République Algérienne Démocratique 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 Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master II (L**M**D)
en Génie Civil

Option : **GEOTECHNIQUE**

THEME

L'influence de l'eau de mer sur l'effondrement des sols

Etudié par :

- BENYKHLEF Aissa
- DAHMANI Mohamed Islam
- BAGHDADI Adel

L'Encadreur :

Mr. ZIANI Hocine

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 à nos parents, pour leurs soutiens et leur encouragement pendant toute la vie. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont 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 directeur de la S.E.T.A.M ***Mr. DEOUIFI AMER*** *et tous les ingénieurs de cette société pour l'aide qu'ils nous apportés.*

Nous remercions l'équipe du laboratoire MEZAAD ROAD spécialement notre collègue ***BOUHENNICHE Amine.***

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

Nous remercions également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

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

DIDICACE

Je dédie ce Modest travail :

A mes très chers parents **AHMAD et HADDA** *qui ont toujours été avec moi, et qui m'on donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

A mon cher frère **Sid Ali, abd nour**.

A ma chère sœur **Amel, manel, khadouja.**

A toute ma famille spécialement à mes tantes mes oncles

A mon promoteur **Mr. ZIANI Hocine.**

A mon frère : **GHERABA Nacer, ZEMIR Abd el fattah, HALLOUANE WALID**

Toute la famille : **BAGHDADI, MERGHMI,**

Et spécialement : **ZAIDI .S**

A mes camarades promotion 2015/2016.

A mon trinôme : **BENYKHLEF AISSA, DAHMANI ISLAM.**

Je dédie ce mémoire à tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

Adel

DIDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents **DJAMILA** *et* **MAHFOUD** *qui ont toujours été avec moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

Ou "Allah" me les gardes.

A mes chers frères : **RIDHA, AMINE, AYMEN.**

A ma très chère sœur : **FAHIMA.**

A toute la famille **DAHMANI ET BOUKHARI.**

A mon promoteur **Mr. ZIANI HOCINE.**

A mes très chers frères : **GHERABA NACER, HALLOUANE WALID.**

A mes proches amis spécialement : **ZEMIRE ABD EL FATAH.**

A mes camarades promotion 2015/2016.

A mon trinôme : **BENYKHLEF AISSA, BAGHDADI ADEL.**

Je dédie ce mémoire à tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

Islam

DIDICACE

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents ***FRIHA*** *et* ***BERKANNE*** *qui ont toujours été avec moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

Ou "Allah" me les gardes.

A mes chers frères : ***NADHIR, SOFIAN, BILLEL, AMINE.***

A mes chères sœurs : ***DJAUIDA, NACHIDA.***

A toute la famille ***BENYKHLEF, GHRIBI, BETAHAR, KHALDI, CHIKIRINNE.***

A mon promoteur ***Mr. ZIANI HOCINE.***

A mes très chers frères : ***GHERABA NACER, HALLOUANE WALID.***

A mes proches amis spécialement : ***ZEMIRE ABD EL FATAH, AMROUCHE AYOUB, KHAROUBI HICHEM.***

A mes camarades promotion 2015/2016.

A mon trinôme : ***DAHMANI ISLEM, BAGHDADI ADEL.***

Je dédie ce mémoire à tous ceux qui m'aiment et que j'aime.

Aissa

RESUME

La présente thèse comporte une étude expérimentale sur un sujet d'actualité, les sols affaissables. Elle s'intéresse plus particulièrement à l'effet de l'eau de mer ou les eaux saline d'une façon générale sur le comportement de ces sols et sa comparaison avec l'eau potable (eau de pluie), ainsi que l'influence de quelques autres paramètres (énergie de compactage, la charge verticale appliquée, les particules fines, etc.…).

La synthèse bibliographie est consacré à la description de ce type de sol avec une recherche poussée concernant les travaux réalisé à l'effondrement brusque et les sols non sature .cette phase s'achève par un passage revue des différentes méthodes d'amélioration de ces sols.

Dès lors la phase expérimentale nous avons effectué des expériences sur des échantillons de sol reconstitue au laboratoire avec la détermination des caractéristiques physique, (la densité spécifique, la granulométrie, les limites d'Atterberg, la densité sèche et la teneur en eau),et on a projeté la lumière sur la détermination du potentiel d'affaissement à l'aide de l'appareil (oedomètre) par la méthodes double consolidation (Knight 1975) .en se basant sur les résultats obtenues, il est impératif, dans un seconde temps ,de tracer les courbes œdométriques et par la suite faire une étude paramétrique.

Mots clés :

Effondrement brusque, oedomètre, potentiel d'affaissement, sol reconstitué, l'eau de mer.

الخلاصة

تتضمن هذه الأطروحة دراسة تجريبية حول موضوع حديث وهو التربة القابلة للهبوط أو ذات الانهيار المفاجئ، حيث تهتم خاصة بتأثير مياه البحر أو المياه المالحة بصفة عامة على سلوك هذه التربة ومقارنتها مع المياه العادية (مياه الأمطار)، إضافة إلى ذلك تأثير بعض العوامل الأخرى (الحمولة المطبقة، طاقة الانضغاط، الجسيمات الحبيبية).

اختصت الدراسة المرجعية بوصف هذا النوع من التربة مع بحث شامل خص الأعمال المنجزة والخاصة بالتربة ذات الانهيار المفاجئ والتربة غير المشبعة بالماء، ينتهي هذا الجزء باستعراض مختلف المناهج لتحسين هذا الصنف من التربة.

أما في المرحلة التجريبية فقد قمنا بإجراء تجارب على عينات من تربة مركبة في المخبر مع تحديد بعض خصائصها الفيزيائية (وحدة الوزن-أبعاد الحبيبات-حدود أتربا رغ-الكثافة الجافة ومحتوى الماء. . .) وسلطنا الضوء على تحديد كمون الهبوط بواسطة جهاز الأود ومتر (طريقة الدعم الثنائي) تبعا لطريقة الباحث (كناي 1975).

اعتمادا على النتائج المحصل عليها قمنا برسم منحنيات الدعم الثنائي ودراستها.

الكلمات المفتاحية: انهيار التربة ، أود ومتر، كمون الهبوط ، التربة المركبة ، مياه البحر.

ABSTRACT

The present thesis includes an experimental study of a topical subject, the reconstructed collapsible soils. It is more particularly interested to the effect of seawater on the behavior of these soils and comparing it with natural water (rainwater). In addition to the impacted of some other causes (compaction energy, the applied vertical load, the fine particles…)

The bibliographical synthesis is devoted to the description of this type of soil with a deep research concerning works that are concluded on the soils with abrupt collapse and unsaturated soils. This phase is completed through a review of various improvement methods of these soils.

For the experimental phase, we have performed done some experiments on some kinds of composed soils on the laboratory and conclude its physical characteristics (the specific density particle size, Atterberg limits, the dry density and the water content) and the determination of potential of collapse by the double consolidation methods. While based on the obtained result it is imperative, in the second time, to draw the curve oedometric and make a study parametric (knight 1975).

Depending of the results, we drew the curves oedometric and studied them.

Keywords:

Collapse, oedometre, factor of collapse, Soil reconstituted, seawater.

SOMMAIRE

Résumé I
Sommaire III
Liste des tableaux VIII
Liste des figures X
Notion et symboles XIV

Chapitre I : Introduction Générale

I.1.Introduction 2
I.2.But de la recherche 3
I.3.Plan de la thèse 3

Chapitre II : Analyse des sols à effondrement brusque

II.1. Introduction 5
II.2. Notions sur les sols affaissables 6
II.3. Propriétés des sols affaissables 6
II.4. Classement des sols affaissables 7
II.5. Les principaux types des sols affaissables 7
II.5.1. Sols faits par l'homme 7
II.5.2. Les sols naturellement déposés 8
a) Les sols résiduels 8
b) Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau 8
c) Dépôts des sols affaissables sédimentés par la chute dans l'air (dépôts éoliens) 9
II.5.3. Autres types des sols Affaissables 9
II.6. Classification des sols affaissables selon Rogers (1995) 10
II.7. L'analyse des sols affaissables 10
II.7.1. Les phases du sol affaissable 10
II.7.2. La structure des sols affaissables 11
II.8. Les causes d'inondation des sols Affaissables 13
II.9. Les caractéristiques principales des sols affaissables 14
II.10. Le phénomènes d'effondrement 14
II.10.1. Définition de phénomène 14

II.10.2. Mécanismes de l'effondrement des sols 17
II.10.3. Paramètres influant sur l'effondrement des sols 21
II.11. La salinisation des sols 31
II.11.1. Définition des sols salés 32
II.11.2. Origine des sols salés 32
a)La Salinisation primaire ou naturelle 32
b) La Salinisation secondaire 33
II.11.3. Action de la salinité sur les propriétés physico-chimiques du sol 33
a)Effet sur la structure 33
b) Effet sur la perméabilité 33
c) Effet sur le pH 33
d) Effet sur fertilité chimique du sol 33
II.12. La prédiction des sols affaissables 34
II.12.1. Méthodes expérimentales 34
a)Essais œdométrique simple 34
b) Essai œdométriquedouble 35
II.12.2. Méthodes empiriques 37
a)Critères basés sur les propriétés fondamentales du sol 37
b) autres critères empiriques 40
II.12.3. Les méthodes basé sur les essais in-situ 43
II.12.4. Les méthodes théoriques 43
II.13. Stabilisation des sols 44
II.13.1. Technique d'amélioration et stabilisation des sols affaissables 44
a)Pré-chargement 45
b) Vibrocompactage (ou vibroflottation) 46
c) Compactage dynamique (ou pilonnage) 46
d) Densification par Vibro-refoulement 47
e) Compactage par étincelle électrique 47
f) Traitement par substitution 48
g) Compactage par explosion 49
h) Stabilisation chimique ou injection 49
i) Traitement par pré-mouillage du sol 51
j) Traitement thermique 51
II.14. Evaluation des méthodes de traitement 52

II.15. Conclusion 55

Chapitre III : Matériaux et matériels des essais préliminaires

III.1.Introduction 57
III.2.Les matériaux des essais 57
III.2.1.Le sable 57
a) Essais de l'équivalent de sable 57
a.1) Principe de l'essai 57
a.2) Préparation de l'échantillon 58
a.3)Produits utilisés lors de l'essai 58
a.4)Matériels utilisés 58
a.5) Mode opératoire 59
a.6) Résultats d'essai 59
III.2.2.L'argile 60
a) Caractéristique du gisement 60
a.1) Situation 60
a.2)Morphologie 60
a.3)Stratigraphie et lithologie 60
a.4) Composition chimique 61
a.5)Granulométrie 61
a.6)Compostions minéralogique 61
III.2.3.Les matériaux de saturation 62
III.2.4. Caractéristiques géotechniques 63
III.2.5.Reconstitution des sols d'essais 63
III.3.Les dispositifs expérimentaux utilisés pour chaque essai 63
III.3.1.L'analyse granulométrique 63
a) Par tamisage 64
a.1) Principe de l'essai 64
a.2) Le mode opératoire 64
a.3) Résultats d'essai 66
b) Par sédimentation 66
b.1) Principe de l'essai 66
b.2) Le Mode opératoire 67
b.3) Résultats d'essai 68

III.3.3. Densités spécifiques des grains solides 69
III.3.4. Les essais de consistance des sols (Les limites d'Atterberg) 70
a) La limite de liquidité (w_l) 70
a.1) Principe de l'essai 70
a.2) Le mode opératoire 70
a.3) Résultat d'essai 72
b) Limite de plasticité (w_P) 73
b.1) Principe de l'essai 73
b.2) Le mode opératoire 74
b.3) Résultats d'essai 75
III.3.5. Proctor 75
a) Principe de l'essai 75
b)Le mode opératoire 76
c) Résultats d'essai 77
III.3.6. Essai du bleu de méthylène 78
a) Principe de l'essai 78
b) Mode opératoire 78
c) Résultats d'essai 79
III.4. Conclusion 80

Chapitre IV : Essai principale (essai œdométrique)

IV.1. Introduction 82
IV.2.Essais œdométrique 82
IV.2.1.Description de l'Appareille 82
a) Le bâti 82
b) Cellule œdométrique 82
c) Système de chargement de l'éprouvette 83
IV.2.2. L'appareillage de compactage du sol 85
IV.2.3. Appareillage d'usage courant 86
IV.3. Programme des essais à l'oedomètre 86
IV.4. Procédure des tests œdométriques 87
IV.4.1. Préparation de l'échantillon du sol 87
IV.4.2. Mise en place de l'échantillon dans la bague annulaire et compactage 87

IV.4.3. Saturation de l'échantillon du sol 88
IV.4.4. Mise en charge de l'oedomètre selon Knight et Jennings (1975) 89
IV.4.5. Fin de l'essai œdométrique 89
IV.4.6. Calculs élémentaires (L.C.P.C) 89
IV.5. Caractéristique obtenues à l'œdomètre 90
IV.5.1. L'indice des vides 90
IV.5.2. Paramètre d'identification 91
IV.6. Mise en évidence de l'effondrement des sols des essais 92
IV.7. Résultats des essais et discussion 92
IV.7.1. La détermination du potentiel de collapse (CP) 92
IV.7.2. Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP 97
IV.7.3. Influence de l'énergie de compactage (EC) sur le CP 101
IV.7.4. Influence des particules fines sur le CP 106
IV.8. Conclusion 110

Chapitre V : Conclusion Générale

Conclusion générale 112
Perspectives 113
Références bibliographies 115

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II. 1 : *Critères pour l'identification des sols effondrables, modifié de Das (1995)*....21

Tableau II. 2 : *Valeurs critiques du degré de saturation au-dessus duquel le sol ne s'effondre plus, D'après Schwartz (1985). Fines : particules inférieures à 0.075 mm*.....30

Tableau II. 3 : *Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)*.....36

Tableau II. 4 : *Critères d'évaluation du risque d'effondrement*.....40

Tableau II. 5 : *Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de traitements (Rollins et Rogers, 1994)* 53

Tableau II. 6 : *Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1994)* 54

Chapitre III

Tableau III. 1 : *Résultats de l'essai de l'équivalent du sable*.....59

Tableau III. 2 : *Compositions chimique d'argile*.....61

Tableau III. 3 : *Granulométriques d'argile altérée*.....61

Tableau III. 4 : *Les compositions minéralogiques d'argile*.....61

Tableau III. 5 : *L'analyse chimique de l'eau de mer de plage de Chenoua, Tipaza* 62

Tableau III. 6 : *Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués* 63

Tableau III. 7 : *Résultats d'analyse granulométrique du sol –S1-* 66

Tableau III. 8 : *Résultats d'analyse granulométrique du sol –S2-* 66

Tableau III. 9 : *Résultat de l'essai de la sedimentometrie*.....68

Tableau III. 10 : *Résultats de densité spécifiques des grains solide du sol –S1-* 70

Tableau III. 11 : *Résultats de densité spécifiques des grains solide du sol –S2-* 70

Tableau III. 12 : *Résultats de l'essai de la limite de liquidité du sol –S1-* 72

Tableau III. 13 : *Résultats de l'essai de la limite de liquidité du sol –S2-* 73

Tableau III. 14 : *Résultats de l'essai de la limite de plasticité du sol –S1-*.....75

Tableau III. 15 : *Résultats de l'essai de la limite de plasticité du sol –S2-*.....75

Tableau III. 16 : *Résultats de l'essai de Proctor –S1-*.....77

Tableau III. 17 : *Résultats de l'essai Proctor du sol –S2-*.....77

Tableau III. 18 : *Résultats de l'essai de VBS*.....79

Tableau III. 19 : *Qualificatif l'activité de la fraction argileuse selon le coefficient VBS*.....79

Tableau III. 20 : *Caractéristiques géotechniques des sols*……..*80*

Chapitre IV

Tableau IV. 1 : *Programme des essais œdométrique*.....86

Tableau IV. 2 : *Correspondance entre le nombre de chocs de la dame de compactage et l'énergie de compactage*.....88

Tableau IV. 3 : *Exemple de calcul de l'indice de vide « e » dans l'essai œdométrique*.....91

Tableau IV. 4 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S1,Ec=10 Coups*.....93

Tableau IV. 5 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S1,Ec=20 coups*.....94

Tableau IV. 6 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S2,Ec=10 coups*.....95

Tableau IV. 7 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S2,*Ec=20 coups.....96

Tableau IV. 8 : *La variation de CP en fonction de la charge pour le sol S1*.....106

Tableau IV. 9 : *La variation de CP en fonction de la charge pour le sol S2*.....106

LISTE DES FIGURES

Chapitre II

Figure II. 1: *Classification des sols non saturés selon (Roger 1995)* 10

Figure II. 2 : *Un élément de sol non saturé (Frendlund et Rahardjo 1993)* 10

Figure II. 3 : *Les liaisons entre les particules (Barden et Collins 1973) ; (a) Liaisons de limon fin ; (b) Liaisons d'argile comme pelure d'oignon ; (c) Liaisons d'argile floculé*. 12

Figure II. 4 : *Eléments de la structure du sol (Alonso et al. 1987) : a) matrice argileuse composée par l'agrégation des particules argileuses et par quelques grains de limon ou sable ; b) structure composée par des assemblages entre agrégations argileuses et grains de limon ou sable ; c) matrice de sable ou limon avec des connecteurs d'argile entre les grains individuels ; agrégation simple d'éléments argileux* 13

Figure II. 5 : *Quelques effondrements à travers le monde* 15

Figure II. 6 : *(a)Liaison par tension capillaire(b) Liaison par silt.* 19

Figure II. 7 : *Liaison par des agrégats d'argile* 19

Figure II. 8 : *Interprétation microstructurale des déformations de chargement et d'effondrement* 19

Figure II. 9 : *Mécanisme de l'effondrement du sable effondrable* 19

Figure II. 10 : *Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables d'après Yudhbir (1982)* 24

Figure II. 11 : *Influence de la teneur en fines sur le potentiel d'effondrement* 25

Figure II. 12 : *Principales liaisons inter granulaires (tirées de Lins (2009) d'après Bardenet al (1973))* 26

Figure II. 13 : *Potentiel d'effondrement en fonction de la contrainte verticale nette* 27

Figure II. 14 *: (a) Effondrement en fonction de la contrainte appliquée pour différentes teneurs en eau initiales de compaction d'un sable limoneux ; (b) Effondrement en fonction de la saturation initiale pour différentes teneurs en eau initiales (nombres en face des flèches) de compaction du même sable sous 64 $lb.m^{-2}$ (441 $kN.m^{-2}$) d'après Booth (1977)* 29

Figure II. 15 : *Image par microscopie électronique à balayage du læss de Bapaume (Muñoz-Castelblanco et al. (2012))* 31

Figure II. 16 : *Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1957)* 35

Figure II. 17 : *Double oedomètre (Jennings et Knight (1975)* 35

Figure II. 18 : *Sol stable et métastable (d'après Fibbs et Bara, 1962)* 40

Figure II. 19 : *Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol final* 45

Figure II. 20 : *Principe de traitement par pré chargement* 45

Figure II. 21 : *(a) Compactage par vibro-sonde, (b) Compactage par plaque vibrante lourde* 46

Figure II. 22 : *traitement par compactage dynamique* 46

Figure II. 23 : *densification par vibro-refoulement* 47

Figure II. 24: *Compactage par étincelle électrique* 48

Figure II. 25 : *Traitement par substitution* 48

Figure II. 26 : *Compactage par explosion* 49

Figure II. 27 : *Traitement chimique à la chaux et au ciment* 51

Figure II. 28 : *Principe de l'injection du mortier solide à l'aide d'un tube métallique* 51

Figure II. 29 : *Traitement thermique* 52

Chapitre III

Figure III. 1 : *Les étapes de l'essai de l'équivalent de sable* 58

Figure III. 2 : *la courbe granulométrie du sable* 60

Figure III. 3 : *Une colonne des tamis fixé sur le tamiseur* 65

Figure III. 4 : *L'éprouvette A* 67

Figure III. 5 : *la courbe granulométrie du sol S1,S2* 69

Figure III. 6 : *L'appareille de l'essai de densité des grains spécifiques* 69

Figure III. 7 : *L'appareillage d'essai de limite de liquidité* 71

Figure III. 8 : *Les étapes de l'essai de la limite de liquidité* 71

Figure III. 9 : *Détermination de limite de liquidité « w_L» du sol -S1-*.....72

Figure III. 10 : *Détermination de limite de liquidité « w_L» du sol -S2-*.....73

Figure III. 11 : *Les étapes de l'essai de limite de plasticité* 74

Figure III. 12 : *Les étapes d'essai Proctor* 77

Figure III. 13 : *Courbe d'essai Proctor-S1-* 77

Figure III. 14 : *Courbe d'essai Proctor-S2-* 77

Figure III. 15 : *les étapes de l'essai de VBS* 79

Chapitre IV

Figure IV. 1 : *Cellule œnométrique* 83

Figure IV. 2 : *La bague annulaire contenant l'échantillon du sol* 83

Figure IV. 3 : *Schéma d'ensemble de l'oedomètre*.....84

Figure IV. 4 : *Vue d'ensemble de l'odomètre (LABORATOIRE MEZAAD ROAD)* 84

Figure IV. 5 : *L'appareillage de compactage d'échantillon* 85

Figure IV. 6 : *Compactage et mise en place du sol dans la cellule œdométrique*.....87

Figure IV. 7 : *Mise en place de la cellule œdométrique dans le bâti* 89

Figure IV. 8 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings (S1),Ec=10 Coups* 93

Figure IV. 9 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings (S1),Ec=20 Coups* 94

Figure IV. 10 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings (S2),Ec=10 Coups* ..95

Figure IV. 11 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings (S2),*Ec=20 Coups...96

Figure IV. 12 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP S1, Ec=10Cps* 97

Figure IV. 13 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP S1, Ec=20Cps* 98

Figure IV. 14 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP S2, Ec=10Cps* 98

Figure IV. 15 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP S2, Ec=20Cps* 98

Figure IV. 16 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP, saturé eau distiller,(S1;S2), Ec=10Cps*.....99

Figure IV. 17 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP, saturé eau distiller, (S1;S2), Ec=20Cps*.....99

Figure IV. 18 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP, saturé eau de mer, (S1;S2), Ec=10Cps*.....99

Figure IV. 19 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP, saturé eau de mer, (S1;S2), Ec=20Cps*.....100

Figure IV. 20 : *Influence de l'Ec sur le CP, S1 (à contrainte P=25Kpa)* 101

Figure IV. 21 : *Influence de l'Ec sur le CP, S1 (à contrainte P=50Kpa)* 101

Figure IV. 22 : *Influence de l'Ec sur le CP, S1 (à contrainte P=100Kpa)* 102

Figure IV. 23 : *Influence de l'Ec sur le CP, S1 (à contrainte P=200Kpa)* 102

Figure IV.24 : *Influence de l'Ec sur le CP, S1 (à contrainte P=400Kpa)* 102

Figure IV. 25 : *Influence de l'Ec sur le CP, S1 (à contrainte P=800Kpa)* 103

Figure IV. 26 : *Influence de l'Ec sur le CP, S2 (à contrainte P=25Kpa)* 103

Figure IV. 27 : *Influence de l'Ec sur le CP, S2 (à contrainte P=50Kpa)* 103

Figure IV. 28 : *Influence de l'Ec sur le CP, S2 (à contrainte P=100Kpa)* 104

Figure IV. 29 : *Influence de l'Ec sur le CP, S2 (à contrainte P=200Kpa)* 104

Figure IV. 30 : *Influence de l'Ec sur le CP, S2 (à contrainte P=400Kpa)* 104

Figure IV. 31 : *Influence de l'Ec sur le CP, S2 (à contrainte P=800Kpa)* 105

Figure IV.32 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP avec Ec=10Cps, eau distiller*.....106

Figure IV. 33 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP avec Ec=10Cps, eau de mer* 107

Figure IV. 34 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP avec Ec=20Cps, eau distiller*.....107

Figure IV. 35 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP avec Ec=20Cps, eau de mer* 107

Figure IV. 36 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP avec Ec=10Cps, eau distiller*.....108

Figure IV. 37 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP avec Ec=20Cps, eau distiller*.....108

Figure IV. 38 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP avec Ec=10Cps, eau de mer* 108

Figure IV. 39 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP avec Ec=20Cps, eau de mer*……...109

NOTION ET SYMBOLES

Notation	Définition
CP	Potentielle de l'affaissement (magnitude de l'affaissement)
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
e	Indice des vides
e_1	Indice des vides juste avant l'inondation
e_0	Indice des vides initial
e_2	Indice des vides après l'inondation
e_L	Indice des vides à la limite de liquidité
E_c	Energie de compactage en nombre de coups de la dame par couche du sol
Δe_c	Variation de l'indice des vides à l'état inondé
ES	L'équivalent de sable
g	Accélération de la pesanteur
G_s	Densité des grains solides
H	Hauteur de chute de la dame
H_e	Variation de la hauteur après mouillage
H_0	Hauteur initial de l'échantillon
I_c	Indice de consistance
I_L	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
M	Masse de la dame
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
w_0	Teneur en eau initial du sol
w_{opt}	Teneur en eau optimal
w_{sat}	Teneur en eau de saturation
γ_d	Poids volumique sec du sol
γ_h	Poids volumique humide du sol
γ_s	Poids volumique des grains solides
w	Teneur en eau naturelle

CHAPITRE I

INTRODUCTIN GENERALE

I.1. Introduction

Le sol a toujours été l'objet d'interrogations et de recherches et dans toutes les civilisations, avant de bâtir, les gens se sont toujours préoccupés des problèmes des sols.

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

Les désordres importants causés par l'effondrement des sols ont été constaté en plusieurs régions du monde. Ces sols sont caractérisés par des structures lâches formées souvent de grains allant du limon au sable fin. Ils sont localisés particulièrement dans les zones arides et semi-arides (Abbeche, 2005 ; Delage, 2000 ; Houston et al, 1994). Ces régions sont devenues de nos jours vitaux, au vue de l'évolution démographique, technologique de l'homme lui permettant d'exploiter ses richesses. L'occupation de ces régions conduit forcement à l'utilisation de grandes quantités d'eau favorisant l'environnement idéal pour l'effondrement des sols et par conséquent la ruine des constructions.

L'effondrement des sols existe de vaste territoire occupé par ces sols comme le cas de la Russie, l'Afghanistan, la chine, l'inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique de nord, et de beaucoup d'autres régions. Récemment, les investigations de ces sols se trouvant dans la région Sud Est d'Algérie, ont montré que ces sols sont susceptibles à l'effondrement brusque.

Ce problème spécial, qui est une réalité sur le terrain, nécessite de la part du géotechnicien une attention particulière et une maîtrise.

Ces sols, bien que Terzaghi se fût le premier à avoir reconnu leur existence, n'ont fait l'objet d'étude que ces dernières années.

Les problèmes des tassements excessifs qui en résultent, ont donné une impulsion à l'étude de ces sols. Certains chercheurs se sont penchés aux méthodes d'identification et de traitement, d'autres études ont été consacrées au mécanisme de l'affaissement.

Cependant, la plus part des travaux de recherche qui ont été menées sur les paramètres qui gouvernent l'affaissement, se sont concentrés sur la teneur en eau initiale, le degré de saturation, la densité sèche et la charge appliquée. En ce qui concerne l'influence de l'eau de mer sur le taux et magnitude de l'effondrement des sols par la méthode double consolidation, peu de travaux lui ont été consacrés. La présente recherche est une contribution à l'étude de l'influence de ce paramètre essentiel sur l'effondrement de ces sols.

I.2. But de la recherche

L'objet principal de cette recherche expérimentale est d'envisager la possibilité de proposer un critère de prédiction de ces sols à effondrement brusque. L'étude comprendra les points suivants :

- Étude de l'influence de la contrainte verticale sur la magnitude de l'effondrement ;
- Étude de l'influence de la granulométrie sur la magnitude de l'affaissement ;
- Étude de l'influence du l'eau de mer sur le taux de l'affaissement ;
- L'exploitation des résultats obtenus pour élaborer dans la mesure du possible, un critère de prédiction des sols affaissables ;
- L'évaluation des résultats pour donner une nouvelle approche, permet d'expliquer la cause de l'effondrement.

I.3. Plan de la thèse

Ce travail expérimental comprend les parties suivantes **:**

***Chapitre* 1 :** Introduction générale et objectifs de la recherche.

***Chapitre* 2 :** Analyse des sols à effondrement brusque (définition, les différents types, leurs formations, les mécanismes de « collapse », les différentes méthodes de prédiction et les paramètres qui influent sur l'affaissement).

***Chapitre* 3 :** Matériaux, matériels utilisés des essais préliminaires, leurs principes et différents modes opératoires ainsi que la présentation des résultats des essais préliminaires.

***Chapitre* 4 :** Essai œdométrique et ces principes, matériels, programme d'essai ainsi que la présentation des résultats et leurs interprétations.

***Chapitre* 5 :** Conclusion générale.

CHAPITRE II

ANALYSE DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE

II.1. Introduction

Beaucoup de phénomènes qui déterminent le comportement des sols sont complexes et ne peuvent pas toujours être ramenés à des causes purement mécaniques, mais souvent d'autres facteurs (chimique, environnement…etc.) qui produisent un comportement inhabituel du sol. Ce groupe de sols est connu génériquement comme "Sols structurellement instables".

L'un des principaux phénomènes qui affectent certains de ces sols est l'effondrement brusque de la structure inter granulaire après inondation à l'eau. La majeure partie de ces sols sont des lœss, dépôts éoliens formés de silt et de sable. En outre, les dépôts alluviaux, les écoulements de la boue, les sols résiduels et les rejets de volcans produisent des sols affaissables.

Etant donné les risques potentiels auxquels sont exposés les sols affaissables sujets à de hautes variations de volume, il est nécessaire d'en identifier et comprendre les propriétés. La connaissance du comportement des sols métastables rendrait possible le développement de techniques qui permettraient de surmonter les risques qu'ils présentent par rapport aux constructions environnantes. La mise au point de méthodes de renforcement capables d'offrir aux sols métastables les propriétés requises par une sécurité fiable des constructions dont ils représentent les terrains d'assises, nécessite aussi une bonne maîtrise de leur comportement. Le lœss qui existe généralement dans un état non saturé couvre une bonne partie de la surface de l'écorce terrestre et est considéré comme étant le sol affaissable le plus souvent rencontré en pratique.

Les préjudices causés par le lœss sont souvent dus aux tassements brutaux. C'était, à titre d'exemple le cas d'un bâtiment à trois étages à Xining, Qinghai, qui a subi des dommages irréparables à cause de l'affaissement de la fondation (Qian et al, 1988). L'affaissement du lœss est souvent dû à l'augmentation de son degré de saturation. Cela se produit quand la masse volumique sèche et la teneur en eau initiale sont faibles (Dijkastra et al. 1995), (Cui et al, 1999) et (Loiseau et al, 2001). Pour comprendre ce phénomène, il est nécessaire d'examiner les aspects macroscopiques et microscopiques de l'affaissement brutal du lœss. (Feda, 1994) et (Cui et al, 1998).

Le mécanisme d'instabilité et son influence sur le degré d'affaissement du lœss exigent encore des recherches. Plusieurs travaux ont été réalisés par des chercheurs pour étudier le problème de l'affaissement des dépôts de lœss. La majorité de ces travaux ont été conduits sur des matériaux intacts naturels. Cette approche ne permet pas de contrôler et d'étudier avec précision les différents paramètres impliqués dans ce problème. Nous adopterons ici une

nouvelle approche qui permettra de bien contrôler l'ensemble des variables. L'approche d'utilisation d'échantillons reconstitués préparés à partir de sable écrasé et d'argile est un bon point de départ pour étudier l'affaissement des dépôts de lœss. C'est l'objectif principal de ce travail.

La structure métastable du sol affaissable, le problème associé au phénomène d'affaissement ainsi que les matériaux et les méthodes que nous considérerons dans ce travail seront exposés en détail dans les chapitres qui suivent.

II.2. Notions sur les sols affaissables

Les sols affaissables sont des sols partiellement saturés, c'est-à-dire que le degré de saturation du sol s'étend de 0 à 100 % (ni en état saturé, ni en état sec), selon (Fredlund et Rahardjo 1993). Ces sols possèdent une haute résistance apparente, mais ils sont sensibles à des fortes réductions du rapport de vide (c'est à dire l'effondrement) lorsque le sol est mouillé. (Liausu et al 1995) La plupart des sols affaissables sont composés principalement de limon et de sable fin avec de petites quantités d'argile, et dans certaines circonstances peuvent contenir des graviers et les galets, si le sol se situe à une profondeur faible, et de matière organique. (Charles et Menzies 2007).

Ces sols naturels sont en générale légèrement à fortement cimentés par divers sels, oxyde, argile séchée, et de la succion du sol, existent dans un état lâche et métastables à la densité relativement faible. Ils sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides. (Charles et Menzies 2007) Le tissu des sols affaissables prend généralement la forme d'un squelette lâche des grains (généralement quartz) et des micros agrégats (assemblages d'argile ou argile et des particules d'argile limoneuse). Ceux-ci tendent à être séparés les uns des autres, étant reliés par des liens et des ponts avec des pores uniformément répartis. Les ponts sont formés d'argile de taille minérale, composés de minéraux argileux, quartz fin, de calcite, d'oxyde de fer et de silice, qui peuvent être concentré comme ciment au contact des grains. (Charles et Menzies 2007).

II.3. Propriétés 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

Uriel et Serrano (1973-1974) ont classé les sols à effondrement brusque 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. En conséquence, 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 lœss 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 principaux types des sols affaissables

Rogers (1995) 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, 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.5.1. 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) 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, Steadman (1987), Dakshanamurthy (1979), Jaky (1948).

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. Peterson et Iverson (1953) 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. Leonards et Narain (1963) 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). 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).

II.5.2. Les sols naturellement déposés

Les dépôts des 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 lœss (déposé par l'air) sont des exemples les plus importants des sols affaissables naturellement déposés.

a) Les sols résiduels

Les sols résiduels se forment en place sous l'effet du processus de l'érosion, c'est-à-dire 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).

b) Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau

Les dépôts des 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 Hilf (1961), Gibbs et Bara (1967), Bull (1964), Clemence et Finbarr (1981). Les argiles sensibles saturées peuvent être classifiées parmi les sols de structure métastables qui deviennent instables sous certaines conditions, Sultan (1969).

Rogers (1995) a discuté les mécanismes de formation et le comportement d'affaissement des dépôts des argiles sensibles. Jefferson et Smalley (1997) 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, Bentley et Smalley (1984). Des exemples des argiles sensibles ont été trouvés en Scandinavie et au Canada, Bentley et al (1984).

c) 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 lœss 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 lœss qui sont constitués essentiellement de particules de taille de limon et qui sont produites par l'érosion. Le lœss chinois des montagnes de Tibet est un bon exemple des dépôts du lœss produit par l'érosion. Les dépôts de lœss de l'Amérique du Nord étaient produits par l'écrasement glaciaire, Smalley (1966a). Les matériaux de lœss observés à Nigeria, Libye et Tunisie étaient formés suite au processus de l'érosion, Coudé-Gaussen (1987) et Coudé-Gaussen (1990).

II.5.3. Autres types des sols Affaissables

D’autres types de sols peuvent présenter l’affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâche cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l’optimum de Proctor.

II.6. Classification des sols affaissables selon Rogers (1995)

Rogers (1995), discute en détail sur les diverses formes des sols non saturés trouvés à travers le globe.

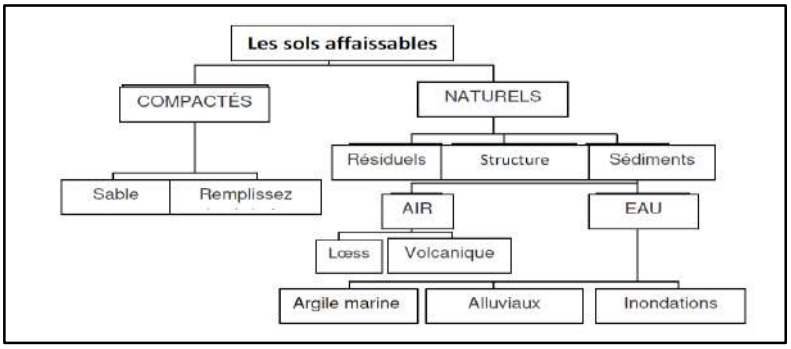


Figure II. 1: *Classification des sols non saturés selon (Roger 1995)*

II.7. L'analyse des sols affaissables

II.7.1. Les phases du sol affaissable

Dans la compréhension classique du sol non saturé on le suppose qu'il contient trois phases visés de matière (gaz, liquide et solide) :

- La phase gazeuse est généralement liée par le pore non occupé par le liquide, la matière dans ce port peut être n'importe quel gaz.
- La phase liquide est généralement liée par le pore non occupé par le gaz, la matière dans ce port peut être (eau, pétrole…).
- La phase solide comprend les grains ou les particules de sol.

Plus tard (Fredlund et Morgenstern 1977) ont découvert le rôle important de l'interface de l'air-eau appelé la peau contractile, qui devrait être justifiée comme la phase supplémentaire (quatrième phase) ou vu de certains mécanisme phasique.

Pour analyser le comportement du sol non saturé il faut prendre en considération les propriétés de base de ces quatre phases.

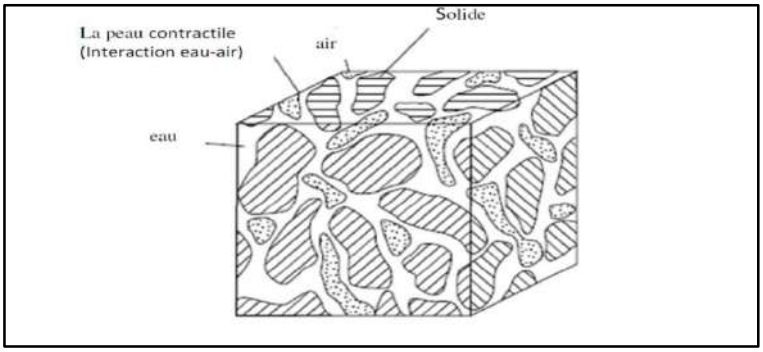


Figure II. 2 : *Un élément de sol non saturé (Frendlund et Rahardjo 1993)*

II.7.2. La structure des sols affaissables

L'étude de la structure du sol joue un rôle majeur dans la compréhension de son comportement mécanique. Rogers (1995) dans son examen du phénomène de l'effondrement de sol conclu que la structure du sol est la plupart du temps le facteur important engendrant l'effondrement dans les sols affaissables. Feda (1982) a conclu que la structure du sol est définie par quatre composantes à savoir : par l'unité structurale (grains), leur faisceau, leur interaction (arrangement géométrique, tissu) et par le collage et l'effort.

Il y a plusieurs méthodes employées pour étudier les dispositifs microstructuraux des sols non saturés par exemple (d'absorption de bleu de méthylène l'environnement ESEM, balayage MEB, champ démission FESEM. Transmission MET, microscope optique, microscope électronique, le prosimètre intrusion de mercure … etc.) (Enrique et Paul 2008).

Ces méthodes devraient aider à apporter qualitativement ou quantativement des observations ou des mesures microstructurales aux propriétés macroscopiques ; par exemple conservation de l'eau, perméabilité à l'eau, à l'air et comportement au changement de volume.

Les deux méthodes les plus utilisées sont (MEB) et la prosimètre par intrusion de mercure. Larionov et Dudley conclu que le concept de base d'une structure ouverte, souvent en forme des grains encombrants lié par un matériau de collage ou de force, trois types des liens sont : (Barden et Collins 1973).

1- Dans le cas où le sol se compose de sable avec un liant de limon fin. Il est supposé que de simples forces capillaires fournissent les obligations (limon-limon) et (limon-sable). *(Voire la figure II.3.a)*

2- La majorité des sols affaissables dépond de l'action des plaques d'argile dans le lien entre le sable et les grains de limon encombrant.

- Quand l'argile est formée en place par authigènes il pourrait former une plaque parallèle (effet de pelure d'oignon) autour des particules de quartz comme illustré dans *(la figure II.3.b)*

- Si l'argile était à l'origine en suspension dans l'eau interstitielle puis par évaporation graduelle ferait retraiter les plaques d'argile avec de l'eau dans les ménisques au niveau des contacts interarticulaires. Dans ces conditions l'argile formerait une structure floculée aléatoire. Comme montre *(la figure II.3.c)*

3- Dans certains sols affaissables l'effet important de collage peut être dû à des agents Chimiques de cimentation telle que l'oxyde de fer, carbonate de calcium, etc.

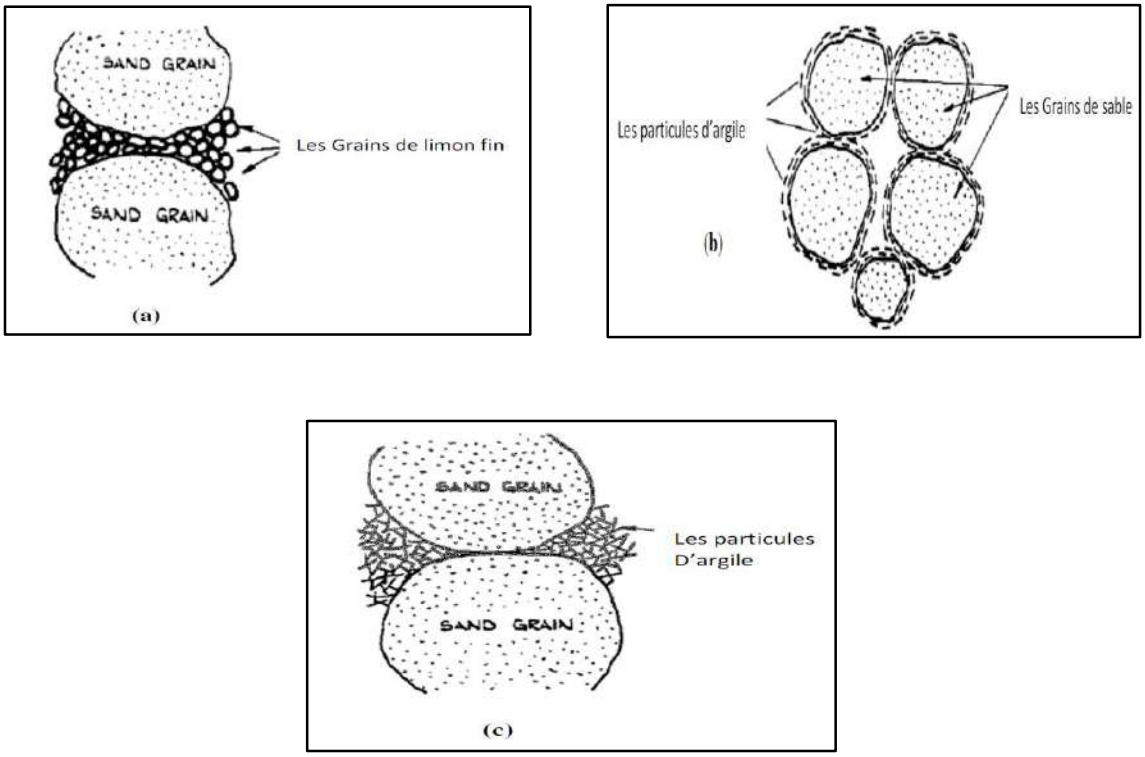


Figure II. 3 : *Les liaisons entre les particules (Barden et Collins 1973) ; (a) Liaisons de limon fin ; (b) Liaisons d'argile comme pelure d'oignon ; (c) Liaisons d'argile floculé*

D'après Alonso et al (1987). La structure du sol peut être caractérisée par l'identification de différents éléments simples : *(figure II.4)*

- Grains ou particules individuelles.
- Matrice ou volume de sol composé par des particules distribuées de façon relativement homogène.
- Agrégation entre les particules individuelles.
- Assemblages entre agrégation argileuses et grains de limon ou sable.
- Connecteur entre des grains de limon ou sable ; ils peuvent être composés d'agrégations argileuses ou d'autres agents cimentant.

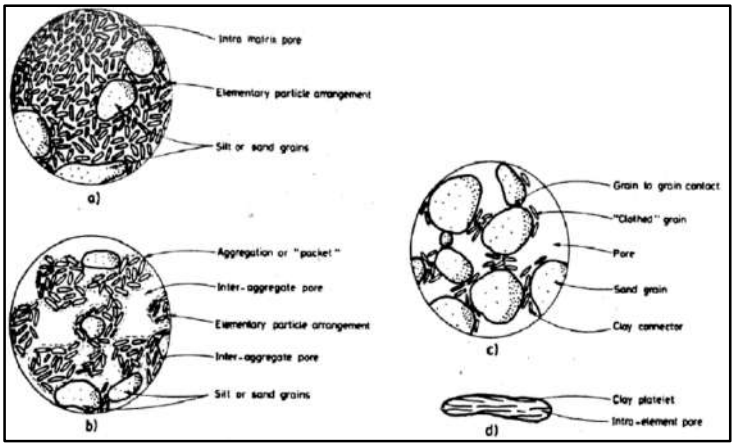


Figure II. 4 : *Eléments de la structure du sol (Alonso et al. 1987) : a) matrice argileuse composée par l'agrégation des particules argileuses et par quelques grains de limon ou sable ; b) structure composée par des assemblages entre agrégations argileuses et grains de limon ou sable ; c) matrice de sable ou limon avec des connecteurs d'argile entre les grains individuels ; agrégation simple d'éléments argileux*

II.8. Les causes d'inondation des sols Affaissables

Quatre principaux types de mouillages, peuvent déclencher l'affaissement des sols :

1- Un mouillage superficielle et local, causé par les fuites d'eau provenant des conduites, ou lorsque les eaux de surface de la construction ne sont pas drainées. D'habitude ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur du sol et il n'y a pas de remonté de la nappe phréatique. Dans cette situation, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.

2- Un intense mouillage local et profond, causé par le système d'irrigation ou les effluents industriels. Si le début d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.

3- Une remonté lente et relativement uniforme du niveau de la nappe phréatique, sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone des sols affaissables. Le tassement dans ce cas, il est uniforme et graduel.

4- Une augmentation graduelle et lente de la teneur en eau d'une couche épaisse du sol, résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de là l'humidité (par exemple quand la surface du sol est couverte du béton ou d'asphalte). Dans ce cas la cohésion

interne du sol s'affaiblie partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité. L'affaissement ne peut être déclenché que par saturation à l'eau plus le chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps.

II.9. Les caractéristiques principales des sols affaissables

Les sols affaissables trouvés dans la littérature sont des sols métastables partiellement saturés. Rogers (1995) 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, Rogers et Smalley (1993).

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.10. Le phénomène d'effondrement

II.10.1. Définition de phénomène

L'effondrement c'est un phénomène assez étudié dans la mécanique des sols. Cependant, existe plusieurs divergences sur le concept et l'origine de ces sols.

Certains travaux font référence au terme effondrement comme signifiant tassement, basés seulement sur l'idée de réduction de volume avec l'augmentation de la teneur en eau, sans se préoccuper avec d'autres variables. Selon Zur & Wiseman (1973), l'effondrement a lieu quand de l'occurrence d'une réduction brusque de volume. Pour Thorton&Arulanandan (1975), l'effondrement n'est nécessairement pas immédiat, il peut demander de quelques minutes à plusieurs heures. Menezes (1994) différencie l'effondrement du tassement considérant qui dans le premier cas la réduction de volume est rapide et totale dans le deuxième cas elle est lente et progressive. D'une façon générale, l'effondrement peut être défini comme un phénomène caractérisé par la réduction de volume du sol dû à l'effondrement structural, dont la vitesse dépend de la façon selon laquelle les facteurs qui l'origine ont lieu. Ce phénomène est fréquemment associé à des variations de l'état de contraintes internes et externes existant sur le sol. Ces variations peuvent être dues à l'augmentation de la teneur en eau, au chargement du sol, ou simplement à des modifications de l'état de contrainte à l'intérieur du sol.

Les sols effondrables, comme les sols gonflants, attirent depuis longtemps l'attention des chercheurs de par les problèmes de stabilité qu'ils posent aux bâtiments, aux ouvrages géotechniques et aux infrastructures linéaires. D'après Dudley (1970), Terzaghi et Fröhlich (1936) avaient déjà observé la tendance que peuvent avoir certains sols non saturés à s'effondrer lorsqu'ils sont inondés.

La susceptibilité à l'effondrement peut concerner les dépôts alluviaux, colluviaux et les sols éoliens. Le lœss est un dépôt limoneux éolien, transporté dans des conditions périglaciaires et déposé dans des environnements froids de steppe, près des principales nappes glaciaires du Quaternaire, principalement autour du parallèle 50°N dans l'hémisphère Nord, mais aussi en Amérique du Sud. On les rencontre sur des plateaux, des pentes et des grands bassins alluviaux. En Chine, les épaisseurs de " lœss du Plateau " peuvent atteindre 300 m. Des dépôts existent aussi dans le plateau de la Sibérie en Russie, dans les bassins des rivières du Danube, du Rhin et du Mississippi (Amérique du Nord) ainsi que dans la Pampa (Argentine), l'Inde, le Pakistan, l'Arabie saoudite, l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions. (Pecsi, 1990)



Figure II. 5 : *Quelques effondrements à travers le monde*

Le phénomène d'effondrement est typiquement associé aux sols de faible plasticité et non saturés, bien qu'il puisse être aussi observé dans de sols saturés soumis à de sollicitations mécaniques. Le lœss a tendance à subir ce phénomène du fait de ses caractéristiques spéciales telles qu'une condition in situ non saturée, une faible densité totale, une cimentation faible composée de carbonates ainsi qu'une structure particulière. La structure du lœss est caractérisée par un indice des vides élevé et un arrangement instable des particules (Cui et al.

2004, Delage et al. 2005). L'une des causes principales de l'effondrement dans les sols lœssiques est l'humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ. Ce phénomène a été décrit depuis longtemps dans les régions arides (Dudley 1970).

Les sols non saturés ayant une structure naturelle lâche ont tendance à s'effondrer lorsqu'ils sont soumis à une augmentation du degré de saturation (Holtz 1948, Jennings and Knight 1957, B, Jennings 1961, Knight 1961, Wagener 1960, Jennings 1965). Ce processus entraîne la diminution de la valeur de la succion initiale et une compression volumique irréversible. Le risque et l'intensité de l'effondrement sont associés à l'amplitude des contraintes appliquées et à la valeur de la succion initiale. Ces conditions changent d'un sol à l'autre.

Des problèmes d'instabilité des dépôts lœssiques ont été observés par divers auteurs dans différentes parties du monde (Li 1995, Huang 2008, Meier 2008, Nouaouria et al. 2008, Whalthall et Duffy 2008, Yuan et Wang 2009, d'après José MC 2011).

La difficulté de prévoir l'effondrement est liée principalement à la connaissance insuffisante des propriétés du lœss dans l'état naturel. Dans la plupart des cas, le lœss a une très faible résistance associée à une structure métastable (Yuan et Wang 2009). Il y a aussi une faible connaissance de la relation entre les variations de la teneur en eau et le comportement mécanique.

Houston (1995) a observé de nombreuses causes d'humidification telles que, la rupture des conductions de réseaux résidentiels, canaux ou systèmes d'arrosage , l'écoulement superficiel et les systèmes déficients de drainage, les recharges de l'eau intentionnelles ou non l'ascension du niveau de la nappe phréatique, l'endiguement de l'eau dû aux chantiers de constructions, et les processus de transfert d'eau dus à la capillarité ou aux isolations thermiques. Li (1995) a observé des phénomènes d'effondrement sur des dépôts lœssiques en Chine lors du remplissage des retenues d'eau.

D'après plusieurs auteurs, le risque d'effondrement du lœss est lié aux conditions suivantes :

- ✓ les propriétés de base, y compris la minéralogie, la teneur en argile, la forme et la distribution des pores dans le sol, la cimentation inter granulaire et les propriétés électromagnétiques de l'argile (Cui et al. 2004).
- ✓ un indice de plasticité faible (Delage et al. 2005).
- ✓ une porosité importante qui correspond à une structure ouverte (Barden et al. 1973).
- ✓ une condition non saturée liée à une valeur élevée de succion (Barden et al. 1973).

- ✓ une structure spéciale susceptible de se dégrader (Shao et al. 2007), caractérisée par une densité faible et une cimentation peu importante entre grains limoneux (Barden et al. 1973, Pereira et al. 2008, José MC 2011).

II.10.2. Mécanismes de l'effondrement des sols

La plus part des études effectué sur les sols affaissables ont avancé que ces derniers sont des structures qui ressemblent à la composition des nids d'abeilles, et que les grains sont liés entre eux par une matière liante ou par une force. Lorsque ces liaisons de contacts sont déplacées, par perte de résistance au cisaillement, les grains peuvent glisser les uns sur les autres en occupant les espaces vides, donnant ainsi une nouvelle configuration de l'ossature granulaire du sol. Selon Barden et al (1973), l'affaissement d'un sol exige au préalable l'existence des trois conditions suivantes :

1-La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.

2-L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.

3-L'existence de forces de liaisons ou de cimentations, stabilisant les contacts inter granulaires du sol, qui disparaissent par inondation, produisent ainsi un affaissement.

La première condition exige la présence d'un sol non saturé, qui perd un réarrangement de ses particules, suivi d'une importante diminution de volume lorsqu'il est inondé avec ou sans chargement. Ce chargement, se rapportant à la deuxième condition, traduisant la présence de la contrainte due au poids des terres ou appliqué sur le sol. Les forces de liaisons stabilisatrices énoncées dans la troisième condition assurent une bonne résistance au cisaillement du sol à sa teneur en eau naturelle. Cette résistance dépend de l'angle de frottement interne, de la cohésion à un degré moindre généralement négligée, de la contrainte effective et des forces moléculaires de répulsions d'attraction et de cimentation. L'un des facteurs entrant dans la résistance au cisaillement est la résistance temporaire intervenant dans la plus part des sols due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol sèche en dessous de, sa limite de retrait, l'eau restante partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroites en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau qui place l'eau sous tension. *(Voir figure II.6.a)*

L'excès de la pression interstitielle de l'eau (u) dans l'expression habituelle $\sigma' = \sigma - u$ devient négatif et la contrainte effective devient plus grande que la contrainte totale appliquée. Les autres paramètres intervenants dans la résistance du sol sont : l'angle de frottement interne, les agents de cimentation qui dépendent principalement des matériaux qui

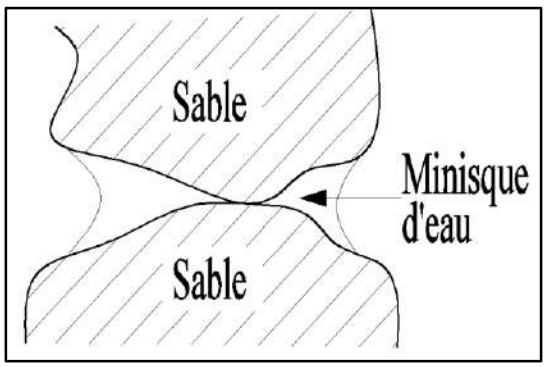
le constituent, leur liaison dans la composition de la structure et de son mode de formation. En se basant sur la recherche bibliographique on peut définie les structures suivantes :

1- Dans le cas où le sol est constitué par du sable et silt fin *(voir la figure II.6.b)*la résistance temporaire de ce sol est due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol est desséché en dessous de la limite de retrait l'eau reste se retire à l'intérieur des espaces étroites à proximité des jonctions des grains. L'interface air-eau, met l'eau sous tension capillaire. Ainsi, l'excès de pression interstitielle (u), dans l'expression usuelle de la contrainte effective : $\sigma' = \sigma - u$ devient négative et σ' dépasse la contrainte totale ($\sigma' > \sigma$) appliquée par les charges. Ceux-ci augmentent la résistance apparente du sol. Cependant, l'addition d'eau réduit considérablement cet effet avantageux et si le sol est poreux il peut avenir une grande diminution de son volume.

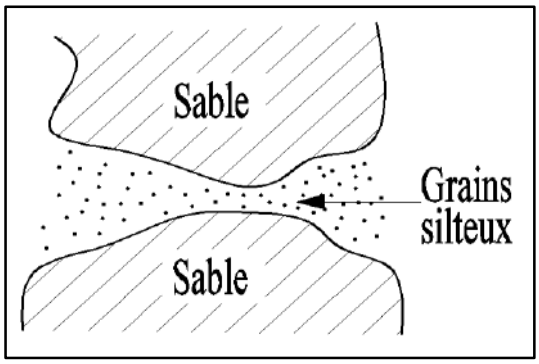
2- Dans le cas des liaisons en argile, l'histoire de la formation du sol devient importante car des différents types d'arrangement des particules d'argile sont possibles. Lorsque l'argile provient d'une réaction entre le sol ou l'eau de pluie et le feldspath, l'un des arrangements est de type parallèle confèrent au sol une résistance élevée à son état desséché. Une addition d'eau importante provoque la séparation des particules d'où un affaissement. Lorsque la quantité d'eau de pluie n'est pas assez importante, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement floculent arc-bouté se crée autour des grains et développe, après évaporation de l'eau, une résistance appréciable. (*Voir figure II.6.c)*

3- Les agents de cimentation telle que l'oxyde de fer et le carbonate de calcium ont un effet de soudage des contacts entre les grains et fournissent une certaine résistance pour ces sols. Cette action de cimentation a été souvent observée dans les lœss.

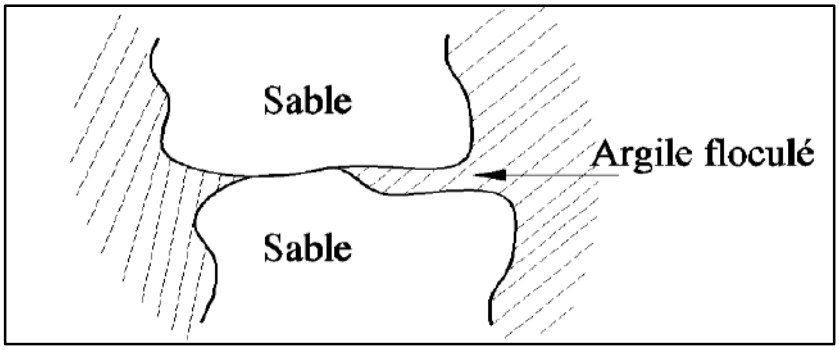
Quel que soit la nature de liaison entre les grains des sols affaissables, ces dernières perdent leur résistance par addition d'eau.



(a)



(b)



(c)

Figure II. 6 : *(a)Liaison par tension capillaire(b) Liaison par silt. (c)Liaison par de l'argile*

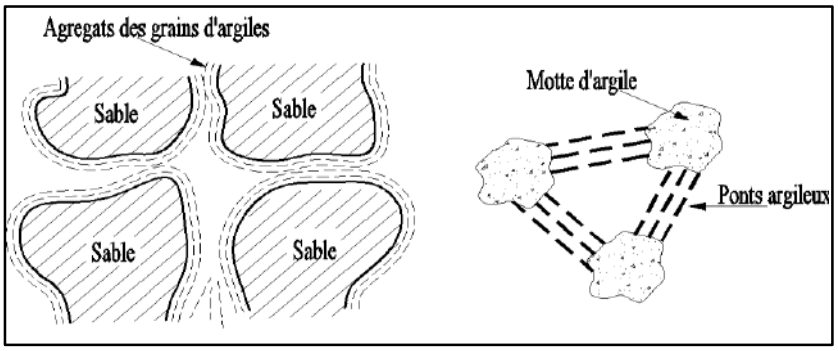


Figure II. 7 : *Liaison par des agrégats d'argile*

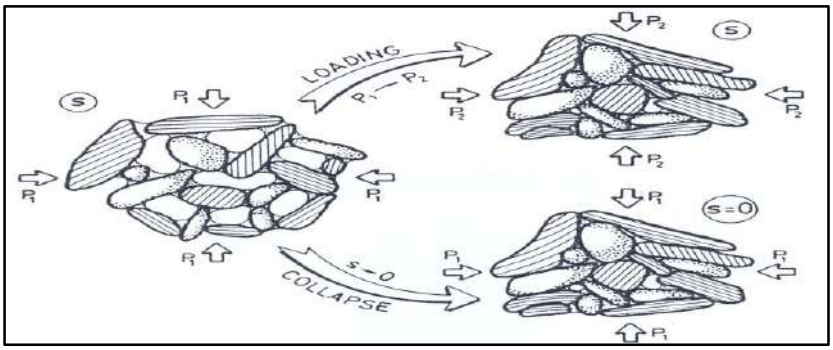


Figure II. 8 : *Interprétation microstructurale des déformations de chargement et d'effondrement*

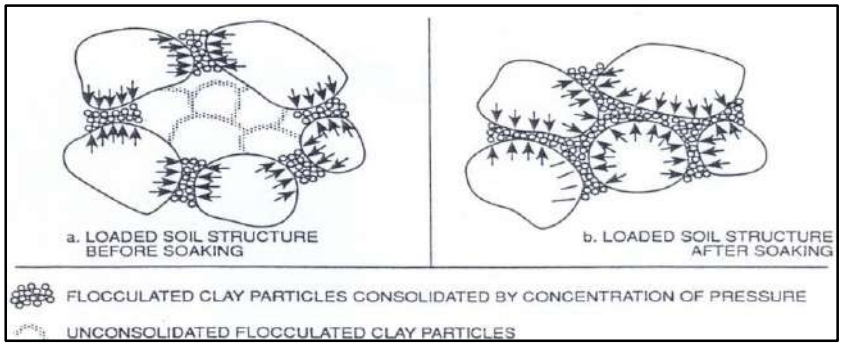


Figure II. 9 : *Mécanisme de l'effondrement du sable effondrable*

Il y'à plusieurs mécanismes de l'affaissement ont été postulés sur la base des données des tests, obtenus à partir d'une variété de sols, on à donner ce qui suit :

1-Knight (1961) : dans ces hypothèses n'avait proposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains, se réduit par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons argileuses et l'effondrement se produit.

2-Dudley (1970) : deux type d'effondrements peuvent se présenter, dans le cas où la structure est cimentée l'effondrement ne dépond pas de l'humidification, mais il est lié au niveau de contrainte appliquée. Dans le cas où le sol est constitué de grains liés avec des matériaux fins (argiles ou limons) induisant des forces de liaison importante due à la succion ou à la cimentation, l'humidification conduit à une annulation de la succion entraînant une diminution importante de la résistance favorisant ainsi l'effondrement si la contrainte mécanique est suffisamment grande.

3-Ganéshan (1982), Y. Cui et P. Delage (2002) : avaient suggéré que l'effondrement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présentée dans ces sols qui sont les plus souvent partiellement saturés.

4-Clemence (1985) : avait proposé que l'effondrement est très immédiat dans le cas où les particules sont liées par succion capillaire, lent dans le cas de la cimentation chimique et beaucoup plus lent dans le cas des liaisons argileuses.

5-Ayadat et al (1998) : ont conclus que la migration des particules fines d'un horizon à l'autre à travers le sol est la cause principale de l'effondrement des sols.

6-Y.Cui et P.Magnan (2001) : en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisées ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs à savoir : la minéralogie des matériaux constitués la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la dimension et la forme des pores les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle**.**

II.10.3. Paramètres influant sur l'effondrement des sols

Le phénomène d'effondrement dépend de nombreux de facteurs*(Le tableau II.1)* donne quelques informations sur ces propriétés importantes comme l'état naturel du sol et l'activité de sa fraction argileuse. Yudhbir (1982) a isolé d'autres facteurs importants comme : le type de sol (minéralogie, granulométrie), la nature des agents de liaison et de cimentation, la contrainte appliquée, le degré de saturation et la densité initiales, la quantité et la dynamique de mouillage (nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies). On voit apparaître les agents

de liaison entre particules du sol, qui n'apparaissaient pas dans *(le tableau II.1)* puisque difficiles à mesurer. Pourtant l'existence de ces liaisons est primordiale car leur affaiblissement est à l'origine du phénomène d'effondrement.

Tableau II. 1 : *Critères pour l'identification des sols effondrables, modifié de Das (1995)*

Denisov (1951)	coefficient de subsidence $k = e(w_l)/e(w_{nat})$ k = 0,5-0,75 : fortement effondrable k = 1,5-2 : non effondrable
Priklonskij (1952)	$k_D = (w_l - w_{nat})/I_p$ $k_D < 0$: fortement effondrable k_D >0,5 : non effondrable k_D >1 : gonflant
Clevenger (1958)	γ_d <12,6 KN/m3 : tassements importants γ_d >14,1 KN/m3 : tassements faibles
Gibbs et Bara (1962)	$R = w_{sat}/w_l$ R > 1 : effondrable
Code Russe de la construction (1962)	$L = e(w_{nat}) - e(w_l)/1 + e(w_{nat})$ Sr <60% et L >-0,1 : effondrable
Feda (1964)	$k_L = [(w_{nat}/s_r) - w_p]/I_p$ Sr <100% et KL >0,85 effondrable
Handy (1973)	lœss de l'Iowa avec une teneur en argile : <16 % : haut risque d'effondrement >32 % : généralement pas de risque
Kassiff et Henkin (1967)	$\gamma_d . w_{nat}$ <15 : fortement effondrable avec γ_d exprimé en g.cm−3 et w_{nat} en pourcentage
e : indice des vides I_p : indice de plasticité (w_l - w_p) γ_d : poids volumique sec w_p : limite de plasticité	w_l : limite de liquidité S_r : degré de saturation w_{nat} : teneur en eau naturelle

Ces différents facteurs et leurs effets sur l'effondrement sont détaillés ci-dessous :

- **Nature géologique du sol**

La liste des modes de déposition géologique pour lesquels le phénomène d'effondrement a été observé (Dudley 1970, Clémence et Finbarr 1981, Alfi 1984) est assez vaste. On peut citer les dépositions d'origine :

– éolienne : sables, lœss (limons altérés et transportés par le vent).

– aérienne : cendres volcaniques.

– colluviale : débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise.

– alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau.

– résiduelle : altération physico-chimique des roches mères.

– anthropique : sols compactés par l'homme (remblais, barrages en terre, ...).

Cependant, la connaissance du type de dépôt ne permet pas d'en déduire le niveau d'effondrement du sol du fait de l'importance d'autres paramètres. En revanche, elle informe sur son histoire et son état physico-chimique. Pour la vallée de Joaquin, de longues périodes sèches étaient interrompues par des crues violentes provoquant des coulées boueuses venant des versants entourant la vallée (Dudley 1970). Ce nouveau matériau venait recouvrir l'ancien dépôt alluvial alors plus sec et plus résistant. Les lœss sont bien connus pour être des sols effondrables même dans des régions humides (Krinitzsky et Turnbull 1967, Delage et al. 2005). Ces sols sont le résultat d'un dépôt éolien de particules principalement limoneuses, d'argile et de sable (Pécsi 1990). N'ayant pas subi au moment des périodes glaciaires de surcharge importante, ces sols lâches ont été recouverts au fil du temps par des couches de sols plus imperméables. Dans l'exemple de la LGV Nord, les lœss rencontrés s'effondraient sans surcharge mécanique, alors que d'autres sols doivent être surchargés pour observer un effondrement. De ce constat, Reginatto et Ferrero (1975) ont proposé une distinction entre les sols qui peuvent subir une réduction subite de leur volume lors de la saturation sans chargement mécanique supplémentaire et ceux qui doivent être surchargés pour s'effondrer par saturation. Deux catégories de sols ont ainsi été proposées : les sols réellement effondrables et les sols potentiellement effondrables. Les sols éoliens, comme les lœss, peuvent donc être réellement effondrables, alors que les sols résiduels effondrables sont généralement des sols potentiellement effondrables. Les sols résiduels sont issus d'une altération chimique, biologique et/ou mécanique en place de roches magmatiques

(Basaltes, granites, etc.), sédimentaires (marbres, craies, etc.) ou métamorphiques (schistes, gneiss, etc.) d'après la définition proposée par Blight (1997). Dans le cas des roches granitiques, les micas mais surtout les feldspaths peuvent s'altérer au contact d'une eau

chargée en dioxyde de carbone (phénomène de kaolinisation). Puis les produits ainsi formés sont éliminés par lixiviation (transport par l'action de l'eau), laissant derrière eux une structure plus poreuse (Clémence et Finbarr 1981, Alfi 1984). Les roches calcaires sont aussi susceptibles de s'effondrer à cause du phénomène de dissolution de la calcite au contact d'un milieu acide. Ainsi, dans ces deux exemples, l'apport d'eau altère progressivement la résistance mécanique de sols résiduels en augmentant leur porosité. L'imbibition de ces sols à certaines contraintes mécaniques peut entraîner un effondrement (Clemence et Finbarr 1981, Yudhbir 1982, Barksdale et Blight 1997).

- **Granulométrie**

Rogers (1995) a listé les principaux types de sols effondrables en les classant suivant leur taille caractéristique : sableux (sable granitique et du Kalahari d'Afrique du Sud, sable éolien du Sahara), limoneux (lœss de tous les continents) et fins (cendres volcaniques (Herrera et al. 2007, De Simone 2010), volantes de charbon (Trivedi et Sud 2004, SekharMadhyannapuet al. 2008)). Moins connus, les sols cimentés du Nigeria, les sols gypseux de Russie ou encore les sols salins de Chine sont aussi effondrables (Rogers 1995). Par l'énumération de ces exemples variés, Rogers souhaite montrer qu'il n'y a pas qu'une famille de sol à risque, et que jusqu'à preuve du contraire, le sol devrait toujours être considéré comme effondrable dans chaque projet de construction. Il propose une classification des sols à risque et de leur mécanisme de formation et révèle les principales formations de sol effondrables : les sols résiduels et les lœss. *(La figure II.10)* présente la courbe granulométrique de différents sols résiduels effondrables et montre que le phénomène d'effondrement est susceptible d'apparaître dans de nombreux types de sols de tailles caractéristiques différentes : diamètre moyen D50 des particules de quelques micromètres à quelques millimètres. Cependant, l'influence de la granulométrie sur le niveau d'effondrement n'est pas encore très bien comprise. Dans la vallée de San Joaquin, les sols comportant une teneur en argile de 12% présentaient le maximum d'effondrement. En dessous de 5 %, peu d'effondrement était mesuré, et au-dessus de 30% le sol gonflait (Dudley 1970). Bell et Bruyn (1997) confirmaient qu'une augmentation de la teneur en argile diminuait le niveau d'effondrement.

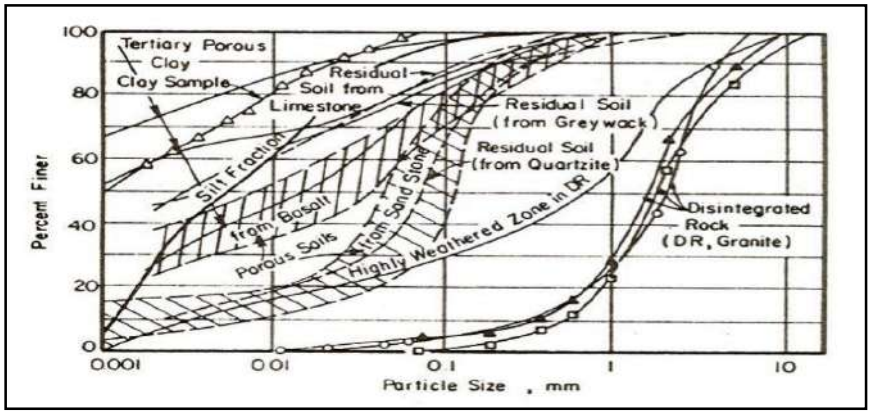


Figure II. 10 : *Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables d'après Yudhbir (1982)*

Tailles caractéristiques différentes : diamètre moyen D50 des particules de quelques micromètres à quelques millimètres. Cependant, l'influence de la granulométrie sur le niveau d'effondrement n'est pas encore très bien comprise. Dans la vallée de San Joaquin, les sols comportant une teneur en argile de 12% présentaient le maximum d'effondrement. En dessous de 5 %, peu d'effondrement était mesuré, et au-dessus de 30% le sol gonflait (Dudley 1970). Bell et Bruyn (1997) confirmaient qu'une augmentation de la teneur en argile diminuait le niveau d'effondrement. Une manière d'évaluer l'impact des particules fines sur le potentiel d'effondrement est de reconstituer des échantillons à différentes teneurs en fines (El Sohby et Rabbaa 1984, Lawton et al. 1992, Abbeche et al. 2007). Les résultats montrent que la teneur en fines influence l'indice d'effondrement I_e jusqu'à environ 30 % en masse lorsque l'argile est peu plastique. Au-delà d'une certaine quantité, un gonflement est même observé lorsque l'argile est très plastique. (Lawton et al. 1992) présente ces tendances, dans laquelle le potentiel d'effondrement varie avec la teneur en argile pour différentes contraintes verticales et différentes argiles. Booth (1977) a étudié six différents sols (dont la fraction argileuse est comprise entre [3% : 9%] et de sable entre [56% : 92%]) d'Afrique du Sud à l'origine de dégâts sur des infrastructures routières. Aucune relation n'a été proposée entre la granulométrie des sols étudiés et leur niveau d'effondrement.

Booth conclu que la densité initiale est le facteur dominant et que tous les sols peuvent s'effondrer sous des conditions adéquates (Brackley 1971, Bardenet al. 1973, Booth 1977). Le coefficient d'uniformité du sol, ou coefficient de Hazen (Cu = D60/D10), et son effet sur l'effondrement d'échantillons compactés ont été étudiés par Ayadat et Hanna (2007). A même poids volumique sec (15.5 $kN.m^{-3}$) et mêmes teneurs en eau initiales de 8% et 2%, une augmentation de Cu de 10 à 110 entraîne respectivement de 5% à 10% d'effondrement supplémentaire. Quelques études tentent d'exploiter un grand nombre d'essais pour en

déduire des tendances et prévisions sur le niveau d'effondrement attendu. Des régressions sont employées dans les études de Basma et Tuncer (1992), d'Ayadat et Hanna (2007) et de Lim et Miller (2004) et des réseaux de neurones dans celles de Juang et Elton (1997), Juang et al. (1999), Habibagahi et Taherian (2004), Basma et Kallas (2004). Les réseaux de neurones utilisent des résultats d'essais pour "éduquer" un réseau constitué de nœuds et de liens. Les entrées du système sont par exemple les propriétés du sol et le niveau de contrainte, et il en sort l'effondrement attendu. Cette approche s'apparente à une étude statistique. Ces méthodes (régressions et réseaux de neurones) sont trop générales pour en extraire des résultats quantitatifs sur un sol particulier, mais permettent d'obtenir des tendances et corrélations. Ainsi par régression linéaire sur des sols compactés, Basma et Tuncer (1992) évaluent le potentiel d'effondrement (CP en %) comme une fonction du coefficient d'uniformité (Cu), de la teneur en eau initiale (w_{nat}%), de la densité sèche (γ_d en kN.m^{-3}) et de la contrainte mécanique appliquée au cours de la saturation (σ en kpa) :

$$C_p = 48.496 + 0.102C_u - 0.457W_{nat} - 3.533\gamma_d + 2.80\ln(\sigma) \qquad \textbf{II. 1}$$

De cette relation et en reprenant les conditions de tests de Ayadat et Hanna (2007), nous retrouvons 10% d'effondrement supplémentaire lorsque Cu passe de 10 à 110 mais cela indépendamment de la teneur en eau initiale. A partir d'un réseau de neurones, Habibagahi et Taherian (2004) montrent une diminution de l'effondrement avec l'augmentation de la fraction argileuse, qui n'est pas prise en compte dans *(l'équation II.1)* dans laquelle une augmentation de Cu à densité constante augmente le potentiel d'effondrement. Ce type d'équation, quasiment linéaire avec les variables du sol, ne permet pas de reproduire l'évolution complexe du potentiel d'effondrement comme celle présentée dans *(la figure II.11)*

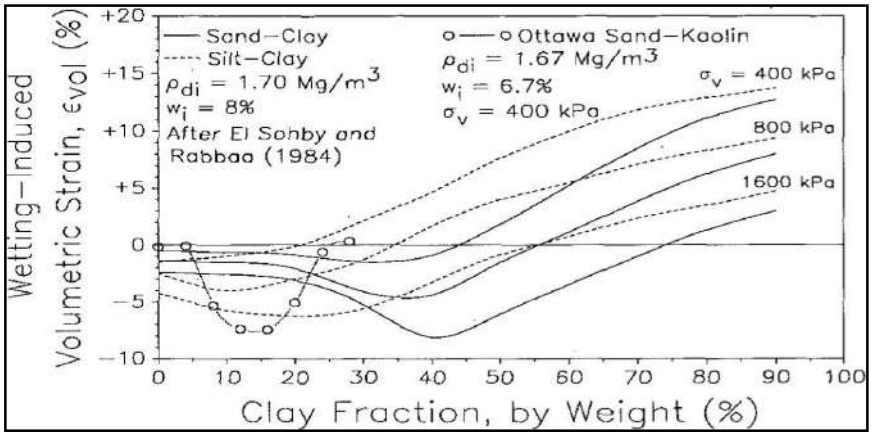


Figure II. 11 : *Influence de la teneur en fines sur le potentiel d'effondrement (Lawton et al. 1992)*

L'effondrement correspond aux déformations volumiques négatives.

- **Nature des agents de liaison :**

Northey (1969), Dudley (1970), Aitchison (1973), Bardenet al. (1973) parmi d'autres ont présenté les types de liaisons entre grains à l'origine d'une cohésion dans les sols non saturés. Trois types de cohésions sont rencontrés :

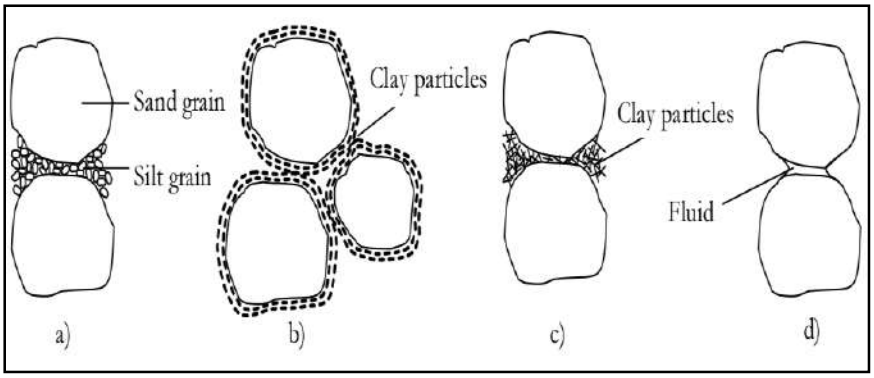


Figure II. 12 : *Principales liaisons inter granulaires (tirées de Lins (2009) d'après Bardenet al (1973))*

– cohésion capillaire entre grains de sable ou de limon.

– cohésion induite par des plaquettes d'argile réparties autour de grains de sable ou de limon.

– cohésion chimique par des oxydes de fer, des carbonates de calcium ou mécanique par d'autres matériaux d'apports comme les liants hydrauliques.

La cohésion capillaire tire son origine des ménisques d'eau présents entre grains de sable ou de limon qui est en dépression par rapport à la pression atmosphérique *(voir figure II.12.d)* Cette cohésion capillaire sera détaillée plus loin.

Le deuxième type de cohésion est dû aux plaquettes d'argile qui, placées entre les grains de plus grosses tailles, assurent la tenue du mélange et une meilleure résistance au cisaillement à faible teneur en eau. Lorsque cette teneur en eau augmente, les plaquettes d'argile perdent leurs caractéristiques mécaniques et libèrent les grains. La répartition de la fraction argileuse dans le sol peut être soit en surface des grains *(figure II.12.b)* soit sous forme floculée au niveau des contacts inter granulaires *(figure II.12.c).* La première situation apparaît lorsque l'argile s'est formée en place par authigènes (formation de l'argile en place par une dégradation des grains). La deuxième situation serait induite par une alternance de périodes humides et sèches où l'argile présente dans l'eau se déposerait sous forme d'un pont d'argile au point de contact entre deux grains (Bardenet al. 1973).

La dernière nature de liaison est la cimentation chimique qui est visible par exemple dans les lœss en présence de particules de carbonate de calcium ou dans les sables rouges chargés en oxydes de fer. Ces liaisons se forment soit par (précipitation pour les carbonates de calcium soit par dépôt pour les oxydes de fer). Une des méthodes de traitement des sols effondrables, abordée plus tard, est la création d'une cohésion chimique à partir d'une injection de produits chimiques (Sokolovich et Semkin 1984), de liants hydrauliques ou de bactéries.

Ces différentes liaisons n'ont pas la même résistance mécanique et le même processus de dégradation. La cinétique d'effondrement se trouve donc influencée par le type de cohésion. L'effondrement sera brutal si la cohésion est principalement capillaire, plus lent en présence d'argile et encore plus lent si la cimentation est chimique (Bardenet al. 1973). D'après Booth (1973), l'imperméabilité des ponts d'argiles (nature et fraction d'argile) apporte 20 à 30% d'effondrement différé dans le temps sur l'effondrement total. Le caractère brutal ne caractérise donc pas forcement le phénomène d'effondrement par imbibition (Rogers 1995).

De plus, lorsque l'argile est en surface des grains, la liaison est de type quartz-argile-quartz, alors que l'argile agit comme un étai des grains lorsqu'elle est floculée. Les liaisons argileuses sont complexe par nature et il semble difficile d'identifier la part des effets physico-chimiques et la part des effets capillaires sur l'effondrement total (Bardenet al. 1973).

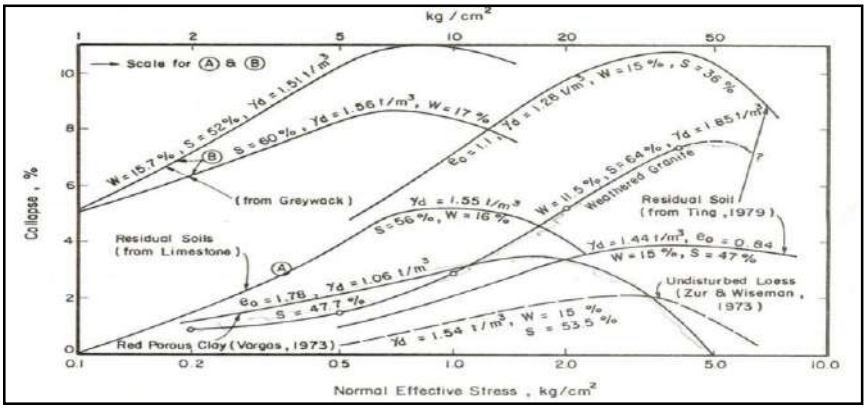


Figure II. 13 : *Potentiel d'effondrement en fonction de la contrainte verticale nette (1kg.cm−2=100 kpa) d'après Yudhbir (1982)*

- **Niveau de contrainte**

Le niveau de contrainte appliqué sur le sol au cours de son imbibition influence aussi le niveau d'effondrement.*(La figure II.13)* présente l'évolution du potentiel d'effondrement (Ic) en fonction du niveau de contrainte pour différents types de sol (résiduels, éoliens). Chaque

courbe montre une augmentation de Ic avec la contrainte jusqu'à une certaine valeur, puis une diminution. Vargas (1973) situe ce maximum d'effondrement autour de la contrainte de pré consolidation pour les sols résiduels partiellement saturés. Cette contrainte fait intervenir l'histoire de chargement du sol et est généralement égale à la plus grande contrainte vue par le sol. Muñoz-Castelblancoet al. (2011) observent la même évolution sur un lœss naturel où la contrainte de pré consolidation était environ égale à la contrainte in situ (contrainte appliquée par le poids des terres). Prusza et Choudry(1979) ont identifié cette notion de pré consolidation comme étant une fonction du degré de saturation initial.

Lorsqu'une charge mécanique est appliquée sur un sol granulaire, celui-ci développe un réseau de chaînes forces à travers le réseau de grains et de contacts. Ces contacts assurent la transmission des efforts normaux N et tangentiels T. Les éléments de liaison apportent en moyenne une stabilisation des contacts en augmentant l'effort normal (N_C : effort normal capillaire, par exemple dû à l'argile en surface des grains) et/ou en changeant le type de comportement du contact (effort tangentiel maximal augmenté de Tc : chimique, argile comme support) et permettent dans les deux cas d'augmenter l'effort tangentiel maximal admissible avant glissement (Dudley 1970, Barden et al. 1973). Avec une approche simplifiée (loi de Coulomb), l'effort maximal peut être donné par :

$$T \langle (N + N_C) \mu + T_C \qquad \textbf{II. 2}$$

Avec : N_C : effort normal

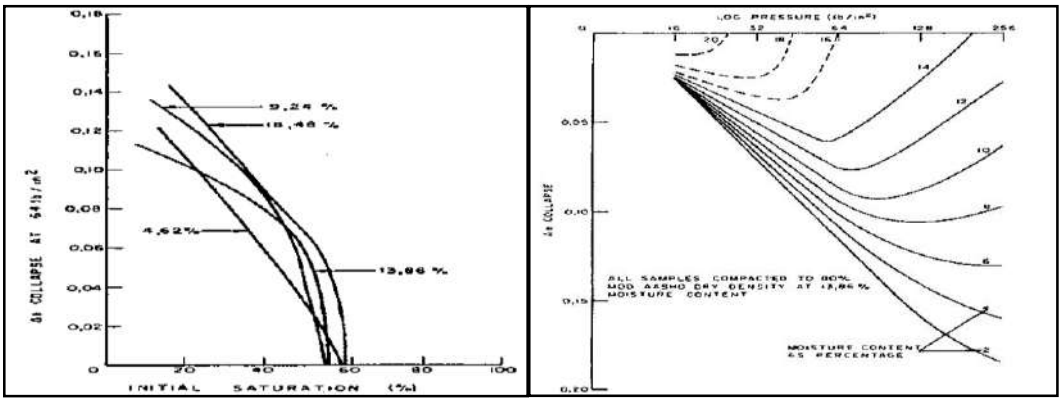
T_C : effort tangentiels

Un vecteur de force (N, T) peut donc vérifier ce critère à l'état non saturé sans toutefois vérifier le critère à l'état saturé où Nc et Tc tendent vers zéro. Un réarrangement des particules se produit à l'échelle microscopique, on observe alors un effondrement macroscopique. Ainsi lorsque les forces augmentent et tendent à s'approcher du critère non saturé, l'effondrement sera de plus en plus important (tendance également présente dans le modèle Basique de Barcelone décrit dans la section 3.3.3). Cette augmentation de I_C avec le chargement mécanique se retrouve sur les courbes de *(la figure II.13)* Cependant, plus la contrainte appliquée augmente, plus l'échantillon se densifie avant saturation. Ce tassement à l'état non saturé participe à la réduction du potentiel d'effondrement observée après le pic. On peut noter que la régression linéaire proposée par Basma *(voir équation II.2)* peut reproduire ce changement de comportement sous charge grâce aux contributions du poids volumique sec et de la charge appliquée sur le potentiel d'effondrement.

- **Degré de saturation**

Suivant le degré de saturation initialement présent dans les sols naturels ou compactés, le niveau d'effondrement observé sera changé. L'idée est que pour un certain degré de saturation une partie de l'effondrement s'est déjà produite. Le potentiel d'effondrement caractérise alors la part restante d'effondrement lorsque la saturation totale est atteinte, ou quasiment atteinte. Le problème est un peu plus complexe pour les sols compactés puisque l'eau initialement présente joue un rôle sur la compaction du matériau. Cet effet est visible dans l'essai Proctor où une faible quantité d'eau lubrifie les contacts et facilite la réorganisation des agrégats en augmentant la densité sèche du matériau. Cependant à partir d'une certaine quantité d'eau qui est définie comme l'optimum Proctor, la compaction devient moins performante car l'eau reprend alors une partie de l'effort de compactage.

De plus, il apparaît qu'à partir d'un degré de saturation, le sol ne se déforme plus. Ce degré de saturation particulier, appelé saturation critique, est donné dans *(le tableau II.2)* pour certains types de sols (Schwartz 1985). Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979) proposent quant à eux qu'au-delà de 60 - 65 % de degré de saturation initiale, les sols ne sont plus susceptibles de s'effondrer. Les sols compactés étudiés par Booth (1977) présentent un niveau d'effondrement qui dépend de la teneur en eau de compaction *(figure II.14.a)* sur un sable limoneux composé de 56% de sable, 34% de limon et 8% d'argile). Booth (1977) et Ganeshan (1982) précisent que, pour des degrés de saturation supérieurs à 50-60%, le potentiel d'effondrement est très faible et aussi indépendant du niveau de chargement appliqué lors du mouillage *(figure II.14.b).*



(a) **(b)**

Figure II. 14 : *(a) Effondrement en fonction de la contrainte appliquée pour différentes teneurs en eau initiales de compaction d'un sable limoneux ; (b) Effondrement en fonction de la saturation initiale pour différentes teneurs en eau initiales (nombres en face des flèches) de compaction du même sable sous 64 lb.m^{-2} (441 kN.m^{-2}) d'après Booth (1977)*

Ce degré de saturation critique semble augmenter avec le pourcentage de fines d'après *(le tableau II.2)* Plusieurs interprétations sont possibles : soit beaucoup d'eau est nécessaire pour imbiber l'argile et affaiblir sa résistance, soit l'effondrement débute une fois le régime capillaire atteint (l'argile est déjà saturée), soit une combinaison des deux. Cette question posée par Bardenet al. (1973) reste ouverte encore aujourd'hui. Pour y répondre, une solution possible est de contrôler la succion dans le sol plutôt que de saturer brutalement les échantillons. Avec cette méthode il est possible de corréler une variation de succion avec un niveau effondrement et donc d'estimer l'origine des effondrements :

– capillaire : succion faible, inférieure à une centaine de kpa.

– origine physico-chimique : succion importante et pouvant varier avec la nature de l'eau (réaction acido-basique, d'oxydoréduction ...).

Tableau II. 2 : *Valeurs critiques du degré de saturation au-dessus duquel le sol ne s'effondre plus, D'après Schwartz (1985). Fines : particules inférieures à 0.075 mm*

Type de sol	Degré de saturation critique	Référence
- Sable argileux 35% de fines - Sable limoneux 40% de fines	46-51% 61%	Knight (1961)
- Gravier fin - Sable limoneux - Limon argileux	6-10% 50-60% 90-95%	Jennings et Knight (1975)
- Sable rouge de Berea 25% de fines - Granite altéré 15 % de fines - Sable de Sishen 10% de fines	69% 52% 21%	Errera (1977)

- **Densité et microstructure initiales**

Plusieurs articles proposent une masse volumique critique entre 1400 (Clevenger 1958) et 1600 kg/m3 (Booth 1977, Brink et al. 1982, Feda 1966) au-dessus de laquelle un sol plus dense ne pourrait pas s'effondrer. Cependant, Jennings et Knight (1975) conseillent de ne pas prendre la densité sèche comme unique critère d'instabilité, car des contre-exemples existent à

cette valeur de densité : sols moins denses mais non effondrables (Dudley 1970) et plus denses mais effondrables (El Sohby et Rabbaa 1984).

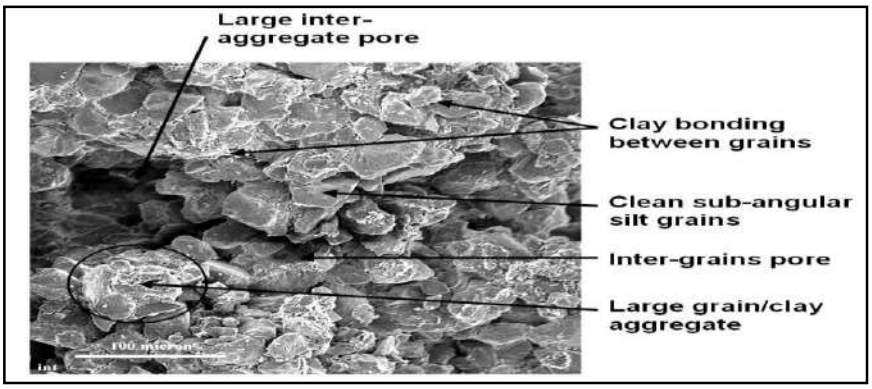


Figure II. 15 : *Image par microscopie électronique à balayage du lœss de Bapaume (Muñoz-Castelblanco et al. (2012))*

L'arrangement de la microstructure est sans doute plus critique. En effet, des expériences ont montré que sur deux éprouvettes de même densité sèche, préparées à des teneurs en eau initiales différentes (l'une au-dessus de l'optimum Proctor et l'autre en dessous), l'une des deux pouvait être effondrable mais pas l'autre (Bardenet al. 1973, Booth 1977). L'explication vient d'une organisation différente des grains à l'échelle mésoscopique (c'est-à-dire à l'échelle de plusieurs grains). Plus sec que l'optimum Proctor, les grains et l'argile se réunissent pour former des agrégats créant des plus gros pores en libérant de l'espace par rapport à un sol de même densité mais plus homogène. On parle alors d'un matériau à double porosité : une porosité intra-agrégat et une porosité inter-agrégat (Ahmed et al. (1974), Delage et al. (1996), Benahmed et al. (2004), Alonso et al. (2012) parmi d'autres). Cette dernière est constituée des pores de plus grandes tailles, qui sont amenés à s'effondrer en premier lors de l'imbibition d'après, par exemple, Jennings et Knight (1957). Lorsque le sol est compacté du côté sec de l'optimum Proctor, une telle microstructure est systématiquement observée, qu'il soit sableux ou argileux. Cette double porosité, aussi rencontrée dans des sols non remaniés comme les lœss *(figure II.15),* semble assez caractéristique des sols effondrables**.**

II.11. La salinisation des sols

La salinisation a été identifiée comme un processus majeur de la dégradation des terres. Dans les zones arides et semi-arides du monde, des ressources hydrauliques importantes sont disponibles mais elles sont de qualité médiocre (saumâtre) La salinisation des sols dans ces régions est non seulement liée aux conditions climatiques (fort ensoleillement et faible

pluviométrie) mais également au recours souvent mal contrôlé à l'irrigation, ce qui entraîne une accumulation des sels dissous en surface (BEN NACEUR *et al.* 2001).

Ce phénomène est un terme générique caractérisant une augmentation progressive de la concentration des sels dans la solution du sol conduisant ainsi à la précipitation successive de minéraux qui modifie sa composition et détermine différentes voies d'évolution des sols en fonction de l'abondance relative des différents ions majeurs dans la solution. Ces ions majeurs sont le calcium (Ca2+), le magnésium (Mg2+), le sodium (Na+), le potassium (K+), le chlorure (Cl-), le sulfate (SO4 2-) et les carbonates (HCO3 -, CO3 2-) (MARLET.S et JOB.J, 2006).

II.11.1. Définition des sols salés

Les sols salés ou sols halomorphes sont caractérisés par leur teneur élevée en sels solubles dans l'ensemble ou dans une partie du profil ou par la dégradation de la structure de l'un de leurs horizons sous l'influence de l'un des ions, provenant de ces sels en particulier du sodium (AUBERT.G, 1975).

D'après (CALVET, 2003), un sol est dit salé quand la conductivité électrique CE, est supérieure à 4 dS/m. Cependant la salinité d'un sol s'apprécie plus par le comportement des plantes de sorte, que cette limite peut être très différente selon la sensibilité des espèces végétales.

II.11.2. Origine des sols salés

D'après CHERBUY (1991), la salinisation d'un milieu implique la présence d'une source de sels qui peut être naturelle, dénommée primaire, et une salinisation anthropique, généralement liée à l'irrigation, que l'on appellera secondaire.

a) La Salinisation primaire ou naturelle

Près de 80 % des terres salinisées ont une origine naturelle, on qualifie alors la salinisation de «primaire».

Quatre sources principales de sels risquant de s'accumuler dans les sols peuvent être identifiés (STENGEL et GELIN, 1998, in ROUAHNA.H, 2006) :

- **L'océan :** par l'intermédiaire de l'atmosphère, qui peut véhiculer des sels dissous dans l'eau de pluie, mais surtout de très fines particules hygroscopiques sous forme d'aérosols.
- **La lithosphère :** du fait de l'altération des roches constituant les îles océaniques ou la croûte continentale.

- **L'altération des minéraux :** est la source naturelle dominante (CALVET, 2003).Leur intensité est maximum lorsque le drainage permet de renouveler les solutions d'attaque et d'évacuer les produits dissous (BOURRIER et LELONG, 1994).

- **Les sels fossiles :** c'est l'origine principale des phénomènes de salinisation primaire observée à travers le globe. Il peut s'agir soit de niveaux évaporitiques (roches), soit des solutions des sols salés emprisonnées dans des sédiments d'origine marine (STENGEL, GELIN, 1998).

b) La Salinisation secondaire :

Près de 20% des terres salinisées ont une origine humaine ou anthropique et sont qualifiées de «secondaires».

II.11.3. Action de la salinité sur les propriétés physico-chimiques du sol

a) Effet sur la structure

Les cations sodium tendent à provoquer la destruction de la structure en favorisant la dispersion des colloïdes minéraux. D'une façon générale, la dispersion dépend de deux facteurs :

- La quantité de cations Na+ adsorbés (ESP) dont l'augmentation favorise la dispersion.
- La concentration de la solution saline au contact de la phase solide, dont l'augmentation limite la dispersion (CALVET, 2003).

b) Effet sur la perméabilité

La diminution de la perméabilité des sols salés à alcalis est une conséquence directe de la dispersion des colloïdes par l'ion Na+ (DERDOUR, 1981). Cette perméabilité commence à augmenter avec la salinité du fait de la formation des agrégats par l'action floculant des sels, puis elle se maintient constante (DEMELON, 1966).

c) Effet sur le pH

La réaction du sol est influencée par la nature des sels. Alors que certains sels sont acidifiants (CaSO4, MgSO4), d'autres sont alcalinisant (NaHCO3, CaCO3, NaCO3) (OUSTANI.K, 2006).

d) Effet sur fertilité chimique du sol

La faible fertilité des sols salés est généralement liée à la présence de sels solubles, en particulier les sels de sodium (SZABOLCS, 1979). L'étude de l'interaction entre la salinité et la fertilité sur la croissance, la composition minérale et le métabolisme de l'azote des plantes, a montré que la salinité diminue la fertilité du sol (GARG et al. 1993). Ils ont aussi noté

qu'avec l'augmentation de la salinité, il y a une augmentation de la concentration de Na^+ échangeable et une baisse des concentrations de N. P. K.

II.12. La prédiction des sols affaissables

La mise en évidence de l'affaissement d'un sol se constate par le tassement appréciable qu'il subit, lent ou instantané, par l'addition d'eau sous une charge constante. L'évolution de ce tassement peur être étudiée au laboratoire par simulation des conditions réelles du sol, ou par des critères empiriques qui utilisés divers paramètres.

II.12.1. Méthodes expérimentales

a) Essais œdométrique simple

Knight (1963) a proposé une méthode pour analyser le risque d'effondrement basée sur l'humidification sous une contrainte verticale de 200 kpa d'un échantillon de sol préalablement chargé à sa teneur en eau naturelle. Le critère est basé sur le pourcentage de déformation verticale obtenu. Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p = \left[\frac{\Delta e_c}{1+e_0}\right] \times 100 \qquad \textbf{II. 3}$$

Où : $\Delta e_c = e_1 - e_2$

e_0 : Indice des vides initial ;

$e_{1\,\mathrm{Sec}}$: Indice des vides à 200 kpa

$e_{2\,\mathrm{Sat}}$: Indice des vides à 200 kpa

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_P = \frac{H_C}{H_0} \qquad \textbf{II. 4}$$

Où H_C : Variation de la hauteur après mouillage.

H_0 : Hauteur initial de l'échantillon.

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au (*tableau II.4)*

En se basant sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegger et al (1988) ont proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 200 Kpa *(figure II.16)*

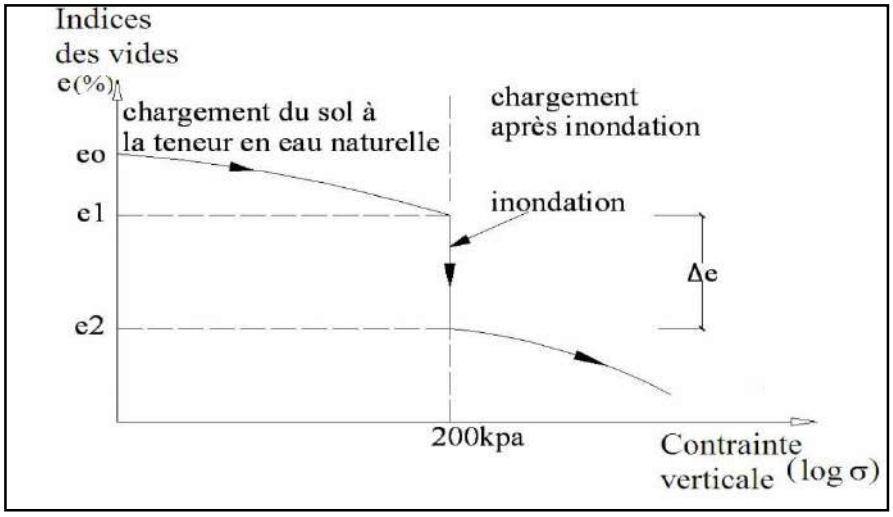


Figure II. 16 : *Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1957)*

b) Essai œdométrique double

Jennings et Knight (1957) ont proposé le "test du double odomètre" pour étudier le risque d'effondrement des sols non saturés. Celui-ci est basé sur deux types d'essais œdométriques. Le premier test est réalisé à la teneur en eau initiale en condition non saturée. Pour le deuxième, on humidifie l'échantillon sous une charge fixe et on suit le chargement en condition saturée *(figure II.17).* Dans certains cas, l'humidification du sol produit des changements importants du volume total. Ce processus implique une perte de la résistance du sol, car pour la plupart des sols non saturés, la résistance augmente lorsque le niveau de saturation diminue et la valeur de succion augmente.

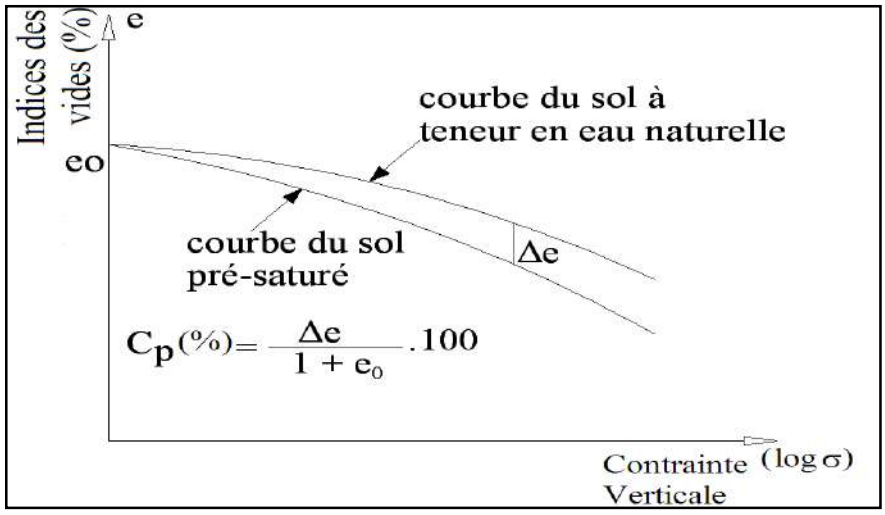


Figure II. 17 : *Double oedomètre (Jennings et Knight (1975)*

Le potentiel d'affaissement se définit de la même manière que pour l'essai œdométrique simple *(équation II.3).*

Tableau II. 3 : *Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)*

CP (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)
1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

Deux échantillons de sol sont placés dans deux odomètres 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 calcule 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 $e = f(\log\sigma)$ 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 (e_0, P_0) (*figure II.17)*

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

$$\left[\frac{\Delta e_s}{1-e_0}\right] \qquad \textbf{II. 5}$$

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de : $\left[\frac{\Delta e_c}{1-e_0}\right]$ **II. 6**

Jennings et Knight (1975) 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'effectuer 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.

II.12.2. Méthodes empiriques

L'inconvénient des méthodes expérimentales réside dans le caractère spécifique des essais et dans la consommation de temps demandé, ce qui est souvent non économique surtout lorsque le programme d'essais concerne une zone particulièrement vaste ou des grandes investigations géotechniques sont nécessaires. A cet effet, plusieurs critères ont été proposés par des chercheurs permettant de connaître la susceptibilité à l'affaissement d'un sol. Ces critères sont basés sur plusieurs paramètres. Nous pouvant regrouper ces critères en fonction des paramètres utilisés.

a) Critères basés sur les propriétés fondamentales du sol

a.1) Expression basée sur les relations d'indice des vides

Un critère simple pouvant largement être utilisé est proposé par Denisov (1951), qui déclare que l'affaissement est probable quand :

$$\frac{e_L}{e_0} < 1 \qquad \textbf{II. 7}$$

Où

e_L : Indice des vides à la limite de liquidité

e_0 : Indice des vides naturel

Ce critère a été utilisé pour prédire l'affaissement des sols par Holtz et Hilf (1961). Un sol est susceptible de s'affaisser par saturation si le degré de saturation in-situ (Sr) est inférieur à 60%.

$$\frac{e_0 - e_L}{1 + e_0} < -0.1 \qquad \textbf{II. 8}$$

Le sol est considéré gonflant par saturation si la valeur du rapport ci-dessus est inférieure à (-0.3), Danilov (1964). Ces critères ont été utilisés par Feda (1966) pour quelques sols lœssiques pour estimer leur affaissement. L'équation précédente peut être réécrite comme suit :

$$\frac{(\rho_0)_d}{(\rho_L)_d} \langle 1.1 \qquad \textbf{II. 9}$$

Où il y a une tendance à l'affaissement

Avec $(\rho_0)_d$: Masse volumique sèche in-situ.

$(\rho_L)_d$: Masse volumique sèche à la limite de liquidité.

Ces critères ont seulement tenu compte de l'effet de l'indice des vides sur le phénomène de l'affaissement par inondation, et n'ont pas tenu compte des effets du niveau de la contrainte appliquée, de la minéralogie du sol, du type de liaison ou de cimentation.

a.2) Expression basée sur la relation de la teneur en eau avec les limites d'Atterberg

Le critère de Denisov (1951) a été légèrement amélioré par Priklonskij (1952), qui a suggéré le critère suivant basé sur l'indice d'affaissement (K).

Où :

$$K = \frac{w_L - w_0}{p_L} = \frac{w_L - w_0}{w_L - p_L} \qquad \textbf{II. 10}$$

Avec :

w_L : Limite de liquidité.

w_0 : Teneur en eau naturelle.

p_L : Limite de plasticité.

Les limites suivantes ont été proposées par Priklonskij :

K< 0 pour les sols d'affaissement élevé.

K> 0.5 pour les sols non affaissables.

K > 1.0 pour les sols gonflants.

Le critère présenté par Gibbs et Bara (1962) et utilisé par Handy (1973) a montré que lorsque la teneur en eau à la saturation dépasse la limite de liquidité, l'effondrement de la structure du à l'augmentation de la contrainte appliquée peut se produire. Ce critère exprimé en termes de l'indice de liquidité (LI) est défini par :

$$L_I = \frac{w_0 - pL}{LL - pL} \qquad \textbf{II. 11}$$

Quand l'indice de liquidité s'approche ou dépasse l'unité, l'expérience a montré que l'affaissement du sol peut se produire. Feda (1966) a développé le critère de l'indice de

liquidité, indiquant que l'affaissement est probable quand l'indice d'affaissement K est inférieur à *0.85* où :

$$K = \frac{(w_0/S_0) - pL}{LL - pL} \qquad \textbf{II. 12}$$

Avec S_0 : le degré de saturation naturel.

Feda a aussi rapporté que l'affaissement devrait se produire par inondation des sols avec un degré de saturation (*S*0) inférieur ou égale à 60%. Il a aussi déclaré que les sols lœssiques dont la porosité naturelle (*n*0) dépasse 40% sont susceptibles à l'affaissement. A titre comparatif entre le critère de Denisov et celui de Feda, l'indice d'affaissement peut être réécrit comme suit :

$$\mathbf{K=}\frac{e_0 - e_l}{e_l - e_p} \qquad \textbf{II. 13}$$

Où

e_p = Indice des vides à la limite de plasticité, si $e_0 = e_l$; $K = 1$

a.3) Expression Basée sur la relation de la masse volumique sèche avec les limites d'Atterberg

Gibbs et Bara (1962) ont développé un critère basé sur le rapport d'affaissement (R)

$$\mathrm{R}= \frac{w_S}{w_L} - \frac{\frac{\rho_W}{\rho_d} - \frac{1}{G_S}}{w_L} \qquad \textbf{II. 14}$$

Avec

$$w_S = \frac{\rho_W}{\rho_d} - \frac{1}{G_S} \qquad \textbf{II. 15}$$

w_S : Teneur en eau au degré de saturation = 100%.

w_L : Limite de liquidité.

ρ_W : Masse volumique de l'eau.

ρ_d : Masse volumique sèche.

G_S : Densité des grains solides.

Un sol est susceptible de s'affaisser par inondation lorsque le rapport d'affaissement (R) est supérieur ou égal à 1. Sur la base de cette expression, une relation entre la masse volumique sèche et la limite de liquidité a été établie, et un critère graphique était élaboré pour prédire l'affaissement du sol. *(Figure II.18)*

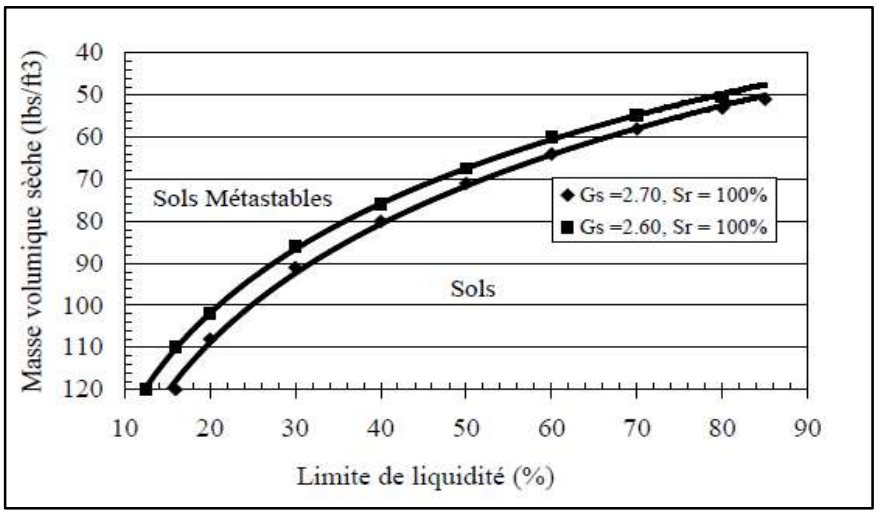


Figure II. 18 : *Sol stable et métastable (d'après Fibbs et Bara, 1962)*

b) Autres critères empiriques

Tableau II. 4 : *Critères d'évaluation du risque d'effondrement*

Référence	Critère
Feda (1966)	Si la porosité est n0 ≥ 40% sol est susceptible à l'affaissement. $K_1=[(W_0/S_r)-W_P]/I_p$ W_0 : teneur en eau naturelle ; W_P : limite de plasticité ; Ip : indice de plasticité ; Sr : degré de saturation ; Pour Sr < 1 et K1 ≥ 0.85 sol est affaissable.
Markin(1969)	$K=(e_0-e_L)/(1+e_0)$ Pour Sr < 0.60 et K > 0.10 : sol susceptible à l'affaissement.
	$\boldsymbol{\delta_w}=\delta_w.[(G_{cr}-G_w)/(G_{cr}-w_0)]$ G_{cr} = 0.60 à 0.70 (dépend de la charge) ; G_w : teneur en eau ; δ_k : tassement relatif à Gcr ;

Goldshtein (1969)	δw : tassement relatif ; À l'aide de cette formule, le tassement relatif δw pour plusieurs teneurs en eau et sous plusieurs charges, peut prédire l'affaissement.
Bally (1973)	$\mathbf{I_{mg}=\sum I_{mgj}h_j}$ I_{mgj} : coefficient de tassement mesuré à l'oedomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm²) ; H_j : épaisseur de la couche j ; I_{mg} : le potentiel de l'affaissement total (le lœss est affaissable si Img = 10 à 12 cm/m.
Reginatto et Ferrero (1973)	$\mathbf{C=(p_{cs}-p_0)/(p_{cn}-p_0)}$ P_0 : pression de surcharge totale ; P_{cn} : pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ; P_{cs} : pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé ; C : coefficient de l'affaissement ; C < 0 : le sol est très affaissable ; 0 < C < 1 : le sol est conditionnellement affaissable ; $P_{cn}= P_0$: pour le sol est normalement consolidé ; $P_{cs}>P_0$: le sol est capable de supporter charges sous saturation.
Jennings et Knight (1975)	$\mathbf{C_p= [\Delta e_c/ (1+e_0)]\times 100}$ e_0 : indice des vides initial ; e_1 : indice des vides au début de la saturation ; e2 : indice des vides à la fin de la saturation ; 0-1%: pas de problème ; 1 - 5%: trouble modéré ; 5 - 10%: trouble ; 10 - 20%: trouble sévère ; > 20%: trouble très sévère.
Minkov et al (1980)	$\delta =0.05\ (n_0-40).\ (30- w_0)$ $\delta(3,5) \geq 2\%$ sol est affaissable.
	La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.

Clevenger (1985)	Si Y_h< 1.28g/cm^3 : l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de la teneur en eau. Si Y_h>1.44g : pas d'effondrement. entre ces deux limites l'effondrement peut se manifeste.
Anderson (1985)	$R=5,5-3,82\log(W_p/W_p)-1,63\log w_0-1,24\log C_u-0,918\log p_{10}+0,465\log(D_{60}/D_{40})-0,45\log(D_{99}/D_{40})-0,303p_{200}$ Cu : coefficient d'uniformité du sol ; p10 : la fraction du sol passant à travers le tamis (2mm) ; p200 : la fraction du sol passant à travers le tamis (0.075mm) Dx : c'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol R ≥ 2 % : sol est affaissable.
Ayadat et Belouahri (1996)	Critère basé sur la granulométrie Si Cu>12 le sol est collapsible Si 4 < Cu < 1 le collapse est probable Si Cu<4 le collapse ne se manifeste pas. avec Cu : Coefficient d'uniformité
Ayadat et Abbeche (1997)	Si Y_h< 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%<W_L<35%, le sol est collapsible Si Iw< 1 le collapse est très probable La droite Ip =0.5W_L-10 proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissable.
Abbeche et al (2005)	Si 5%<(%2μ) < 15% et W_L<20%, Effondrement est très probable Si 15%<(%2μ) < 30% et 15%<W_L<30%, Effondrement est probable Si (%2|a,) > 30% W_L<35%, Pas d'effondrement
Abbeche et al (2011)	Si V < 400 m/s : l'affaissement se manifeste Si 400 m/s <V <1000 m/s : l'affaissement peut se produire Si V >1000 m/s : le risque d'affaissement est écarté

II.12.3. Les méthodes basés sur les essais in-situ

Plusieurs essais in situ ont été développés par différents chercheurs. Un essai in situ simple proposé par Jennings et Knight (1975) pour identifier les sols affaissables. Cet essai utilise un cylindre de 100 mm de hauteur et de 50 mm de diamètre pour prélever des échantillons de sol intact. L'échantillon est alors divisé en deux portions de 50 mm de longueur chacune. Une portion est mouillée et moulée à la main, puis placée dans le cylindre. Le sol est susceptible de s'affaisser si la hauteur du sol humidifié et moulé est inférieure à celle de la portion non mouillée et intacte. Jennings et Knight (1975) ont aussi proposé un essai pour identifier les sols affaissables in situ. Cet essai est conduit comme suit : Un échantillon de sol prélevé du site est divisé en deux parties égales. Une partie est humidifiée et moulée à la main pour former une boule. Si le volume de la partie humidifiée est plus petit que ce de la partie non mouillée, le sol est alors susceptible de s'affaisser.

La partie non humidifiée est ensuite mouillée pour former une boule. Si les deux boules humidifiées sont égales en volume l'essai sera considéré exact. Ces critères de site ont les avantages de simplicité et de rapidité des résultats à l'aide d'une évaluation qualitative ; mais ils ne sont pas adéquats comme un outil d'ingénierie. Ils alertent seulement le géotechnicien à faire des recherches approfondies. La plupart des critères et des valeurs associées aux paramètres indiquant la susceptibilité de l'affaissement, sont basés sur des observations des différents auteurs. En outre, ils imposent souvent des limitations à leurs critères. Par exemples, le critère de Denisov est applicable seulement aux cas où le mouillage du sol se fait à des contraintes faibles. Le critère de Feda est applicable seulement quand le degré de saturation naturel est plus petit que *l'unité* et la porosité doit être supérieure ou égale à *40%,* Fookes et Best (1969), et Mellors (1977). Les critères de prédiction cités ci-dessus sont qualitatifs, car ils ne présentent aucune quantité ou taux d'affaissement. Ils ont seulement été établis sur la base de l'effet de la porosité, de la limite de liquidité, et de degré de saturation. Aucune considération de l'effet de niveau de la contrainte appliquée, de type et de quantité des matériaux de cimentation, d'arrangement des particules, et de composition du sol n'a été prise. Les méthodes suivantes fournissent des réponses quantitatives concernant le taux et la magnitude de l'affaissement du sol.

II.12.4. Les méthodes théoriques

En ce qui concerne la prédiction de l'effondrement par des méthodes théoriques, très peu de travaux ont été publiés dans ce sens. Il semble qu'actuellement, le développement d'une méthode analytique est très difficile. La méthode qui donne des résultats plus exactes,

exige des essais in-situ avec la charge réelle appliquée, ce qui est coûteux et consomme beaucoup de temps et ne peut être généralisée.

Puisqu'elle ne montre que le comportement de surface de la région testée.

II.13. Stabilisation des sols

La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations da sa teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité (Babouri, 2008).

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

II.13.1. Technique d'amélioration et stabilisation des sols affaissables

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une opération d'amélioration du sol pour rendre faisable le terrain pour qu'ils puissent recevoir des constructions de grande importance, tout en tenant compte du coût de l'opération d'amélioration et le délai de réalisation.

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories :

- ✓ Réduction de l'indice des vides et densification du sol. Ce type d'action nécessite parfois plusieurs opérations (le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le pré chargement, les drains verticaux,…etc).
- ✓ Injection d'un liant et stabilisation chimique (Jet Grouting, lime cément columns etc.) afin de former un nouveau matériau plus résistant.
- ✓ Utilisation d'un autre matériau pour combler les défauts du matériau du sol existant (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

Le sol initial ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une technique d'amélioration donnée. En effet, *(la figure II.19)* illustre la différence entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autres parts. Alors que pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration ne sont diversifiées.

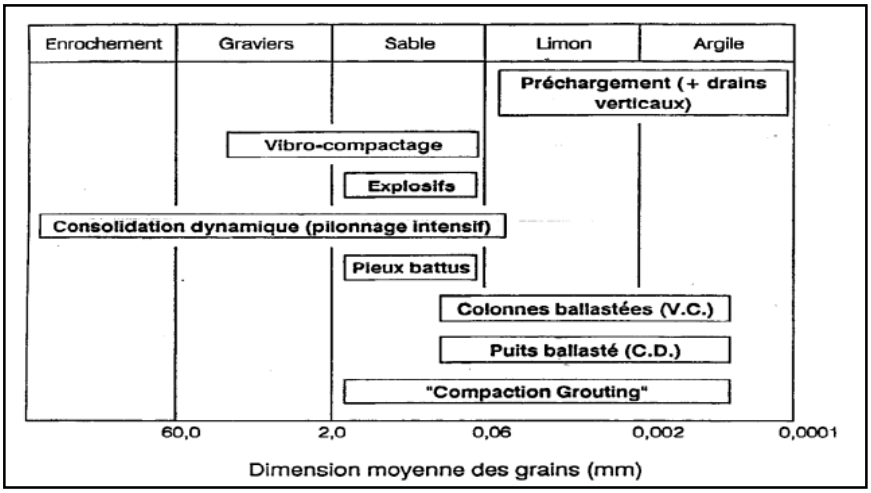


Figure II. 19 : *Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol final*

a) Pré-chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive augmentée éventuellement d'une surcharge qui assure tout ou partie des effets suivants :

- ✓ Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- ✓ Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif.

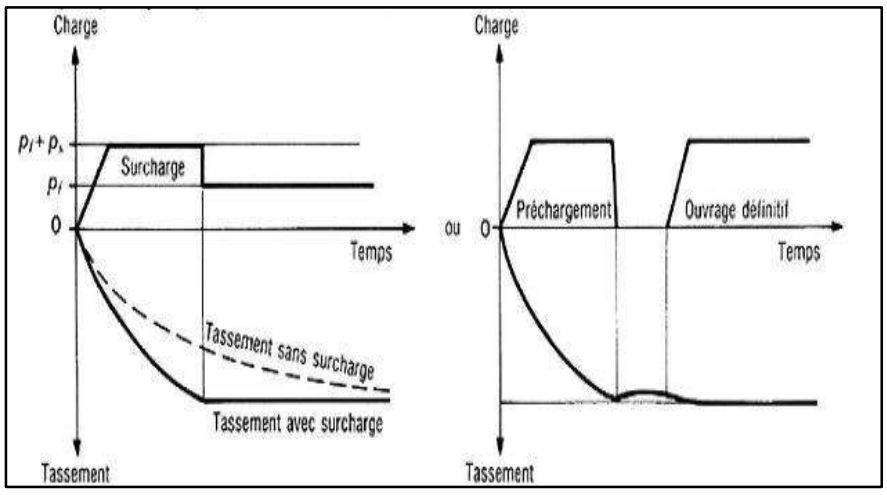
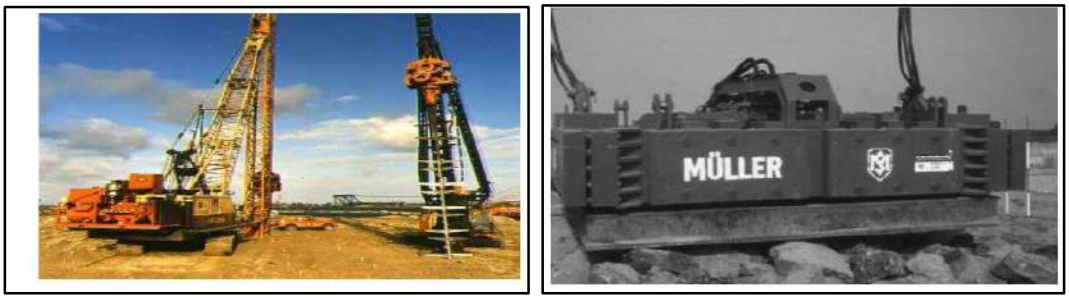


Figure II. 20 : *Principe de traitement par pré chargement*

b) Vibrocompactage (ou vibroflottation)

Le Vibrocompactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact duquel résulte une augmentation de la contrainte latérale.

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielle, qui met les grains du sol dans un état liquéfié.



(a) **(b)**

Figure II. 21 : *(a) Compactage par vibro-sonde, (b) Compactage par plaque vibrante lourde*

c) Compactage dynamique (ou pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches. Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70. Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) pour une hauteur de chute qui varie de 10-20 à 40m. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction.

Le compactage dynamique est également recommandé pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse tels que les lœss en ex-Urss. Sa mise en exécution est rapide et, dans le cas de sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration de sols existants.

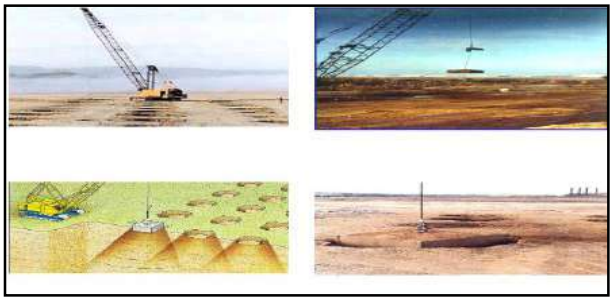


Figure II. 22 : *traitement par compactage dynamique*

d) Densification par Vibro-refoulement

II 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 surmontée grâce à 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 à réaliser 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 traiter préalablement les sols.

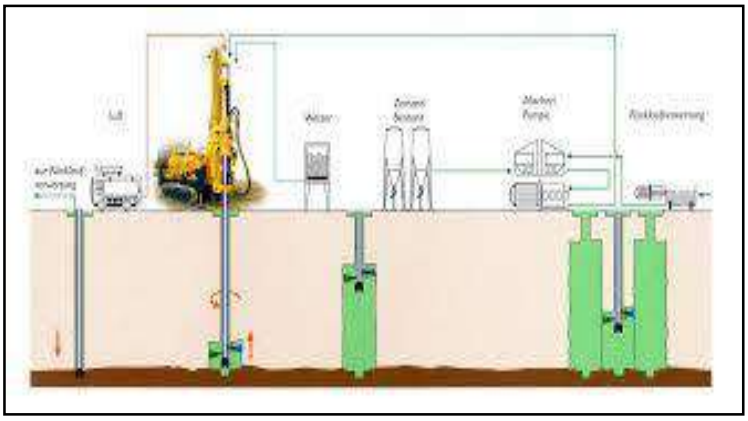


Figure II. 23 : *densification par vibro-refoulement*

e) Compactage par étincelle électrique

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), 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 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.



Figure II. 24: *Compactage par étincelle électrique*

f) 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 HassiR'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).



Figure II. 25 : *Traitement par substitution*

g) 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 influence l'efficacité du phénomène. II s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas un gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sols non cohérents en lieux suffisamment éloignés de toute agglomération. La quantité d'explosifs varie de 10 à 30 Kg/ m^3 de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les lœss.



Figure II. 26 : *Compactage par explosion*

h) Stabilisation chimique ou injection

Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine de construction sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation par traitement chimique.

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en œuvre. La stabilisation chimique est basée sur l'utilisation de produits chimique ou de liant devant permettre une diminution du potentiel d'affaissement à un niveau acceptable. Dans cette section de traitement on constate :

La stabilisation chimique par des additifs tels que le silicate de sodium (Na2SO3) et le chlorure de calcium (CaCl2) a été utilisée pendant de nombreuses années plus ou moins de succès (Abelev, 1975). Ces additifs chimique permettent une cimentation de la structure du sol qui lors du mouillage, aurait une meilleure résistance à l'effondrement. La pénétration des solutions chimiques dans la profondeur désirée est essentielle pour le succès de la procédure de traitement. Cette méthode est souvent applicable à des dépôts de sable fins ; et présente d'être utilisée une fois une structure déjà en place ou existante (Al Rawas A.A, 2000).

Houston et Houston (1997) ont souligné que l'injection fournit une amélioration des sols par un ou plusieurs des trois mécanismes suivants :

- ✓ Si la viscosité du coulis est assez faible et la perméabilité du sol suffisante, le coulis pénètre dans le sol pour le rendre rigide.
- ✓ Si la viscosité du coulis est élevé et la perméabilité du sol faible, le bulbe de coulis compresse et densifie le sol environnant. Ce processus est appelé compactage par injection.
- ✓ Le troisième mécanisme appelé renforcement de sol. Consiste à mettre suffisamment de coulis dans le sol à des emplacements et profondeurs précises. Les zones injectées deviennent rigides et auront tendance à porter les surcharges et les charges structurelles, tandis que les zones lâches seront déchargées dans une certaine mesure.

La stabilisation de silicates est généralement coûteuse. Toutefois, il a été utilisé avec succès aux Etats Unis et dans bien d'autres pays (Pengelly et al, 1997). Les essais in-situ et au laboratoire effectués dans l'ancienne Union Soviétique montrent que le pré mouillage avec solution à 2% de silicate de sodium peut considérablement diminuer la compressibilité et augmenter la résistance à l'affaissement des sols lœssiques (Sokolovski et Semkin, 1984). Cette méthode est utilisée pour les sols affaissables secs et mouillés qui ont une tendance à s'effondrer sous le poids des surcharges des structures futures. Cette méthode consiste en trois étapes successives :

- L'injection du dioxyde de carbone permet d'éliminer l'eau présente.
- L'injection du coulis de silicate de sodium.
- L'injection de dioxyde de carbone pour neutraliser l'alcali.

Les essais in-situ sur sol sablonneux du type non carbonaté et prétraité avec le dioxyde de carbone ont montré une augmentation de la résistance de 20 à 25% (Clemence et Finbarr, 1981). L'injection d'ammoniac seul dans le sol humide a été utilisée, cependant, l'efficacité de l'ammoniac est beaucoup moindre que celle des silicates de sodium. De plus, l'ammoniac est un produit dangereux pas facile à utiliser. Enfin, plusieurs autres variantes ont été également testées, comme le ciment (Ismail et al, 1987), la chaux et le bitume (Bell 1993) et l'acide phosphorique a été utilisé en nouvelle Zélande pour stabiliser les sols lœssiques (Evens et Bell 1981).



Figure II. 27 : *Traitement chimique à la chaux et au ciment*

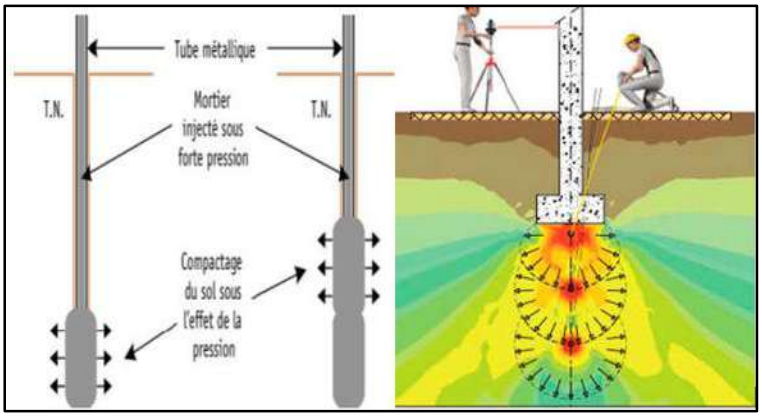


Figure II. 28 : *Principe de l'injection du mortier solide à l'aide d'un tube métallique*

i) Traitement par pré-mouillage du sol

Cette technique de traitement utilisée avec succès dans les années 1930 en ex URSS, consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol affaissable. L'infiltration, généralement lente, de cette eau et le poids propre du terrain constituent les conditions idéales d'affaissement. Cette méthode reste efficace pour des sols ayant des épaisseurs d'environ 5m, elle exige une disponibilité de l'eau en grande quantité, est prescrite pour des sites urbains.

j) Traitement thermique

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

Bell et Bruyn (1997) ont rapporté l'utilisation du traitement thermique des sols lœss au sud-est de l'Europe et de la Russie par la combustion des gaz et mazout dans des trous de forage sous pression. Les forages sont très rapprochés et les températures peuvent atteindre 1000° C, produisant une colonne de sol stabilisée avec un diamètre de 1,5 à 2m.



Figure II. 29 : *Traitement thermique*

II.14. Evaluation des méthodes de traitement

Des études comparatives sur l'efficacité et l'économie des diverses méthodes de traitement ont été rapportés dans la littérature. Par exemple, Rollins et Roger (1994) ont mené une étude comparative sur un site situé à Néphi Utah (Etas Unis) pour évaluer le coût et l'efficacité des différentes méthodes de traitement à partir de six essais en vrai grandeur sur les semelles carrées de 2,5 m de côté. Les méthodes de traitement ont inclus :

1) un pré mouillage avec de l'eau.

2) un pré mouillage avec une solution à 2% de silicate de sodium.

3) une excavation partielle et remplacement par remblai granulaire compacté.

4) un compactage dynamique sur sol sec.

5) un compactage dynamique sur sol pré mouillé.

L'amélioration des sols a été évaluée à l'aide de l'essai double odomètre sur échantillons intacts ainsi que des essais de pénétration au cône et essais préssiométriques.

Le profil de sol est généralement composé de limon argileux et sablonneux (CL-ML). La teneur en eau naturelles était de l'ordre de 7% et 10%, la limite de liquidité était d'environ 22% et l'indice de plasticité était aux alentours de 5%. La distribution granulométrique du sol se répartissait de la manière suivante : 30% de sable, 60% de limon et 10% d'argile.

Le tassement prédit par essais œdométriques et le tassement mesuré par diverses méthodes est résumé dans *(le tableau II.5).* Il a été constaté que le silicate de sodium et les méthodes de compactage dynamique sont les méthodes efficaces dans la réduction du tassement des sols affaissables de plus de 250 mm à moins de 35 mm, mais elles sont plus chères que les autres méthodes.

Tableau II. 5 : *Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de traitements (Rollins et Rogers, 1994)*

Test	Méthodes de traitement	Effondrement prédit après chargement		Effondrement après le chargement	
		Avant traitement (mm)	Après traitement (mm)	Effondrement (mm)	Fluage (mm)
1	Aucun traitement	**276**	**N/A**	**282**	**12**
2	Pré mouillage avec l'eau	**270**	**300**	**243**	**12**
3	Pré mouillage avec silicate de sodium	**270**	**82**	**27**	**9**
4	Excavation partielle et remplacement avec remblai	**267**	**183**	**114**	**9**
5	Compactage dynamique à teneur en eau naturelle	**254**	**31a 125b**	**3**	**14**
6	Compactage dynamique après pré mouillage	**396**	**15**	**11**	**18**

a : Sous pointe de chute et b : entre point de chute

Rollin et Rogers (1994) ont également les avantages et les limites des diverses méthodes de traitement *(tableau II.6).* Des résultats similaires sur le succès de l'utilisation de compactage ont été rapportés par Souza et al. (1995). Leurs essais de chargement de plaque in-situ au Brésil révèlent que le compactage peut réduire l'affaissement d'environ 87% et augmenter la charge admissible de 110%.

Tableau II. 6 : *Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1994)*

Avantages	Limites
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassement différentiel
Pré mouillage avec silicate de sodium	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements dus au fluage Possibilité d'utilisation en reprise en sous œuvre	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
Excavation partielle et remplacement avec remblai	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrable sous-adjacent Réduction des tassements pour des volumes d'eau limitée Minimisation du tassement différentiel	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes Demande une grande expérience
Compactage dynamique à teneur naturelle	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs (≥ 5m)	Coût plus élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme Ne nécessitant pas une grande expérience

Compactage dynamique après pré mouillage	
Diminution significative d'affaissement Efficacité de compactage Réduction au niveau de vibration Plus grande uniformité dans la densification Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs (≥ 5m)	Coût plus élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée 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.15. Conclusion

Les différentes recherches sur le comportement des sols affaissables ont conclu que l'effondrement de ces sols est fortement influencé par les six paramètres suivants :

- Le niveau d'effort appliqué au moment de mouillage.
- La teneur en eau initiale ou naturelle.
- L'indice des vides initial.
- La composition de ces sols ou le pourcentage d'argile contenue.
- Le degré de saturation.
-la salinisation des sols.

L'influence de ces paramètres représente le but principal de ce travail.

CHAPITRE III

MATERIAUX ET MATERIELS DES ESSAIS PRELIMINAIRES

III.1. Introduction

Pour atteindre l'objectif de ce travail expérimental, on a utilisé plusieurs dispositifs pour la réalisation des différents essais sur les échantillons qui ont été préparés au laboratoire.

Nous exposons dans ce chapitre le programme expérimental des essais effectués, une description des appareilles, le but et le principe de chaque essai ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

III.2. Les matériaux des essais

De nombreux chercheurs ont conclu que les sols affaissables sont principalement composés de sable et des particules fins de limon et d'argile.

Pour préparer des échantillons de sol affaissable au laboratoire, pour la réalisation des essais d'affaissement, nous utilisons les matériaux ou les composantes principales de ces sols (Le sable et l'argile grise).

III.2.1. Le sable

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait du gisement de hassi-bahbah dans la wilaya de Djelfa (Algérie), très utilisé pour la confection du béton dans tous les chantiers de la région (Djelfa ; Médéa ; Blida ; Alger).Après son passage à étuvage (105°C) pendant 24 heurs on a procédé au tamisage (2 mm), les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2 mm sont récupérées.

Pour déterminer les caractéristiques du sable utiliser nous avons effectue deux essais d'identification ces essais sont présente respectivement ci-dessous :

a) Essais de l'équivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable permet de déterminer dans un sol la proportion relative de sol fin et de sol grenu. Cet essai est important, car la présence d'éléments fins peut modifier le comportement de ces sols. En particulier la présence de particules argileuses dans le sable d'un mortier ou béton, en abaissant l'adhérence « pâte de ciment/granulats », est défavorable à la mise en œuvre et aux performances finales du béton ou mortier.

a.1) Principe de l'essai

L'essai est effectué sur la fraction 0/2 mm du sable à étudier. On lave l'échantillon, selon un processus normalisé, et on laisse reposer le tout. Au bout de 20 minutes, et on mesure les éléments.

Cette dernière peut être réalisée par deux types de mesure :

- Mesure avec une règle de mesure (ESV).
- Mesure avec un piston (ES).

$$\begin{cases} ESV = \dfrac{h_2}{h_1}.100\ \% \\ ES = \dfrac{h_2^{'}}{h_1}.100\ \% \end{cases}$$

- hauteur h_1 : sable propre + éléments fins.
- hauteur h_2 : sable propre seulement (à vue).
- hauteur h'_2 : sable propre seulement (au piston).

a.2) Préparation de l'échantillon

Il faut tamiser au tamis de 2 mm, éliminer le refus, et recueillir tout le tamisât.

a.3) Produits utilisés lors de l'essai

Un lavage à l'eau ne donnerait pas des résultats précis. On utilise donc une solution spéciale qui fait floculer les éléments fins et en régularise la sédimentation.

- solution concentrée.
- Solution lavante.

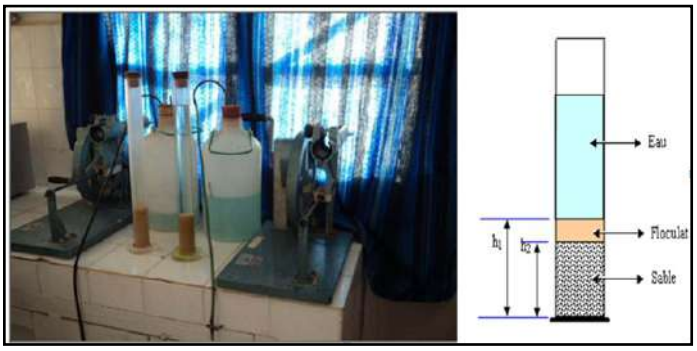


Figure III. 1 : *Les étapes de l'essai de l'équivalent de sable*

a.4) Matériels utilisés

Ce matériel est précisé par la norme NF P 08 501 :

- 03 éprouvettes, en matière plastique, avec 2 traits repères; bouchons.
- Entonnoir.
- Bonbonne de 5l.
- Bouchon pour cette bonbonne, avec siphon et tube souple de 1.5m environ.
- Tube laveur, prolongeant le tube souple; métallique.
- Machine agitatrice; électrique.
- Règle de mesure.
- Piston taré, dont la masse mobil est de 100g : son diamètre d est légèrement inférieur à celui D des éprouvettes.
- Et aussi le matériel d'usage courant non spécialisé : tamis, spatule, récipients divers, balance, chronomètre.

a.5) Mode opératoire

Pour l'étude expérimentale de cet essai on va:

1-Remplir les éprouvettes jusqu'au premier trait;

2-Verser la quantité de sable (environ 120 g);

3- Eliminer les bulles d'air (frapper contre la paume de la main);

4- Laisser reposer 10 min;

5-Boucher les éprouvettes, et les agiter à l'aide d'une machine agitatrice électrique (mouvement rectiligne, horizontal, sinusoïdal, 20 cm d'amplitude, 90 aller et retours en 30 S);

6- Laver et remplir les éprouvettes, avec le tube laveur;

- rincer le bouchon au-dessus de l'éprouvette.
- faire descendre le tube en le faisant tourner entre les doigts, on lave ainsi les parois intérieures de l'éprouvette.
- laver le sable, pour cela; descendre et remonter lentement le tube laveur que l'on tourne entre les doigts dans la masse du sable, on fait aussi remonter les particules fines.
- sortir le tube laveur lorsque le niveau du liquide atteint le trait supérieur.

7-Laisser reposer 20 min, éviter toute vibration;

8-Mesurer à vue h1 et h2 ; la mesure de h2 n'est pas toujours aisée. ESV qui en résulte est donc entaché d'incertitude. Ce qui conduit à faire la mesure plus précise suivante;

9-Descendre lentement le piston taré dans le liquide à travers le floculat, le manchon prenant appui sur le bord supérieur de l'éprouvette. L'immobiliser au contact du sable mesurer h2;

a.6) Résultats d'essai

Tableau III. 1 : *Résultats de l'essai de l'équivalent du sable*

	1er essai	**2ème essai**
Hauteur de la colonne h1 (cm)	9.1	9.3
Hauteur du sable h2 a vue (cm)	8.68	8.95
Hauteur du sable h2 au piston (cm)	8.7	8.9
Hauteur équivalente sable (a vue) ESV (%)	95.38	96.24
Hauteur équivalente sable (au piston) ES (%)	95.60	95.70
ESV (Moyenne visuel) %	95.81	
ES (Moyenne piston) %	95.65	

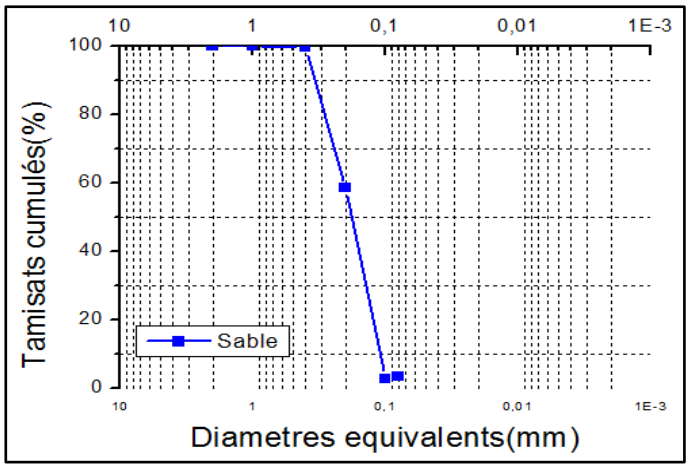


Figure III. 2 : *la courbe granulométrie du sable*

III.2.2. L'argile

a) Caractéristique du gisement

a.1) Situation

L'argile est extraite du gisement qui se situe dans la willaya de Médéa, commune de Boughzoul, au lieu-dit (d'Oued El Melah) exploité pour la fabrication de la brique.

a.2) Morphologie

Morphologiquement, le gisement présente un relief mamelonné peu accentué s'abaissant du Sud Est vers le Nord-Ouest ou a été implantée l'usine. Sa surface dénudée est à vocation pastorale et agricole avec un rendement aléatoire, généralement faible et variable selon la pluviométrie.

Il occupe une superficie de 65 hectares sur le périmètre dont les coordonnées UTM système Nord Sahara 1959, fuseau sont d'après le titre minier d'exploitation de petite ou moyenne exploitation minière N°145 PM attribué par l'agence nationale du patrimoine minier (ANPM) à la SARL SOTBAF.

a.3) Stratigraphie et lithologie

La formation argileuse composant le gisement se rapporte au miocène inferieur dont les dépôts occupent une large extension dans la région, D'après le degré d'altération on distingue de haut en bas les variétés argileuses suivants :

Argile altérée : de couleur jaune à teinte verdâtre, plastique, carbonatée, gréseuse, compacte, fissure .Sur les fissures, on observe des cristaux de gypse, des hydroxydes de fer et de manganèses. L'ouverture des fissures varie de 1 à 3mm.

Le taux de gypse s'élève à 2-3%.Dans les zones supérieure, le gypse poudreux prédomine jusqu'à la profondeur de 1.5-2 m. En fonction des sondages, l'épaisseur de ces argiles varie de 6.9 m (S.12) à15.5 m (S.4) soit une moyenne de 113 m.

a.4) Composition chimique

Tableau III. 2 : *Compositions chimique d'argile*

Elements	**Teneurs (%)**
	Aregile altérée
SiO_2	36,80
Al_2O_3	8,08
Fe_2O_3	3,55
Cao	22,96
MgO	2,49
So_3	1,80
K_2o	1,38
So_3 gypse	1,62
Cl^-	0,027
F^-	0,090
Perte au feu	21,59

a.5) Granulométrie

L'étude des analyses granulométriques a été effectuée séparément sur les variétés d'argile et a donné les résultats suivants :

Tableau III. 3 : *Granulométriques d'argile altérée*

Argiles	**>5mm**	**>2mm**	**>1mm**	**>0,5mm**	**>0,25mm**	**<0,25mm**
Argiles altérées	0,22	0,35	0,47	0,67	1,05	97,24

a.6) Compostions minéralogique

11 échantillons ont été soumis à l'analyse minéralogique aux rayons X, dont les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessus *(tableau III.4)*

Tableau III. 4 : *Les compositions minéralogiques d'argile*

Minéraux	**Argiles altérées %**
Minéraux argileux	21,6
Quartz	19,4
Calcite	34,8
Dolomite	6,7
Gypse	2,5
Oxydes de fer	4,2

Cet argile est de couleur grise, se présente sous forme des mottes compactes impossible de les mélangée avec le sable.

Pour cela, on a exposé près de 100Kg d'argile au soleil pendant trois semaines, puis on procédé à leur broyage manuel (méthodes des chocs successives).Le tamisage se fait par voie humide.

La quantité broyée, séchée à l'étuve (105°C) pendant 24 heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08 mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08 mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock. A la fin la quantité de particule fine (80µm) récoltée est de 20Kg.

III.2.3. Les matériaux de saturation

Dans notre travail on a utilisé pour la saturation des échantillons de sol reconstitué une quantité de l'eau distillée et de l'eau de mer, ce dernier on a apporté une quantité de celui-ci de la plage de Chenoua, (Tipaza, Algérie) et on l'a fait certains analyse chimique ces analyse présentée dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 : *L'analyse chimique de l'eau de mer de plage de Chenoua, Tipaza*

Eléments	Valeurs
CE (µS/cm)	49610
pH	8.0
NO^{3-}	0.3
HCO^{3-}	149
$SO4^{2-}$	3080
Cl^{-}	18700
Na^{+}	12000
Ca^{2+}	408
K^{+}	340

III.2.4. Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques des matériaux entrant dans la composition des deux sols d'essais sont données dans *(le tableau III.6)*

Tableau III. 6 : *Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués*

Matériaux	Caractéristiques géotechniques
Sable (2mm)	Equivalent de sable : ES = 95.73% Pourcentage tamisât inferieur à 2mm : 98.08% Coefficient d'uniformité : Cu = 1.88 Coefficient de courbure : Cc = 48.4
Argile (80µm)	Limite de liquidité : W_l= 35.25 Limite de plasticité : W_p= 20.45 Indice de plasticité : I_p = 14.80 Densité spécifique : Gs=2.59

III.2.5. Reconstitution des sols d'essais

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

- Sol-**S1**- → 25% Argile (80µm) + 75% Sable (2mm).
- Sol-**S2-** → 35% Argile (80µm) + 65% Sable (2mm).

III.3. Les dispositifs expérimentaux utilisés pour chaque essai

Nous présenterons les différents dispositifs permettant de connaitre les caractéristiques des sols préparés tel que :

- L'analyse granulométriques.
- La détermination des poids spécifiques.
- Les essais de consistance des sols (Les limites d'Atterberg).
- L'essai Proctor.
- Essai de bleu méthylène.

III.3.1. L'analyse granulométrique

Cet essai permet de déterminer le coefficient d'uniformité (Cu) des sols préparés, et le pourcentage en poids des particules de diamètre inférieur à 2 µm qui est utilisé comme des indicateurs du potentiel d'affaissement du sol dans les critères rapportés par : Ayadat et Belouahri (1996), et Abbeche et al (2007).

a) Par tamisage

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un sol. Cette analyse consiste à passer un échantillon de sol sur une série de tamis de 2mm de diamètre maximum.

Les manipulations et les conditions d'essai sont décrites par la norme (NF P 94-041).

Les tamis utilisés pour la réalisation de cet essai sont de diamètre égale à :

(2 mm, 1 mm, 0.4 mm, 0.2 mm, 0.1 mm et 0.08 mm).

a.1) Principe de l'essai

L'analyse consiste à séparer et classer à l'aide des tamis les grains de sol selon leur diamètre. Les grains ainsi isolés peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun dans le granulat.

- Le refus désigne la partie des grains retenue dans un tamis.
- Le refus cumulé représente tous les grains bloqués jusqu'au tamis concédé.
- Le tamisât ou passant désigne la partie qui traverse le tamis.

La représentation graphique de l'analyse permet d'observer et d'exploiter ces informations très simplement.

a.2) Le mode opératoire

On analyse le sable et les deux types de sol reconstitués. La méthode d'analyse consiste à utiliser le mode opératoire suivant :

1- Peser la masse de l'échantillon de 200g ;

2- Former la colonne de tamis sur la tamiseuse électrique ;

3- Placer l'échantillon dans le tamis supérieur de la colonne et faire fonctionner la tamiseuse électrique pendant 20 minutes (fréquence de 15 Hz) ;

4- Récupérer la matière dans les bacs et nettoyer chaque face des tamis ;

5- Peser ensuite sur la balance les quantités de refus dans chaque tamis et la quantité recueillie dans le fond ;

6- Calculer le pourcentage de passant de chaque tamis et tracer la courbe granulométrique.

7- Déterminer le coefficient d'uniformité (Cu) et le coefficient de courbure (Cc) avec:

- **Le facteur d'uniformité granulométrique C_u :** appelé aussi le coefficient de Hazen qui traduit le fait que la courbe est plus ou moins étalée :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad \textbf{III. 1}$$

Caquot et Kérisel considèrent qu'une granulométrie est étalée dès que ce facteur dépasse 2. Une granulométrie peut être considérée comme serrée lorsque C_u est inférieur à l'unité.

❖ **Le facteur de courbure granulométrique C_c :**

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} \qquad \textbf{III. 2}$$

Pour obtenir un sol à moindre porosité, on cherche à optimiser la courbe granulométrique. De nombreux auteurs ont travaillé sur ce sujet. Talbot propose de caractériser la courbe optimale par l'équation suivante y = (D / D 100) n avec n compris entre 0,1et 0,5.Ces courbes sont utilisées pour le choix des matériaux de fondation et de revêtement.

Le diamètre caractéristique (D_n) se définit comme le diamètre des particules où le pourcentage des particules de sol (en poids) a un diamètre plus petit. Le diamètre (D_n) se lit directement sur le graphique.



Figure III. 3 : *Une colonne des tamis fixé sur le tamiseur*

a.3) Résultats d'essai

Tableau III. 7 : *Résultats d'analyse granulométrique du sol –S1-*

Ouverture du tamis	Tare (g)	Refus+tare (g)	Refus partiels (g)	Refus cumulés		Tamisats
				(g)	(%)	
2	1029.0	1029.0	0	0	0	100
1	899.4	899.6	0.2	0.2	0.04	99.96
0.4	814.1	815.4	1.3	1.5	0.3	99.70
0.2	968.0	847.3	79.8	81.3	16.26	83.74
0.1	747.1	1024.1	277.3	358.6	71.72	28.28
0.08	734.8	762.5	28.3	386.9	77.38	22.62
Fond	1107.8	1219.7	113.1	500	100	0

Tableau III. 8 : *Résultats d'analyse granulométrique du sol –S2-*

Ouverture du tamis	Tare (g)	Refus+tare (g)	Refus partiels (g)	Refus cumulés		Tamisats
				(g)	(%)	
2	1029.0	1029.0	0	0	0	100
1	899.4	899.8	0.4	0.4	0.08	99.92
0.4	814.3	815.8	1.5	1.9	0.38	99.62
0.2	768.4	845.4	77	74.9	14.98	85.02
0.1	747.0	961.0	214	288.9	57.78	42.22
0.08	734.7	77.6	42.9	331.8	66.36	33.64
Fond	1107.0	1275.0	168.0	500	100	0

b) Par sédimentation

La sedimentometrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.8mm (module AFNOR 21).Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesse différente ; la relation entre le diamètre des grains et vitesses de sédimentation est donnée par la loi de stokes, comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on obtiendra que **"** Les diamètres équivalents".

b.1) Principe de l'essai

La méthode consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau, c'est à dire la vitesse de chute des particules. À partir de la loi de stokes.

Le diamètre peut s'exprimer simplement par la formule suivante :

$$D = F\sqrt{\frac{H_t}{T}} \qquad \textbf{III. 3}$$

Où: F est un facteur donné par l'abaque

$$H_t = 22{,}2 - 100 \times 3{,}8\,(R_t - R_B) - H_C \qquad \textbf{III. 4}$$

Avec H_C **:** est le déplacement de la suspension dû à l'introduction du densimètre. Elle est prise (par convention) égale à 0 pour les 3 premières lectures et égale à 1,4 cm pour la suite. Le pourcentage des particules qui sont en suspension est donné par la formule suivante :

$$P = \left(100 \times \frac{V_S \cdot \gamma_S}{m(\gamma_S - \gamma_W)}\right)(R_t - 1) \qquad \textbf{III. 5}$$

Où V_S : Volume de la suspension (1 litre).

M : Masse de la prise d'essai (20 grammes).

γ_S : Masse volumique des grains solides.

γ_W : Masse volumique de l'eau.

R_t : Lecture de l'éprouvette A au temps t.

R_B : Lecture de l'éprouvette B.



Figure III. 4 : *L'éprouvette A*

b.2) Le Mode opératoire

L'essai de sédimentation des sols est effectué par les étapes suivantes :

1- Prendre deux éprouvettes à essais de 1 litre de contenance ;

2- Prendre 60 cm3 de dé floculant cm3 d'eau distillée pour obtenir une solution 500 cm3 ;

3- Diviser la **solution obtenue (500 cm les deux éprouvettes à raison de** chacune) ;

4- Prendre l'une des deux éprouvettes et la compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre ; Cette éprouvette sera appelée dorénavant l'éprouvette B éprouvette sera dite l'éprouvette A

5- Prendre 20 grammes de sol ;

6- Verser ces 20 grammes de sol dans le récipient de l'agitateur mécanique et verser dessus une certaine quantité de la solution de l'éprouvette A ;

7- Procéder à l'agitation mécanique pendant environ 3 min ;

8- Verser la suspension dans (veillez à bien rincer le récipient et les ailettes de l'agitateur pour ne pas perdre le matériau) ;

9- Compléter l'éprouvette A distillée jusqu'à 1 litre ;

10- Procéder à une homogénéisation de la suspension à l'aide de l'agitateur manuel ;

11- Introduire le densimètre dans la suspension et procéder aux lectures (On les appellera R_t)

Les temps de lecture sont: 30 sec ; 1min ; 2min ; 5 min ; 10min ; 30 min ; 60 min ;

12- A la fin des lectures, le densimètre est retiré de l'éprouvette A l'éprouvette B. Procéder à la lecture de la densité de la solution de l'éprouvette B (On l'appellera R_B) ;

13- Retirer le densimètre, le nettoyer et le ranger définitivement ;

14- A l'aide du thermomètre, procéder à la lecture de la température de la solution de l'éprouvette B.

b.3) Résultats d'essai

Tableau III. 9 : *Résultat de l'essai de la sedimentometrie*

Diamètre équivalent en mm	Les pourcentages en poids cumulés (≤ 0.08 mm)	
	S1	S2
0,08	22,62	33,64
0.056	18.44	28.33
0.028	17.11	24.13
0.013	15.18	20.49
0.009	13.38	18.66
0.0063	10.22	13.45
0.0038	6.49	11.21
0.0011	4.02	7.88

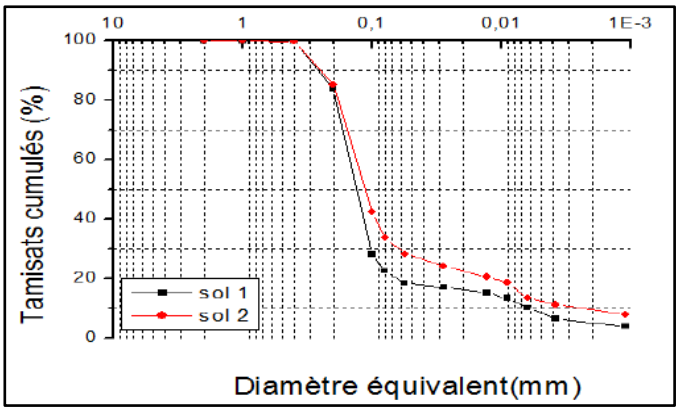


Figure III. 5 : *la courbe granulométrie des sols reconstitue*

III.3.3. 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.

$$\gamma_s = \frac{W_S}{V_S} \qquad \textbf{III. 6}$$

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:

$$\gamma_s = \frac{(M_1 - M_0).\rho_{eau}}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} (g/cm^3) \qquad \textbf{III. 7}$$

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)



Figure III. 6 : *L'appareille de l'essai de densité des grains spécifiques (Pycnomètre)*

Résultats d'essai

Tableau III. 10 : *Résultats de densité spécifiques des grains solide du sol –S1-*

N° Essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)
Sol 1	420.3	519.4	1539.3	1479.8	2.5025

Tableau III. 11 : *Résultats de densité spécifiques des grains solide du sol –S2-*

N° Essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_s (g/cm^3)
Sol 2	420.3	520.3	1541.5	1480.3	2.5773

III.3.4. Les essais de consistance des sols (Les limites d'Atterberg)

L'essai effectue pour la détermination des limites d'Atterberg, soit la limite de liquidité d'un sol et sa limite de plasticité, ces limites permettant de classer les sols selon leur plasticité, il est basé sur la norme (NFP 94-051).

Les limites d'Atterberg ce sont des Teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol**.**

a) La limite de liquidité (w_l)

Cet essai permet de déterminer la teneur en eau (en pourcentage) à laquelle le sol possède la consistance liquide à la consistance plastique, à mesure qu'il s'imprègne d'eau.

a.1) Principe de l'essai

Cette limite est atteinte lorsque le sol se referme sur une longueur de 12 à 13 mm après être tombé 25 fois, dans une coupelle prévue à cet effet, à une fréquence de deux chutes par seconde et d'une hauteur de 1cm.

a.2) Le mode opératoire

On déterminé les limites de liquidité pour l'argile et les six types de sol reconstitués, on suivre les étapes comme suite :

1- Prélever un échantillon d'environ (300g) après que celui-ci ait été tamisé au tamis de 400µm, on peut l'humecter avec de l'eau distillée ou déminéralisée, afin de faciliter son passage dans le tamis ;

2- À l'aide de la spatule, triturer vigoureusement l'échantillon dans un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène ;

3-Placer le sol dans la coupelle et former une surface horizontale d'épaisseur (de 15 à20mm) à l'aide de la spatule ;

4- En tenant l'outil à rainurer à la verticale, séparer l'échantillon en deux en son centre jusqu'au fond de la coupelle ;

5- En tournant la manivelle, laissé tomber la coupelle à raison de deux coups par Seconde, jusqu'à ce que les deux lèvres de la rainure se referment sur une distance de (12 à 13 mm) de longueur ;

6- Si le nombre de coups se trouve entre (15 et 35) et, le Nombres de coups varie par < 2 coups, Prélever un échantillon pour déterminer la teneur en eau et passer à l'étape (7), si non, mixer l'échantillon et effectuer à nouveau ;

7- Vous devez répéter cette procédure afin d'obtenir 3 à 4 teneurs en eau correspondant à des fermetures de rainure acceptables (entre 15-35 coups) ;

8- Tracer le nombre de coups (sur une échelle logarithmique) en fonction de la teneur en eau. Tracer une droite approchant le plus possible l'ensemble des points. La limite de liquidité est la teneur en eau correspondant à 25 coups sur le graphique. Arrondir la valeur au nombre entière plus près.



Figure III. 7 : *L'appareillage d'essai de limite de liquidité*

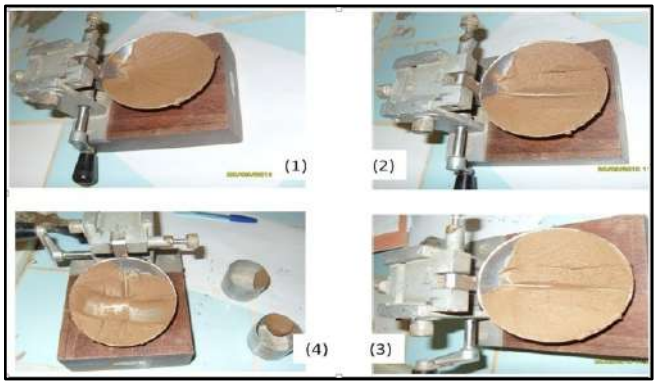


Figure III. 8 : *Les étapes de l'essai de la limite de liquidité*

a.3) Résultat d'essai

Tableau III. 12 : *Résultats de l'essai de la limite de liquidité du sol –S1-*

	1er essai		2eme essai		3eme essai		4emeessai	
Nombre de coups	15		19		26		32	
N° de la tare	30	03	14	76	08	09	19	13
Poids total humide	28,1	26,2	23,9	25	25,8	25,1	25,1	27,1
Poids total sec	27	25,1	23,3	24,2	25,1	24,3	24,3	26,6
Poids de la tare	21,4	21,8	20,5	20,6	20,9	20,6	20,2	21,8
Poids de l'eau	1,1	1,1	0,6	0,8	0,7	0,8	0,8	0,5
Poids net sec	5,6	3,3	2,8	3,6	4,2	4,0	4,1	4,8
Teneur en eau%	19,64	33,33	23,43	22,22	16,66	20,0	19,51	10,42
Moyenne %	26,49		21,83		18,33		14,97	
LIMITE DE LIQUIDITE $W_{L=}$19.12 %								

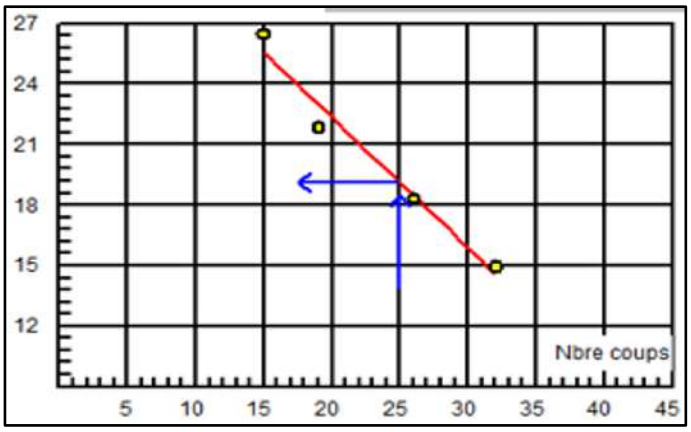


Figure III. 9 : *Détermination de limite de liquidité « w_L» du sol -S1-*

Tableau III. 13 : *Résultats de l'essai de la limite de liquidité du sol –S2-*

	1er essai		2eme essai		3eme essai		4eme essai	
Nombre de coups	16		24		28		32	
N° de la tare	29	20	34	21	42	61	34	41
Poids total humide	23,8	24,8	25,9	30,8	28,3	27,5	27,9	28,6
Poids total sec	23,1	24,0	25,1	29,0	27,2	26,7	26,9	27,6
Poids de la tare	20,5	21,5	20,3	21,1	21,5	21,0	20,4	20,7
Poids de l'eau	0,7	0,8	0,8	1,8	1,1	0,8	1,0	1,0
Poids net sec	2,6	2,5	4,8	7,8	5,7	5,7	6,5	6,9
Teneur en eau%	26,92	32,0	16,66	23,08	19,30	14,04	15,38	14,49
Moyenne %	29,46		19,87		16,67		14,94	
LIMITE DE LIQUIDITE $W_{L=}$20.24%								

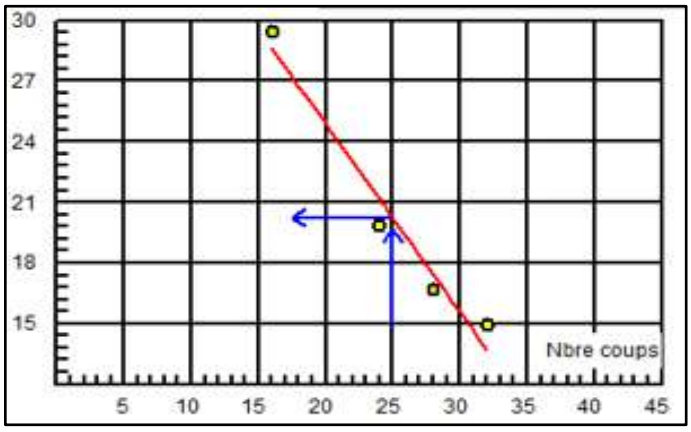


Figure III. 10 : *Détermination de limite de liquidité « w_L» du sol -S2-*

Note : Si un nombre de coups entre 15 et 35 est obtenu pour tout autre essai que le premier, prélever immédiatement un échantillon pour la détermination de la teneur en eau.

b) Limite de plasticité (w_P)

Cet essai permet de déterminer à quelle teneur en eau le sol passe de la consistance plastique à la consistance semi-solide à mesure qu'il sèche, un petit supplément d'eau au-dessus de la limite de plasticité détruira la cohésion du sol.

b.1) Principe de l'essai

Pour réaliser cet essai nous utilisons une plaque avec une surface lisse, non absorbante et propre. Les matériaux conseillés sont le verre dépoli et la céramique avec une plaque de verre de 5cm de largeur et de 10.5cm de longueur portant une graduation tous les 1cm, une cal

de0.5cm, des capsules ou des boites de pétri, une spatule, des truelles, une balance et une étuve de dessiccation.

Les sols sans cohésion ne présentent pas de limite de plasticité. Cette limite est atteinte.

b.2) Le mode opératoire

1- Prélever un échantillon d'environ 30g du sol préparé pour l'essai de détermination de la limite de liquidité ;

2- Assécher l'échantillon jusqu'à ce qu'il soit possible d'en façonner une boule qui ne collepas au doigt. Assécher l'échantillon avec un papier absorbant prévu à cet effet. Lorsqu'un rouleau de sol de 3mm de diamètre commence à se fendiller à la manipulation ;

3- Rouler l'échantillon sur la surface de roulement avec la paume de la main, de manière à obtenir un rouleau d'environ 1 cm de diamètre ;

4- Diviser le rouleau en deux parties approximativement égales ;

5- Prendre une partie du rouleau, la pétrir et l'aplatir en une forme arrondie (ellipsoïde) ;

6- Rouler de nouveau cette partie entre la paume de la main et la surface de roulement. Afin d'obtenir un rouleau d'environ (3mm) de diamètre uniforme sur toute sa longueur ;

7- Reformer et recommencer ce scénario jusqu'à ce que le rouleau de (3 mm) de diamètre se brise en morceaux de 3 à 10 mm ;

8- Prendre les morceaux brisés ou effrités et les placer dans un récipient fermé afin de déterminer la teneur en eau ;

9- La limite de plasticité correspond à la moyenne arithmétique des deux valeurs de teneur en eau, arrondie au nombre entier le plus près. L'écart entre les deux teneurs en eau ne doit pas excéder 5 %.

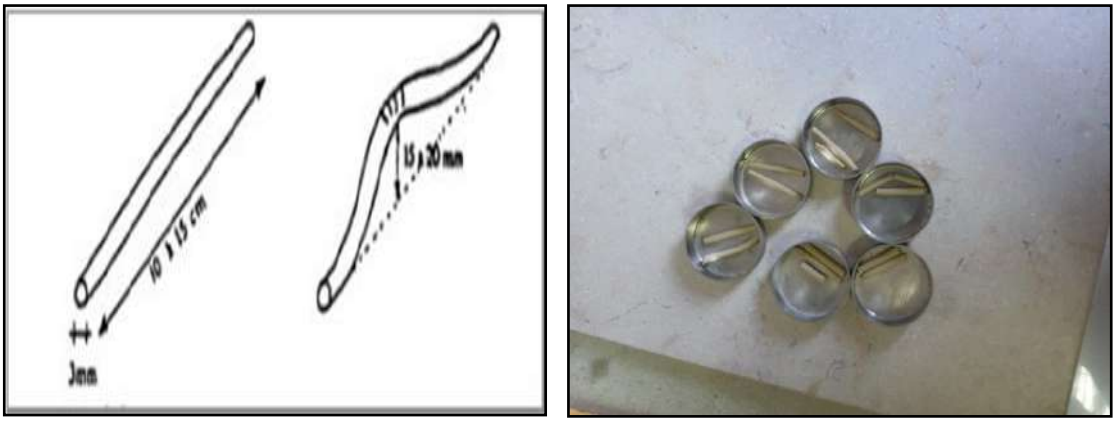


Figure III. 11 : *Les étapes de l'essai de limite de plasticité*

❖ **L'indice de plasticité** (I_P)

Le calcul de l'indice de plasticité s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_p = w_l - w_p \qquad \textbf{III. 8}$$

❖ **L'indice de liquidité** (I_L)

Le calcul de l'indice de liquidité s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_L = \frac{w - w_P}{I_P} \qquad \textbf{III. 9}$$

❖ **L'indice de consistance** (I_C)

Le calcul de l'indice de consistance s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_P} \qquad \textbf{III. 10}$$

b.3) Résultats d'essai

Tableau III. 14 : *Résultats de l'essai de la limite de plasticité du sol –S1-*

Essai N°	**1er essai**	**2eme essai**	**3eme essai**
W(%)	12.10	12.03	11.86
Limite de plasticité W_p= 12.00 %			

Tableau III. 15 : *Résultats de l'essai de la limite de plasticité du sol –S2-*

Essai N°	**1er essai**	**2eme essai**	**3eme essai**
W(%)	10.1	9.8	9.4
Limite de plasticité W_p= 9.77 %			

III.3.5. Proctor

L'essai Proctor de l'ingénieur Ralph.R. Proctor (1933) est un essai qui permet de déterminer la densité maximale du sol analysé pour un volume de sol contrôlé.

L'appareil de Proctor utilisé pour réaliser un essai Proctor normal décrit dans la norme (NF P 94-093).

a) Principe de l'essai

L'ingénieur américain Proctor a montré que pour une énergie de compactage donnée, la teneur en eau du matériau avait une grande influence sur la compacité obtenue.

L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule normalisé, avec une énergie de compactage normalisée (dame de masse normalisée tombant d'une hauteur constante), un échantillon du matériau différentes valeurs de teneur en eau pour en déduire :

- La teneur en eau optimale.
- La densité sèche maximum correspondante.

Appareillage nécessaire pour effectuer l'essai Proctor normal est constitué d'un moule proctor de poids de 5.039 kg et de diamètre de 10.16 cm et de 11.4cm d'hauteur, le volume de moule égale à 924.23 cm^3.

Une dame de compactage de caractéristiques suivants :

Poids = 2.448 kg, **diamètre** =5.1 cm et **hauteur de chute** =34 cm.

Règle à araser .Balance .Etuve .Burette à huile. Truelle spatule .Pineau.

L'énergie de compactage est égale à :

Ec= [hauteur de chute × poids de la dame × Nb de coups × Nb de couches]/ volume total du moule.

b) Le mode opératoire

Différents essais Proctor ont été réalisés pour quatre teneurs en eau de chaque type de sol reconstitué, avec une augmentation de (2%). Le protocole d'essai est comme suite :

1- Assembler le moule + embase + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) puis Peser l'ensemble : soit P_1;

2- Commencer les essais à une teneur en eau (w) de sol égale à 8% ;

3- Le remplissage du moule se fait en 3 couches sensiblement égales. Le compactage d'une couche se fait en 25 coups répartis en [(6x4) +1] ;

4- Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Araser soigneusement à partir du centre, et Peser l'ensemble juste arasé : soit P2 ;

5- Oter l'embase et prélever 2 prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas, en déterminer la teneur en eau w, on prendra la moyenne des deux valeurs obtenues ;

6- Tracer la courbe : $\gamma_d = f(w)$.

Avec:

$$\gamma_d = \frac{p_1 - p_2}{(1+w)v_{moul}} \qquad \textbf{III. 11}$$



Figure III. 12 : *Les étapes d'essai Proctor*

c) Résultats d'essai

Tableau III. 16 : *Résultats de l'essai de Proctor –S1-*

Densité apparente du sol (d_s)	2,02	2,04	1,97	1,90
Moyenne(%)	7,81	9,59	11,28	13,14

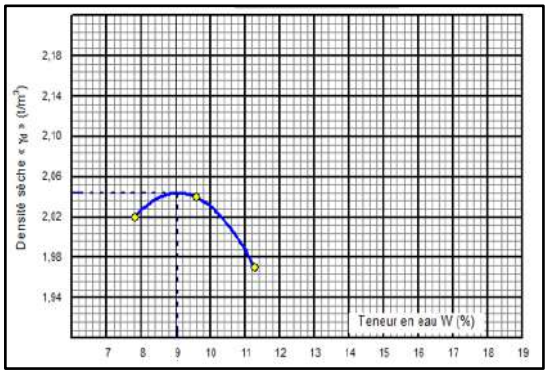


Figure III. 13 : *Courbe d'essai Proctor-S1-*

Tableau III. 17 : *Résultats de l'essai Proctor du sol –S2-*

Densité apparente du sol (d_s)	2,07	2,08	1,97	1,88
Moyenne (%)	8.76	10.435	12.5	14.275

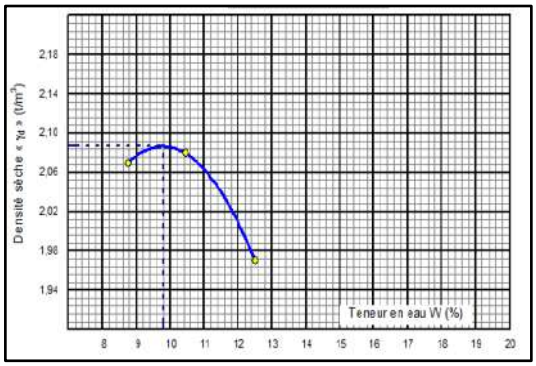


Figure III. 14 : *Courbe l'essai Proctor-S2-*

III.3.6. Essai du bleu de méthylène

a) Principe 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. Étant donné que dans un sol c'est avant tout la surface des particules contenues dans sa fraction argileuse (<= 2 mm) qui détermine sa surface spécifique, on peut considérer que la valeur de bleue de méthylène VBS (Valeur de bleu du sol) exprime globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse contenue dans ce sol. En pratique on détermine la VBS sur la fraction 0/5 mm. La valeur trouvée est rapportée à la fraction 0/50 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 internes de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol.

Pour les matériaux dont le Dmax est supérieur à 5 mm : C étant la proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.

b) Mode opératoire

1-L'essai consiste à procéder à des injections successives par pas de 5 cm^3 à 10 cm^3 (selon l'argilo site 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 ;

2-Les injections sont pour suivies jusqu'à ce qu'apparaisse une auréole périphérique bleu clair, de largeur millimétrique, dans la zone humide de la tâche. 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 ;

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 : - m_0 : masse sèche de la prise d'essai ;- B : masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) = V x 0,01 ;

4- L'activité de bleu de la fraction argileuse L'activité argileuse A CB est le rapport entre la valeur de bleu de méthylène VBS déterminée selon la norme NF P 94-068 et la teneur C2 en particules de dimensions inférieures à 2 mm estimée selon la norme NF P 94-057.

À partir de ce moment, on laisse se poursuivre l'adsorption du bleu dans la solution et l'on effectuer des tâches, de minute en minute, sans ajout de solution. Si l'essai redevient négatif à la cinquième tâche ou avant, on procède à de nouvelles injections de bleu avec des pas de 2cm3 à 5 cm3.

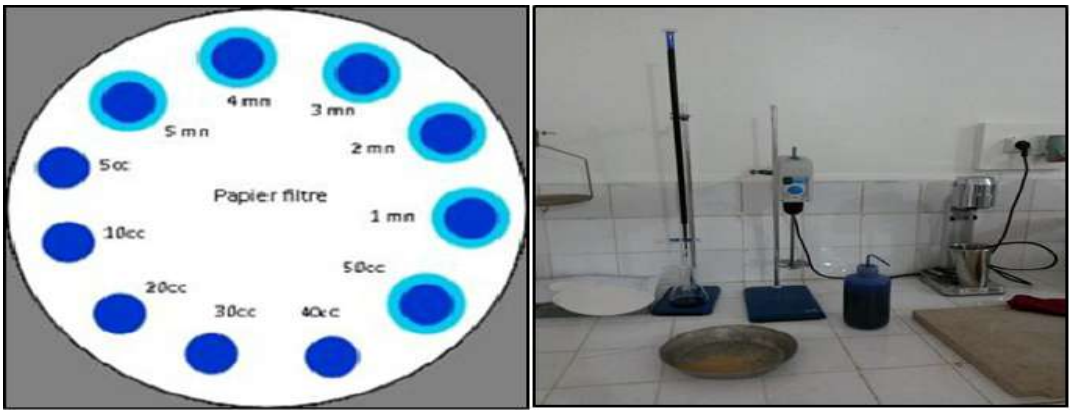


Figure III. 15 : *les étapes de l'essai de VBS*

$$VBS = \frac{V}{M} \qquad \textbf{III. 12}$$

Avec V : Volume de bleu de méthylène injecté.

M : Masse d'échantillon.

c) Résultats d'essai

Tableau III. 18 : *Résultats de l'essai de VBS*

Echantillons	Coefficient VBS	Nature des sols
Sol 1	VBS= 0,75	Sol sablo-argileux inactive
Sol 2	VBS=1,25	Sol sablo-argileux inactive

VBS =0,75 pour le sol (S1) et 1,25 pour le sol (S2) ⇔ on distingue que nos sols sablo-argileux sont inactives selon *le tableau* ci dessous.

Tableau III. 19 : *Qualificatif l'activité de la fraction argileuse selon le coefficient VBS*

Coefficient VBS	Activité de la fraction argileuse
0 < VBS< 3	Inactive
3 < VBS< 5	Peu active
5 <VBS < 13	Moyenne
13 <VBS < 18	Active
VBS> 18	Très active

Tableau II. 20 : *Caractéristiques géotechniques des sols*

Caractéristique / sol	W_L	W_P	I_P	γ_S	$\gamma_{d_{\max}}$	W_{opt}	C_U	C_C
S1	19.12	12.00	7.12	2.5025	2.04	9.1	24.59	10.93
S2	20.24	9.77	10.47	2.5773	2.09	9.8	54.17	12.32

III.4. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physiques et mécaniques des matériaux étudiés.

Cette étude n'intervient pas de façon explicite dans la caractérisation du comportement mécanique de ces matériaux. Ils présentent par contre une grande importance pour l'étude expérimentale des mélanges non saturés et immergé dans l'eau que nous verrons dans la suite de ce travail.

CHAPITRE IV

ESSAI PRINCIPAL (ESSAI OEDOMETRIQUE)

IV.1. Introduction

La principale caractéristique qu'il convient de maitriser, pour reproduire le comportement mécanique des sols, plus particulièrement les sols non saturés, est la compressibilité.

Pour cela, ce chapitre traite des essais de compressibilité à l'odomètre à différentes sucions pour les deux mélange suivants : (25%Argile+75%Sable, 35%Argile+65% Sable).

IV.2. Essais œdométrique

L'étude de la déformation des sols où massifs Peut être reproduit au laboratoire grâce à un appareil inventé au début de vingtième siècle (l'odomètre de Terzaghi).

Cette étude simule les configurations suivantes :

- une surface horizontale très grande par rapport à son épaisseur.
- une charge appliquée uniforme et verticale.
- les possibilités des déplacements horizontaux nuls.

L'appareil permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placé dans un cylindre rigide et de mesurer la variation ΔH de la hauteur H séparent les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette qui est éventuellement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

IV.2.1. Description de l'Appareille

L'odomètre comporte les éléments suivants :

- un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes.
- une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée.
- un système de mesure permettant de connaitre les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps.

a) Le bâti

Le bâti, indéformable sous l'effet des efforts appliqués, supporte la cellule œdométrique et maintient sa base horizontale avec une incertitude de 1%.

b) Cellule œdométrique

La cellule œdométrique, en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient, comporte les éléments suivants :

1- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette du sol, sa hauteur est 20mm, diamètre intérieur (50mm).

2- deux pierres poreuses assurent le drainage de l'éprouvette.

3- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette.

4- un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturées.

Une vue de cette cellule est représentée sur la *(figure IV.1)*

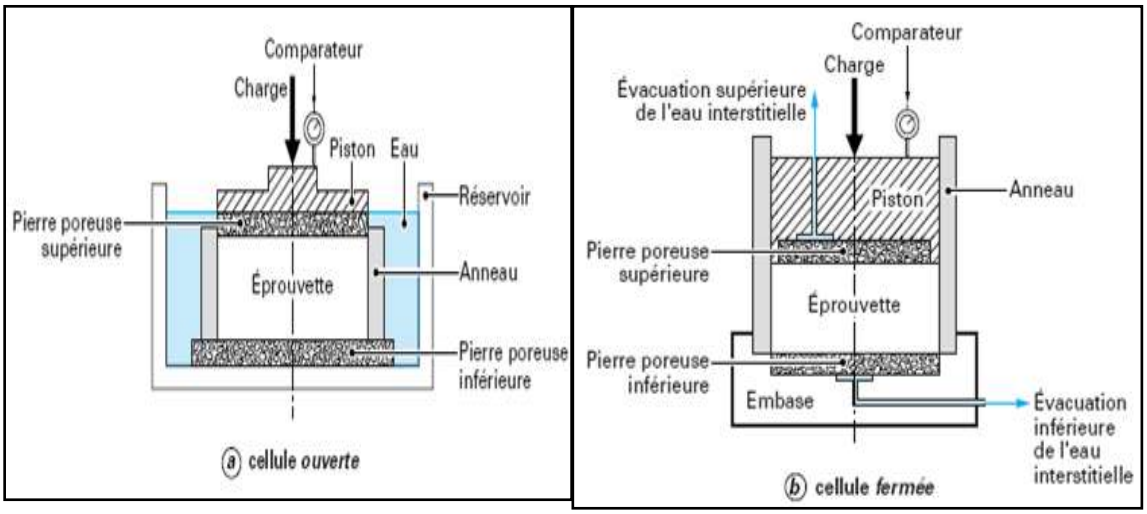


Figure IV.1 : *Cellule œdométrique*



Figure IV.2 : *La bague annulaire contenant l'échantillon du sol*

c) Système de chargement de l'éprouvette

Les charges sont appliquées sur le piston au moyen d'un levier dont les deux extrémités portent successivement un contre poids et des poids de chargement pouvant donner des pressions jusqu'à 800 Kpa voir (*figures IV.3 et IV.4)*

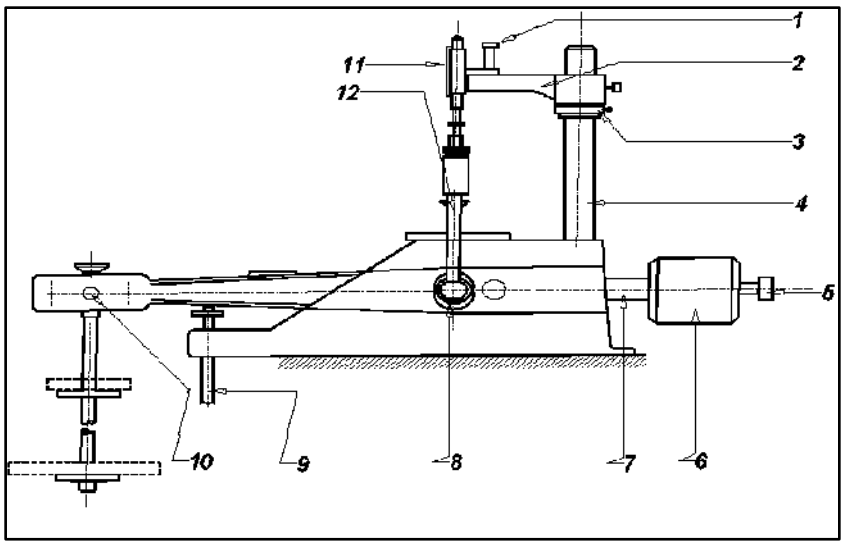


Figure IV.3 : *Schéma d'ensemble de l'oedomètre*

1) Vis de fixation du comparateur ; *2) Console coulissante sur (04) ;*

3) Réglage de la hauteur du comparateur ; *4) Support rigide du comparateur ;*

5) Vis de réglage du contre poids ; *6) Contre poids ;*

7) Barre supportant le contre poids ; *8) Articulation ;*

9) Vérin de support ;

10) Articulation entre la poutre et les plateaux recevant les masses ;

11) Comparateur au 1/100 mm ; *12) Traverse de mise en charge ;*



Figure IV.4 : *Vue d'ensemble de l'odomètre (LABORATOIRE MEZAAD ROAD)*

IV.2.2. L'appareillage de compactage du sol

L'appareil de compactage représenté sur (*la figure IV.5*) a été conçu dans un laboratoire, et décrit par Ayadat et Belouahri (1996) (Benkadja et Belouahri 2010) (Abbeche et al 2010 b), pour rendre un sol reconstitué ayant certaine teneur en eau et une certaine densité sèche, compacté en une seule couche dans l'anneau, pour être chargé dans la cellule.

Entièrement construit de l'acier, il se compose d'une base de 49.88mm de diamètre, et de2.5mm d'épaisseur, fixe à une tige de guidage verticale de 170mm de hauteur et de 6mm de diamètre, et à un mouton sous forme de disque glissière librement à côté de la tige de 49.88mm de diamètre. Un arrêtoir permet d'ajuster la hauteur de chute à 160mm. Le mouton est tombé sur la base qui transmet l'énergie de chute à l'éprouvette du sol, en rendant le sol compacte.

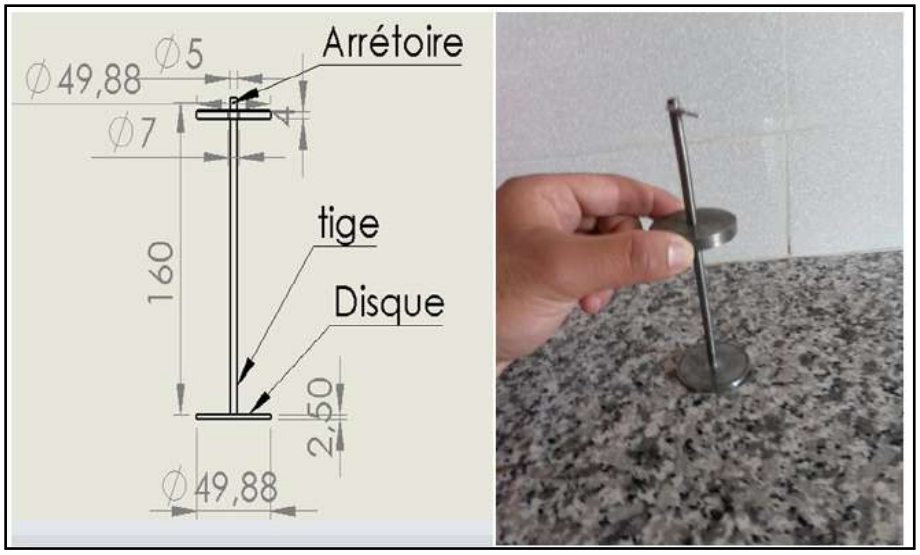


Figure IV.5 : *L'appareillage de compactage d'échantillon*

Le poids de mouton est calculé pour donner après faire 20 coups une énergie de compactage par unité de volume égale à 0.0924 J/cm^3. Comme l'énergie de compactage utilisée dans les essais d'Abbeche et al (2010-b).Avec l'énergie de compactage par unité de volume (Eu) est égale :

$$E_U = \left(N.m_m.h.g\right)/V \qquad \textbf{IV. 1}$$

Où : N est le nombre de coups, m_m est la masse du mouton, h est la hauteur de chute et v est le volume du matériau avant compactage. L'épaisseur de l'éprouvette avant de compactage est environ de 2cm).

Pour obtenir cette énergie après avoir fait 20 coups, nous consistons un mouton de compactage d'une masse égale à 115.5 g. Alors l'énergie de compactage totale après avoir fait 20coups égale à :

Ec= 20 x 0.1155 x 0.16 x 9.81 = 3.626 J

Et l'énergie de compactage par unité de volume est égale à :

Eu=5.886/ (5 x 5 x 3.14 x 2/4) = 0.0924 J/cm^3

IV.2.3. Appareillage d'usage courant

-Une balance de précision 0.1g.

-Des comparateurs au 1/100 de mm ayant une course au moins égale à l'épaisseur de l'éprouvette.

-Un chronomètre à la seconde.

-Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

-Une dame de compactage du sol à l'intérieur de l'anneau.

IV.3. Programme des essais à l'oedomètre

Cette étude expérimentale sur les sols à effondrement brusque est basée principalement sur les essais œdométrique, la variété des sols ainsi que le nombre de paramètres à faire varier d'un test à l'autre nous oblige à élaborer un programme d'essais.

Celui-ci comprend deux séries de tests chacune d'elles intéresse un sol donné et comprend seize tests (huit essais sur des échantillons secs et huit essais sur des échantillons saturés (quatre eau distillée et quatre eau de mer)) qui se différent par l'énergie de compactage (Ec). *(Le tableau IV.1)* résume le programme complet des essais à l'odomètre :

Tableau IV. 1 : *Programme des essais œdométrique*

<table>
<tr><th>N° de la série de Tests</th><th>Énergie de Compactage Ec</th><th>Teneur en eau InitialeW_0 (%)</th><th>L'état de Saturation</th><th>Nombre total des tests</th></tr>
<tr><td rowspan="2">S1</td><td>10 coups</td><td rowspan="4">4</td><td rowspan="2">Eau distillée</td><td rowspan="4">16</td></tr>
<tr><td>20 coups</td></tr>
<tr><td rowspan="2">S2</td><td>10 coups</td><td rowspan="2">Eau de mer</td></tr>
<tr><td>20 coups</td></tr>
</table>

IV.4. Procédure des tests œdométriques

IV.4.1. Préparation de l'échantillon du sol

Pour chaque sol, on pèse les quantités du sable et d'argile selon les proportions citées auparavant puis mélangées à sec par un malaxeur tournant à vitesse constante.

L'échantillon du sol plus la teneur en eau de 4% est malaxé manuellement dans un mortier en porcelaine jusqu'à obtention d'un mélange homogène.

IV.4.2. Mise en place de l'échantillon dans la bague annulaire et compactage

On place le sol préparé à l'intérieur de deux bagues annulaires (pour l'obtention de deux éprouvettes), puis on procède au compactage dynamique (Ec) suivant programme *(tableau IV.1)*

La hauteur initiale h_0 des deux éprouvettes de sol compacté est égale à celle de la bague, c'est-à-dire (h_0 = 20mm) pour l'ensemble des essais.

En effet, lors de compactage du sol cette bague a été surmontée d'une hausse métallique de même diamètre intérieur et qui permettra d'obtenir une éprouvette de hauteur légèrement supérieur à 20mm. Le surplus de hauteur étant arasé avec une grande précaution à l'aide d'une lame rigide pour ne pas remanier le sol se trouvant dans la bague.

(La figure IV.6) montre les étapes de compactage et la mise de la bague annulaire dans la cellule œdométrique :

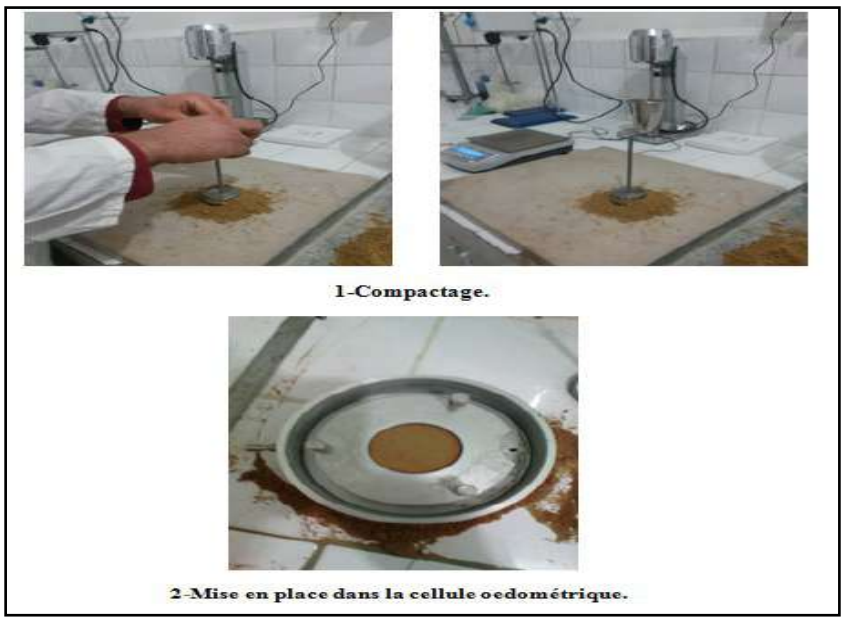


Figure IV.6 : *Compactage et mise en place du sol dans la cellule œdométrique*

Quelques caractéristiques initiales des éprouvettes peuvent être déterminées de la façon suivante :

- La masse volumique du sol humide : $\gamma_h = \frac{M}{V}$ **IV. 2**

Où : M est la masse de l'éprouvette du sol, V son volume.

- La masse volumique du sol sec : $\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w_0}$ **IV. 3**

- L'indice des vides initial : $e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$ **IV. 4**

Où γ_s est la masse volumique des grains solides.

La procédure que nous avons utilisée, pour compacter les sols est une consolidation dynamique. Elle consiste à laisser tomber en chute libre une masse M (ou mouton) sur une hauteur constante H cette masse coulisse librement sur une tige verticale et vient percuter un disque, lui-même compactant l'échantillon du sol.

L'énergie de compactage total mise en jeu pour une éprouvette, étant le travail de la masse M sur une hauteur H et s'exprime par la relation :

$$E_C = N.m.h.g \qquad \textbf{IV. 5}$$

Où

N : le nombre de chocs de la masse M sur le disque pour le sol.

g : l'accélération de la pesanteur.

Tableau IV. 2 : *Correspondance entre le nombre de chocs de la dame de compactage et l'énergie de compactage*

Hauteur du chut en (m)	Masse M en (Kg)	N° de chocs de la masse (N)	Energie de compactage Ec en (K joule)
0.16	0.1155	10	1.813×10^{-3}
		20	3.626×10^{-3}

IV.4.3. Saturation de l'échantillon du sol

La saturation se fait lentement au moyen d'un tuyau de 5mm de diamètre, longueur 30 cm, et relié à l'odomètre au moyen l'échantillon sera saturé progressivement de bas en haut, dès que l'eau déborde, on ferme le robinet de la cellule œdométrique et on procède au

chargement. Sachant que durant toute la période on veille à ce que la hauteur d'eau reste constante.

IV.4.4. Mise en charge de l'oedomètre selon Knight et Jennings (1975)

Les charges sont appliquées par palier de 24 h et chaque incrément est le double du précédent (25-50-100-200-400) puis 800Kpa ; après chaque application de la charge on note le tassement ΔH (mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur ; les lectures sont levées aux instants : 0s-15s-30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h).

L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps réels des lectures, noter les amplitudes de tassement à la centaine de millimètre juste avant d'appliquer la charge suivante.

L'instant (t=0) marque le début du tassement du sol, l'essai est pour suivi jusqu'au chargement de 800Kpa.



Figure IV.7 : *Mise en place de la cellule œdométrique dans le bâti*

IV.4.5. Fin de l'essai œdométrique

Une fois l'essai est fini, on décharge l'oedomètre, la cellule nettoyée à l'eau puis séchée pour commencer les autres essais.

IV.4.6. Calculs élémentaires (L.C.P.C)

Les calculs élémentaires ont pour but, d'une part de déterminer l'indice des vides du sol avant l'essai et sa variation au cours de la consolidation et d'autre part de caractériser l'éprouvette pour les principaux paramètres d'identification.

IV.5. Caractéristique obtenues à l'œdomètre

L'essai œdométriques permet de déterminer :

- l'indice des vides initiaux avant la réalisation de l'essai (e_i) et son évolution au cours de la consolidation.
- les principaux paramètres d'identification à savoir : la teneur en eau initiale le poids volumique initial et le poids volumique du sol sec.
- la contrainte de pré consolidation.

IV.5.1. L'indice des vides

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

$$e = \frac{H - h_p}{h_p} \qquad \textbf{IV. 6}$$

Avec H : Hauteur de l'échantillon (2cm).

h_p : Hauteur des grains solides.

Pour la première méthode l'expression deh_p est donnée par la relation (IV.7), et pour la seconde, elle est donnée par la relation (IV.8)

$$h_p = \frac{m_S}{\gamma_S S} \qquad \textbf{IV. 7}$$

Avec m_S : Poids du mélange sec.

γ_s : Poids volumique des grains solides.

S : section droite de l'échantillon ($20cm^2$).

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\gamma_w S} \qquad \textbf{IV. 8}$$

Avec H_0 : Hauteur initial du mélange (2cm).

m_h : Poids initial humide du mélange.

m_s : Poids du mélange sec.

γ_w :Poids volumique de l'eau ($1g/cm^3$).

S : Section droite de l'enceinte.

Note : L'indice des vides déterminés $e_0$est l'indice des vides du sol au laboratoire, il est différent à celui du sol en place (remaniement, gonflement du à la compression).La vraie valeur de l'indice des vides $e_0$en place est impossible à connaitre.

IV.5.2. Paramètre d'identification

Le mélange soumis à l'essai sera caractérisé par les paramètres suivants :

-teneur en eau initial du mélange : $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100$ **IV. 9**

-poids volumique initial du sol sec : $\gamma_d = \frac{m_s}{H_0 S}$ **IV. 10**

- poids volumique initial : $\gamma = \frac{w_h}{H_0 S}$ **IV. 11**

Tableau IV. 3 : *Exemple de calcul de l'indice de vide « e » dans l'essai œdométrique*

Pression (Kpa)	Lecture comparateur	ΔH (mm)	$H_1 = \frac{(20 - \Delta H)}{10}$ (cm)	$h_p = \frac{m_S}{\gamma_S \times S}$ (cm)	$e = \frac{(H_1 - h_p)}{h_p}$ (%)
0	8.00	0	2	1.1584	72.65
25	7.753	0.247	1.9753	1.1584	70.52
50	7.476	0.524	1.9476	1.1584	68.13
100	7.005	0.995	1.9005	1.1584	64.06
200	6.595	1.405	1.8595	1.1584	60.52
400	6.410	1.590	1.8410	1.1584	58.93
800	6.386	1.614	1.8386	1.1584	58.72

Les différents résultats des essais réalisés au laboratoire seront discutés dans ce chapitre, en se basant sur les points suivants:

- Etude de l'influence de la contrainte verticale sur la magnitude d'effondrement.
- Analyse de l'effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement CP.
- Analyse de l'effet des particules fines su le potentiel d'affaissement CP.

A partir de ces études et l'exploitation des résultats obtenus, on élabore dans la mesure du possible, critère de prédiction des sols affaissables. Et ce pour contribuer à donner une nouvelle approche qui permet d'expliquer la cause de l'effondrement des sols.

Au laboratoire, on dispose de trois odomètres pour réaliser des essais lents, la bague annulaire à un diamètre intérieur égale à 50mm qui est relativement faible pour un sol sableux.

IV.6. Mise en évidence de l'effondrement des sols des essais

Pour évaluer le risque d'effondrement de chacun des sols reconstitués, on réalise une série d'essais du double oedomètre pour une teneur en eau initiale constante (4%).

L'essai du double oedomètre consiste à réaliser deux courbes de compression, une à teneur en eau constante et une deuxième après saturation (eau distillée ou eau de mer) et chargement successives jusqu'à 800 Kpa. Ainsi, pour toute contrainte, la différence de déformation entre les deux courbes nous indique le risque d'effondrement du matériau pour la teneur en eau considérée.

IV.7. Résultats des essais et discussion

IV.7.1. La détermination du potentiel de collapse (CP)

Généralement, une multitude de facteurs qui gouvernent l'affaissement des sols comme : le type de sol (minéralogie, granulométrie), degré de saturation (S_r), poids volumique sec (γ_d), la teneur en eau initiale (w_0), la matière des agents de cimentation et le débit qui inonde le sol. Dans notre étude, nous analyserons l'influence de la contrainte verticale appliquée (P), l'énergie de compactage (E_c), le pourcentage des particules fines (%PF) et l'effet de l'eau de mer sur le potentiel d'effondrement(CP). Les courbes œdométriques (e, Log P) sont tracées sur les *(figures IV.8 à IV.11)*.

Ces courbes permettent de calculer les potentiels d'effondrement (CP) pour chaque essai, par la formule suivante :

$$CP(\%) = \frac{\Delta e}{(1+e_0)} \times 100 \qquad \textbf{IV. 12}$$

Avec $\Delta e = e_{\sec_i} - e_{sat_i}$ →Pour chaque cas de chargement (i≠0).

e_0 : Indice du vide initial de sol.

Tableau IV. 4 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S1*

S1, Ec= 10 Cps							
W= 4% Eau distillée				W= 4% Eau de mer			
La contrainte (Kpa)	e_{sec}	e_{sat}	CP	La contrainte (Kpa)	e_{sec}	e_{sat}	CP
0	82.66	82.66	0	0	80.15	80.15	0
25	81.61	81.11	0.27	25	79.61	78.05	0.87
50	80.09	78.61	0.81	50	78.92	75.73	1.77
100	78.66	75.21	1.89	100	78.00	71.52	3.6
200	76.47	70.58	3.22	200	76.94	68.29	4.8
400	74.03	67.35	3.66	400	75.66	66.76	4.94
800	73.79	67.17	3.67	800	75.42	66.49	4.96

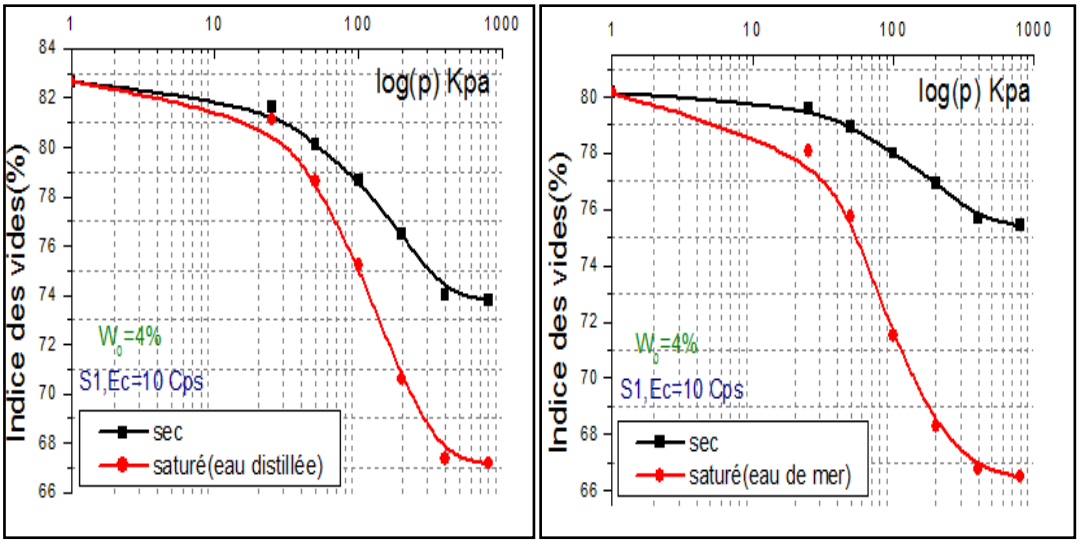


Figure IV.8 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings*

Tableau IV. 5 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S1*

S1, Ec= 20 Cps							
W= 4% Eau distillée				W= 4% Eau de mer			
La contrainte (Kpa)	e_{sec} (%)	e_{sat} (%)	CP (%)	La contrainte (Kpa)	e_{sec} (%)	e_{sat} (%)	CP (%)
0	76.58	76.58	0	0	74.92	74.92	0
25	75.78	75.42	0.2	25	74.54	73.01	0.87
50	74.70	73.64	0.6	50	74.00	70.94	1.75
100	73.48	71.03	1.39	100	73.15	66.98	3.53
200	71.78	67.47	2.44	200	72.17	64.49	4.39
400	69.88	64.48	3.06	400	70.96	62.87	4.63
800	69.62	64.27	3.03	800	70.81	62.74	4.61

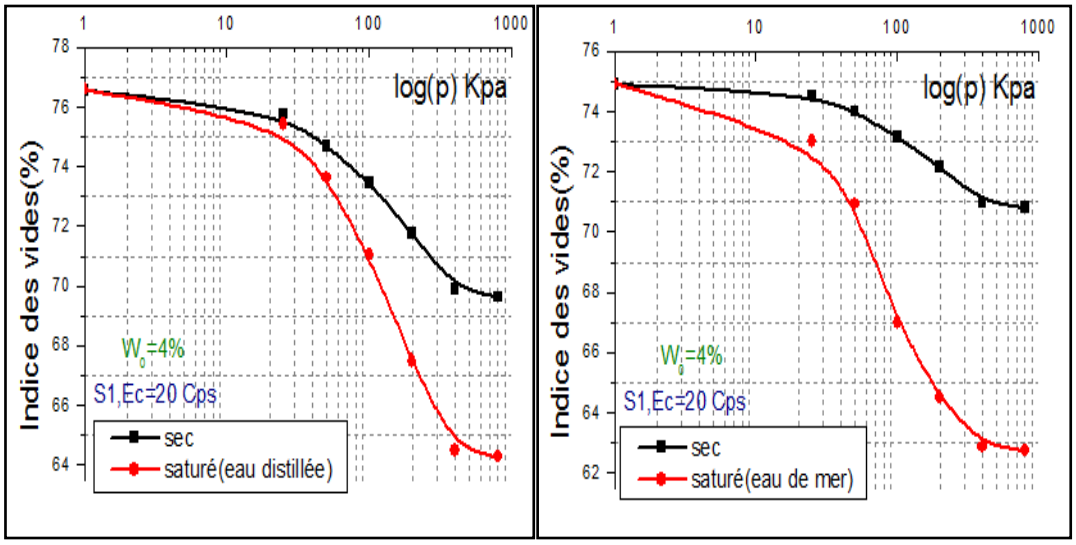


Figure IV.9 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings*

Tableau IV. 6 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S2*

S2, Ec= 10 Cps							
W= 4% Eau distillée				W= 4% Eau de mer			
La contrainte (Kpa)	e_{sec} (%)	e_{sat} (%)	CP (%)	La contrainte (Kpa)	e_{sec} (%)	e_{sat} (%)	CP (%)
0	80.31	80.31	0	0	78.67	78.67	0
25	79.38	78.60	0.43	25	78.25	76.34	1.07
50	78.16	75.78	1.32	50	77.74	73.73	2.24
100	76.85	71.91	2.74	100	76.98	69.29	4.3
200	74.87	67.95	4.42	200	76.01	65.58	5.84
400	72.61	62.77	5.46	400	74.84	63.73	6.22
800	72.29	62.34	5.52	800	74.32	63.14	6.26

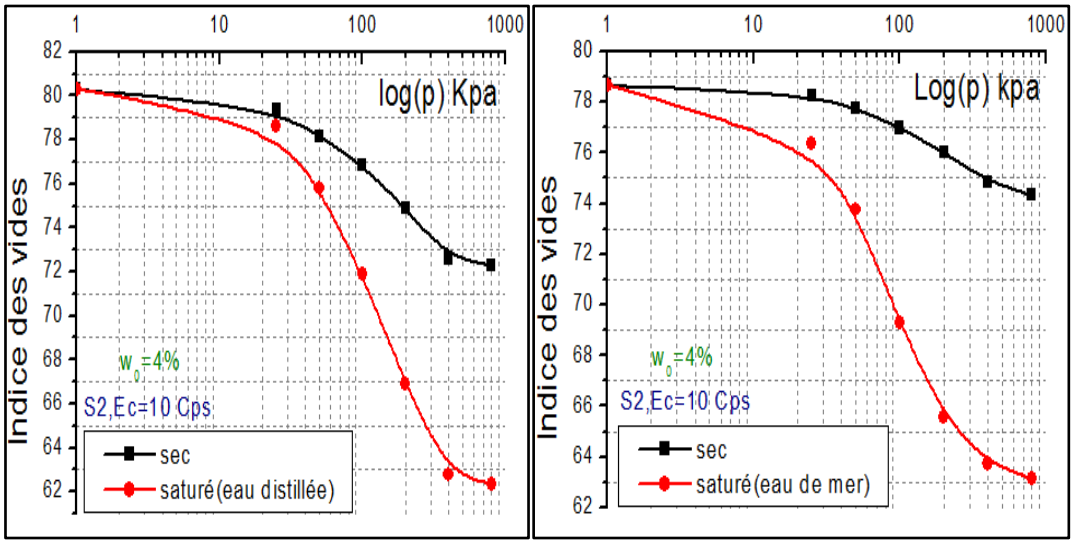


Figure IV.10 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings*

Tableau IV. 7 : *les résultats des indices des vides et les CP du sol S2*

S2, Ec= 20 Cps							
W= 4% Eau distillée				W= 4% Eau de mer			
La contrainte (Kpa)	e_{sec} (%)	e_{sat} (%)	CP (%)	La contrainte (Kpa)	e_{sec} (%)	e_{sat} (%)	CP (%)
0	74.88	74.88	0	0	72.65	72.65	0
25	74.14	73.66	0.27	25	72.29	70.52	1.03
50	73.12	71.15	1.13	50	71.86	68.13	2.16
100	71.95	66.74	2.98	100	71.22	64.06	4.15
200	70.23	61.70	4.88	200	70.38	60.52	5.71
400	68.25	59.08	5.24	400	69.34	58.93	6.03
800	67.94	58.74	5.26	800	69.12	58.72	6.03

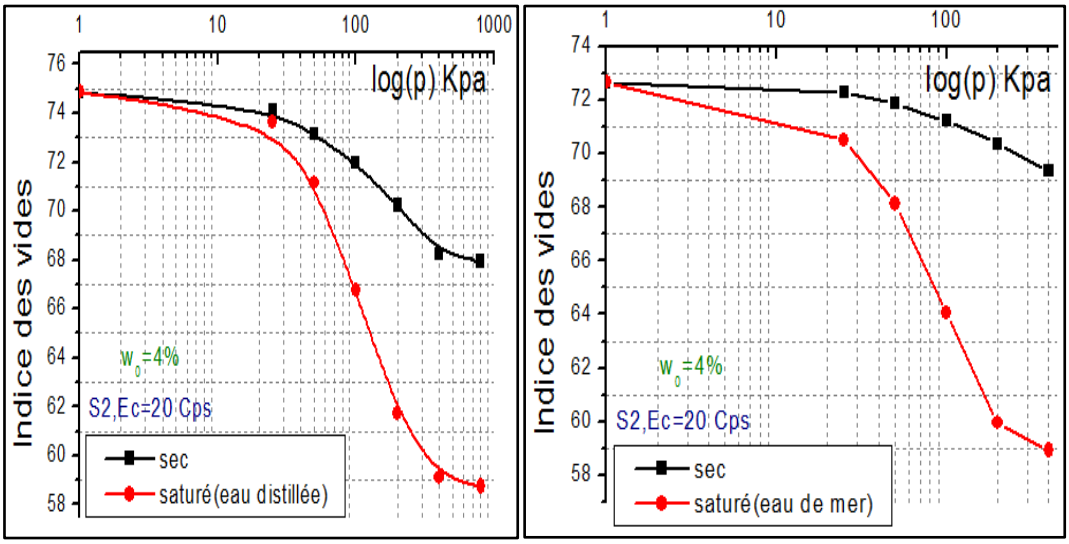


Figure IV.11 : *Résultat de l'essai œdométrique selon Knight-Jennings*

D'après les *(courbes IV.8 à IV.11)* représentant l'indice des vides (e) en fonction du logarithme de la charge verticale appliquée (la contrainte) (P), on remarque que la contrainte verticale appliquée sur les échantillons des sols S1-S2, provoque la régression de l'indice des vides, donc il en résulte un resserrage des grains, c'est-à-dire une diminution de volume des sols.

L'indice des vides initial (e_0) et sa variation des sols mouillés à l'eau de mer est nettement inférieur lorsqu'il est mouillés à l'eau distiller, inversement à l'état saturé donc ce

qui fait l'augmentation du potentiel d'affaissement (CP),d'où le risque de l'effondrement brusque des sols.

On se basant sur les *(tableaux IV.4 à IV.7)* (résultats des essais œdométriques), et le *(tableau II.3)* (Classement des sols affaissable d'après Jennings et Knight -1975-), et Pour les différentes contraintes verticales $\sigma_{v,}$ teneur en eau initial w_0, ainsi que les différentes énergies de compactage « Ec », les potentiels de collapse « Cp» variant comme suit :

Eau de mer fait diminuer d'avantage l'indice des vides, ce qui fait accroitre le taux du potentiel d'affaissement (CP) des deux sols. Le degré d'énergie de compactage réduit l'indice des vides initiaux de 5,23% pour le sol S1, de 6,02% pour le sol S2.

On remarque que l'inondation à eau distillée pour le sol « S1 » donne un potentiel de collapse Cp_{max} =3,67% (p=800Kpa), et pour le même sol inondé à eau de mer le CP_{max} devient 4,96% sous la même charge. D'après ces résultats et leur classement Jennings et Knight (1975) le sol est affaissable trouble moyenne.

On remarque que l'inondation à eau distillée pour le sol « S2 » donne un potentiel de collapse Cp_{max} =5,52% (p=800Kpa), et pour le même sol inondé à eau de mer le CP_{max} devient 6,26% sous la même charge. D'après ces résultats et leur classement Jennings et Knight (1975) le sol est affaissable trouble.

IV.7.2. Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP

Les figures suivantes représentent la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte pour chaque type de sol préparé ayants une teneur en eau constant $(w_0 = 4\%)$ et d'énergies de compactage (Ec=10 et 20 Coups).

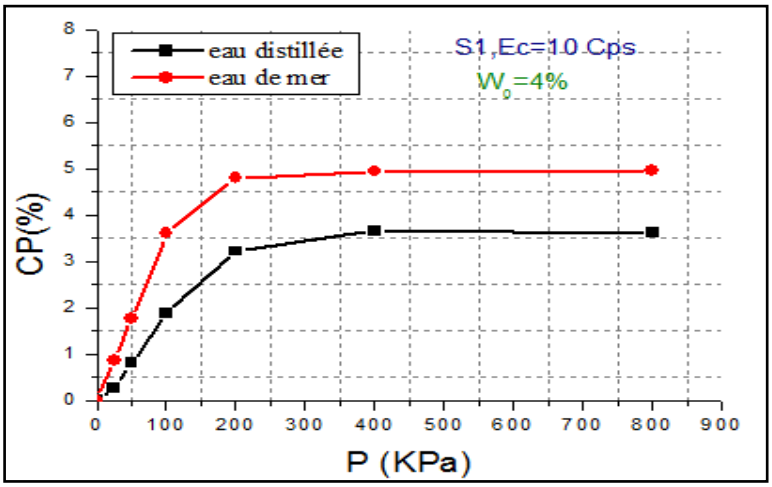


Figure IV.12 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

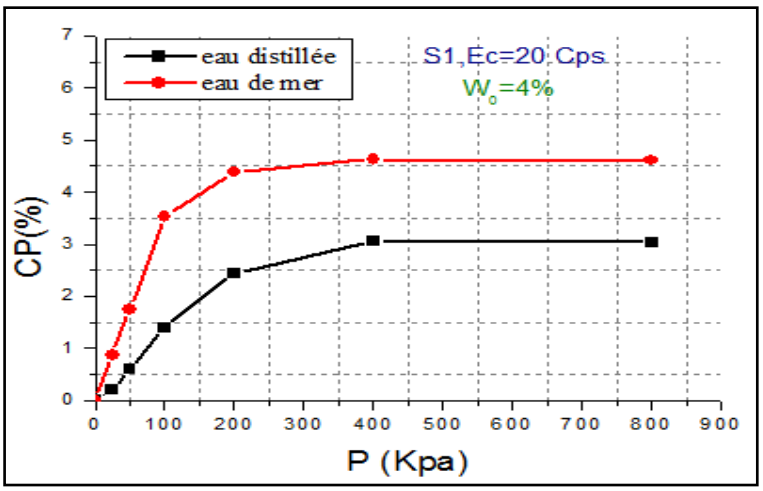


Figure IV.13 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

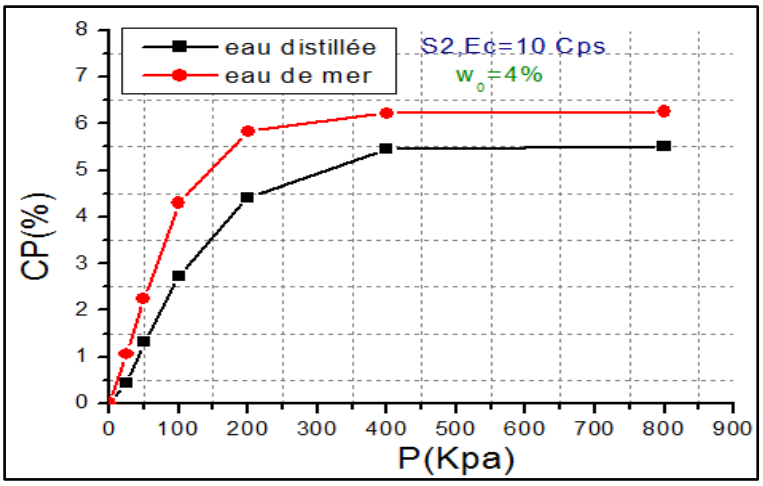


Figure IV.14 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

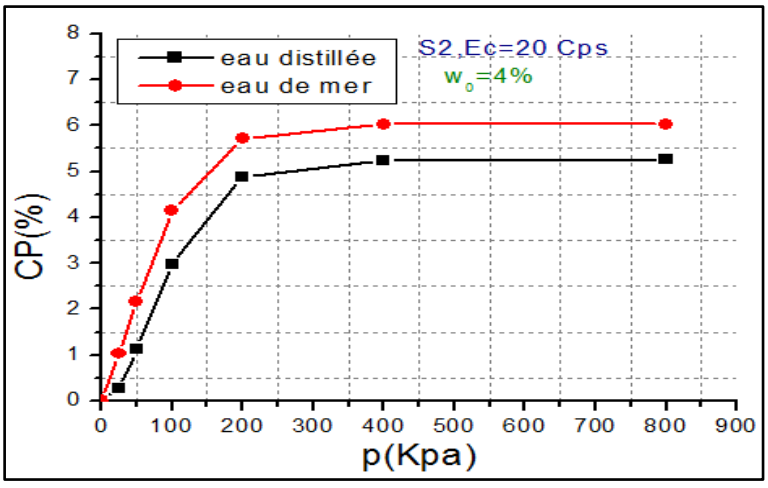


Figure IV.15 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

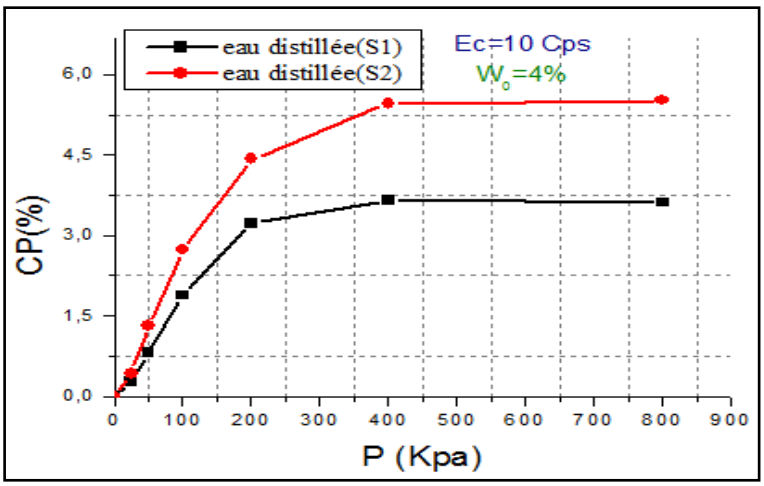


Figure IV.16 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

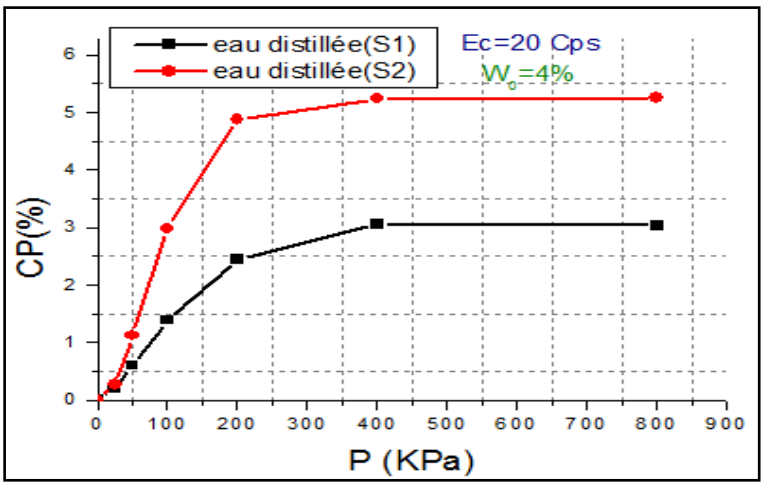


Figure IV.17 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

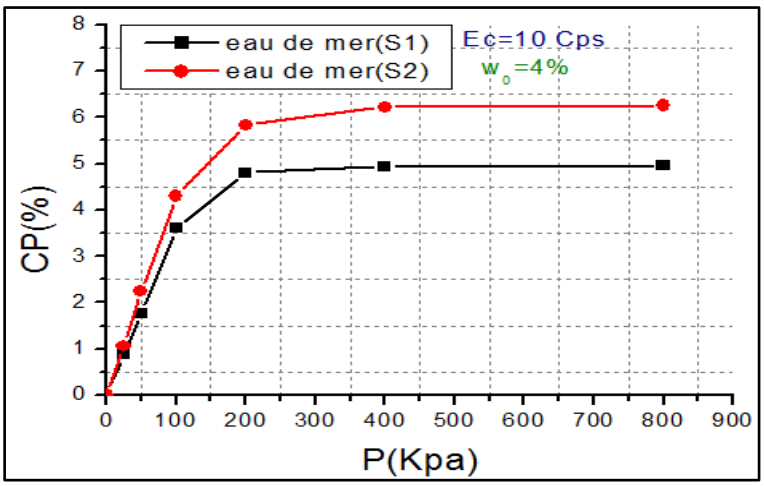


Figure IV.18 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

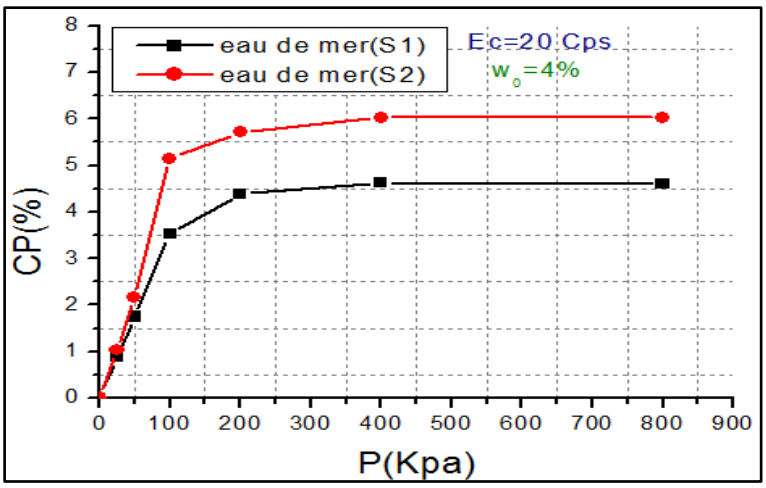


Figure IV.19 : *Effet de la charge verticale (P) sur le CP*

D'après les *(graphes IV.12à IV.19),* représentant le CP% = f (P) des deux sols S1-S2 pour les deux énergies de compactage 10, 20 coups et différentes cas de saturation (eau distillée ; eau de mer), les résultats obtenus montrent que les deux échantillons des sols -S1-S2 passent par trois phases essentiels :

-La première phase **:** allant de 25 à 200 Kpa, les courbes des sols, présentent des pentes très élevées cela signifie que le potentiel d'affaissement (tassements) croit rapidement avec la charge verticale appliquée dans un temps relativement court ce qui prouve que le phénomène de l'effondrement de ces sols est brusque.

-La deuxième phase **:** allant de 200 à 400KPa, dans ce cas les pentes sont moins élevées que le premier cas, les faibles tassements prennent un temps assez long pour qu'ils se produisent.

-La troisième phase :allant 400KPa à 800KPa est marquée par des pentes presque nulle et étalées prouvant que la quasi-totalité des tassements (réarrangement des grains) sont faites dans les deux phases précédentes, cela signifie que nos échantillons des sols sont consolidés sous la charge verticale appliquée (400KPa) ce qui provoque la régression du potentiel de collapse.

D'après les *(graphes IV.12 à IV.15),* on remarque quel que soit des sols et énergie de Compactage et les charges appliquées CP%(eau de mer) > CP%(eau distillée).

D'après les *(graphes IV.16 à IV.19),* le sol-S2- (35 % d'argile (80µm) + 65% sable (2mm)),différentes cas de saturation est le plus affecté par ce phénomène des déformations puis le sol-S1-.Ce qui confirme les travaux de Lawton et al (1992) et ce de Handy (1993),et cas de saturation de eau de mer on remarque la déformations est plus grand par rapport l'eau distiller (effet de sel sur les sol).

L'énergie de compactage resserre la texture des sols est réduire les vides entre les particules ce qui induit la diminution du potentiel de collapse pour les deux sols et les deux cas de saturation.

IV.7.3. Influence de l'énergie de compactage (EC) sur le CP

L'influence de l'énergie de compactage (10 et 20 coups) pour les différents sols (S1, S2) est montrée dans les figures suivantes:

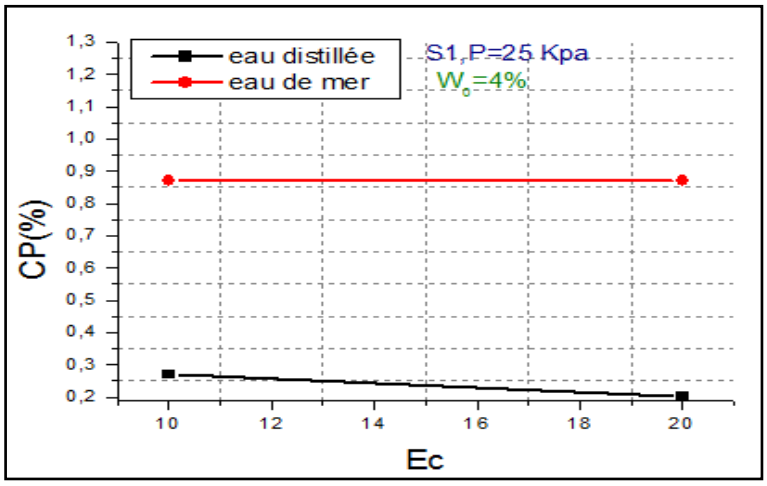


Figure IV.20 : *Influence de l'Ec sur le CP*

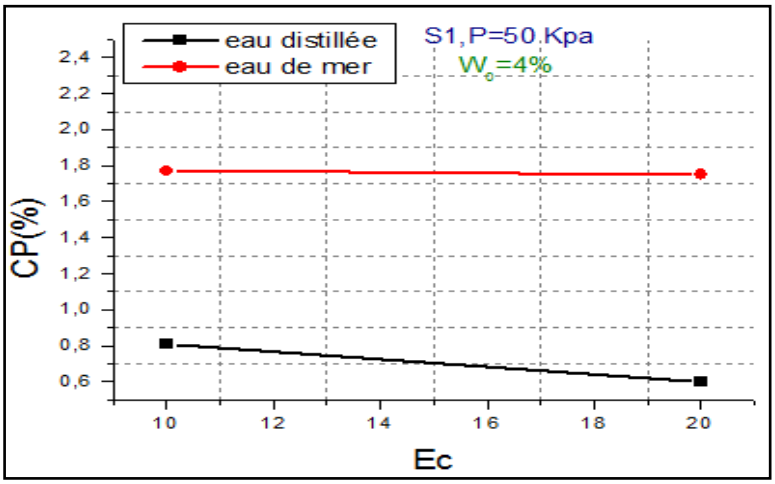


Figure IV.21 : *Influence de l'Ec sur le CP*

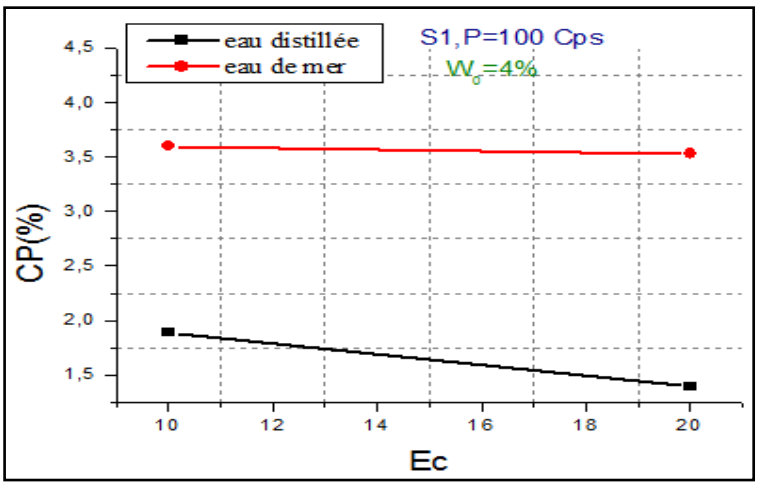


Figure IV. 22 : *Influence de l'Ec sur le CP*

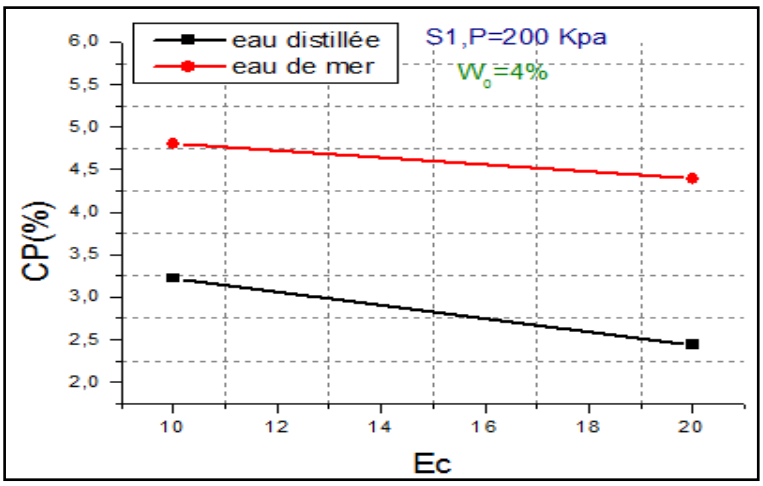


Figure IV. 23 : *Influence de l'Ec sur le CP*

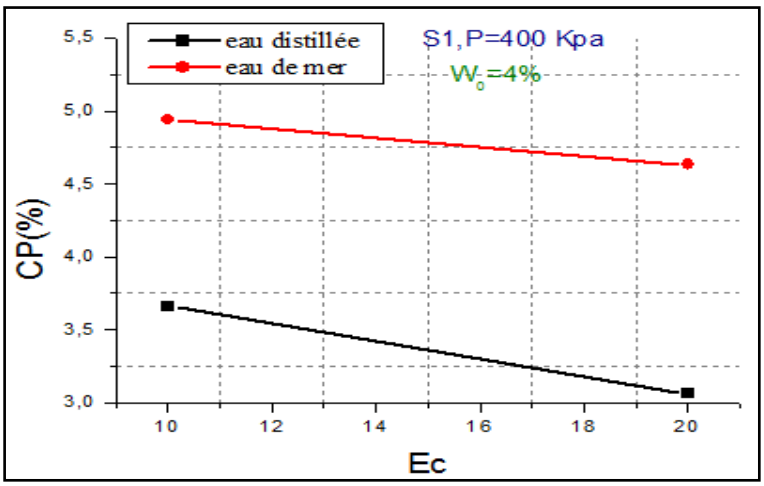


Figure IV.24 : *Influence de l'Ec sur le CP*

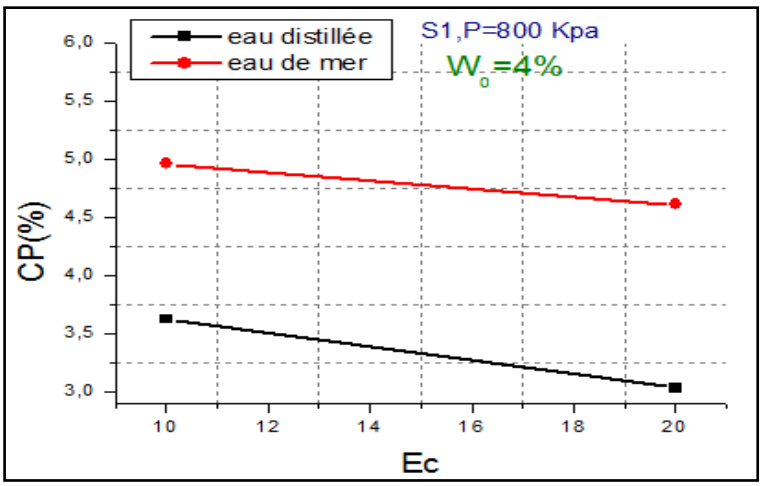


Figure IV.25 : *Influence de l'Ec sur le CP*

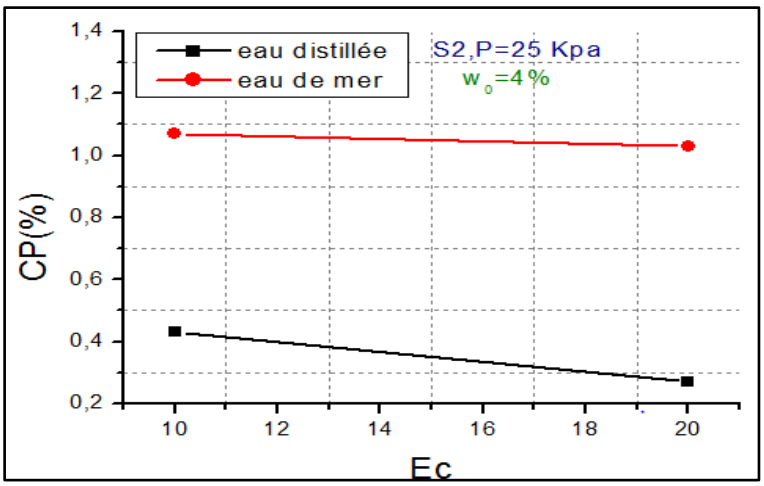


Figure IV.26 : *Influence de l'Ec sur le CP*

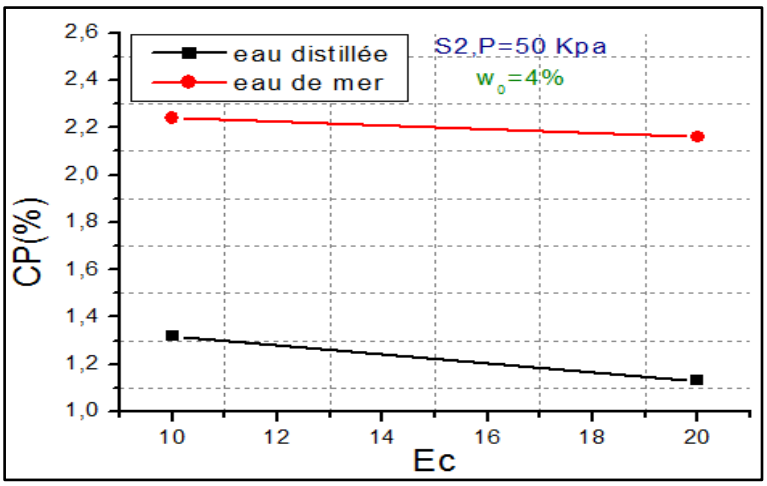


Figure IV.27 : *Influence de l'Ec sur le CP*

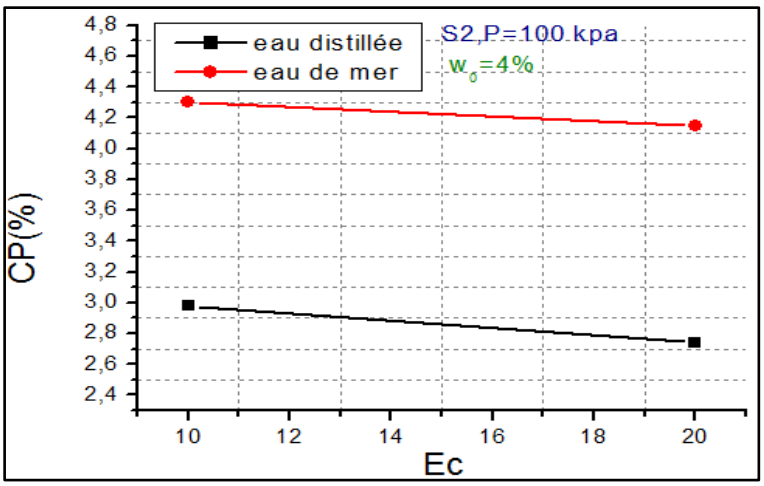


Figure IV.28 : *Influence de l'Ec sur le CP*

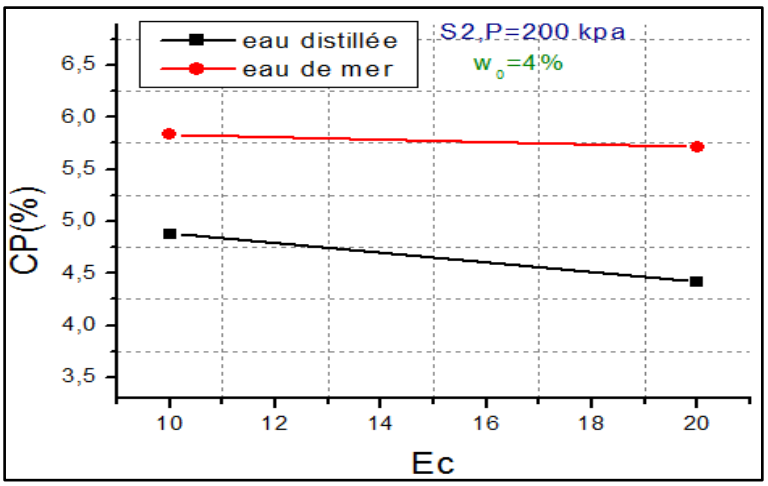


Figure IV.29 : *Influence de l'Ec sur le CP*

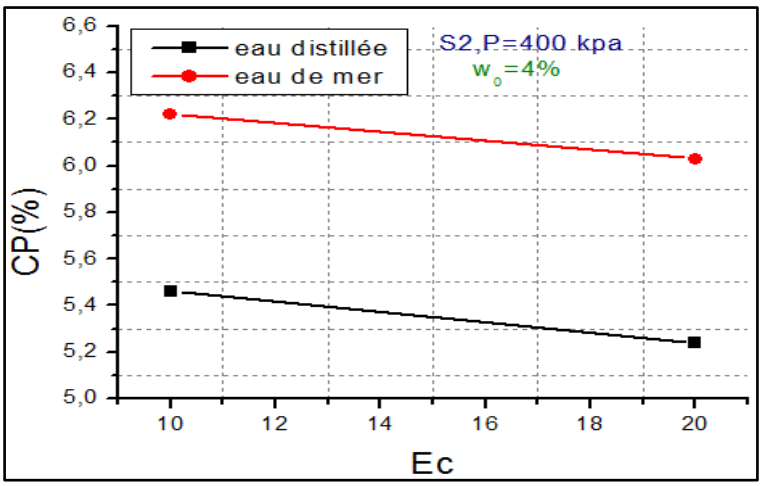


Figure IV.30 : *Influence de l'Ec sur le CP*

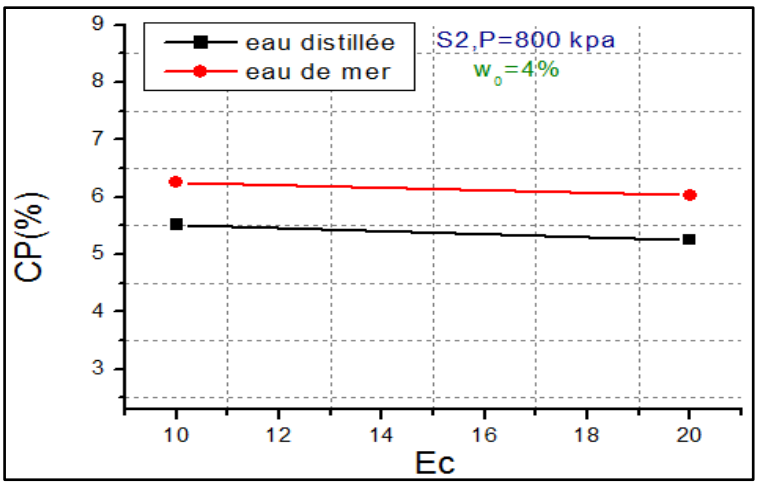


Figure IV.31 : *Influence de l'Ec sur le CP*

D'après les courbes **CP (%) = f (EC)**, pour cela on prend pour chaque sol six cas de chargement : P= (25 ; 50 ; 100 ; 200 ; 400 ; 800) kpa.

L'influence de l'énergie de compactage (10 et 20 coups) pour les différents sols est montrée dans les *(figures IV.20 à IV.31)*. D'après ces figures, on constate que le CP décroît lorsqu'on augmente le nombre de coups. Ceci est vrai quelques soit le type de sol et états de saturation.

On note aussi que l'augmentation du potentiel d'affaissement pour une énergie de compactage correspondant à 10 coups est plus grande que celle de20 coups, pour chaque sol étudié. Le sol compacté, à une énergie de 10 coups, a une structure ouverte assez lâche avec beaucoup de vides, ce qui facilite la migration des particules fines d'un niveau à un autre à travers le sol. Réciproquement, le compactage à 20 coups rend le sol relativement dense et imperméable.

On remarque que l'eau de mer diminue l'effet de compactage du sol (S1) de 0,41% à 0,78% pour l'eau distillée c'est-à-dire enivrent de 47%.

Et pour le sol (S2) l'eau de mer diminue l'effet de compactage de 0,23% à 0,46% pour l'eau de mer c'est-à-dire enivrent de 50%.

On résumé les différents des potentiels d'affaissement sur les *(tableaux IV.8 et IV.9)*

Avec :

$\Delta CP(\%)$ = CP (10 coups)-CP (20coups).

Tableau IV. 8 : *La variation de CP en fonction de la charge pour le sol S1*

S1			
W= 4% Eau distillée		**W= 4% Eau de mer**	
La contrainte (Kpa)	$\Delta CP(\%)$	La contrainte (Kpa)	$\Delta CP(\%)$
25	0.07	25	0.01
50	0.21	50	0.02
100	0.5	100	0.07
200	0.78	200	0.41
400	0.6	400	0.31
800	0.59	800	0.35

Tableau IV. 9 : *La variation de CP en fonction de la charge pour le sol S2*

S 2			
W= 4% Eau distillée		**W= 4% Eau de mer**	
La contrainte (Kpa)	$\Delta CP(\%)$	La contrainte (Kpa)	$\Delta CP(\%)$
25	0.16	25	0.04
50	0.19	50	0.08
100	0.24	100	0.15
200	0.46	200	0.13
400	0.21	400	0.19
800	0.26	800	0.23

IV.7.4. Influence des particules fines sur le CP

Pour montrer l'influence des particules fines existantes dans la composition initiale d'un sol affaissable, sur l'amplitude du << collapse>>, on a représenté sur les figures suivantes :

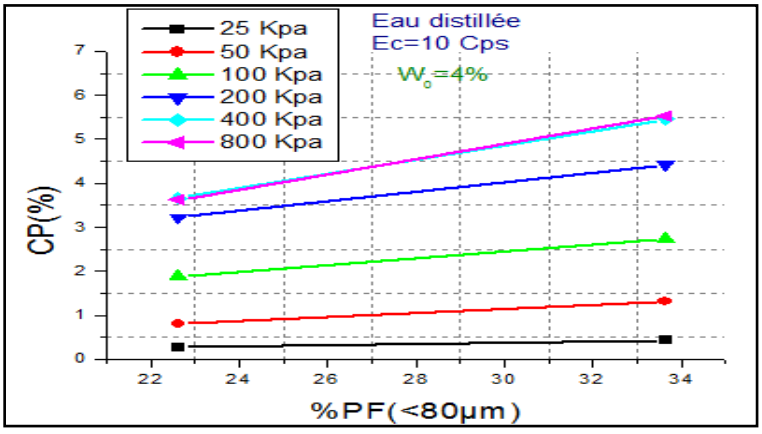


Figure IV.32 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP*

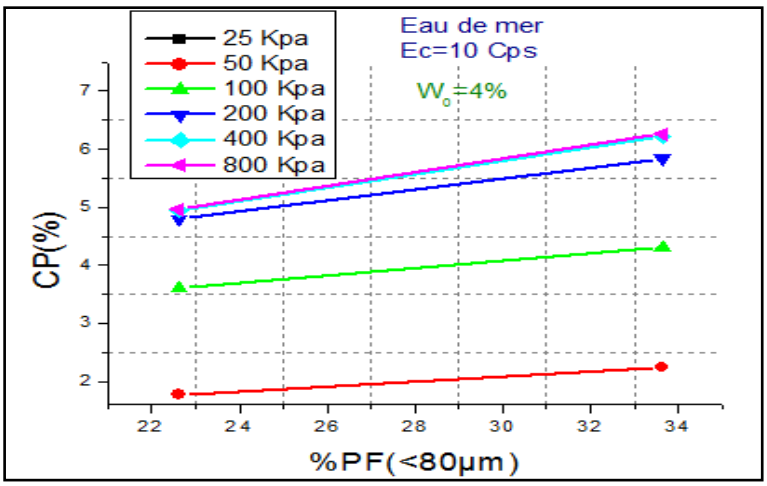


Figure IV.33 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP*

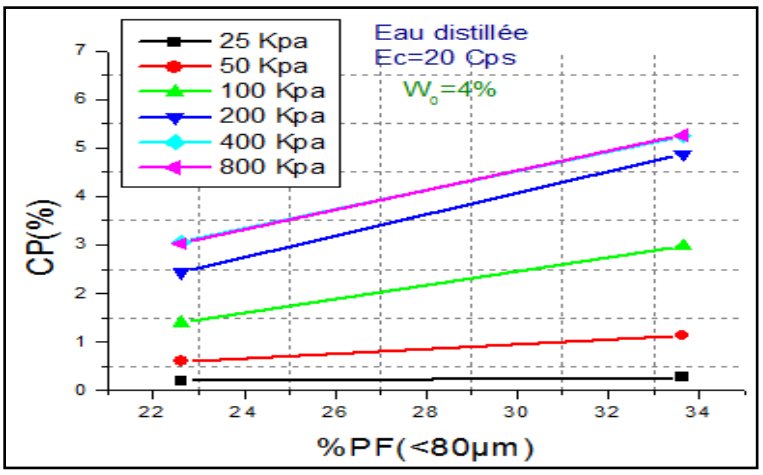


Figure IV.34 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP*

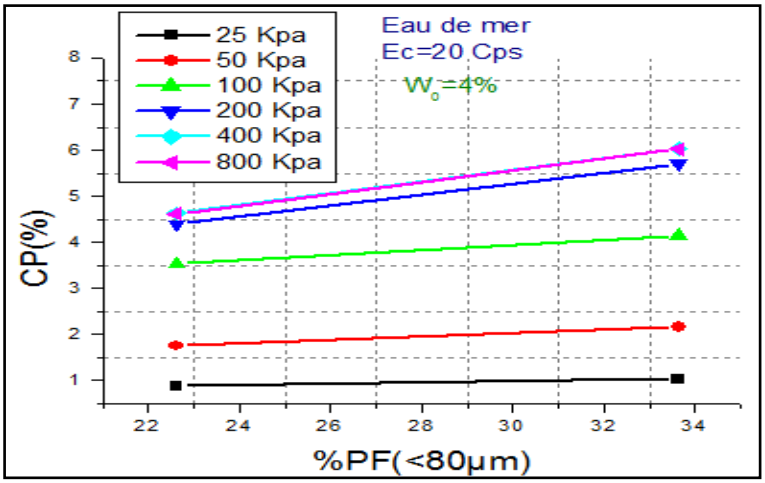


Figure IV.35 : *Influence des % PF (< 80 µm) sur le taux du CP*

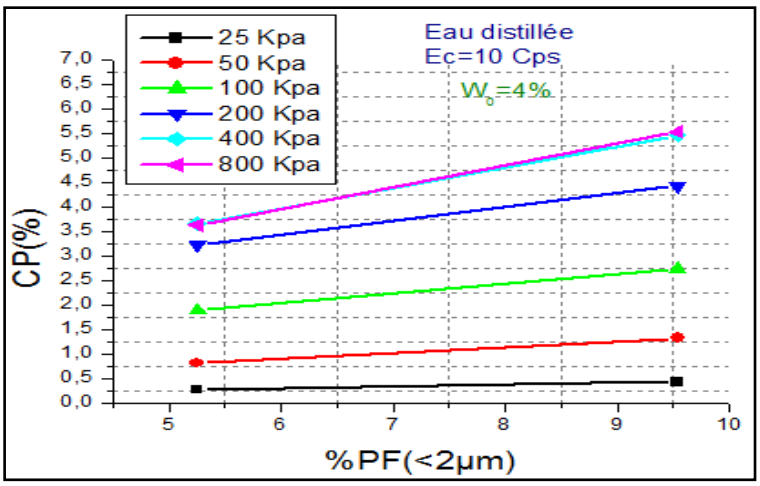


Figure IV.36 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP*

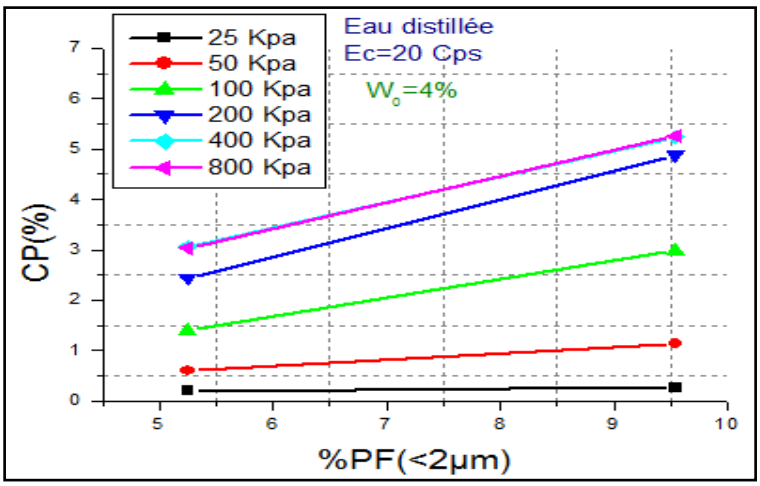


Figure IV.37 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP*

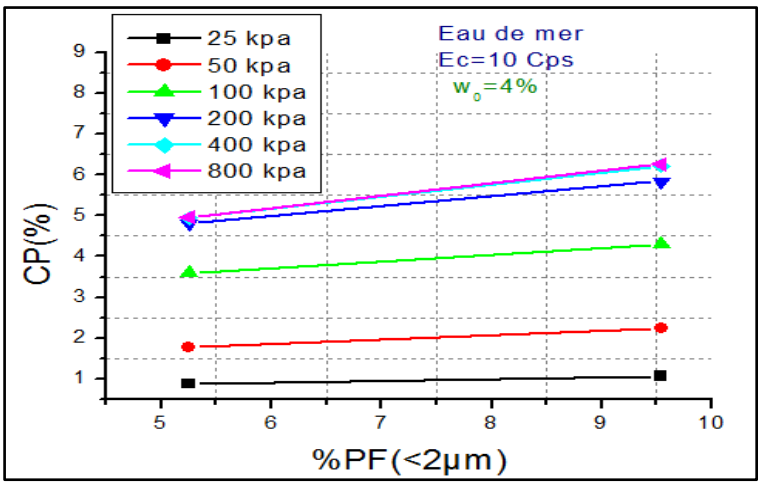


Figure IV.38 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP*

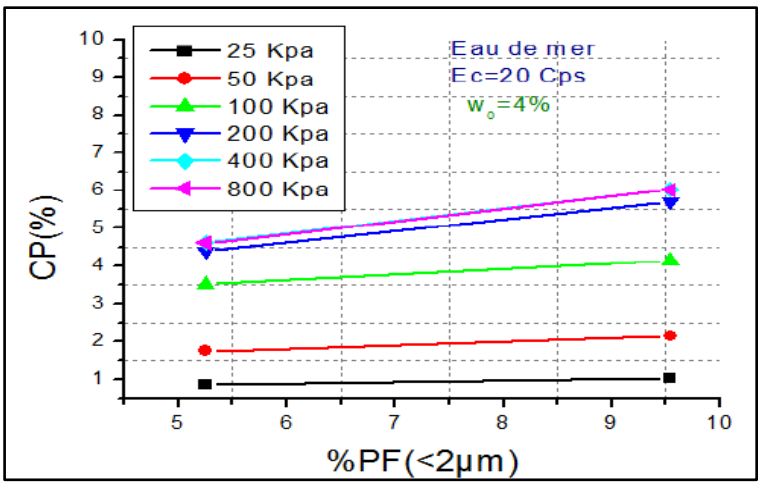


Figure IV.39 : *Influence du % PF (< 2 µm) sur le taux du CP*

Pour montrer l'influence des particules fines existantes dans la composition initiale d'un sol affaissable, sur l'amplitude du collapse, on a représenté sur les *(figures IV.32 à IV.39)* représentant la variation du potentiel d'affaissement (CP), en fonction des pourcentages des particules fines (< 80µm), et on a fait de même pour les particules fines (< 2µm), pour les deux échantillons des sols reconstitués.

Il est remarquable que le maximum d'affaissement est atteint pour un taux d'argile de 35% de PF (< 80µm), qui correspond à une proportion de 9.55 % de la fraction argileuse (<2µm).C'est le sol-S2- qui présente un taux de potentiel d'affaissement très élevé, par rapport au sol-S1.

Sous la charge verticale P=400Kpa appliquée, les deux sols se consolident et atteignent leurs maximum, au-delà de cette charge le taux du potentiel de collapse se stabiliser, et le risque d'effondrement brusque diminue. Cela confirme le résultat de Dudley (1970) qui stipule que l'affaissement décroit quand la fraction argileuse est importante. Les deux sols sont susceptibles à l'effondrement, vue leurs teneurs en fraction argileuse (< 2µm), qui sont 5.25 % et 9.55 % respectivement pour S1, S2. Les travaux de Dudley (1970), Lawton et al (1992), L.Handy 1993) et T.Ayadat et al confirment ces résultats.

Une explication de ce résultat est que la migration des particules fines dans la matrice du sol crée des vides supplémentaires qui seront de plus en plus élevés si le sol en contient une plus grande quantité.

IV.8. Conclusion

Les conclusions qu'on peut tirer de l'étude œdométrique (double odomètre) pour les deux sols testés sont :

1) La contrainte verticale appliquée (P) provoque des régressions de l'indice des vides des deux sols, à l'état sec ou à l'état inondé (eau de mer, eau distillé).le potentiel d'affaissement (Cp) augmente proportionnellement avec la contrainte jusqu'une valeur max relative à une contrainte de (400 Kpa), et puis une stabilisation du potentiel d'affaissement avec l'augmentation de la contrainte (800kpa).
2) L'eau de mer présente un taux du potentiel de collapse (CP) très élevé par rapport l'eau distiller .pour les deux échantillons de sols -S1-S2, et il reste important malgré l'augmentation de l'énergie de compactage.
3) On observe que le potentiel d'affaissement (Cp) diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage dans tous les types des sols. Ceci quelques soit la teneur en eau initiale et la contrainte appliquée et le type d'état de saturation.
4) Le potentiel d'affaissement augmente proportionnellement avec le pourcentage des particules fines d'un diamètre inférieur à 2µm "PF" jusqu'à la valeur 9,55% (S2).

Donc on conclue que le potentiel d'affaissement décroît quand on augmente l'énergie de compactage CP%(Ec=10 Cps)>CP%(Ec=20 Cps)et plus le pourcentage en particules fines "PF" augmente dans un sol reconstitué, le potentiel d'affaissement devient important et l'effondrement devient dangereux sa d'une part, d'autre part l'effondrement déviant important et dangereux a une contrainte de 400Kpa .Ces résultats rejoignent ceux de Lawton (1989), Ayadat et Gherabli (1995) et Ayadat et Belouahri (1996).

On peut conclure aussi que les sols préparés artificiellement possèdent un comportement analogue à ceux rencontrés dans la nature, donc convenables pour le programme d'essais établi pour cette étude.

CHAPITRE V

CONCLUSION GENERALE

V.1 Conclusion générale

Durant notre étude de comportement d'un sol affaissable reconstitue base d'argile qui entrant dans la fabrication des briques et du sable tamisé à (2mm) est fréquemment utilisé dans la construction dans notre région (Médéa, Blida, Alger et Djelfa).

Les essais menés au sein du laboratoire la SETAM et laboratoire privé MAZAAD à Médéa sont réalisé sur deux types du sol reconstitue :

S1 :75(%) Sable (2mm) +25(%) Argile (80µm) ;

S2 : 65(%) Sable (2mm) + 35(%) Argile (80µm) ;

L'étude expérimentale commence par le déterminateur des caractéristiques géotechnique de l'argile et du sable pour les deux sols reconstitue (limite d'Atterberg, Equivalent du sable, Proctor, Pycnomètre, Valeur du bleu méthylène).

Le but été de comparer l'effet de l'eau de saturation sur le taux d'affaissement pour les deux sols c'est-à-dire l'influence des sols sur l'affaissement en utilisant la méthode œdométrique (double consolidation) (Jennings et Knight 1975).

Les deux sols sont compacts par une dame conçue spécialement pour ces essais.

Cette étude expérimentale nous peuvent de conclue :

- Pour une teneur en eau initiale et différentes énergies de compactage, On constate que le Cp croit toute en augmentant la contrainte verticale. Il atteint son maximum sous la charge 400Kpa.
- Pour une teneur en eau initiale donnée, le potentiel d'affaissement CP est inversement proportionnel avec l'énergie de compactage.
- Un sol effondrable peut être obtenu au laboratoire par mélange de deux matériaux différents (argile et sable) compacté à différente énergie de compactage à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor.
- Plus la fraction argileuse (<2µm) augmente plus les valeurs du potentiel d'affaissement augmentent et l'effondrement s'accentue quelque soit l'énergie de compactage.
- Le potentiel d'affaissement augmente proportionnellement avec l'augmentation des particules fines.
- Sous une charge critique de 400kpa, l'eau de mer augmente le CP de sol S1 de 35(%) par rapport au CP de l'eau distillée sous une énergie de compactage Ec=10cps et de 51(%) pour Ec=20cps.

- Sous la même charge critique, l'eau de mer augmente le CP de sol S2 de 14(%) par rapport au CP de l'eau distillée sous une énergie de compactage Ec=10cps et de 15(%) pour Ec=20cps.
- Les particules fines (2<µm) dans le sol S1 est 5.25 (%) et dans le sol S2 est 9.54(%) donc se sont des sols effondrable d'après Abbeche et al (2005) *(tableau II. 1)* qui stipule que Si 5%<(%2µm) < 15% et W_L<20%, Effondrement est très probable.

Perspectives

Notre étude est consacrée à l'étude de l'effet de l'eau de mer et l'eau distillée sur l'affaissement des sols reconstitue on se basant sur les essais œdométriques.

Il est préférable de les projetés sur les sols naturels on utilisant l'appareil triaxial et surtout les essais de succion (osmotique) pour voir l'effet de la température, des sels, sur le potentiel de collapse.

LES REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

-Abbeche, K., Hammoud, F. et Ayadat, T. (2007): Influence of relative density and clay fraction on soils

-Abbeche K., Mokrani L. and Boumekik A. (2005). Contribution à l'identification des sols effondrables. Revue Française de Géotechnique 110:85-90.

-Ahmed, S., Lovell, C.W. ET Diamond, S. (1974): Pore sizes and strength of compacted clay. Journal of the

-Aide-mémoire de mécanique des sols : Caractérisation des sols et des roches. Théorie du calcul à la rupture. Outils de dimensionnement Ed. 2

-Aitchison, G. (1973): General report on structurally unstable soils. In Proc, 8th International

-Alfi, A. A. S. (1984): Mechanical and electron optical properties of a stabilized collapsible soil in tuc son, arizona (microscopy, lime-stabilization). Thèse de doctorat.

-Alonso, E., Pinyol, N. et Gens, A. (2012) : Compacted soil behavior : initial state, structure and constitutive

- **Alonso E., Gens A, et Hight A. (1987)** «Special problems soils ". General Report, Proc. 9th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin (3),

-Al-Rawas A.A. (2000). State of the art review of collapsible soils. Science and technology, special review. p 115-135.And Geo environmental Engineering, 107(ASCE 16106).
Asian Institute of Technology.

-Ayadat T. Belouahri B. (1996). Influence du coefficient d'uniformité sur 1'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. Revue Françaises de Géotechnique, 76:25-34.

-Ayadat T. Belouahri B. et Ait Ammar R. (1998). La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. Revue Française de Géotechnique. 83:1-9.

-Ayadat T. Belouahri B. et Ait Ammar R. (1998). La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. Revue Française de Géotechnique. 83:1-9.

-Ayadat T. et Ouali S. (1999). Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg. Note Technique. Revue française de géotechnique.

-Ayadat T., Gherabli. H. (1995), Traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA325.annales de 1'ITTBTP, no 530, p34-43, janvier.

-Ayadat, T. et Hanna, A. (2007): Prediction of collapse behavior in soil. Revue européenne de génie civil,

-Babouri R. (2008). Stabilisation des sols argileux par la chaux (Cas de kaolin du gisement de Djebel Debagh Guelma). Thèse de Magister. Université de M'sila.Balkema.1087-1146.

-Barden L., Mc Gown A. et Collins K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. Eng. Geol. 7. 49-60. (1.4.1).

-Barden, L., McGown, A. ET Collins, K. (1973): The collapse mechanism in partly saturated soil.

-Barksdale, R. ET Blight, G. (1997): Compressibility and settlement of residual soils. Mechanics of residual soils.

-Basma, A. A. ET Tuncer, E. R. (1992): Evaluation and control of collapsible soils.

-Basma, A. ET Kallas, N. (2004): Modeling soil collapse by artificial neural networks. Geotechnical andGeological Engineering,

-Bell F.G. (1993). Engineering treatment of soils. Spon, London, 317 pp.

-Bell F.G. and Bruyn I.A. (1997). Sensitive, expansive, dispersive and collapsible soils. Bulletin of the international association of engineering geology, Paris, 56: 19-38.

-Bell, F. ET Bruyn, I. d. (1997): Sensitive, expansive, dispersive and collapsed soils. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, (56):19–38.

-Benahmed, N., Canou, J. et Dupla, J.-C. (2004) : Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique

-BENTLEY S. P., and **SMALLEY I. J., (1984).** Landslips in sensitive clay, John Wiley and Sons Ltd. London, 457-490.

-Blight, B. (1997): Origin and formation of residual soils. Mechanics of Residual Soil, pages 1–15.

-BOOTH A. R. (1977). Collapse Settlement in Compacted Soils. CSIR Res. Report 324, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa.

-Booth, A. (1977): Collapse settlement in compacted soils. Bulletin/National Institute for Transport andRoad Research (, (13).

-Brackley, I. (1971): Partial collapse in unsaturated expansive clay.

-Brink, A. B. A., Partridge, T., Williams, A. et al. (1982): Soil survey for engineering. Oxford University

-BULL W. B. (1964). Alluvial fans and near surface subsidence in Western Fresno County, California, USA. US Geol. Survey Prof. Paper N°. 437-A, 7

Civil Engineering University Bochum.

-Charles W.W. Ng et Bruce Menzies (2007) "Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering".2nd edition. Published in the Taylor & Francis e-Library,

-CLEMENCE S. P. & FINBARR A. O. (1981). Design considerations for collapsible soils.Journal of Geotechnical Engin. Divi. American Soc. of Civil Engineering. **107**: 305-317.

-Clemence S.P and Finbarr A.O. (1981). Design considerations for collapsible soils. Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, 107: GT3, 305-317.

-Clemence, S. P. et Finbarr, A. O. (1981): Design considerations for collapsible soils. Journal of Geotechnical

-Clevenger, W. A. (1958): Experiences with loess as foundation material. Transactions of the American

-Clevenger, W. A. (1958): Experiences with loess as foundation material. Transactions of the American collapse. In Experimental Unsaturated Soil Mechanics, pages 3–9. Springer. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 14(6):407–415. Conference for Africa. 8, pages 129–137.conference for Africa. 8, pages 129–137. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, volume 3, pages 161–190. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pages 445–452. JOURNAL ARTICLEUNIDENTIFIED Conference. Hong Kong, volume 1, pages 915–930.

-COUDÉ- GUASSEN G. (1987). The Peri-Saharan Loess: Sedimentological characterization and paliclimatical significance. Geo Journal, **15**, 177-183.

-COUDÉ- GUASSEN G. (1990). The loess and loess-like deposits along the sides of the western Mediterranean Sea: Genetic and paleoclimate significance. Quaternary International, **5**, 1-8.

-CUI Y. J., DELAGE P., ALZOGHBI P. (1998). Microstructure and collapse behavior of loess from northern France. Proc. of Unsat'98, Beijing, vol. 1, pp 31-36

-CUI Y. J., DP, SCHLOSSER F., & WONAROWICZ M. (1999). Etude du comportement volumique d'un lœss du Nord de la France. XIIèmeCongrèsEuropéen de Mécanique des sols et de Géotechnique, Amsterdam, vol. 1, pp. 337-342

-Cui Y.J., Marcial M., Terpereau J.M., Delage P., Antoine P., Marchadier G. et Ye W.M. (2004).A geological and geotechnical characterization of the loess of Northern France. A.W. Skempton memorial conference, vol. 1. 417-428.

d. gil'man. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6(2):137–137.

d'un sable. Comptesrendusmécanique, 332(11):887–894.

-DAKSHANAMURTHY V. (1979). A stress-controlled study of swelling characteristics of compacted expansive clays.Geotech. Test Journal, **2(1)** 57-60

-DANILOV A. I. (1964). Diagram for dividing soils into ordinary, slumping and swelling. Soil Mechanics and Foundation Engineering, **N°.** 5.

-De Simone, P. (2010): Inundation collapse strain and creep measurements for two Campanian pyroclastic

-Delage P., Cui Y.J. et Antoine P. (2005). Geotechnical Problems related with Loess deposits in Northern France. Proceedings of international conference on problematic soils. 517-540.

-Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. ET Howat, M. D. (1996): Microstructure of a compacted silt.

-Delage, P., Cui, Y. et Antoine, P. (2005): Geotechnical problems related with loess de posits in Northern

-DENISOV N. Ya. (1951). The Engineering properties of loessial soils, Soviet Science, USSR,Government Printing Office, Moscow, USSR.

-Denisov, N. (1951) : The engineering properties of loess and loess loams. Gosstroilzdat, Moscow.

-DIJKSTRA T.A., SMALLEY I. J., and ROGERS C. D. F. (1995). Particle packing in loess deposits and the problem of structure collapse and division, ASCE, vol 96, N°SM3, Paper 7278, pp.925-947

-Dudley J.H. (1970). Review of collapsing soils. J. Soil Mech. FdnEngng, Am. Sot. Civ. Engrs 96, SM3. 925-947.

-Dudley, J. H. (1970): Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.

- Dudeley J.H 1970. Review of collapsing soils. Journal of soil mechanics and foundation.

-El Sohby, M. ET Rabbaa, S. (1984): Deformation behavior of unsaturated soils upon wetting.

-El Sohby, M. ET Rabbaa, S. (1984): Deformation behavior of unsaturated soils upon wetting. In Regional engineering, 118(10):1491–1504. Engineering, 130(4):403–415. Engineering, 148-150. Engineering, 21(4):149–154.

Engineering properties of natural soils, pages 2385–2409.

- Enrique Romero, Paul H. Simms (2008) «Microstructure Investigation in Unsaturated Soils". Journal Geotechnical and Geological Engineering, Volume 26, No. 6, 705 727.

-Errera, L. A. (1977): Stress Paths and Collapsing Soils. Thèse de doctorat, University of Cape Town.

-Evans G.L. and Bell D.H. (1981). Chemical stabilization of loess in New Zealand. Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 3, 649-658.

-FEDA J. (1966). Structural stability of subsident loess soils from Praha- Dejvice. Eng. Geology. **1**: 201-219.

-Feda, J. (1964): Colloidal activity, shrinking and swelling of some clays. In Proceedings of Soil Mechanic

-Feda, J. (1966): Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice. Engineering Geology.

-FOOKES P. G. and BEST R. (1969). *Consolidation characteristics of some late Pleistocene peri-glacial metastable soils of East Kent.* Q. J. Eng. Geolo., **2** 103-128.

Foundation Engineering, Durban, pp. 99-105.

France. In Proceedings of International Conference on Problematic Soils, volume 25, page 27.

-Ganeshan, V. (1982): Strength and collapse characteristics of compacted residual soils. Thèse de doctorat, Geological Engineering, 22(3):427–438.

Geology Symposium. (26), pp. 205-219.Geology, 7(1):49–60. Geology, geotechnical and geo environmental engineering, 130(10):1014–1023.

Geotechnical Engineering Division, 100(4):407–425.

Geotechnical Journal, 33(1):150–158. 2 citations pages 30 et 199

GIBBS H J. and BARA J. P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soil *tests.* ASTM Spec. Tech. Publ. **322**, 231-246.

GIBBS H J. and BARA J. P. (1967). Stability problems of collapsing soils.ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, **93**, 572-594.

-Gibbs, H. J. et Bara, J. P. (1962) : Predicting surface subsidence from basic soil tests. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories.

Ground materials: implications for engineering geology,In Wang Sijing and P.

-Habibagahi, G. et Taherian, M. (2004): Prediction of collapse potential for compacted soils using artificial.

HANDY R. L. (1973). Collapsible loess in Iowa. Proc. American society soil.

-Handy, R. L. (1973): Collapsible loess in Iowa. Soil Science Society of America Journal, 37(2):281–284.

-Herrera, M., Lizcano, A. et Santamarina, J. (2007): Colombian volcanic cash soils.

-HOLTZ W. G. and HILF J. W. (1961). Settlement of soil foundations due to

-Holtz W.G. (1948). The determination of limits for the control of placement moisture in high rolled-earth dams. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. 48. 1240-1248. (1.4).

-Houston S.L and Houston W.N. (1997). Collapsible soils engineering. Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotechnical Special Publication, ASCE proceedings of the 1997 1st Geo Institute Conference, Logan UT, USA, Part 68, 199-232.

-Houston S.L. (1995). Foundations and pavements on unsaturated soils – Part 1: Collapsible soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT'95 3. Balkema. Paris. 1421-1439.

-Huang R.Q. (2008) Large-scale landslides in China: Case studies. 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xian, China, Jun. 30 - Jul. 04, 2008. Publié : Landslides and Engineered Slopes : From the Past to the Future, Vols. 1 et 2. 2037-2053. Hydro consolidation. Engineering Geology. **40**, 49-64.Iguaçu, (3), pp. 1349-1367.

-Ismael N.F., Jeragh A., Mollah M.A., and Khalidi O. (1987). Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, December 7-11, 1987, No. 5, 147-158.

-Jennings J.E. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, Londres. 26-30.

-Jennings J.E. (1965). The theory and practice of construction on partly saturated soils as applied to South African conditions. Engineering Effects of Moisture Changes in Soils; Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A & M Press. 345-363.

-Jennings J.E. ET Knight K. (1957). The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proc. 4th ICSMFE 1. 316-319.

-Jennings, J. E. ET Knight, K. (1957): The additional settlement of foundations due to collapse of structure of sandy subsoils on wetting. Proc. 4th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,

-Jennings, J. E. ET Knight, K. (1975): A guide to construction on or with materials exhibiting additional

-José MC. (2011). Comportementhydromécanique d'un lœss naturel non-saturé. Thèse de Doctorat Université Paris Est, p 224.Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geo mechanics Abstracts, volume 12, page 59.

-Juang, C. ET Elton, D. J. (1997): Predicting collapse potential of soils with neural networks.

-Juang, C. H., Ni, S. ET Lu, P. C. (1999): Training artificial neural networks with the aid of fuzzy sets.

-Knight K. (1961). The collapse of structure of sandy subsoils on wetting. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand.

-Knight, K. (1961): The Collapse of Structure of Sandy Sub-soils on Wetting. Thèse de doctorat, University of The Witwatersrand.

- Knight K.1961. (Reporter par Yudhbir, Collapsing, and behavior of residual soils).

-Krinitzsky, E. L. et Turnbull, W. J. (1967): Loess deposits of Mississippi. Geological Society of America.

-LAWTON E. C and FRAGAZSZY R. J (1992). Review of wetting- induced collapse in compacted soil.Journal of Geotechnical Engineering, 118, No. **9**, September 1376-1394.

-LAWTON E. C and FRAGAZSZY R. J (1992). Review of wetting- induced collapse in compacted soil. Journal of Geotechnical Engineering, 118, No. **9**, September 1376-1394.

-Lawton, E. C., Fragaszy, R. J. ET Hetherington, M. D. (1992): Review of wetting-induced collapse in compacted soil. Journal of geotechnical engineering, 118(9):1376–1394.

LEONARDS G. A. and NARRAIN J. (1963). Flexibility of clay and Cracking of earth dams. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, **89**(2), 47-98

-Li Z.M. (1995). Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95 1. Balkema, Paris. 139

-Lim, Y. Y. et Miller, G. A. (2004): Wetting-induced compression of compacted Oklahoma soils.

-Lins, Y. (2009): Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand. Thèse de doctorat.

-LOISEAU C. CUI Y. J. & De LAURE E. (2001). Etude du comportement des lœss sur le tracé du TGV Est,rapport de recherche TERRASOL, 22p

Low loess dams in the Negev. In Proc. 3rd, Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng, volume 1, pages 13–16.

-LUTENEGGER A. J. and HALLBERG G. R. (1988) stability of loess. Journal of Engineering Geology, **25**, 247-261.

Marino edition, Proc. 30th Int. Geology Congress, **23**, 303-313.

-Markin B.P.1969. Discussion on standard criteria of sag in loess soils, Soil Mechanics and Foundation Engineering, N°2, p 137.

-Markin, B. (1969): Remarks on the article" on standard criteria of sag in loess soils

-Meier C., Boley C. et Zou Y. (2008). Collapse and deformation behavior of alluvial loess soils from Afghanistan. 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Sep. 3-5, 2008, Glasgow, Scotland. Geotechnics of Soft Soils - Focus on ground improvement.

-MELLORS T. W. (1977). Geological and engineering characteristics of some Kent brick earths.Unpublished PhD thesis, Univ London, 340p.

-Menezes, R.S. (1994). Solos colapsíveis. Um breve relato. *X COMBRASEF*, Foz do

Modelling. Geotechnical, 63(6):463–478.

-Muñoz-Castelblanco et, J., Delage, P., Pereira, J., Cui, Y. et al. (2011): Some aspects of the compression and collapse behavior of an unsaturated naturalloess. Geotechnical Letters, 1:17–22.

-Muñoz-Castelblanco, J., Pereira, J. M., Delage, P., Cui, Y.-J. et al. (2012) : The water retention and Foundation Engineering, 1:99–105.

Neural networks. ScientiaIranica, 11(1-2): 1–20. New Delhi, India, Q, volume 49, pages 117–130.

-Northey, R. (1969): Engineering properties of loess and other collapsible soils. In Seventh International

-Nouaouria M.S., Guenfoud M. et Lafifi B. (2008). Engineering properties of loess in Algeria. Engineering Geology 99 (1)-(2). 85-90. (1.4.1).Of the 7th Southeast Asian Geotechnical conference, Hong Kong, 1982, p 915-930.Paris, **1**, 673-679.

-Pécsi M. (1990). Loess is not just the accumulation of dust. Quaternary International 7/8. 1-21.

-Pécsi, M. (1990): Loessis not just the accumulation of dust. Quaternary International, 7:1–21.

-Pengelly A.D., Boehm D.W., Rector E. and Welsh J.P. (1997). Engineering experience with in-situ modification of collapsible and expansive soils. Unsaturated Soil Engineering Practice, ASCE Geotechnical Special Publication, Proceedings of the 1997 First Geo Institute Conference, Logan, UT, USA, July 15-17, Part 68, 277-298.

-Pereira J.M., Ta A.N., Cui Y.J., Karam J.R. et Chai H.Y. (2008).A damage model for unsaturated natural loess submitted to cyclic loading. 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. 647-652. (1.4.1).Pergamon.

-PETERSON R., and IVERSON N. L. (1953). Study of several low earth dam failures, Proc. Third Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, International Society for Soil Mechanics and Foundation, **2**, 273-276.

Press.

-PRINKLONSKIJ V. A. (1952). Ground investigation, Gosgeolizdat, Moscow 371 p.properties of a natural unsaturated loess from northern France. Geotechnical, 62(2):95–106.

-Prusza, A. ET Choudry, T. (1979): Collapsibility of residual soils. In Proc. 13th congress on large dams.

-Prusza, A. ET Choudry, T. (1979): Collapsibility of residual soils. In Proc. 13th congress on large dams.

-QIAN H. J. LIN Z. G. (1988). Loess and its Engineering problems in China. Proc. of the Int. Conf. Engineering Problems of Regional Soils. 11-15, August, Beijing, China, pp. 136-153.

-Reginatto, A. R. et Ferrero, J. C. (1975): Collapse potential of soils and soil-water chemistry. Research Record: Journal of the Transportation ResearchBoard, 1582(1):22–28.

-ROGERS C. D. F. (1995). Types and distribution of collapsible soil. In DERBYSHIRE, E., DIJKSTRA, T. A. and SMALLEY, I. J., (eds). The Genesis and Properties of collapsible *Soils*, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1-17.

-Rogers, C. (1995): Types and distribution of collapsiblesoils. In Genesis and Properties of Collapsible

-Rollins, K., Wayne, M. and Rogers, G. (1994). Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. Journal of geotechnical engineering, vol 120, 9 paper No1016.Saturation.Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering,

-Schwartz, K. (1985): Collapsible soils. The Civil Engineer in South Africa, 27(7):379–393. Science America, 37, 281-284.

-SekharMadhyannapu, R., Madhav, M. R., Puppala, A. J. ET Ghosh, A. (2008): Compressibility and collapsibility characteristics of sediment edflyashbeds. Journal of Materials in Civil Engineering, 20

Seminar, pages 531–546. Settlement due to collapse of grain structure. Proc. 6th African Regional Conference on Soil Mechanics

-Shao S., Yu Q.G. et Long J.Y. (2007).A stress-strain relationship with soil structural parameter of collapse loess. 3rd Sino-Japan Geotechnical Symposium, Chongqing, China, Nov. 4-7 2007. Publié dans : New Frontiers in Chinese and Japanese Geotechnics. Yao Y.P. Akagi H. et Zhang G. (Eds.). 488-500. (1.4.1).

SMALLEY, I. J. (1966a). The properties of glacial loess and the formation of loess deposits.Journal of sedimentary Petrology, **36**, 669-676.

Society of Civil Engineers, 123(1):151–169. Soils, Balkema, Rotterdam.

Soils, pages 1–17. Springer.Soils. In Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona, Spain,

-Sokolovich, V. et Semkin, V. (1984): Chemical stabilization of loess soils. SoilMechanics and Foundation.

-Sokolovski V.E and Semkin V.V. (1984). Chemical stabilization of loess soils. Journal of soil mechanics and foundation engineering, 4: 8-11.SOURCE.Special Papers, 94:1–62.

-STEADMAN L. (1987). Collapse settlement in compacted soils of variable fines content, Master's Thesis, Washington State Univ. Pullman, Washington.

Structure. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics andStructures, Proc. Second Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation

-SULTAN H. A. (1969). Collapsing soils: State of the Art. Proc. 7th Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico, **3**, 445-450.

-Terzaghi K. et Fröhlich O.K. (1936). Theory der Setzung von Tonschichten. F. Deuticke, Leipwig-Wien.

-Thorton, S.I. & Arulanandan, K. (1975). Collapsible Soils: "State-of-the-Art". *Highway*

-Trivedi, A. et Sud, V. (2004) : Collapse behavior of coal ash. Journal of geotechnical and geoenvironmental.

VIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engi..Moscow. (2.2), pp: 265-269.Volume 2, pages 229–234.

-Wagener F. (1960). Consolidation settlement of soils under repetitive loading as experienced in road foundations. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand.

-Walthall S. ET Duffy W.P. (2008). An example of the impact of loess soils on foundations and earthworks in Kazakhstan. 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. 973-978. (1.4.1).With materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain

-Yuan Z.X. ET Wang L.M. (2009). Collapsibility and seismic settlement of loess. Engineering Geology 105 (1)-(2). 119-123.

-Yudhbir, Y. (1982): Collapsing behavior of residual soils. In Proceeding 7th Southeast Asia Geotechnical

-Zur, A. & Wiseman, G. (1973). A study of collapse phenomena of an undisturbed loess.