (stabilité), diminuer la compressibilité (tassement) et diminuer la perméabilité. Les résultats des essais Proctor réalisés sur les sols reconstitués sont présentés dans la figure III.8 et au tableau III.24.

Tableau III.24 Densités sèches et teneurs en eau correspondants

Sol S1	**Teneur en eau W** (%)	**7.75**	**9.24**	**11.93**	
	Densité sèche γ_d (g/cm^3)	1.98	2.04	2.01	
Sol S1(t)	Teneur en eau W **(%)**	8.04	9.43	12.86	13.97
	Densité sèche γ_d (g/cm^3)	2.02	2.05	2.04	2
Sol S2	Teneur en eau W **(%)**	7.27	9.78	12.73	14.63
	Densité sèche γ_d (g/cm^3)	1.81	1.97	1.87	1.75
Sol S2(t)	Teneur en eau W **(%)**	7.36	9.96	12.98	15.18
	Densité sèche γ_d (g/cm^3)	1.85	1.93	1.98	1.79

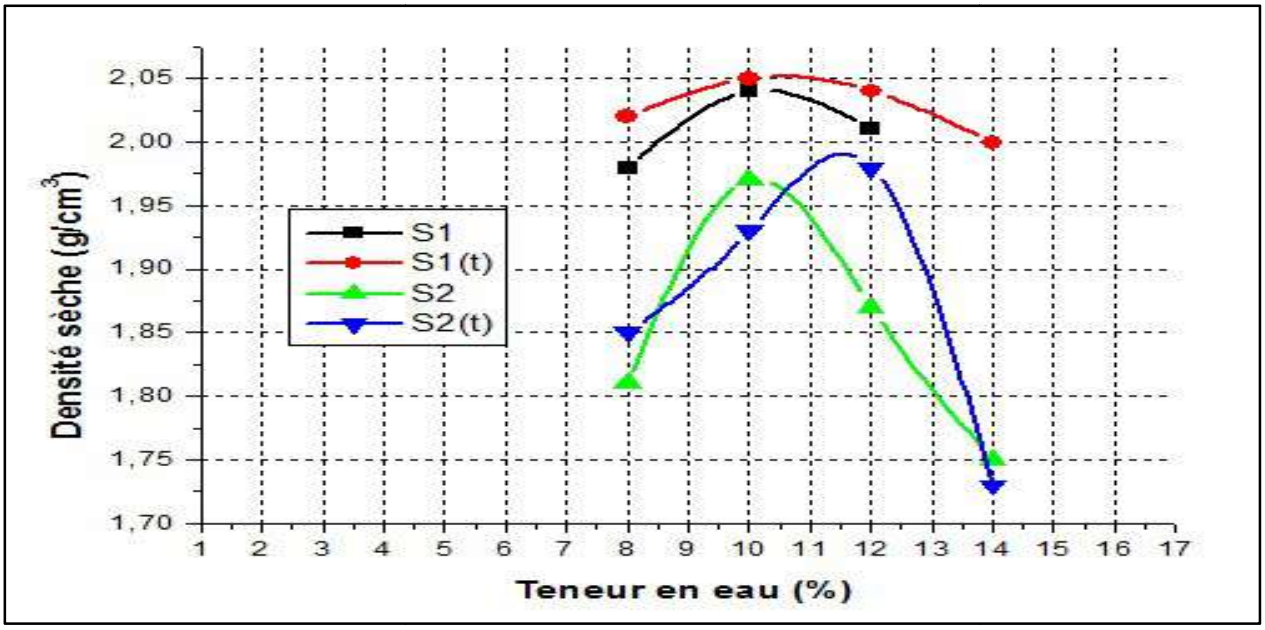


Figure III.8 Courbes Proctor des différents sols.

Les essais Proctor réalisés sur les différents sols donnent les teneurs en eau optimum et les densités sèches maximales présentés au tableau III.25. À partir des résultats obtenus, on constate que la plasticité des échantillons reconstitués est proportionnelle avec le pourcentage du kaolin.

Tableau III.25 valeurs des optimums de Proctor

Designation	S1	S1(t)	S2	S2(t)
γ_d max (g/cm^3)	2.05	2.05	1.97	1.98
Wopt (%)	9.24	9.43	9.78	9.96

Les essais préliminaires représentent une plateforme nécessaire à l'élaboration de la suite des essais principaux, ils donnent une idée sur l'état dont se trouve chaque sol. Une synthèse de ces résultats, pour les sables, le kaolin et les sols reconstitués, est présentée au tableau III.27**.**

III .12 L'ESSAI DE BLEU METHYLENE D'UN SOL (VBS) (site web)[53]

III .12 .1 Objet de l'essai

L'essai au bleu de méthylène permet d'évaluer la surface spécifique d'échange (ou surface active suivant la fraction de sol utilisée pour l'essai) d'un matériau argileux.

Etant donné que dans un sol c'est avant tout la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse (≤ 2µm) qui détermine sa surface spécifique, on peut considérer que la valeur de bleue de méthylène VBS (valeur de bleu de sol) exprime globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse contenue dans ce sol. En pratique on déterminer la VBS sur la fraction 0/5 mm la valeur trouvé est rapportée à la fraction 0/5 par une règle de proportionnalité.

L'essai a donc pour objet de mesurer la capacité d'adsorption du bleu de méthylène, c'est-à-dire la quantité de ce colorant nécessaire pour recouvrir d'une couche mono-élémentaire les surfaces externes et interne de toutes les particules argileuses présente dans 100 g de sol.

III .12 .2 Procédure de l'essai

L'essai consiste à procéder à des injections successives par pas de 5 cm^3 à 10 cm^3 (selon l'argilosité du matériau) de solution de bleu de méthylène dans une suspension de sol maintenue en agitation (vitesse 400 tr/min ± 100 tr/min) et à prélever périodiquement une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier chromatographique

Les injections sont poursuivies jusqu'à ce qu'apparaisse une auréole périphirique bleu claire, de largeur millimétrique, dans la zone humide de la tache. On peut alors considérer que l'adsorption du bleu sur les particules d'argile est terminée et que c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole. L'essai est dit alors positif.

A partir de ce moment, on laisse se poursuivre l'adsorption du bleu dans la solution et l'on effectuer des taches, de minute en minute, sans ajout de solution. Si l'essai redevient

négatif à la cinquième tache ou avant, on procède à de nouvelles injections de bleu avec des pas de 2 cm^3 à 5 cm^3

III .12 .3 Valeur de bleu

La VBS s'exprime en grammes de bleu pour 100 g de matériau

Pour les matériaux dont le D_{max} est inférieur à 5 mm : $VBS = \frac{B}{m_0}.100$

m_0 : masse sèche de la prise d'essai ;

B : masse de bleu introduite (solution à 10g/l) =V. 0.01



Figure III.9 l'aparaillage de vbs

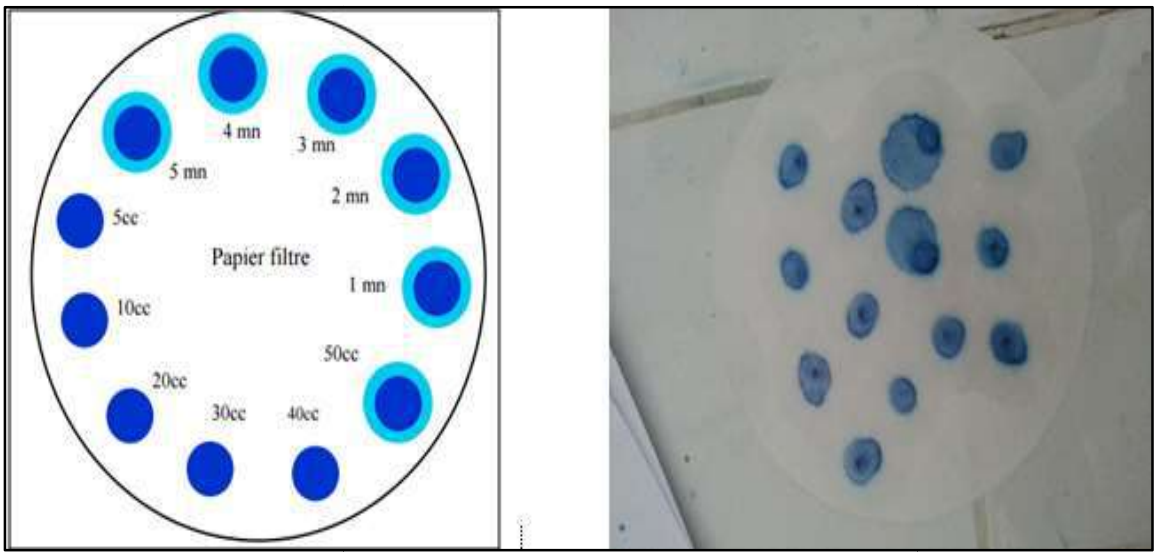
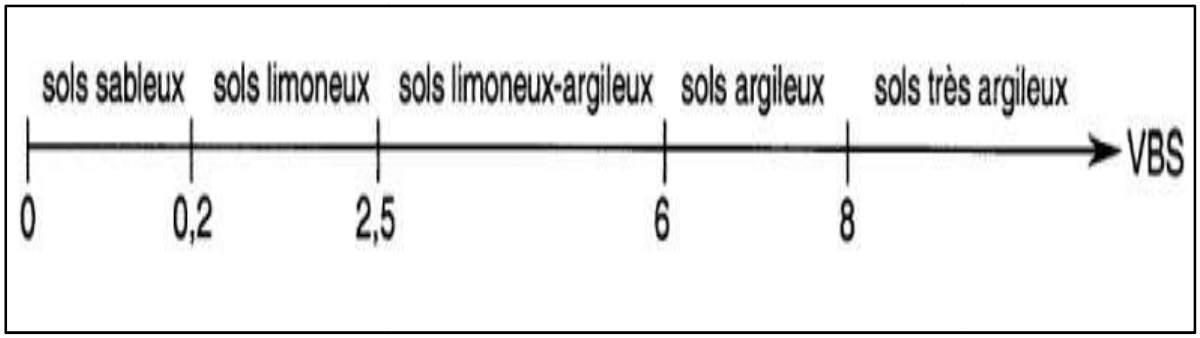


Figure III.10 Cas de papier lors de la réalisation



Figue III.11 Echelle de classification VBS

III .11.4 les résultats des essais sur le sol S1 et S2

Tableau III.26 Classification de des sols

Type de sol	La valeur de VBS	Classification
S1	2.1	Sol limoneux
S2	3.75	Sol limoneux-argileux

Tableau III.27 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux

MATERIAUX	CARACTERISTIQUES				
Sable de dunes	Equivalent de sable Es = 86.43 Coefficient d'uniformité Cu = 1.88 Coefficient de courbure Cc = 48.4 Granulométrie comprise entre 0.08 et 2mm dont 1.36% des particules<80 µm. Densité spécifique des grains Gs = 2.65				
Kaolin	Limite de liquidité W_L= 57.43 Limite de plasticité W_p=36.83 Densité spécifique des grains Gs =2.48 Indice de plasticité I_p = 20.6				
Désignation	Désignation	S1	S1(t)	S2	S2(t)
	% kaolin	20	20	30	30
	% Sable de dunes	80	80	70	70
	% ciment	-	1	-	3
	% engrais	-	1	-	3
	GS	2.61	2.60	2.52	2.54
	W_L %	14.51	17.39	19.97	22.74
	W_p %	12.14	13.85	16.13	17.02
	I_p%	2.37	3.54	3.84	5.72
	Ac	0.47	0.7	0.51	0.77
	$\gamma_d$max (g/cm^3)	2.05	2.05	1.97	1.98
	Wopt %	9.24	9.43	9.78	9.96
	%<2 µm	5.02	5.02	7.41	5.02

3.13 Conclusion :

Du point de vue géotechnique, il est néseccaire de réaliser des essais préliminaire, quisont d'un grand impacte. En plus de la détermination des caractéristiques des sols téstés, ils permettent d'identifier les états des sols fait, nous avons obtenue les résultats souhaités et nous avons conclu à travers chaque expérience une ou plusieurs propriété des sols utiliser dans nôtre étude, ses propriétés sont résumé dons le tableau III.27

Chapitre IV
Essais principaux

IV.1 INTRODUCTION

La gestion des sols à effondrement brusque est un enjeu majeur pour la stabilité et la durabilité des structures. Le phénomène collapse des sols macroporeux est très important dans l'étude géotechnique. C'est un fait très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il dépende de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, la présence d'élément fins, l'état de compacité, la teneur en eau initiale, le degré de saturation et certains paramètres liés à la minéralogie du sol. Concernant la prédiction du potentiel d'affaissement, un effort immense a été consacré ces dernières années aux méthodes expérimentales ; mais la plupart de ces expérimentations utilisent l'appareillage courant. A cet effet, nous avons essayé à travers cette recherche d'utiliser en plus de l'œdomètre.

IV.2 PROGRAMME DES ESSAIS PRINCIPAUX

L'étude expérimentale du comportement des sols nécessite l'utilisation des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable. A cet effet et en vue de contribuer à la prédiction des sols affaissables, un programme expérimental spécial (essais principaux) avec 16 essais est proposé. Ce dernier, qui vient juste après les essais préliminaires, comprend une catégorie d'essai de compressibilité à l'œdomètre.

Les paramètres retenus dans cette série d'essai, le nombre d'essais en détail, ainsi que les particularités de cette catégorie sont détaillés dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 Programme des essais.

Type d'essai	Paramètres retenus	Nombre d'essais	Observations
ESSAIS œdométriques	• Teneurs en eau: 2 % • Degrés de compactage: 10 coups et 20 coups. • Etat de compactage : état saturé, état sec.	16	réalisés selon la procédure de Jennings et Knight.

IV.3 ESSAIS OEDOMETRIQUE

Dans l'intention de déterminer le comportement des échantillons de sols, soumis à une variation de teneur en eau et une augmentation de contrainte verticale, des essais de compressibilité sont réalisés selon la procédure de Jennings et Knight(1975).

IV.3.1 matériels utilisées

L'appareillage comprend:

a) l'œdomètre

Dispositif permettant de réaliser sur un échantillon de sol saturé ou non un essai de compression uniaxiale, figure IV.1 et IV.3. Les éléments essentiels d'un œdométre sont :

- Moule oedomètrique de (140mm) de diamètre et (57mm) de hauteur dans lequel on place entre deux pierres poreuses, assurant le drainage, l'échantillon de sol figure IV.2. A l'aide d'un piston relié au dispositif de chargement, on comprime verticalement l'échantillon en mesurant son affaissement à l'aide d'un comparateur.
- Bâti de consolidation d'un bras de levier de 1/10
- Comparateur à cardon au 1/1000mm.
- Balance de précision (1/10g) avec jeu de poids.



Figure IV.1 série d'œdométriques.

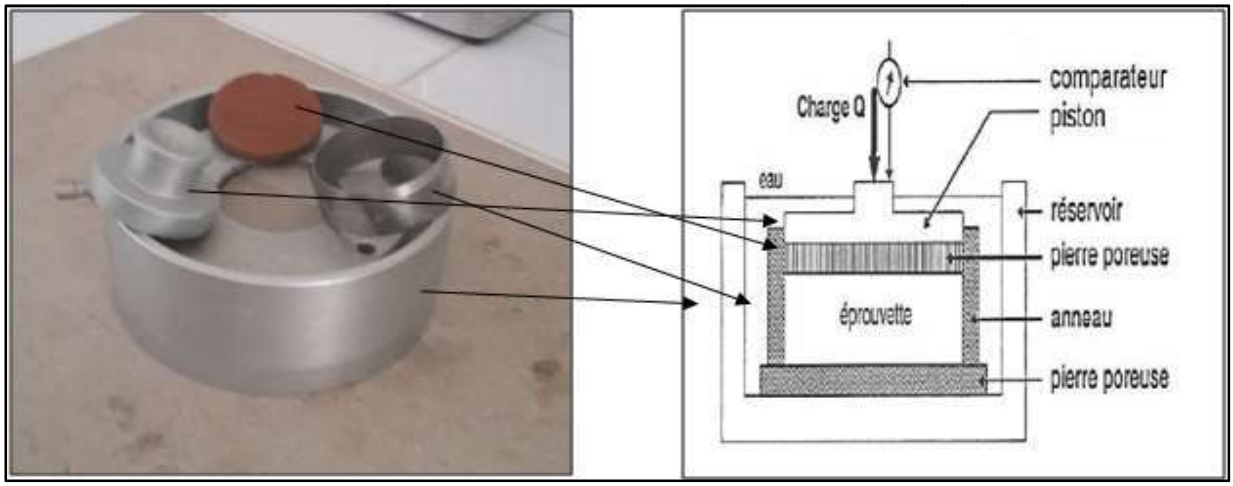


Figure IV.2 Cellule d'œdométrique.

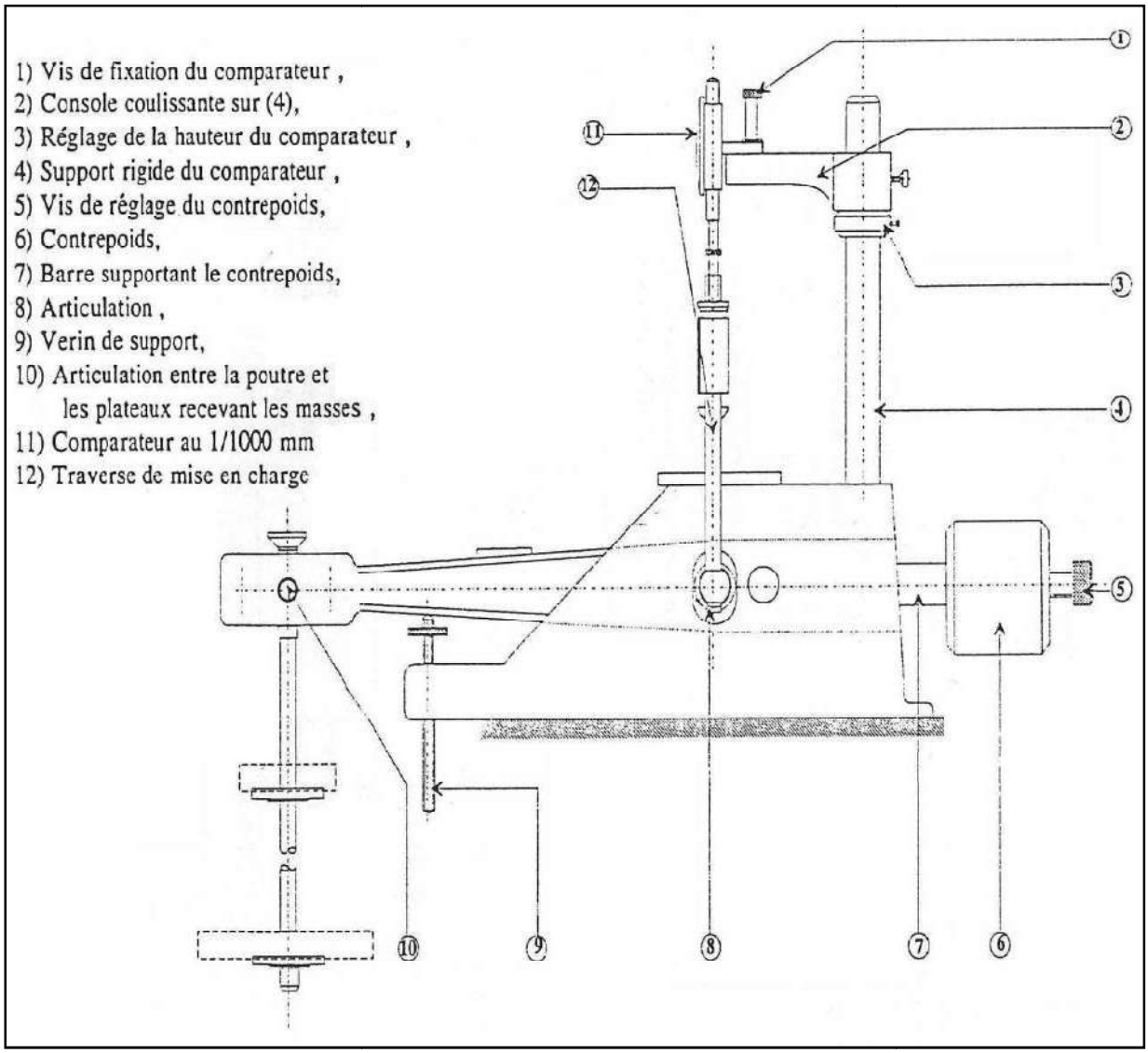


Figure IV.3 Détail d'un œdométrique

b) La dame de compactage

N'ayant pu trouver un moyen pour compacter le sol dans l'anneau de l'œdomètre, nous avons opté à l'utilisation d'une dame de compactage, conçue spécialement au laboratoire, selon les recommandations des travaux de recherche publiés, figure IV.4. La dame de compactage, entièrement usinée en acier, est composée :

- D'un socle de (50mm) de diamètre et de (3mm) d'épaisseur attaché à une colonne support de guidage de longueur (180mm), à travers laquelle glisse un mouton. Un arrêtoir coulissant le long de la tige permet d'ajuster la hauteur de chute du mouton.

- D'un mouton en forme de disque circulaire de (50 mm) de diamètre et de (8mm) d'épaisseur. Sa masse est de (113.9 g), ayant un perçage centré de 8.45 mm de diamètre.

L'énergie de compactage répercutée à l'éprouvette de sol est égale au travail de la masse M sur la hauteur H et est donnée par l'expression :

$E=M.g.H$ avec:

M: masse de la dame,

g: l'accélération de la pesanteur = 9,81 m.s-2,

H: hauteur de chute de la dame.

Le tableau IV.2 indique la correspondance entre le nombre de coups de la dame (N) et l'énergie de compactage E.

Tableau IV.2 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage.

Nombre de coups	M (kg)	g (m/s²)	H (m)	E (joule)
10	1.139	9.81	0.18	20.11
20	1.139	9.81	0.18	40.22

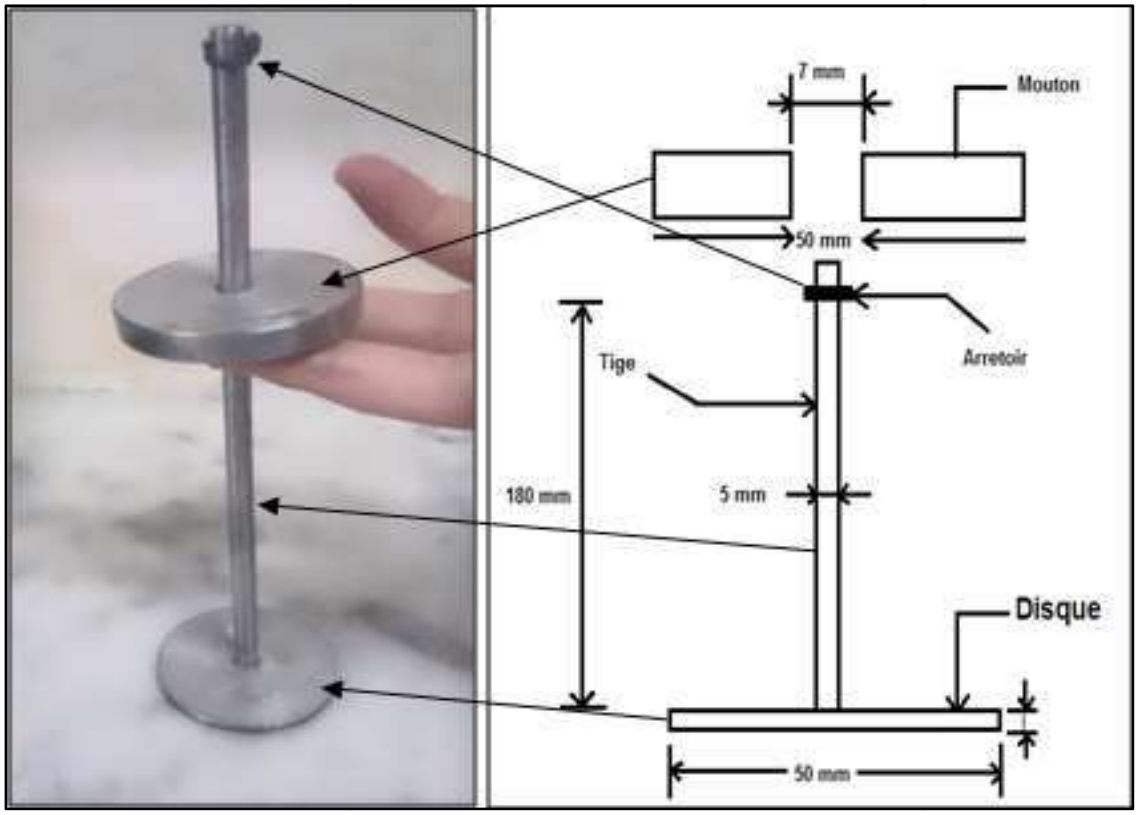


Figure IV.4 dame de compactage

IV.3.2 PROCEDURE ET REALISATION DE l'ESSAI

Le sol de l'essai est constitué de sable et de kaolin selon les proportions mentionnées. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol-eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de l'œdomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur H=18 cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure de Jennings et knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 25, 50, 100, 200, et 400 Kpa. Ensuite, procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur de tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à400Kpa. Au cours de l'essai, la lecture des tassements sont relevées à le temps d'appliqué la charge (0), 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30 min, 1h, 2h, 4h, 24h.

Chapitre V
Résultats des essais principaux et Interprétations

V.1 INTRODUCTION

Après la présentation des essais préliminaires et la procédure de chaque essai (matériaux étudiés, matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats). Nous abordons dans ce chapitre les résultats des essais principaux.

On à commencé par l'utilisation des données de consistance des sols et les résultats des essais œdomètriques pour la vérification de la susceptibilité d'affaissement. Une présentation détaillée des essais de compressibilités est accomplie dans l'objectif de calculer le potentiel d'affaissement des différents échantillons testés. Les courbes œdomètriques sont illustrées en fonction des paramètres retenues. Ce qui permet de visualiser l'importance de chaque terme.

V.2 ESSAIS OEDOMETRIQUES

V.2.1mise en évidence de l'effondrement des sols

V.2.1.1 d'après les caractéristiques de consistance

La littérature a révélée qu'un sol est susceptible à l'effondrement si au moins, l'un des critères suivants est vérifié, Ayadat (1995)[5].

- L'activité AC = IP / (%pf <2µ.m) < 1,
- L'indice de liquidité IL = (W0-WP)/ IP < 0,
- L'indice de plasticité IP =WL-WP ≤ 20,
- L'indice de consistance IC = (WL-W0)/ IP > 1,
- L'indice de maniabilité IW = W0/ IP ≤ 1.

Les résultats présentés dans le tableau V.1 montrent que ces sols sont susceptibles à l'affaissement, et que trois des cinq critères mentionnés ci-dessus sont vérifiés pour les six sols testés. Ce qui confirme les résultats d'ayadat et al (1999)[7] et d'Abbeche (2005)[1]. Notons aussi que les caractéristiques de consistance des sols reconstitués dépendent essentiellement de la teneur en eau initiale.

Tableau V.1 Caractéristiques de consistance des sols

Sol	S1	S1(t)	S2	S2(t)
W0	2%	2%	2%	2%
Ac	0.47	0.7	0.51	0.77
Ip	2.37	3.54	3.84	5.72
IL	-4.52	-3.34	-3.67	-2.62
Ic	5.27	4.34	4.67	3.62
Iw	0.84	0.56	0.52	0.34

V.2.1.2 D'après les essais de compressibilité

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont fait dans l'objectif de vérifier si ces sols possèdent les propriétés des sols affaissables. D'après Y.M. Reznik (2000)$_{41}$, La façon la plus précise pour évaluer le potentiel d'affaissement des sols à effondrement brusque et des lœss ; est l'essai l'œdomètrique. En ce sens parvient la présentation des résultats de cette partie expérimentale. La variation des énergies de compactage et de teneur en eau permet d'obtenir différentes courbes œdomètriques dont l'allure est similaire à cette de knigth (1975)$_{26}$, ceci signifie la justesse de la procédure expérimentale.

Vu l'importance de cette partie, on présente les courbes œdomètriques de touts les échantillons testés en fonction du l'état de compactage, nombre de coups aux figures V.1 à V.28

Le potentiel d'affaissement noté CP en (%) de chaque courbe œdomètrique est calculé par l'expression

$CP = [\Delta ec / (1+e0)] \times 100\%$

Avec : $\Delta ec = e1\ (200kpa) - e2\ (200kpa, inondé)$

e : Indice des vides initial.

Les potentiels d'affaissement des échantillons testés en fonction des paramètres retenus varient suivant les proportions mentionnées aux tableaux V.2 à V.6

Tableau V.2 potentiel d'affaissement du sol S1

Type de sol	Teneur en eau	Nombre de coups EC	Potentielle d'affaissement CP(%)
S1	2%	10	4.48
			6.77
			8.89
			10.79
			10.94
			10.32
		20	1.62
			2.12
			3.34
			4.43
			5.58
			5.49

Tableau V.3 potentiel d'affaissement du sol S1(t)

Type de sol	Teneur en eau	Nombre de coups EC	Potentielle d'affaissement CP(%)
S1(t)	2%	10	3.03
			3.88
			4.55
			4.81
			5.18
			5.17
		20	1.07
			1.54
			2.49
			2.61
			2.84
			2.81

Tableau V.4 potentiel d'affaissement du sol S2

Type de sol	**Teneur en eau**	**Nombre de coups EC**	**Potentielle d'affaissement CP(%)**
S2	2%	10	1.94
			3.09
			7.03
			9.39
			12.15
			11.79
		20	2.87
			4.7
			6.39
			7.21
			7.61
			6.45

Tableau V.5 potentiel d'affaissement du sol S2 (t)

Type de sol	**Teneur en eau**	**Nombre de coups EC**	**Potentielle d'affaissement CP(%)**
S2(t)	2%	10	1.62
			2.98
			3.3
			3.37
			3.42
			3
		20	1.14
			1.43
			1.55
			1.67
			1.72
			1.69

Tableau V.6 potentiel d'affaissement CP max des sols

Type de sol	Teneur en eau	Nombre de coups	Potentiel d'affaissement
S1	2%	10	10.94
		20	5.58
S1(t)	2%	10	5.18
		20	2.84
S2	2%	10	12.15
		20	7.61
S2(t)	2%	10	3.42
		20	1.72

Courbes œdomètriques en fenction des énergies de compactage

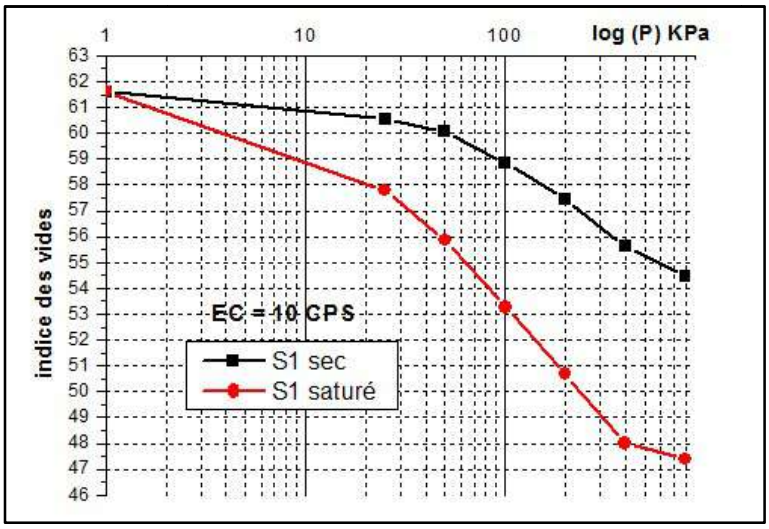


Figure V.1 Courbes œdomètriques sol 1 (w=2%)

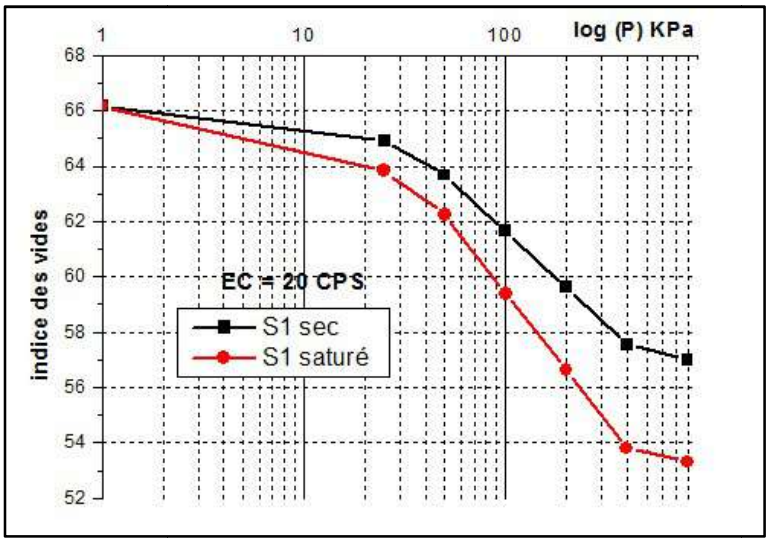


Figure V.2 Courbes œdomètriques sol 1 (w=2%)

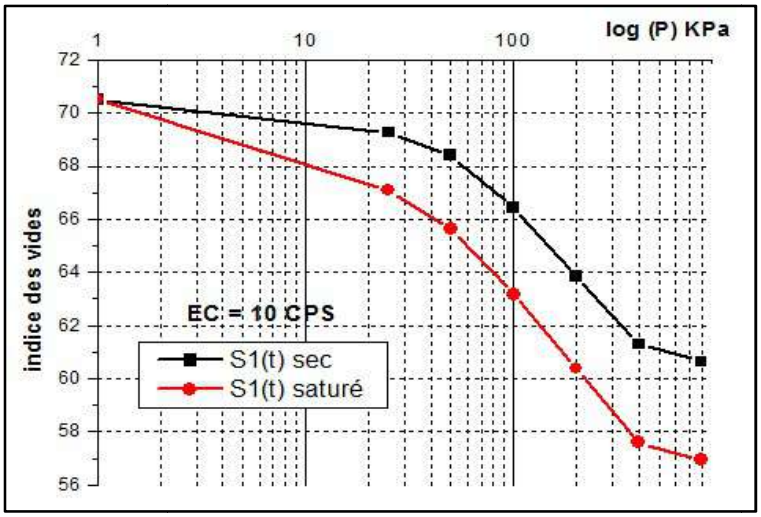


Figure V.3 Courbes œdomètriques sol 1(t) (w=2%)

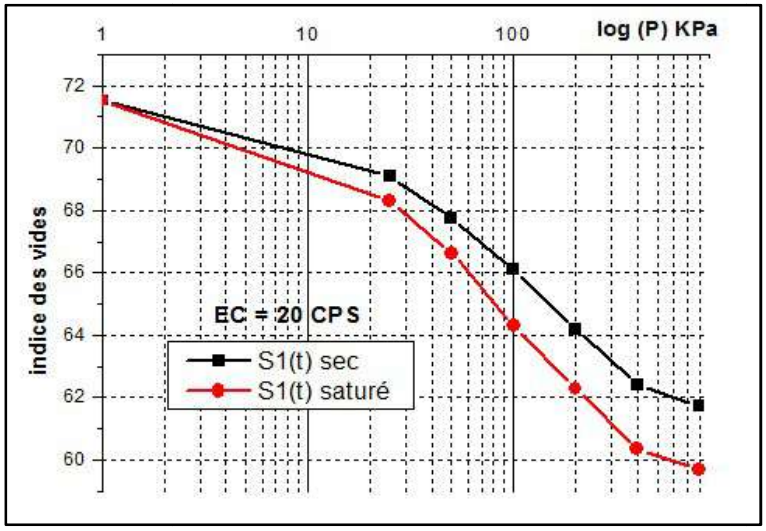


Figure V.4 Courbes œdomètriques sol 1(t) (w=2%)

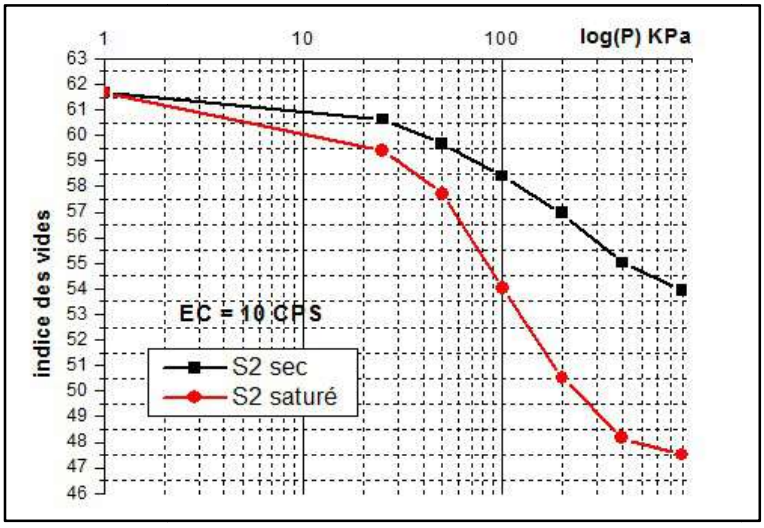


Figure V.5 Courbes œdomètriques sol (w=2%), (E=10cps)

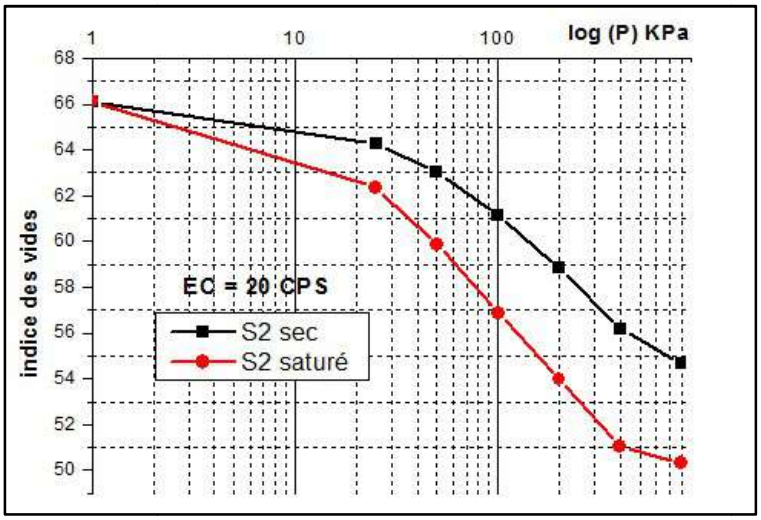


Figure V.6 Courbes œdomètriques sol 2 (w=2%)

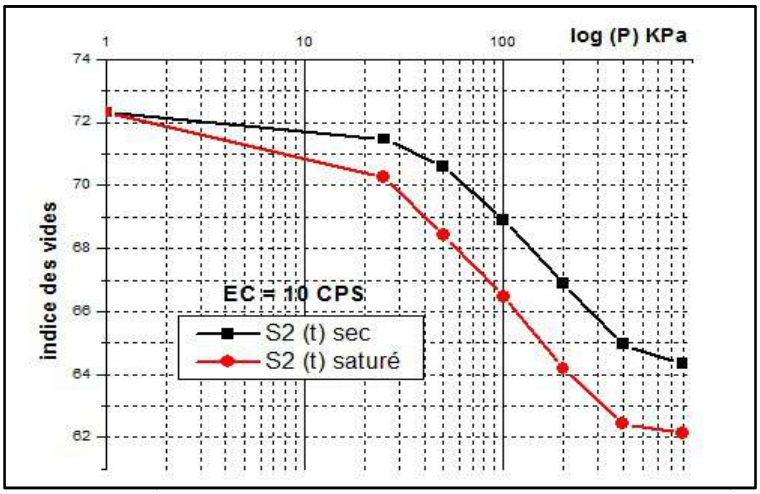


Figure V.7 Courbes œdomètriques sol 2(t) (w=2%)

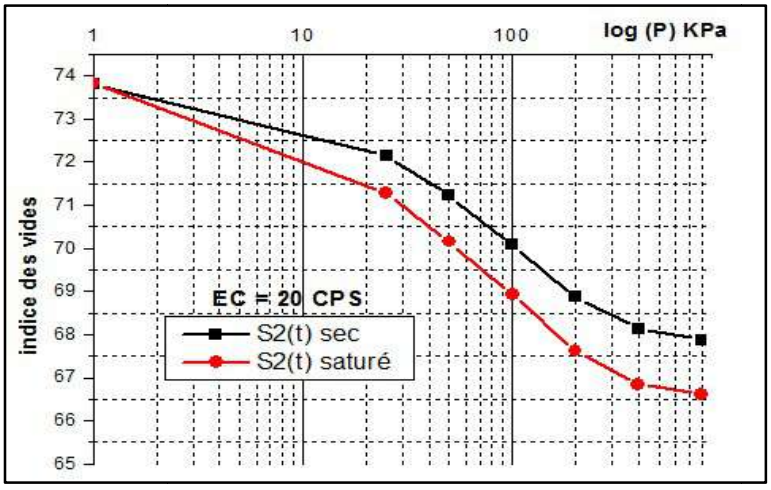


Figure V.8 Courbes œdomètriques sol 2(t) (w=2%)

V.2.2 l'effet de la charge et l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement à l'état sec et à l'état saturé

Les résultats des essais présentés ci dessus montrent une importante influence des paramètres retenus (la charge appliqué p et l'énergie de compactage) sur le tassement des sols testés. Aussi, l'évolution des potentiels d'affaissement est influencée par ces paramètres. Les figures V.1 à V.8 montrent cette évolution. Une combinaison des charges (p) appliquées et des énergies de compactage permet de constater ce qui suit :

- La plupart des courbes potentiel d'affaissement -nombre de coups ont l'allure d'hyperbole, ce qui signifie la proportionnalité inverse entre ces deux paramètres.
- Une dégradation graduelle des potentiels d'affaissement est enregistrée entre l'état sec et l'état saturé dans touts les courbes
- Le CP croit graduellement avec l'accroissement de la charge verticale appliquer entre les charges (50 à 400 Kpa), puis les courbes prennent une allure de stabilisation de l'indice des vides même si les charges augmentent
- on fixant l'énergie de compactage initial, le potentiel d'affaissement est inversement proportionnel à l'augmentation de la charge appliqué (p) et cela est plus évident dans le cas saturé
- la décroissance de l'affaissement est d'autant plus marqué lorsque le sol est compacte à l'état saturé cela est probablement du aux liaisons entre particules qui sont assurées par des succions capillaires. Prusza suggère que le collapse des sols non saturés est dû essentiellement à l'élimination de ce facteur
- ce résultat converge avec celui de Benkhadja (2006)[10].Cette décroissance est très remarquable avec la diminution de la fraction en Kaolin.

Ces résultats concordent aussi avec ceux de Barden et al (1973)[8], Lawton (1989)[30], Lawton et al (1992)[29], Ayadat et al (1998)[6] et confirment les constatations d'Abbeche (2005)[1].cela nous permis de dire que les sols reconstitués au laboratoire détiennent un comportement analogue à ceux rencontrés in situ, donc convenables pour le programme expérimental proposé.

Courbes œdomètriques Afin de comparer les sols traités avec les sols non traités

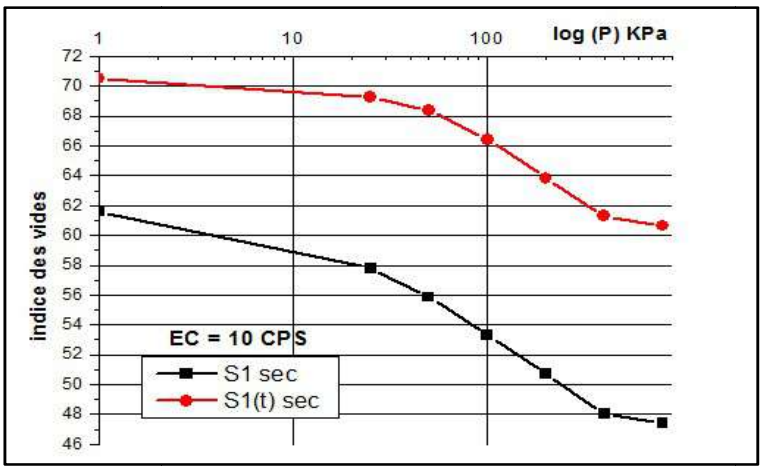


Figure V.9 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)

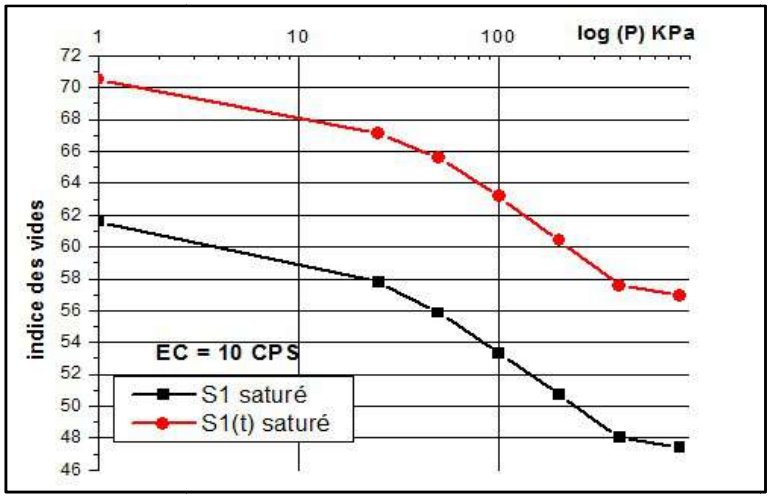


Figure 5.10 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)

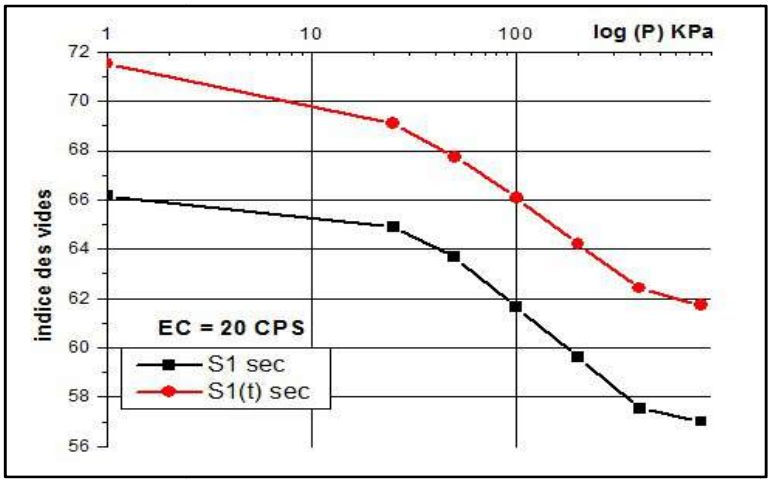


Figure V.11 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)

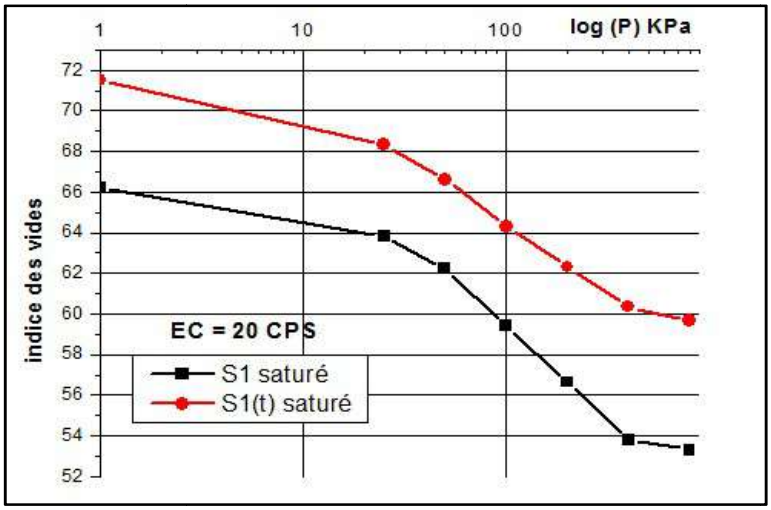


Figure V.12 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)

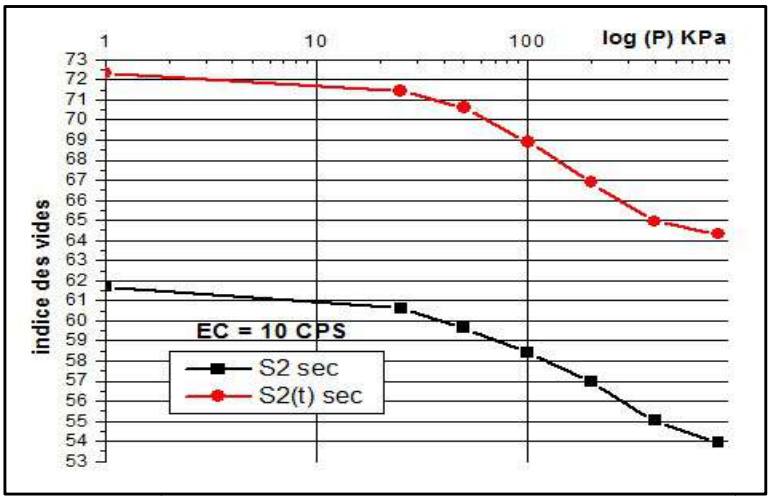


Figure V.13 Courbes œdomètriques sol S2+ S2(t) (w=2%)

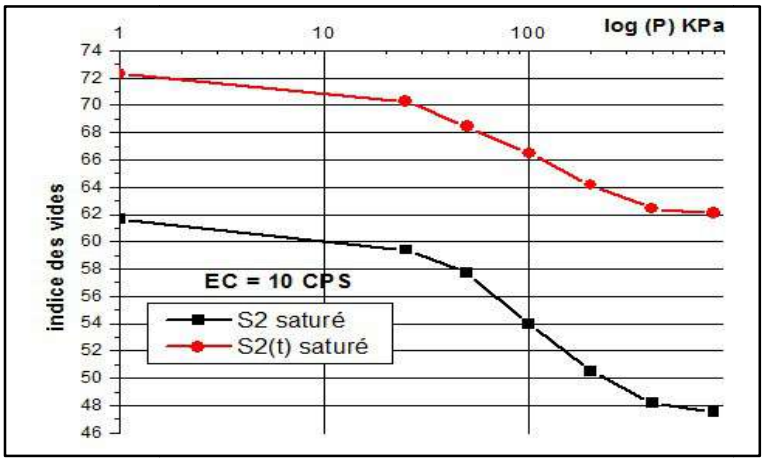


Figure V.14 Courbes œdomètriques sol S2+ S2(t) (w=2%)

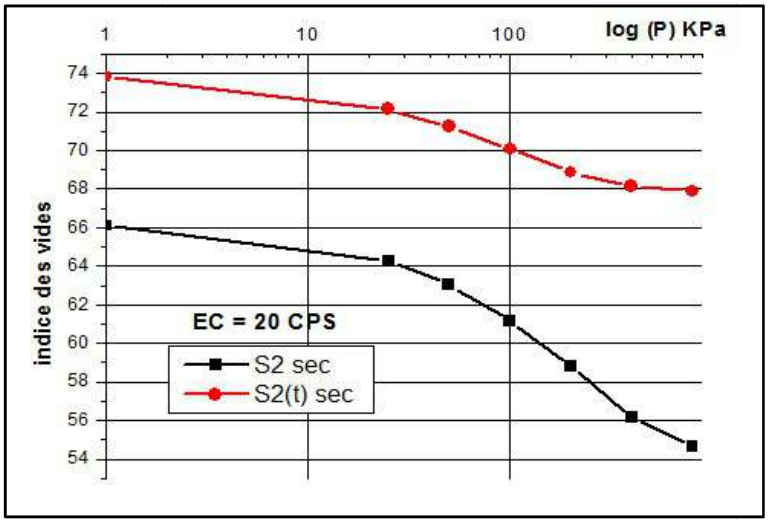


Figure V.15 Courbes œdomètriques sol S1+ S1(t) (w=2%)

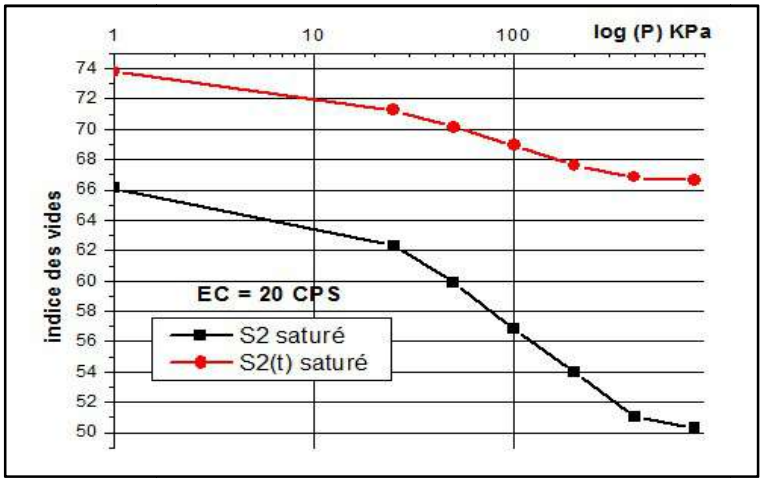


Figure V.16 Courbes œdomètriques sol S2+ S2(t) (w=2%)

V.2.3. l'effet du traitement des sols sur le potentiel d'affaissement ou bien le tassement.

On remarque que l'évolution des potentiels d'affaissement (CP) est influencée par ces paramètres à savoir EC, et le taux de traitement. Les figures V.9 à V.16 montrent cette évolution. Une combinaison des charges (p) appliquées et des énergies de compactage permet de constater ce qui suit :

- Quel que soit le traitement 1 (1% ciment + 1 % engrais) ou bien le traitement 2 (3% ciment + 3% engrais), Il a eu un impact positif sur le sol dans tout les cas soit pour le cas sec ou bien le cas saturé.
- La comparaison de l'effet mécanique (EC) et l'effet chimique (ciment+ engrais+ l'eau) à un impact positif sur le traitement des sols.

On peut dire que les sols traités son des sols de potentiel d'affaissement ou bien de tassement beaucoup moins Par rapport aux sols non traité donc le traitement a un effet positif sur le potentiel d'affaissement

Courbes potentiel d'affaissement en fonction de la charge verticale(p)

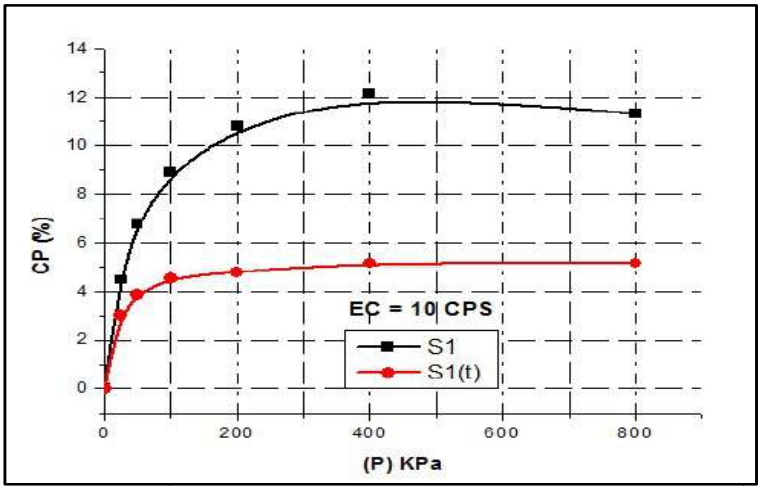


Figure V.17 courbes potentiel S1+S1(t), w=2%

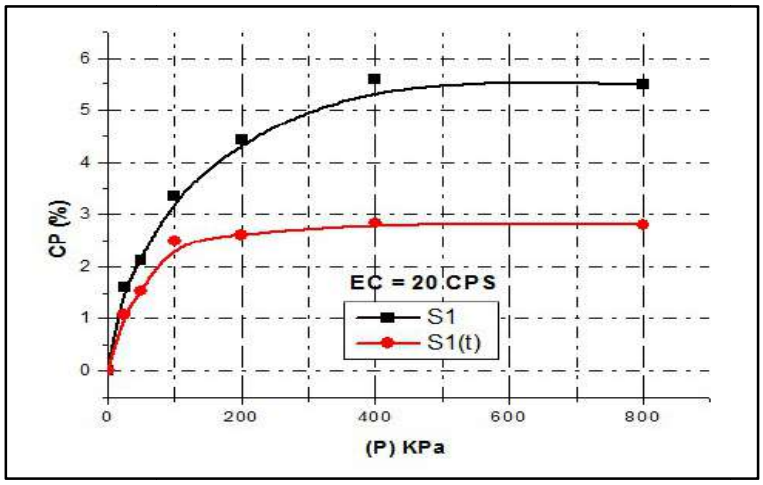


Figure V.18 courbes potentiel S1+S1(t), w=2%

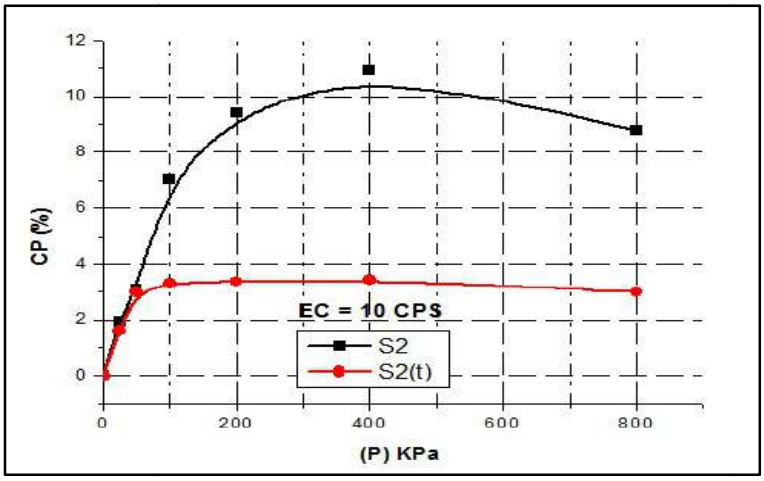


Figure V.19 courbes potentiel S2+S2(t), w=2%

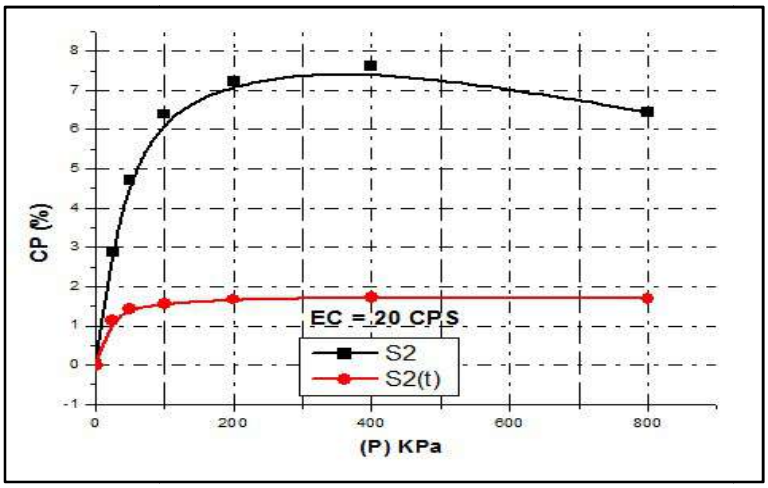


Figure V.20 courbes potentiel S2+S2(t), w=2%

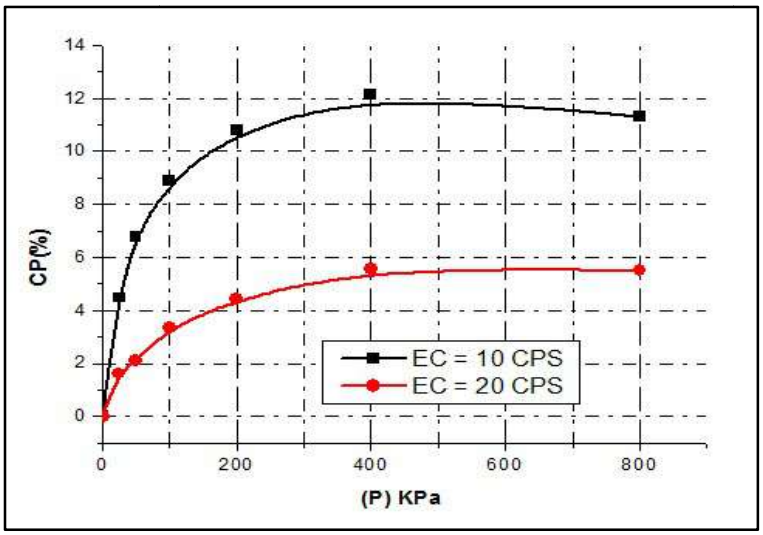


Figure V.21 courbes potentiel S1 en fonction de l'énergie de compactage

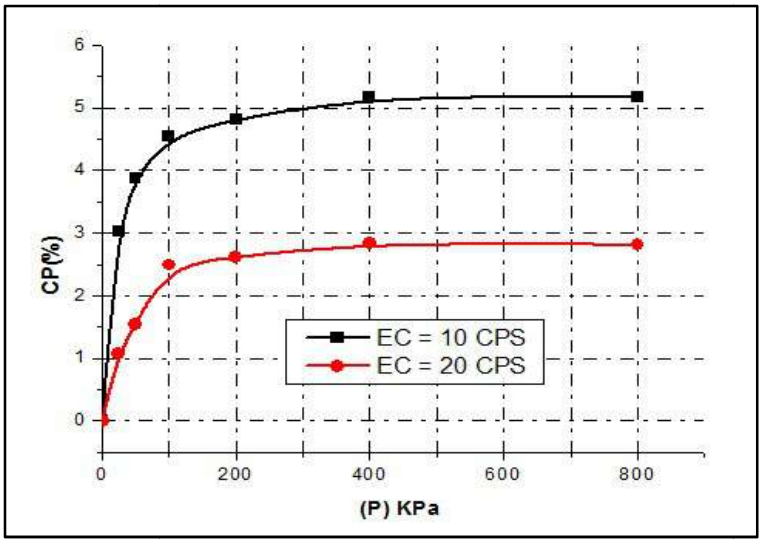


Figure V.22 courbes potentiel S1(t) en fonction de l'énergie de compactage

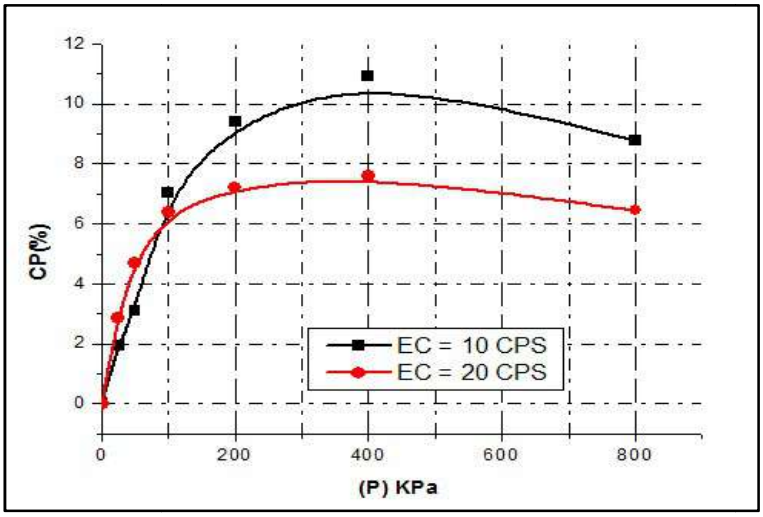


Figure V.23 courbes potentiel S2 en fonction de l'énergie de compactage

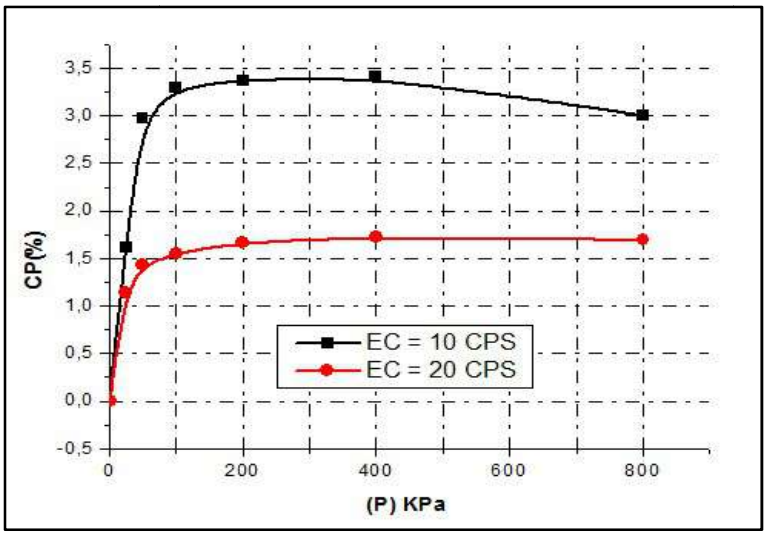


Figure V.24 courbes potentiel S1 en fonction de l'énergie de compactage

V.2.4 L'effet de traitement et l'énergie de compactage sur le Potentiel d'affaissement (CP %)

En plus de condition s hydrauliques, l'initiation du phénomène collapse est gouvernée par des conditions géométriques comme la granulométrie, la porosité et la forme des grains, La granulométrie des sols est considérée parmi les paramètres qui conduisant a l'effondrement des sols. Malgré ça il n'y pas une règle exacte et un consensus entre les résultats des chercheurs. Lawton et al(1992)$_{29}$, précisent que le sol est considéré comme effondrable, si le taux d'argile est entre10% et 14%, Handy (1993)$_{25}$ a montré qu'il y'a un grand risque de collapse si la fraction argileuse est inférieure à16%. Entre 16% et 24 %, la probabilité du collapse est de 50%. Au-delà de 24% le risque est écarté. Abbeche(2005)$_1$ a conclu que les sols sont susceptibles de s'effondrer si le taux d'argile dans la structure du sol est au voisinage de 15%. En dessous de 5%, il peut y avoir une faible probabilité d'effondrement. Tandis qu'au dessus 30% l'effondrement est négligeable. Certains autres chercheurs utilisent les coefficients de courbures et d'uniformité comme grandeur de classification.

Dans le cas des essais que nous avons effectués, des courbes a été tracés motionnent la variation du CP en fonction de la charge appliquée (p)

Dans ces graphes on a comparé les taux d'affaissement des sols traités St1 et St2 avec ceux non traités S1 et S2 puis on a étudié l'effet de l'énergie de compactage sur l'affaissement de ces sols

Nous avons remarqué les choses suivantes :

- Une amélioration remarquable sur les sols traité S1(t) et S2(t) par rapport aux les sols non traité S1 et S2
- Une amélioration remarquable sur le sol S2(t) malgré la présence du kaolin connue de son effet négatif sur le phénomène d'affaissement, et malgré ça, le traitement a diminué considérablement le degré d'affaissement

  CPmax de S2(t) < CPmax de S1(t) pour l'énergie de compactage 10 et 20
- Nous avons aussi remarqué un effet positif de l'énergie de compactage

Donc on peut conclure qu'une combinaison entre le traitement et l'énergie de compactage diminue les degrés d'affaissement dans les sols.

Courbes de Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups (w=2%)

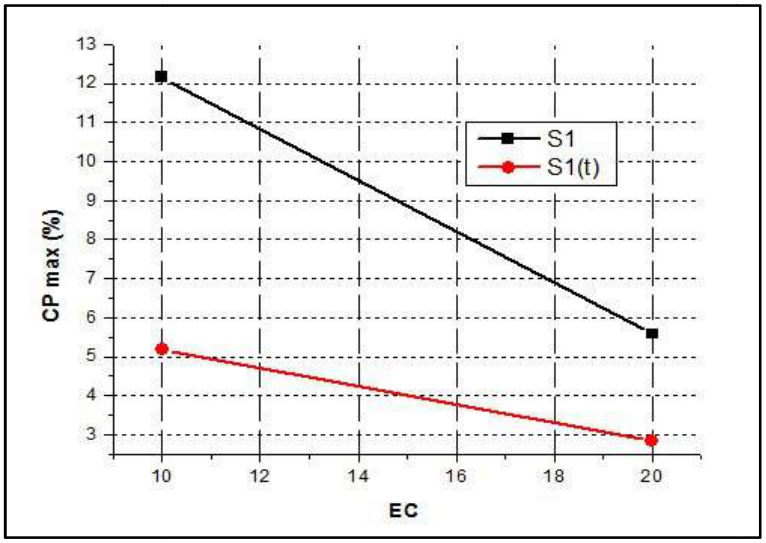


Figure V.25 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups (w=2%)

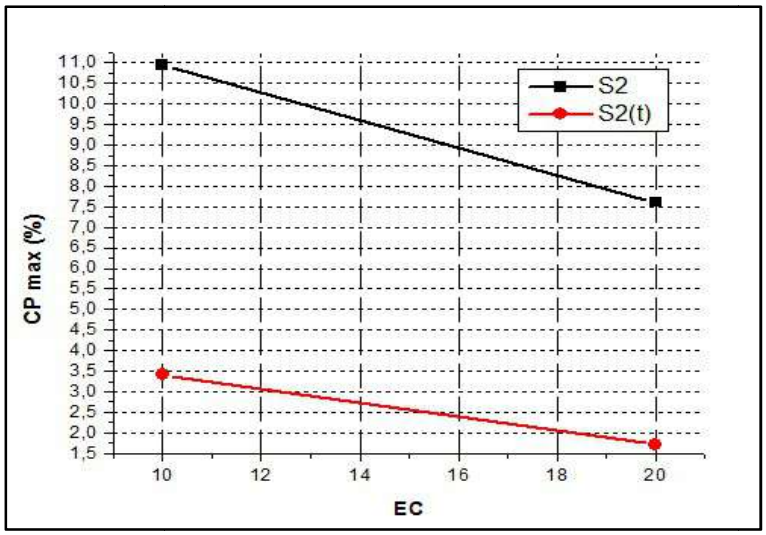


Figure V.26 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups (w=2%)

V.2.5. L'effet de l'énergie de compactage sur un point maximum choisi de potentiel d'affaissement CP

Une comparaison entre l'effet du traitement et l'effet de l'énergie de compactage a été faite en choisissant un point (CP max) pour les sols traités et non traité en fonction de l'énergie de compactage, nos remarques son comme suit :

- L'effet de l'énergie est plus dans sols non traités que dans les sols traités cela est claire en comparons l'allure des courbes des sols non traité S1 et traité St1

S1 (φ) =33.3° > S1(t) (φ) = 13.17°

- Même remarque pour les sols S2 non traité et S2(t) traité

S2(φ)= 18.41° > S2(t) (φ) = 9.64°

- On remarque aussi une déférence considérable entre les (CP max) du sol non traité S1 et du sol traité S1(t) pour ce dernier la diminution de l'affaissement été nettement plus importante de même pour la deuxième catégorie S2 et S2(t)

Finalement on peut conclure que l'effet du traitement sur la diminution de l'affaissement des sols été nettement plus grand que l'effet de l'éne rgie de compactage.

Courbes Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)

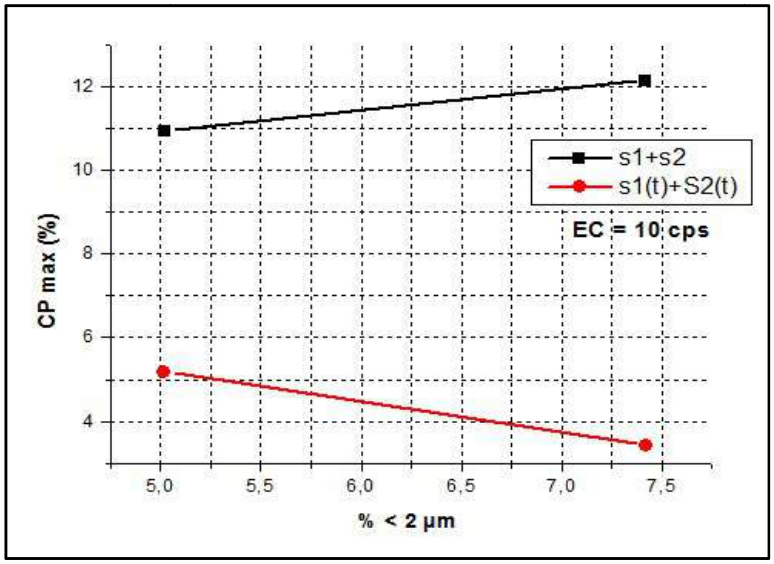


Figure V.27 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)

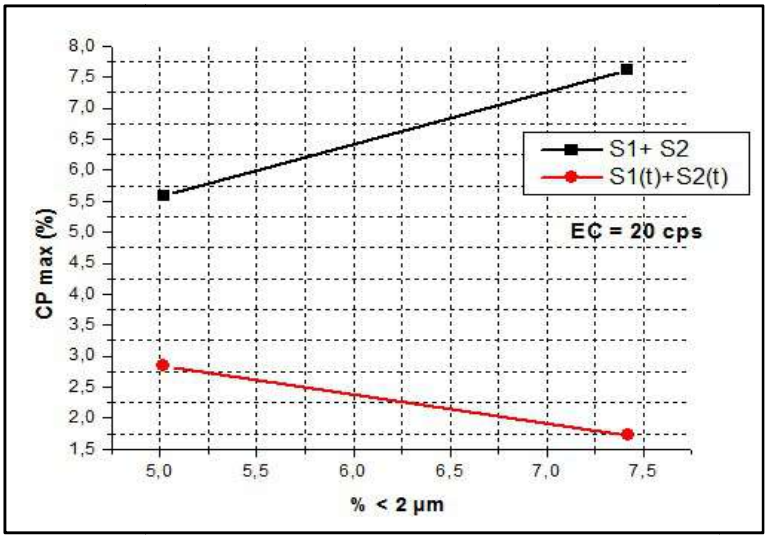


Figure V.28 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)

V.2.6 L'effet de la fraction en kaolin

D'après Lawton et al(1992)$_{31}$, Handy (1993)$_{25}$, et Abbeche(2005)$_{1}$ les composant fins des sols augmentent le risque d'affaissement pour cela nous avons tracés des graphes en choisissant les points (CP max) pour sols non traités S1 et S2 et les sols traités S1(t) et S2(t) en fonction des composants fin (< 2µm)

Et cela pour une bonne compréhension de l'effet de l'augmentation des composants fin, nos remarques son comme suit :

- Pour les sols non traités l'augmentation du pourcentage des composants fin augmente le risque d'affaissement caractérisé par l'augmentation du (CP max) en fonction des composants fin, cette conclusion a été confirmée par d'autres chercheurs Abbeche et al (2005)$_{1}$
- Par contre une diminution (CP max) pour les sols traités, donc le traitement été efficace et a diminué le risque d'affaissement malgré la présence des composants fins

Pour l'énergie de compactage 10 cps :

S1+S2 (φ) = 27.34° > S1(t)+S2(t) = -36.94°

La même remarque pour l'énergie de compactage 20 cps

S1+ S2 (φ) = 40.94° > S1(t) +S2(t) (φ) = -25.57°

- Donc on peut conclure que l'effet du traitement été efficace et positif sur les sols et augmente aves l'augmentation des particules fins
- Pour les sols S2 que S1 c'est-à-dire la présence des fins et des traitements on provoque une réduction du CP

V.3 Conclusion

L'expérimentation est indispensables dans ces cas, car de nombreux problèmes dont les solutions apparaissaient hors de portée il ya quelques années, on pu être traités par ce procédé. De même que, corrélativement, l'expérimentation met en valeur de nouveaux problèmes jusque là inconnus. Un sol affaissable est un sol macroporeux lâche de nature métastable, composé de mélange de sable et de particules fines. Les changements de volume dus à des changements de teneur en eau sont négligeables dans les sols pulvérulents mais importants dans les sols argileux. Les particules de sables ont des formes trapus et une faible surface spécifique, se glissent et roulent les uns sur les autres, se dispersent facilement en particules individuelles et les changements de volume dus à des changements de teneur en eau sont négligeables. Alors que la proportion variable d'eau effet le comportement des particules fines de kaolin, qui sont plates et leurs surfaces spécifiques sont très grande, elles adhèrent fortement les unes aux autres par des ponts très cimentés.

Selon les résultats des graphiques on peut dire que les traitements des sols réalisés soit dans S1(t) ou bien S2(t) avaient un effet positif en diminuant le risque de ces sols formée expérimentalement.

Chapitre VI
conclusion général

CONCLUSION GENERAL

Ce travail a été réalisé dans le but de mieux comprendre le comportement des sols affaissables reconstitués. Notons que malgré la période du flou obliger dans tout travail de recherche l'objectif est atteint. Nous avons pu reconstituer les sols, réaliser les essais et surtout faire le contact entre l'université et les laboratoires spécialisés. La connaissance des faits qui accompagnent le phénomène collapse étant encore très récente, aussi ne sont ils pas encore maitrisés avec suffisamment de certitude. Au fur et à mesure que le développement conduit les constructeurs à plus d'audace dans les réalisations, leur nature et leur importance se manifestent de manières bien différentes. On peut constater que les résultats obtenus au cours des divers essais représentent un acquis certain. Ils viennent s'ajouter à touts ceux qui ont été déjà accumulés.

L'accent a été mis sur deux aspects, à savoir l'influence de (traitement hydraulique + engrais) et de l'énergie de compactage sur les résultats de compressibilité, afin de bien étudier ces deux aspects, des essais ont été réalisés sur des échantillons compactés dans l'oedomètre à l'état sec et l'état saturé, les principales conclusions qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- Le programme expérimental proposé permet de caractériser de manière satisfaisante le comportement des sols affaissables. ces sols peuvent être simulés expérimentalement avec succès
- les caractéristiques de compressibilités et de consistances confirment que ces sols ont les caractéristiques des sols affaissables
- un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à des différentes proportions le kaolin, comme particules fins, avec le sable
- les caractéristiques de consistance dépendant essentiellement de la teneur en eau initial

- les résultats obtenus montrent clairement l'influence de certains paramètres tels que la teneur en kaolin, le traitement et l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement.
- Plus la fraction en kaolin augment, les valeurs du potentiel d'affaissement augment et l'effondrement s'accentue quelque soit l'énergie de compactage dans les sols non traité
- Dans les sols traité quelque soit le traitement (t)1 ou (t)2, plus la fraction en kaolin augments, les valeurs du potentiel d'affaissement Diminué, Parce que le traitement impact positif
- pour une teneur en eau fixé 2%, plus l'énergie de compactage augment, le potentiel d'affaissement diminué.

Et à la fin d'étude on a remarque que les traitements par le ciment ou le traitement hydraulique a de bon résultats pour réduire le risque des sols exposés aux tassement et cela n'élimine par que autres terres ont été effondrés même après le traitement comme c'est mentionné On sait que les engrais agricoles sont des particules qui vont se dissoudre dans l'eau, et peuvent avoir un impact positif ou négative sur le traitement hydraulique (ciment), le sujet reste ouvert pour déterminer l'effet des engrais sur le potentiel d'affaissement CP.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1) ABBECHE K. (2005), Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols. PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
2) ABELEV M Y. (1988), Loess and its Engineering Problems in the USSR, Proc. of the int conf. Engineering Problems of Regional Soils. Beijing, China.
3) AMIRSOLAYMANI. (1989), Matimatical approach to evaluate the behavior of collapsible soils.
4) ANTOINE P. WOJNAROWICZ M. (1994), Tracé du TGV Nord, monographie des loess de nord/ picardie
5) AYADAT T-GHERABLI.A. (1995), traitement d'un sol affaissables par du ciment CPA325. Annalees de L'ITTBTB, no 530, p34-43, janvier
6) AYADAT T-BELOUAHRI B, (1998), Ait Ammar R. La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols [J]. Revue française de Géotechnique. 83:1-9.
7) AYADAT ET GHERABELI.A.(1999) traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA325
8) BARDEN L, MC GOWN A, COLLINS K. (1973), The collapse Mechanism in Partly Saturated Soil, Engineering Geology. 49-60.
9) BENDAHMANE F. (2006), « Influence du confinement et du gradient hydraulique sur l'érosion interne des sols sablo-argileux ». XXIVème Rencontres Universitaires de Génie Civil - Prix Jeunes Chercheurs.
10) BENKADJA. R. (2006), influence de lessence sur le degré de l'affaissement des sols. The Geological Society of London. IAEG2006 Paper number 742.
11) BOOTH A R. (1977), Collapse Settlement in Compacted Soils. CSIR Research Report 321 NITRR, Pretoria, South Africa. Bulletin 13.
12) BOOTH A.R. (1975), The Factors Influencing Collapse Settlement in Compacted Soils. In Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. Dublin South Africa. 57-63.

13) BONELLI S., BRIVOIS O., BORGHI R., BENAHMED N. (2006) « On the modelling of piping erosion ». C.R. Mécanique, 22: 225-244.

14) CLEMENCE S.P., FINTBARRE A.M. (1981), « Design considerations for collapsible soils », ASCE, VOL. 107, n° GT3, p. 305-317.

15) CLEMENCE S.P. (1994), «Collapsible soils: identification, treatment and design considerations», Current Practices in Geotechnical Engineering, vol 1, Geo-Environ Academia.

16) CUI Y J, MAGNAN J P. (2008), Affaissement locaux dus à l'ifiltration d'eau en géomécanique environnementale. Chapitre n°6 « Risques naturels et patrimoine ». Ed .Hermes. 139 - 164.

17) CUI Y.J., TANG A.M., LOISEAU C. AND DELAGE P. (2008), Determining the unsaturated hydraulic conductivity of compacted soils under constant volume and free-swell conditions. Physics and Chemistry of the Earth 33, S462-S471.

18) DELAGE P., CUI Y.J. (2001), Comportement mécanique des sols non saturés. Technique de l'ingénieur. Traité construction. C302, pp1-19.

19) DELAGE P., CUI Y.J. (2000), L'eau dans les sols non saturés, Techniques de l'ingénieur, C301.

20) DUDLEY J H. Review of Collapsing Soils [J]. (1970), Journal of Soil Mechanics and foundation div ASCE, 96, n° SM3. 925-947.

21) GUIDE TECHNIQUE, Janvier (2000). Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC / Setra.

22) GIBBS H.J., BARA J.P. (1962), « Predicting surface subsidence from basic soil tests », ASTM STP, 332, p. 277-283.

23) HOUSTON S.L., HOUSTON W.N., ZAPATA C.E., LAWRENCE C. (1988), Geotechnical engineering practice for collapsible soils. Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 19, 333-355.

24) Holtz W, GHILF J W. (1961), Settlement of Soil Foundation due to Saturation In: Proceeding 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 3 673-679

25) HANDY, R. L. (1993), collapsible loess in Iowa. SOIL science society of America proceeding, vol.37, 1973, pp 281-284

26) JENNINGS J E, KNIGHT K. (1975), A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure. Proc. 6th Regional Conf. For Africa on SMFE Durban, South Africa. pp99- 105.

27) JENNINGS J E. KNIGHT K. (1975), The Additional Settlement of Foundation due to Collapse of Sandy Soils on Wetting. In: Proceeding. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp 316-319.

28) KNIGHT K, JENNINGS J E (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure, proc.6th Regional Conf. For Africa on SMFE, Durban, South Africa. Pp, 99- 105.

29) LAWTON E C, FRAGASZI R J, HETHERINGTON M D. (1992), Review of Wetting Induced Collapse in Compacted Soil [J]. Journal of Geotechnical Engineering ASCE. 118 n°9, 1376-1394.

30) LAWTON E C, FRAGASZI R J. JAMES H. (1989), Collapse of Compacted Clayey Sand [J]. Journal of Geotech. Eng ASCE. Vol 155. N° 9 1252-1267.

31) LAWTON, E. C., FRAGASZY, R. J., AND HETHERINGTON, M. D. (1992), 'review of wetting-induced collapse in compacted soil ' journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 9, September, pp. 1376-1394.

32) LAFLEUR J, MLYNAREK J, ROLLIN A. L. (1999), Filtration of broadly graded cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, vol 115, n°12, p 1747-1768.

33) LUTENEGGER A. J., SABER R. T. (1988), Determination of collapse potential of soils. Geotechnical Testing Journal, Vol. 11 (3), 173 -178.

34) MILOVIC. (1969), Engineering properties of loess and other collapsible structures.proc.7th int.conf.on soil mech and found Eng. Moscow.

35) Mémoire de Magister de Mr.Ziani Hocine (2011).

36) Mémoire magister de Khaldi Abdelhamid (2009/2010).

37) OLIVIER COUSSY & JEAN-MARIE FLEUREAU, (2002). Mécanique des sols non saturés. Edition: Hermes science Lavoisier.

38) Olabarria J.G.(2003) étude de comportement des limons lœssique soumis ou vibration ferroviaire

39) REGINATTO A.R., FERRERO J.C. (1973), « Collapse potential of land soil - water chemistry », Proceedings of the 8th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, p. 177-183.

40) REGINATTO A.R., REDOLFI E.R., ROCCA R.J. (1992), « Determination of collapse pot of soils », proceedings of the 7th Inter. Conf. on expansive soils, Dallas, Texas, vol 73-77.

41) REZNIK Y.M. (2007), Influence of physical properties on deformation characteristics of collapsible soils. Engineering Geology, Vol. 92, 27-37.

42) Thèse de doctorat de Mohamed Salah NOUAOURIA(2008)

43) Thèse de Doctorat de Mr.Laouar Mohamed Salah.(2001)

44) TAVROPOULOU M., PAPANASTASIOU P., VARDOULAKIS I. (1998), « Coupled wellbore erosion and stability analysis. International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomechanics », 22: 749-769.

45) WAN C.F., FELL R. (2004), « Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering », ASCE, 130(4): 373-380.

46) ZUR A., WISEMAN G. (1973), A study of collapse phenomena of an undisturbed, Proc. Of the Inter. Conf. on soil Mech. And Found. Eng., Vol 2.2, p. 225-269.

Les sites web :

47) **https://mern.gouv.qc.ca/mines/industrie/mineraux/mineraux-proprietes-kaolin.jsp le 5/2/20.16**

48) **http://www.soalka.com/web/fr/produits/unite-el-milia/kt1-kaolin-pour-industries-ceramiques-insecticides-et-autres le 12/3/2016**

49) **http://www.soalka.com/web/fr/unites-de-productions/el-milia Le 12/3/2016**

50) **https://mern.gouv.qc.ca/mines/industrie/mineraux/mineraux-proprietes-kaolin.jsp le 21/3/2016**

51) **http://www.soalka.com/web/fr/qui-somme-nous le 5/4/2016**

52) **http://www.soalka.com/web/fr/produits le 8/4/2016 le 12/4/2016**

53) **http://arvor-geo.fr/cariboost_files/valeur le 22/2/2016**