



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure  
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de  
Résistance des sols affaissables vis-à-vis  
du cisaillement**

Dirigé par :

Mr. BELOUAHRI BRAHIM

Présenté par :

BENBELKHEIR MOHAMED

Promotion : 2015/2016



السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

# *REMERCIEMENT*

*JE REMERCIE :*

*En premier lieu Allah pour tout ce qu'il  
m'a Donne et m'a procuré.*

*En particulier notre encadreur :*

*MR : BELAOUHRI BRAHIM.*

*Mes parents, pour leurs sacrifices.*

*Tous les techniciens de laboratoire :*

*Et la direction du département de génie  
civil*

*Université Mohamed Boudiaf m'sila.*

*Mes remerciements à tous mes  
enseignants.*

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mon père et ma mère qui m'ont toujours soutenu durant tous les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protègent et les gardent.*

*Mes frères et mes sœurs.*

*Tous mes amis surtout Samir et Abdo, Massoud, Hicham, Azzedine, Kamal, hamza, Ayoub, Fouad, saad et Reguia, Hamida .*

*Touts les enseignants de génie civil.*

*Toute la promotion 2015/2016*

*Toute la famille BENBELKHEIR*

*Benbelkheir mohamed*

## Sommaire

DEDICACE.....	
REMERCIEMENT .....	
SOMMAIRE .....	
LISTE DES FIGURES.....	
LISTE DES TABLEAUX .....	
LISTE DES NOTATIONS.....	

## Chapitre I

### Aperçu général sur les sols affaissables

I-Introduction Générale .....	1
I.1- Introduction .....	3
I.2- Définitions Des Sols Affaissables .....	3
I.3- Les Dénominations Des Sols Affaissables .....	4
I.4- Formation Des Sols Affaissables.....	4
I.5-Répartition Des Sols Affaissables A Travers Le Monde.....	5
I.6-les Propriétés Physiques Des Sols Affaissables .....	5
I.6-1 Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) .....	5
I.6-2 Le poids volumique ( $\gamma_v$ ) .....	5
I.6-3 Le teneur en eau ( $\omega$ ) .....	5
I.6-4 La porosité (n) .....	5
I.6-5 l'indice de vide(e).....	6
I.6-6 Les limites d'atterbergs .....	6
I.7- Les Causes D'inondation Des Sols Affaissables.....	6
I.8-Classement Des Sols Affaissables .....	7
I.8-1 Groupe 1 .....	7
I.8-2 Groupe 2 .....	7
I.9- Types Des Sols Affaissables.....	7
I.9-1 Les lœss .....	7
I.9-2 Les dépôts éoliens.....	8
I.9-3 Dépôts alluvionnaires .....	8
I.9-4 Dépôts résiduels.....	9

I.10- Les études sur les sols Affaissables .....	9
I.11- Les Mécanismes De L'affaissement .....	9
I.12- Les Paramètres Qui Influent Sur L'effondrement.....	13
I.13-Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables .....	14
I.13-1-Traitement par compactage .....	15
I.13-2-Traitement par pré mouillage .....	16
I.13-3-Traitement chimique.....	17
I.13-4-Traitement par pré chargement.....	17
I.13-5-Traitement par colonne ballastée.....	18
I.13-6-Traitement par substitution.....	19
I.13-7-Traitement par injection .....	19
I.13-8-Le choix des techniques de traitement des sols.....	20
I.14-Prédiction De L'affaissement .....	21
I.15-Les Méthodes Prédicatives D'affaissement .....	22
I-15-1- Méthodes empiriques .....	22
I.15-2- Méthodes expérimentales .....	27
I.15-2-1- Essais œdométrique simple.....	27
I.15-2-2 Essai œdométrique double .....	29
I.15-3-Les méthodes théoriques .....	29

## **Chapitre II**

### **Matériaux, matériel et essais préliminaires**

II.1- Introduction : .....	30
II.2- Matériaux: .....	30
II.2.1- Description des sols: .....	30
II.2.2- le sable.....	30
II.2.3- L'argile (rouge) :.....	31
II.2.4- Le sol reconstitué .....	32
II.2.5- L'eau d'inondation :.....	32
II.2.6- Reconstitution des sols d'essais :.....	32
II.3- Programme d'essais préliminaires .....	32
II.3.1- L'analyse granulométrique .....	33
II.3.2-Équivalent de sable (ES) .....	36

II.3.3- Limite d'Atterberg .....	38
II.3.4- Essais Proctor.....	43
II.3.5- L'essai au bleu de méthylène .....	47
II.3.6- Masse volumique absolue ( $\gamma_s$ ) .....	49

## Chapitre III

### Essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.1- Introduction.....	52
III.2- Essai œdométrique .....	52
III.2.1- odomètre .....	53
III.2.2-Description de l'appareillage .....	54
III.3-Principe de l'essai.....	54
III.3.1-Les poids .....	55
III.3.2-Préparation de l'éprouvette .....	55
III.3.3-Cellule œdométrique.....	56
III.3.4-saturation de la cellule .....	58
III.3.5-Dame de compactage .....	58
III.4-Exécution d'essai .....	59
III.4.1- mise en place de l'éprouvette .....	59
III.4.2- La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective ..	60
III.5- Essai de cisaillement a la boite .....	60
III.5.1. But de l'essai.....	60
III.5.2. Matériel utilisé.....	61
III.5.3. principe de l'essai .....	62
III.5.4. Préparation de l'essai : .....	62
III.5.5. Mise en place de la boite sur la machine .....	63
III.5.6. Lectures : .....	63
III.6. Discussion des résultats : .....	63
III.6.1. Résultats d'essais œdométriques :.....	64

III.6.2. Interprétation de courbe œdomètre pour les différents d'essais.....	69
III.6.3. Vérification l 'Affaissement du sol reconstitué :.....	70
III.6.4. Vérification de la répétabilité des essais œdométriques :.....	70
III.6.5. L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaissement des sols :.....	72
III.6.6.Variation du degré de collapse en fonction du temps .....	73
III.6.7: les résultats d'essai de résistance au cisaillement à la boîte.....	74

## **Chapitre IV**

Conclusion, recommandation et perspective.....	83
--	----

# Liste des Figures

## Chapitre I

### Aperçu générale sur les sols affaissables

Fig. I.01: Effondrement de la ville de Chena en 2009.....	09
Fig. I.02 : Liaison par tension capillaire .....	12
Fig. I.03 : Liaison par silt .....	12
Fig. I.04 : Liaison par de l'argile flocculé .....	12
Fig. I.05 : Liaison par des agrégats d'argile .....	12
Fig. I.06 : Un rouleau compacteur .....	15
Fig. I.07 : Compactage dynamique .....	15
Fig. I.08 : Compactage par vitro-sonde .....	16
Fig. I.09 : Traitement chimique à la chaux et au ciment .....	17
Fig. I.10 : Mise en œuvre des colonnes ballastées .....	18
Fig. I.11 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.....	21
Fig. I.12: Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara	23
Fig. I.13 : Courbe œnométrique (teste de Knight 1963).....	27
Fig. I.14 : Double œdomètres (Knight et Jennings 1975).....	28

## Chapitre II

### Matériaux, matériel et essais préliminaires

Fig. II.01 : Le Sable .....	31
Fig. II.02 : L'argile rouge : .....	32
Fig. II.03 : Série des tamis sur la tamiseuse .....	33
Fig. II.04: Courbe granulométrique de sable: .....	34
Fig. II.05: Courbe granulométrique de sols : .....	35
Fig. II.06 : Mode opératoire équivalent de sable .....	37
Fig. II.07 : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité .....	38
Fig. II.08 : Les étapes de la limite de liquidité .....	39
Fig. II.09 : Les étapes de la limite de plasticité .....	40
Fig. II.10: Position de l'argile rouge dans l'abaque Casagrande .....	42
Fig. II.11 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal) ....	44
Fig. II.12: mode opératoire de Proctor .....	45
Fig. II.13 : Courbes Proctor de sol reconstitué .....	47
Fig. II.14 : Mode opératoire L'essai au bleu de méthylène .....	48
Fig. II.15 : Masse volumique absolue $\gamma_s$ (pycnomètre) .....	50

## Chapitre III

### Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Fig. III.01 : Appareille odomètre .....	53
Fig. III.02 : Détail d'un odomètre .....	53
Fig. III.03 : Cellule œdométrique .....	56
Fig. III.04 : composition de cellule.....	58
Fig. III.05 : dame de compactage.....	58
Fig. III.06 : Mod opératoire de l'essai œdométrique .....	59
Fig. III.07: Appareille de cisaillement rectiligne ou à la boîte de casagrande.....	61
Fig. III.08: Schéma de la boîte de cisaillement .....	61
Fig. III.09: courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , $EC = 10$ coups) .....	65
Fig. III.10: courbe œdométrique ( $W_0 = 3\%$ , $EC = 10$ coups) .....	66
Fig. III.11: courbe œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 10$ coups) .....	67
Fig. III.12: courbe œdométrique ( $W_0 = 5\%$ , $EC = 10$ coups) .....	68
Fig. III.13: Variation du potentiel de collapse « $C_p$ » en fonction de la teneur en eau initial « $w_0$ » ( $E_c=10$ coups). .....	72
Fig. III.14: Variation du degré de collapse « $DC$ » en fonction le temps .....	74
Fig. III.15: résultats d'essai de résistance au cisaillement .....	75
Fig. III.16: résultats d'essai de résistance au cisaillement .....	76
Fig. III.17: résultats d'essai de résistance au cisaillement: .....	77
Fig. III.18: résultats d'essai de résistance au cisaillement .....	78
Fig. III.19: Influence de la teneur en eau initial sur la résistance au cisaillement .....	79
Fig. III.20: Influence de la teneur en eau initiale sur l'angle de frottement interne ...	80

## **Liste des Tableaux**

### **Chapitre I**

#### **Aperçu général sur les sols affaissables**

Tableau I.01: Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976) .....	21
Tableau I.02: coefficient dépend de la nature de sol .....	22
Tableau I.03: Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975) ....	29

### **Chapitre II**

#### **Matériaux, matériel et essais préliminaires**

Tableau II.01: Granulométrie par tamisage du sable: .....	34
Tableau II.02: Granulométrie par tamisage du sol .....	35
Tableau II.03: Caractéristique de sable (ES) .....	36
Tableau II.04: Equivalent de sable visuel .....	37
Tableau II.05: Equivalent de sable par piston .....	38
Tableau II.06: la limite de liquidité de l'argile rouge : .....	40
Tableau II.07: La limite de plasticité de l'argile rouge : .....	41
Tableau II.08 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité .....	42
Tableau II.09 : Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué .....	46
Tableau II.10: Valeur de bleu de méthylène : argile rouge : .....	49
Tableau II.11 : Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué .....	49
Tableau II.12: Poids spécifique d'argile rouge : .....	50
Tableau II.13 : Poids spécifiques du sable: .....	51

Tableau .II.14 : Poids spécifique du sol reconstitué .....	51
--	----

### Chapitre III

#### Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Tableau III.01 : Programme des essais œdométrique .....	66
Tableau III.02 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 10 coups) .....	67
Tableau III.03 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 3\%$ , EC = 10 coups) .....	68
Tableau III.04 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 10 coups) .....	69
Tableau III.05 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 5\%$ , EC = 10 coups) .....	70
Tableau III.06: $C_p$ pour un sol .....	71
Tableau III.07 : Caractéristique initiales du sol reconstitué au laboratoire.....	72
Tableau III.08 : la répétabilité des essais ( $w=2\%$ . $E_c=10$ ).du sol reconstitué .....	73
Tableau III.09 : Résultats de calcul de degré de collapse .....	74
Tableau III.10 : résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitue, du Pression vertical (100 KPa) .....	75
Tableau III.11 : résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitue, du Pression vertical (200 KPa).....	76
Tableau III.12 résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitue, du Pression vertical (300 KPa) .....	77
Tableau III.13 variation de C et $\varphi$ en fonction de la teneur en eau initial $w_0$ . .....	78

## Liste des notations

- $\omega$  : Teneur en eau.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle moyenne.
- $\sigma$  : Contrainte de compression.
- $U$  : La pression interstitielle.
- $\gamma_s$  : Le poids volumique des grains solides.
- $\gamma$  : Le poids volumique.
- $n$  : La porosité.
- $e$  : l'indice de vide.
- $\sigma'$  : La contrainte effective.
- $\sigma$  : Contrainte totale.
- $\Delta H$  : Variation de la hauteur après mouillage.
- $H_0$  : Hauteur initiale de l'échantillon.
- $K$  : Coefficient d'affaissement.
- $e_L$  : Indice des vides à la limite de liquidité.
- $e_0$  : Indice des vides initial.
- $w_L$  : Limite de liquidité.
- $w_0$  : Teneur en eau initial.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau.
- $\gamma_d$  : Poids volumique sec.
- $G_s$  : Densité des grains solides.

$w_p$ : Limite de plasticité.

$n_0$ : Porosité du sol.

$\gamma_{dl}$ : Poids volumique sec à la limite de liquidité.

$i_{mgj}$ : Coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre.

$h_j$ : Épaisseur de la couche j.

$I_{mg}$ : Le potentiel de l'affaissement total.

$\gamma_h$ : Poids volumique humide du sol.

$C_u$ : Coefficient d'uniformité du sol.

$P_{10}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis  $n^0 10$  (2mm).

$P_{200}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis  $n^0 200$  (0.075mm).

$D_x$ : C'est le diamètre qui à travers lequel passe x%.

$I_w$ : Indice de maniabilité.

$C_p$ : Le potentiel du collapse.

$e_1$ : L'indice des vides à la limite de liquidité.

$e_2$ : Indice des vides après l'inondation.

$C_c$ : Le coefficient de courbure.

$\Phi$ : angle de frottement interne (degré)

$C$ : Cohésion (KN/m<sup>2</sup>)

## **Résumé :**

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur les sols affaissables. Notre travail consiste à étudier l'influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement.

Nous avons abordé dans cette étude à partir des essais œdométriques et cisaillement effectués sur un sol affaissable reconstitué et

on a constaté que l'augmentation de la teneur en eau entraîne une diminution de la résistance au cisaillement.

## ملخص

تندرج الدراسة المقدمة في هذه المذكرة في إطار برنامج بحث حول سلوك التربة الانهيارية والتي تتميز بمعامل فراغاتها الكبير وقد تطرقنا في هذه الدراسة إلى محتوى الماء على خصائص قوة التربة اللطي وجها لوجه مع القص. تناولنا في هذه الدراسة من الاختبارات جهاز الضغط والقص التي أجريت على التربة القابلة للطي وتشكيلها تبيين أن الزيادة في نتائج محتوى الماء تؤدي إلى انخفاض قوة القص

## **ABSTRACT :**

The study presented in this paper is part of a research program on collapsible soils. Our job is to study the influence of water content on soil strength characteristics collapsible vis-à-vis the shear.

We addressed in this study from oedometer tests and shear performed on a collapsible soil and reconstituted

it was found that the increase in water content results in a decrease of shear strength

### 1. Introduction Générale :

Les sols affaissables sont définis comme des structures partiellement saturées pouvant subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharges.

Le sud Algérien constitue une grande partie de ces sols affaissables, vu les constructions des pipes et des différentes réalisations dans le domaine des hydrocarbures, ces sols nécessitent une attention particulière et une étude approfondie afin de mieux comprendre les mécanismes d'affaissement qui gouvernent et de trouver les techniques de stabilisation de ces sols.

Plusieurs recherches se développent dans le domaine de l'identification et de la prévention des sols affaissables ainsi que des dispositions à prendre pour garantir une stabilité suffisante des ouvrages à ériger sur ces sols. Les mesures proposées par les auteurs dépendent, d'une part, de la profondeur du sol et d'autre part, de la capacité portante du sol que requiert la structure. font partie de ces mesures: fondations sur pieux, substitution ou traitement en place préalable chimique, thermique ou mécanique. Lorsque la couche d'un sol affaissable n'est pas trop épaisse, inférieure à 4m, il est souvent économique de la substituer par un sol approprié qui est compacté à une densité suffisante Bara (1979). cette opération suppose que le sol de substitution soit situé à proximité du projet et une disponibilité d'eau en quantité suffisante pour le compactage du sol. Ces deux facteurs pourraient influencer sur le coût des travaux surtout que les zones concernées sont arides ou semi arides et la disponibilité de l'eau pourrait faire défaut au moment des travaux.

Les sols affaissables ont une structure ouverte de masse volumique sèche relativement faible et d'indice des vides élevé. L'affaissement de ces sols forme un risque majeur aux constructions dans plusieurs régions du monde.

Les tassements importants qui résultent de l'utilisation des grandes quantités d'eau et les graves conséquences qui touchent les ouvrages, ont donné dans ces trois dernières décennies, une impulsion à la recherche concernant ces sols, notamment les méthodes de leurs identifications et leurs traitements.

L'affaissement du sol est associé aux deux propriétés fondamentales: une structure ouverte d'indice des vides élevé avec une faible masse volumique sèche et une résistance de liaison interparticulaire relativement faible, Féda et al (1993).

Ces sols sont localisés dans de nombreuses régions du monde, particulièrement quand elles sont arides ou semi-arides. Ils concernent un nombre important de pays notamment ceux situés entre les 30e et 55e parallèles de l'hémisphère nord ainsi que des pays d'Amérique du sud.

### 2. L'objectif de la recherche :

L'objectif de notre travail est d'étudier l'influence de la teneur en eau sur les caractéristique de résistance des sols affaissables via à vis du cisaillement. En plus d'une série d'essais œnométriques et cisaillement, à partir de sable reconstitue de différentes teneur en eau avec fixation de et énergie de compactage.

### 3. Structure du mémoire:

- ✓ **Chapitre I** : Aperçu général sur les sols affaissables.
- ✓ **Chapitre II** : Matériaux, matériel et essais préliminaires.
- ✓ **Chapitre III** : Essais principaux, présentation des résultats et discussion.
- ✓ **Chapitre IV** : Conclusion, recommandation et perspective.

### I.1- Introduction :

La prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des préoccupations des équipes de recherches et des pouvoirs publics en matière d'agencement des sites et d'occupation des sols. La prise en compte de l'aléa naturel tel que les effondrements, les affaissements et les glissements de terrains témoignent de cette inquiétude. Le risque d'affaissement prend une part grandissante dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ce genre de sols.

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

### I.2- Définitions Des Sols Affaissables : (1)

Les sols affaissables sont définies comme étant des structure partiellement saturés qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement.

**Zur et Wiseman (1973)** définissent l'effondrement, toute diminution rapide du volume de sol,

Caused par l'augmentation de l'un des facteurs

Taux d'humidité (teneur en eau) (**W**).

- ✚ Degré de saturation (**Sr**).
- ✚ Contrainte tangentielle moyenne ( **$\tau$** ).
- ✚ Contrainte de compression ( **$\sigma$** ).
- ✚ La pression interstitielle (**U**).

Reconnaissant donc que l'effondrement de la structure du sol peut être le résultat de différents processus de saturation, **Reginatto (1977)** suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation liquide et la fraction argileuse.

## I.3- Les Dénominations Des Sols Affaissables : (2)

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

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

## I.4- Formation Des Sols Affaissables : (1)

Les sols éffondrables sont celles où une augmentation de la teneur en humidité provoque un forte.

Baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée.

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

Selon **Goldstein (1969)**, il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène.

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

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

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

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

### **I.5-Répartition Des Sols Affissables A Travers Le Monde : (2)**

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les lœss couvrent près de 13 million de kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées, **Abelev(1979)**. Il 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 du nord, et dans beaucoup d'autres régions

### **I.6- Les propriétés physiques des sols affaissables : (3)**

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaissables Permet d'établir les caractéristiques principales des sols lœssiques ou affaissables On peut énumérer :

#### **I.6-1 Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) :**

La valeur des pois volumiques des grains solides varie de 25,1 .à 28.4 KN/  $m^3$

#### **I.6-2 Le poids volumique ( $\gamma_v$ ) :**

Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21 ,1 KN/  $m^3$  .

#### **I.6-3 Le teneur en eau ( $\omega$ ) :**

Dans la majorité des cas les sols affaissables se caractérisent par une faible teneur en eau, qui varie de 6 à 11%.

### **I.6-4 La porosité (n) :**

Les valeurs de la porosité des sols affaissable peuvent servir comme indirect de la probabilité d'existence des propriétés d'affaissabilité de ces sols. La porosité totale des sols lœssiques est comprise entre 30 et 60%.

### **I.6-5 l'indice de vide(e) :**

L'indice de vide des sols lœssiques est compris entre 42.85 et 150%

### **I.6-6 Les limites d'atterbergs :**

Les valeurs de la limite de plasticité des lœss sont généralement comprises entre 12 et 18 %.

### **I.7- Les Causes D'inondation Des Sols Affaissables : (4)**

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 débit 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 la 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.

### **I.8-Classement Des Sols Affaissables : (1)**

**Uriel et Serrano (1973-1974)**. Ont classé les sols à effondrement brusque en deux (02) groupes :

#### **I.8-1Groupe 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.

#### **I.8-2Groupe 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.

### **I.9- Types Des Sols Affaissables : (2)**

Généralement la structure des sols Affaissables est formée en nids d'abeilles. La liaison entre les grains est assurée par une cimentation due à la présence des particules très fines.

L'inondation du sol provoque l'élimination ou la réduction de cette cimentation, ce qui provoque la destruction d'une manière brusque, l'arrangement initial des grains, avec une remarquable diminution de volume du sol.

Sont jugés comme Affaissables les sols suivants :

#### **I.9-1 Les lœss :**

Le habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire Détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement

des grains compris entre 10 et 50 Pm. Ainsi au niveau granulométrique le est un limon .il contient, en proportion moindre.des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonaté des grains il résulte, à la cour du pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (lœss) peut être due à la proximité de la zone source lœss et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009).

### **I.9-2 Les dépôts éoliens :**

Ils sont constitués par des matériaux assez fins, légers, ayant de basses densités relatives et une faible cohésion. Ils sont transportés par le vent. Allant du lœss pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros. La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols lœssique, ces dépôt sont caractéristiques des zones arides où le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface du sol. Au-delà de la saturation, les liaisons cimentés d'argile faiblissent énormément et perdent leur résistance, menant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégés contre les précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable cette croûte empêche l'entrée des eaux et préserve la structure naturelle du sol, pour cette raison même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

### **I.9-3 Dépôts alluvionnaires :**

Sont des sédiments déposés par l'eau des inondations brusques ou les écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacés dans le temps. Ces dépôts se sèchent et se saturent de nouveau qu'avec l'arrivée d'autres pluies qui contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile ; dont la qualité a une importance primordiale dans le comportement de ces sols.

### **I.9-4 Dépôts résiduels :**

L'origine de ces sols est l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche mère. Les dimensions des particules de ces sols vont du large fragment, gravier, sable, silt aux colloïdes et parfois composé de matière organique. La structure affaissable des grains est le

résultat d'une solution d'un soluble et d'une matière colloïdale, cette formation donne un indice des vides plus ou moins élevé et une structure instable. Généralement les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pousses à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie de la région.

#### **I.10- Les études sur les sols Affaissables : (2)**

Les recherches effectuées sur les argiles macroporeux d'Algérie par L. Drukhin et Al Abelev (1979), ont montré que dans ces sols, les macropores se sont formées par suite de l'évaporation de l'eau des couches supérieures des sols argileux et de l'élimination des bulles d'air, c'est précisément ainsi que ces auteurs expliquent l'existence de petits canaux de formes et de dimensions variées dans les argiles limoneuses d'Algérie. Afin de confirmer cette hypothèse, ils ont testé des éprouvettes d'argiles limoneuses de structure remaniée. Ces éprouvettes furent humidifiées par saturation capillaire, puis on les fit sécher. Au bout de dix cycles de séchage successifs, de petits canaux se formèrent dans ces argiles. Il est important de noter que l'affaissement de Cheria en 2009 à l'Est algérienne constitue un bon exemple, où un grand effondrement a été enregistré, dans lequel des dizaines de constructions se sont enfoncées de plus de deux mètres et demi dans le sol, le constat préliminaire impute cette catastrophe à un mouvement dans les nappes phréatiques.

Aussi une étude géotechnique faite par (LNHC Batna, 2000) dans le cadre de la réalisation d'une station de gaz naturel à Hassi Messaoud montre que le site est composé de deux couches de nature Affaissable, la solution adoptée est la substitution de la première couche et de prendre des mesures pour éviter l'infiltration des eaux à la seconde couche. Par ailleurs, les dégradations qu'ont subies plusieurs bâtiments d'habitation à Biskra sont dues aux infiltrations des eaux (CTC Biskra, 2002).



Figure I.1- Effondrement de la ville de Chena en 2009.

### I.11- Les Mécanismes De L'affaissement : (4)

La plus part des études effectuées 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 :

- ✚ La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.
- ✚ L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.
- ✚ 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.

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 définir les structures suivantes :

1- Dans le cas où le sol est constitué par du sable et silt fin 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  $\sigma'$  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 venir 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 flocculent arc-bouté se crée autour des grains et développe, après évaporation de l'eau, une résistance appréciable.

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.

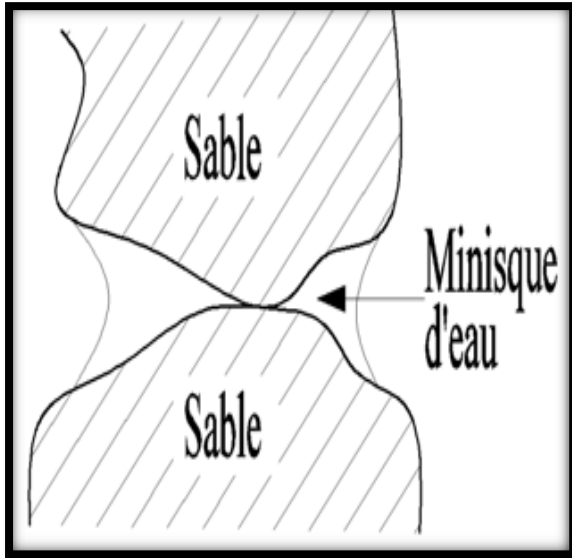


Fig. I.02 : Liaison par tension capillaire.

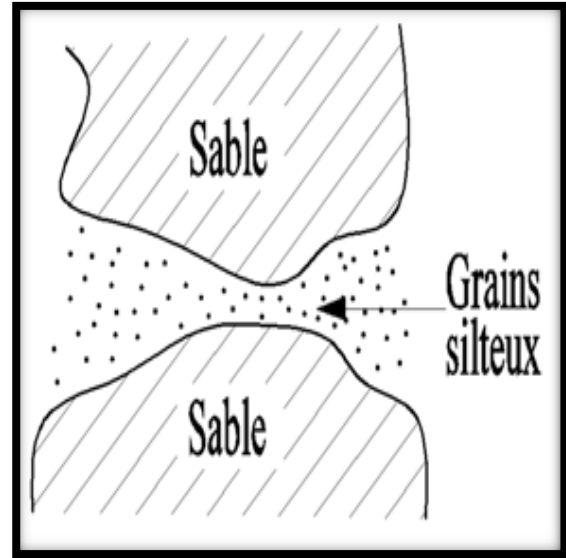


Fig. I.03 : Liaison par silt.

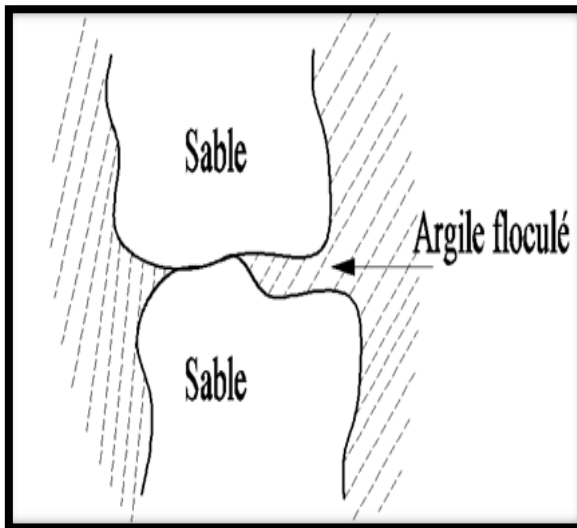


Fig. I.04 : Liaison par de l'argile floclé.

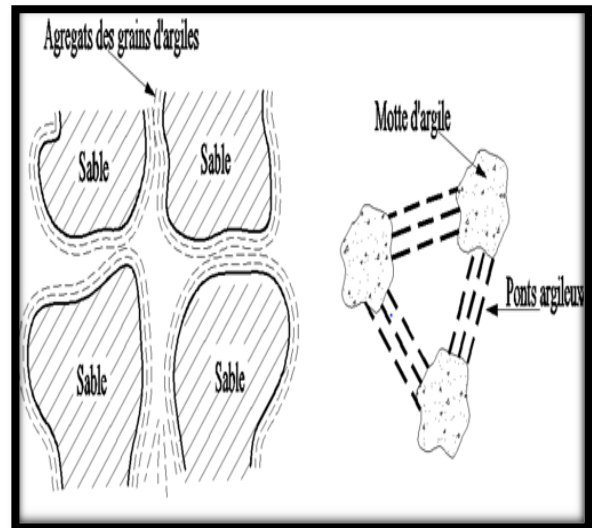


Fig. I.05: Liaison par des agrégats d'argile.

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

**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 on 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 ou la structure est cimentée l'effondrement ne dépend pas de l'humidification, mais il est lié au niveau de contrainte appliquée. Dans le cas ou 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-Ganésan (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-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.

### **I.12- Les Paramètres Qui Influent Sur L'effondrement : (1)**

Plusieurs paramètres ont une influence sur l'affaissement, la plupart d'entre eux dépendent des propriétés physiques du sol lui qui sont :

- La minéralogie de l'argile ou son pourcentage,
- de la teneur en eau naturelle, de l'indice des vides, de la dimension des particules, de l'existence de cimentation entre les particules, de la contrainte verticale et du rapport de contrainte et enfin du degré de saturation.

MECKECHNIE (1989), cité par TADEPALLI et FREDLAND (1991), a constaté que les sols non saturés ayant une densité sèche plus petite que  $16 \text{ kn/m}^3$  (densité faible) ont tendance à s'effondrer.

FOSS a trouvé une relation linéaire entre la densité sèche et la déformation d'effondrement  $\Delta H/H_0$  définie comme :

Avec :

- ✓  $\Delta H$  : variation de la hauteur après mouillage.
- ✓  $H_0$  : Hauteur initiale de l'échantillon.

Des études ont abouti à une limite du degré de saturation légèrement inférieure à 50-60 % et montrent que les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette dernière limite, leur affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

POPESCU (1986) cité par TADEPALLI et FREDLAND (1991) a compacté in lœss à densité constante, à différentes teneurs en eau. Il a trouvé qu'il y avait une relation linéaire entre la teneur en eau et la déformation d'effondrement. Par contre, les résultats présentés par LEFEBVRE et BEN BELFADHEL (1989) sur un sable silteux (Till compacté) montrent une relation parabolique particulièrement pour les faibles teneurs en eau. A partir de ces résultats, on peut déduire que la forme de la relation teneur en eau-déformation de l'effondrement dépend du type de sol et des conditions de l'essai.

### **I.13-Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables : (5)**

Les sols affaissables en place est probablement très compressible, et de faible consistance. Après l'humidification Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible,

La solution possible reste la stabilisation du sol : c.à.d. l'amélioration des propriétés du sol.

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols par affaissables des procédés qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui le plus souvent obéissent à des contraintes technique et surtout économiques.

Pour le traitement des sols collapsaibles ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requièrent l'ouvrage.

Comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers, d'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

### I.13-1-Traitement par compactage :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

La densification mécanique du sol peut entraîner :

- ✓ Modification de la granulométrie.
- ✓ Modification de la teneur en eau.
- ✓ Réduction ou élimination des risques de tassement.
- ✓ Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- ✓ Amélioration de la capacité portante.
- ✓ Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

Il ya trois type de compactage :

- une pression exercée par un rouleau compacteur. (Fig. I.06).
- une masse qui chute sur une hauteur donnée. (Fig. I.07).
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) (vibrocompactage). (Fig. I.08).



**Fig. I.06 :** Un rouleau compacteur.



**Fig. I.07:** Compactage dynamique.



**Fig. I.08 :** Compactage par vitro-sonde.

❖ **Vibrocompactage :**

Inventé en 1934 en Allemagne par Steurmann et Degen, c'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.

**I.13-2-Traitement par pré mouillage :**

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuivie dans les sites urbains,

Cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus du sol <<collapsible>> le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

**I.13-3-Traitement chimique :**

Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment Portland, Chaux, Asphalte, Chlorure de Calcium ou de Sodium, résidus de pâtes et papiers.

Il existe trois (03) types de traitement chimiques courants :

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

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

- L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier.
- Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.



**Fig. I.09:**Traitement chimique à la chaux et au ciment.

#### **I.13-4-Traitement par pré chargement :**

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

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

#### **I.13-5-Traitement par colonne ballastée :**

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un

## CHAPITRE I      APERÇU GENERAL SUR LES SOLS AFFAISSABLES

renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont:

- l'augmentation de la capacité portante du sol.
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement.
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

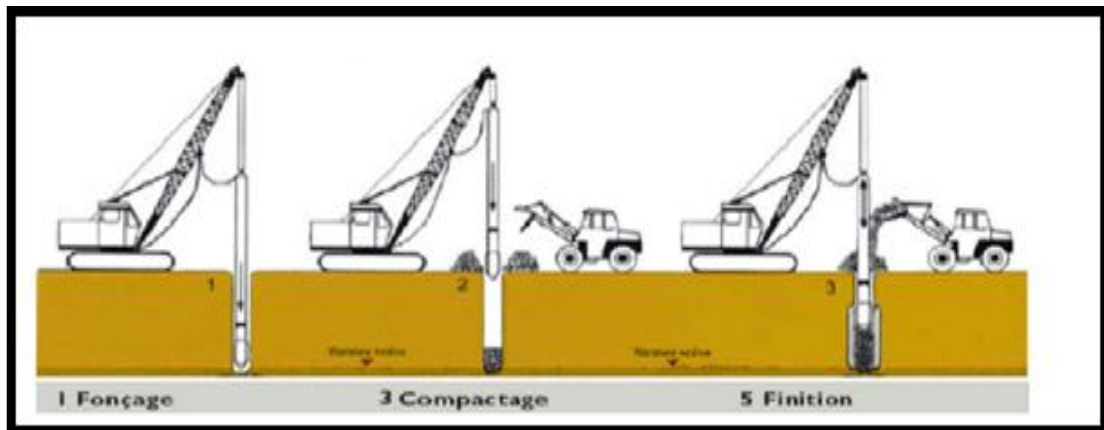


Fig. I.10: Mise en œuvre des colonnes ballastées.

### I.13-6-Traitement par substitution :

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de Carburant à Hassi Ramel, (rapports 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 compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

### **I.13-7-Traitement par injection :**

Par l'intermédiaire de forages, on introduit dans les vides du sol un produit liquide (coulis) se rigidifiant par la suite, l'injection du coulis est amenée en profondeur du sol par l'intermédiaire d'un tube de diamètre compris entre 25 et 50 mm, souvent en matière plastique. Le tube est scellé au terrain par une gaine en coulis argile-ciment tous les 30 cm, le tube est percé de trous, lesquels sont couverts d'une manchette, en caoutchouc. Un train de tiges, creux, muni à son extrémité d'un double obturateur, permet d'envoyer le coulis désiré aux endroits des couches à traiter, par tranches de 30 cm. Le coulis est envoyé sous pression pour composer les diverses pertes des charges (train de tiges, obturateur, manchette, gaines). On commence généralement par le fond et en retire le train de tiges au fur et à mesure de l'injection.

Les coulis utilisés sont généralement des suspensions stables à base de ciment. Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argile, auxquelles il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance et de la résistance mécanique. On utilise des ciments de classe 45 qui sont les meilleurs marchés. Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. Marquons aussi d'autres types de traitement en bentonite et en résines.

### **I.13-8-Le choix des techniques de traitement des sols :**

#### **a) Le choix basé sur profondeur du sol:**

On généralement Les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol Affaissable de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. Les méthodes utilisé dans le passé et vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara (1976) et sont reprises dans le tableau suivant :

Profondeur du sol à traiter	Les méthodes de traitement de sols
<p>0 à 1.5 m</p> <p>1.50 à 10m</p> <p>Plus de 10m</p>	<p><b>Méthodes courantes :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Mouillage du sol et compactage.</li> <li>- Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment).</li> <li>- Contrôle des sources d'eau par drainage.</li> <li>- Vibroflottation.</li> <li>- Utilisation des pieux.</li> <li>- Injection du silt ou de la chaux.</li> </ul> <p>inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Inondation et infiltration d'eau par des puits.</li> <li>- Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs.</li> </ul> <p><b>Futures méthodes :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Traitement à la chaleur pour solidifier le sol sur place.</li> <li>- Traitement aux ultrasons, les vibrations peuvent modifier les mécanismes de liaisons entre les grains.</li> <li>- Utilisation d'un mortier additif, remplissant les pores, avant solidification.</li> <li>- Traitement électrochimiques (addition d'un produit chimique pouvant rendre très résistant les liaisons inter granulaires).</li> </ul>

**Tableau I.01:** Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976).

## b) Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol:

Les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône  $q_c$  au pénétromètre statique.

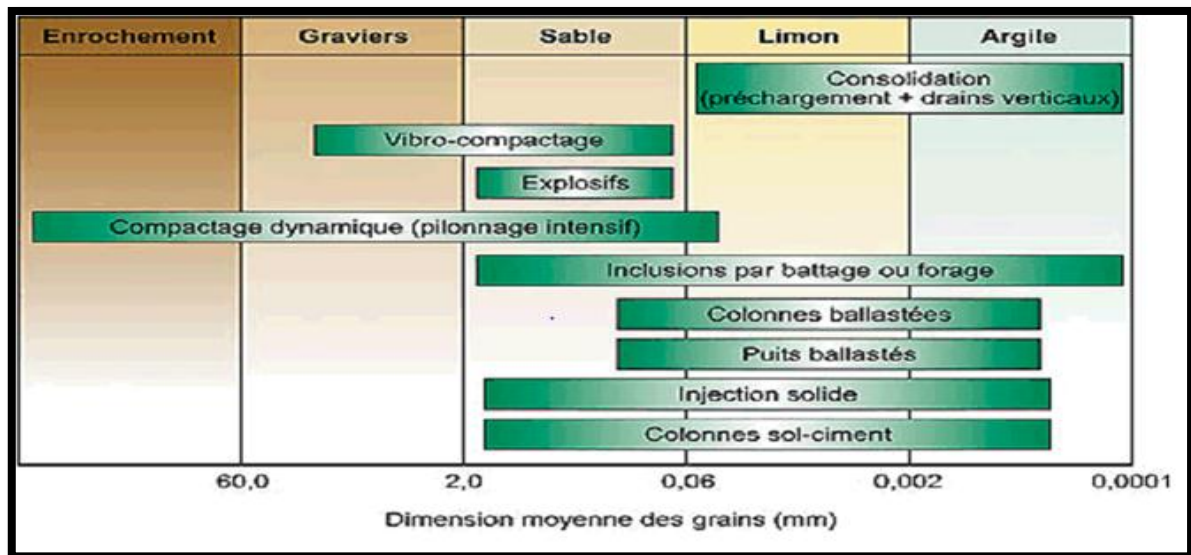


Fig. I.11: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

### I.14-Prédiction De L'affaissement : (6)

Le mécanicien de sol doit être capable d'identifier correctement des sols qui peuvent s'effondrer et d'indiquer exactement le taux d'affaissement résultant.

Parfois, il est concerné par le temps requis pour l'affaissement, les tests pour ces facteurs varient du simple au complexe, quelque un peuvent être réalisés par l'ingénieur sur-le-champ en quelques minutes, d'autre par contre exigent des essais en laboratoire d'un cout élevé, associés à des informations qualitatives.

### I.15-Les Méthodes Prédicatives D'affaissement : (6)

Pour une meilleure évaluation des propriétés de sol susceptibles d'affaissement, différentes méthodes ont été adoptées par plusieurs chercheurs. Ces méthodes sont comme suit :

#### I-15-1- Méthodes empiriques:

1- Denis or (1951) :  $K = e_L/e_0$

Où :

K : coefficient d'affaissement.

## CHAPITRE I      APERÇU GENERAL SUR LES SOLS AFFAISSABLES

---

$e_L$ : Indice des vides à la limite de liquidité.

$e_0$ : Indice des vides initial.

$K = 0.50$  à  $0.75$  : sol à affaissement important ;

$K = 1.00$  : sol à affaissement faible ;

$K = 1.50$  à  $2.00$  : sol non affaissable

**2-Prikloński (1952) :**      $k_d = (w_L - w_0) / I_p$

Où :

$w_L$ : Limite de liquidité ;

$w_0$ : Teneur en eau initial ;

$I_p$ : Indice de plasticité ;

$k_d < 0$  : sol à affaissement important ;

$k_d \geq 0.50$  : sol non affaissable ;

$k_d > 1.00$ : sol gonflant;

**3-Stephanoff & Kremakova (1960):**      $\delta = K (n - 40) \cdot (30 - w_0)$

Ou

$K$  : coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova).

$N$  : porosité initiale.

$w_0$ : Teneur en eau initiale.

$\delta \geq 2\%$  → Le Sol est susceptible à l'effondrement

Nature	Sable Læssique	Læss Sableux	Læss	Læss Argileux	Læss très Argileux
<b>K</b>	0.02	0.03	0.05	0.08	0.09

**Tableau I.02:** coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova)

**4-Gibbs (1961):**       $R = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1/G_s] / w_L$

Où :

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;

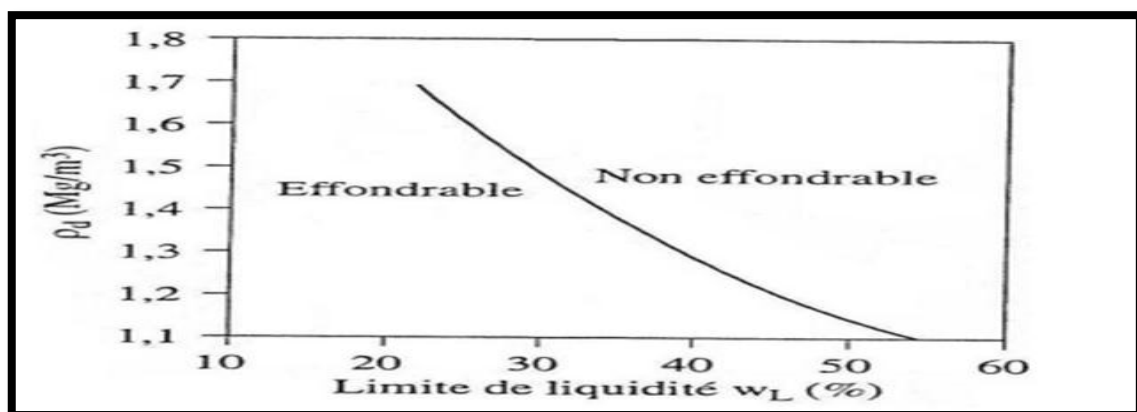
$\gamma_d$ : Poids volumique sec ;

$G_s$ : Densité des grains solides ;

$R \geq 2\%$  sol affaissable.

**5-Gibbs et Bara (1962):**

Critère d'évaluation du risque d'effondrement, Ce critère basé sur masse volumique sèche et limite de liquidité à travers l'abaque comme suivant:



**Fig. I.12:** Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).

**6-Feda (1964):**       $k_L = [(w_0/s_r) - w_p] / I_p$

Où :

$w_0$ : Teneur en eau naturelle ;

$w_p$ : Limite de plasticité ;

$I_p$ : Indice de plasticité ;

$s_r$ : Degré de saturation ;

Pour  $S_r < 1$  et  $k_l \geq 0.85$  sol affaissable.

### 7-Feda (1966) :

Si  $n_0 \geq 40\%$  sol susceptible à l'affaissement

Où :  $n_0$ :porosité du sol ;

### 8-Markin (1969) :    $R = \gamma_d / \gamma_{dl}$

Où :

$\gamma_{dl}$ : Poids volumique sec à la limite de liquidité ;

$\gamma_d$ : Poids volumique sec.

$R > 1.3$  sol gonflant.

$R < 1.1$  sol affaissable.

### 9-Zur et Wiseman (1973) :    $R = \gamma_d / \gamma_l$

Si     $R < (1.0 \div 1.1) \rightarrow$  sol éffondrable

### 10-HANDY(1973) :

Teneur en argile (<0.02 mm)

Si

<16%                    - affaissabilité très probable.

De 16 à 24%           -affaissabilité probable.

De 24 à 32 %        - affaissabilité probable à moins de 50%.

> 32 %                -pas d'affaissement.

### 11- Bally (1973):

$$I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgj} h_j$$

Où :

$i_{mgj}$ : Coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3  $\text{kg/cm}^2$ );

$h_j$ : Épaisseur de la couche j ;

$I_{mg}$ : Le potentiel de l'affaissement total (le loëss est affaissable si  $I_{mg} = 10$  à  $12 \text{cm/m}$ ).

### 12-Krastilov (1980):

$$\delta_{(3.5)} = 0.166 s_r^2 + 0.665 I_p + 0.078e - 0.165 s_r - 0.854 I_p \cdot s_r$$

$\delta_{(3.5)} \geq 2\%$  sol affaissable.

### 13-Minkov et al (1980) :

$$\delta = 0.05 (n_0 - 40) \cdot (30 - w_0)$$

$\delta \geq 2\%$  sol affaissable.

### 14-Kassif d'après Austerlitz et Al (1983) :

A défini un critère basé uniquement sur le poids volumique initial et sur la teneur en eau initial.

Pour qu'un sol s'effondre, il faut que  $w_0 \gamma_0 \leq 1.5$ .

### 15-Anderson (1985) :

Degré d'effondrement  $R = 5.5 - 3.82 \log(w_L/w_p) - 1.63 \log(w_0) - 1.24$

$$(C_u) - 0.918 \log(P_{10})$$

$$+ 0.465 \log(D_{10}/D_{40}) - 0.45 \log(D_{99}/D_{50}) - 0.303 P_{200}$$

Où :

$C_u$ : Coefficient d'uniformité du sol ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ).

$P_{10}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis  $n^{\circ}10$  (2mm) ;

$P_{200}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis  $n^{\circ}200$  (0.075mm) ;

$D_x$ : C'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol.

$R \geq 2\%$  : sol affaissable.

### 16-Clevenger (1985) :

La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.

Si  $\gamma_d < 1.28 \text{g/cm}^3$  : l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de teneur en eau.

Si  $\gamma_d > 1.44 \text{g/cm}^3$  : pas l'effondrement.

Entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.

### 17-Reginatto(1992) : Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est

Susceptible à l'affaissement si :  $R > 0.02$ .

### 18 - Ayadat et Abbeche (1992) :

$w_L \leq 1.25 (w_0/s_0)$  : le sol est susceptible à l'affaissement.

### 19- Ayadat et Belouahri (1996) : Critère basé sur la granulométrie

Si  $C_u \geq 12$                       Le sol est collapsible.

Si  $4 < C_u < 12$                 le collapse est probable.

Si  $C_u \leq 4$                       Le collapse ne manifeste pas.

Avec  $C_u$  : coefficient d'uniformité.

### 20- Ayadat et Abbeche (1997) :

Si  $\gamma_h \leq 0.78 \gamma_s$             sol susceptible à l'affaissement.

### 21- Ayadat et Ouali (1999) :

Si  $I_p \leq 20$  et  $15\% \leq W_L \leq 35\%$  le sol est collapsible.

Si  $I_w < 1$  le collapse est très probable.

La droite  $I_p = 0.5W_L - 10$  proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.

### 22- Abbeche et al (2005) :

**Si :**  $5\% < (\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 15\%$  **et**  $W_L < 20\%$

L'effondrement est très probable.

**Si :**  $15\% < (\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 30\%$  **et**  $15\% < W_L < 30\%$

L'effondrement est probable.

**Si :**  $(\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) > 30\%$  **et**  $W_L > 35\%$  Pas d'affaissement.

## I.15-2-Méthodes expérimentales :

Afin de pouvoir indiquer la susceptibilité d'un sol de s'effondrer et de déterminer la quantité et le taux de déformation qui peuvent résulter, plusieurs méthodes expérimentales ont été développées dans les laboratoires.

### I.15-2-1- Essai œdométrique simple :

Knight (1963) a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'à 200 kPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cet état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure : 2-14

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p(\%) = [\Delta e / (1 + e_0)] \times 100$$

$$\Delta e : e_2 - e_1$$

$e_0$  : Indice des vides initial

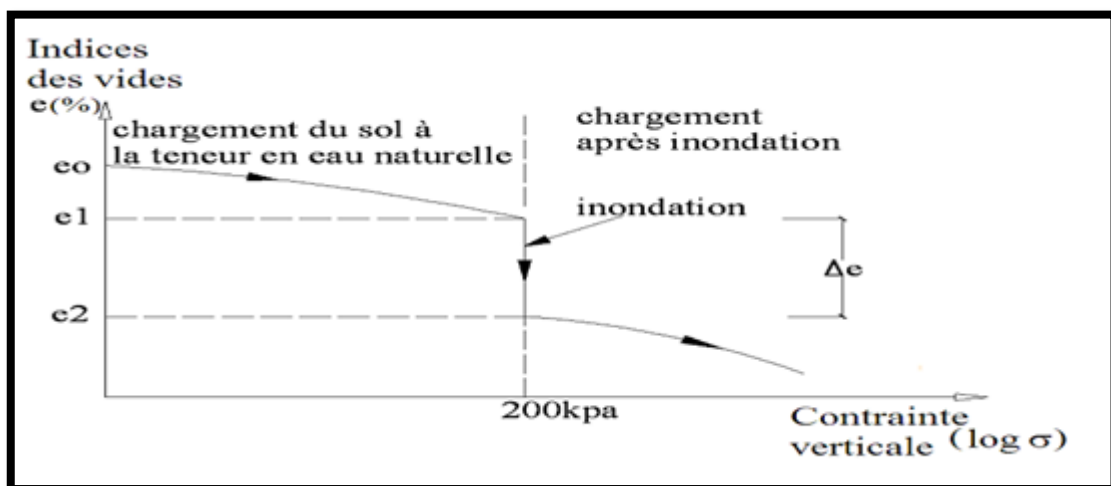


Fig. I.13 : Courbe œdométrique (test de Knight 1963).

## CHAPITRE I      APERÇU GENERAL SUR LES SOLS AFFAISSABLES

Jennings et Knight(1975) donnent une classification des sols affaissements en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans tableau suivant:

Cp(%)	Degré du problème
0 % à 1	Pas de problème (soi non collapsible)
1 % à 5	Trouble les modérés (sol moyennement collapsible)
5 % à 10	Trouble
10 % à 20	Trouble sévère (sol très collapsible)
> 20%	Trouble très sévère

**Tableau I.03 :** Classement des sols affaisables d'après Jennings et Knight (1975).

### I.15-2-2 -Essai œdométrique double:

**Houston et AL (1988)** ont fait des séries des essais œdométrique pour prédire l'effondrement dans un cas réel. Ils ont utilisé la technique de double odomètre. Cette technique consiste à réaliser deux essais œdométriques d'échantillons identique, l'un charge à la teneur en eau naturelle et l'autre charge après humidification, jusqu'à la réel du chantier.

Les deux courbes œnométrique (figure 2-15) tracées sur le même diagramme semi logarithmique, permettent de déterminer le tassement du à l'affaissement qui pourra se produire à n'importe quelle valeur de charge appliquée sur le sol si ce dernier est inondé.

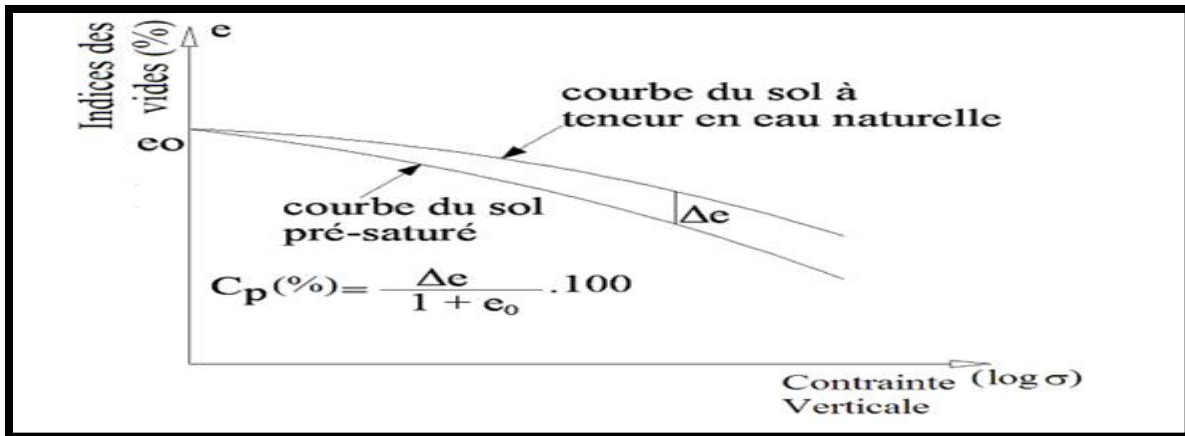


Fig. I.14: Double œdomètres (Knight et Jennings 1975).

### I.15-3-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.1- Introduction :

L'objectif principal de ce programme d'essais, se résume en l'étude de l'influence de certains paramètres propres aux sols sur l'affaissement. A partir de ces résultats on pourra par la suite d'une part prédire les sols à effondrement brusque en se basant sur des essais simples et rapides tels que la granulométrie et les limites d'Atterberg, d'autre part contribué à l'explication du mécanisme d'effondrement de ces sols lors de l'inondation. Ce programme d'essais comporte trois principales étapes :

- Préparation des matériaux qui composent les sols d'essais.
- Détermination des caractéristiques physiques de ces sols (granulométrie, limites d'Atterberg, teneurs en eau optimales).
- Détermination des caractéristiques de déformabilité des sols en questions par les essais œdométriques et cisaillement

Dans ce chapitre nous détaillons uniquement la première et la deuxième étape, c'est-à-dire donner une description des matériaux et de l'appareillage utilisé ainsi que la procédure employée dans les essais.

## II.2- Matériaux :

### II.2.1- Description des sols :

Deux composantes principales entrent dans la composition des sols d'essais

Le sable et l'argile.

### II-2-2 le sable:

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait d'oued **Maitar de Bousaâda** dans la wilaya de **M'sila**, très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers. Après sont passage à l'étuvage (105°C) pendant 24 heures on a procédé au tamisage (2mm) les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.



**Fig. II.01 :** Le Sable.

### **II-2-3 L'argile (rouge) :**

L'argile est extraite du gisement d'**Oualtem (Boussaâda)** dans la wilaya de **M'sila**.

Pour la fabrication de la brique. Cette argile est de couleur rouge,

Voie humide : tamisage (0.08mm) ; l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 0.08 est recueillie dans des bacs propres.

Voie sèche ; la quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock.



**Fig. II.02 :** L'argile rouge.

#### **II-2-4 Le sol reconstitué :**

Pour la reconstitution des sols affaissables on utilise deux matériaux principaux :

- Le sable ( $0.080 \text{ mm} < D < 2 \text{ mm}$ ).
- Argile ( $D < 0.080 \text{ mm}$ .)

Le sol reconstitué est obtenu en mélangeant les deux matériaux : sable (80%) et argile (20%).

#### **II.2.5- L'eau d'inondation :**

On a utilisé l'eau distiller commercial : C'est une eau non minéralisée, de conductivité  $6 \mu\text{s}/\text{cm}$  et de PH 6,38.

#### **II.2.6- Reconstitution des sols d'essais :**

On a reconstitue notre sol en poids comme suit : 80% de sable et 20% d'argile (rouge).

#### **II.3- Programme d'essais préliminaires :**

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale

En plus de la détermination de caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométrique.
- Équivalent de sable (ES).
- Les limites d'atterberg.
- L'essai Proctor du sol reconstitué.
- L'essai au bleu de méthylène.
- Masse volumique absolue  $\gamma_s$ .

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

### II.3.1- L'analyse granulométrique :

La granulométrie a pour objet la mesure de la taille des particules élémentaires qui constituent les ensembles de grains de substances diverses, telles que farines, poudres, sables, etc..... et la définition des fréquences statistiques des différentes tailles de grains dans l'ensemble étudié.



**Fig. II.03:** Série des tamis sur la tamiseuse.

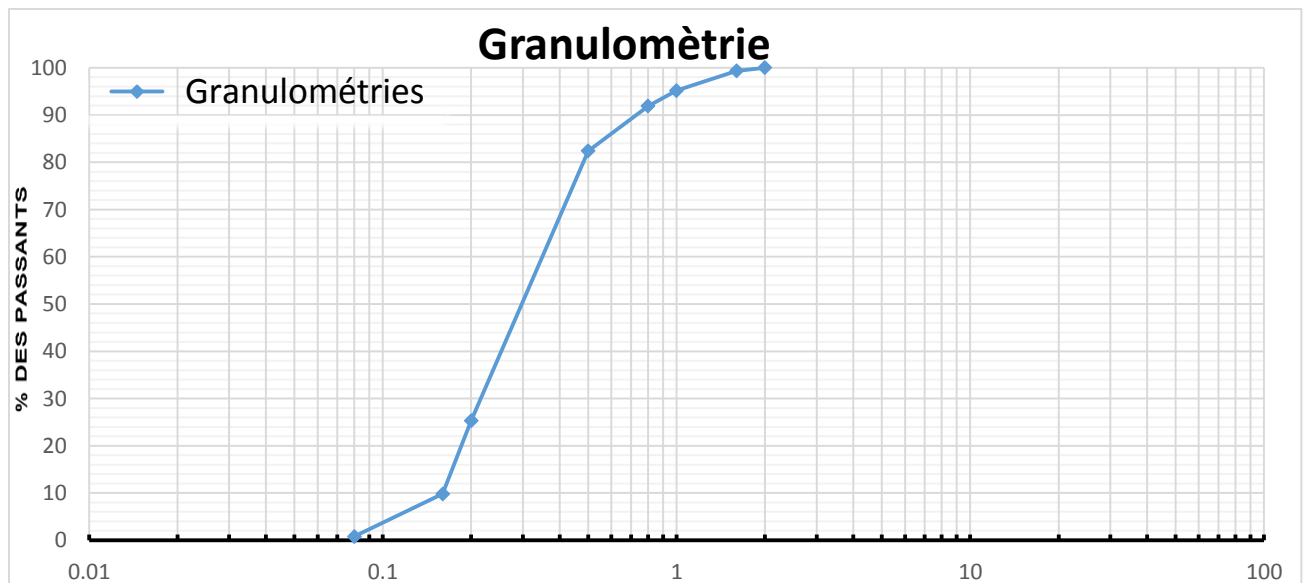
❖ **Granulométries des sables :**

Séparation selon leur **gros** des éléments constituent un échantillon, en employant des tamis à maille carrée à fin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

➤ **Sable :**

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	10.03	10.03	0.66	99.34
1	62.33	72.36	4.82	95.18
0.8	49.23	121.59	8.10	91.90
0.5	142.4	263.99	17.59	82.41
0.2	856.73	1120.72	74.71	25.29
0.16	231.60	1352.32	90.15	9.85
0.08	135.86	1488.18	99.21	0.79

**Tableau II.01 :** Granulométrie par tamisage du sable



**Fig. II.04 :** Courbe granulométrique de sable

- $C_u = d_{60} / d_{10} = 2.18$
- $C_c = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 0.87$

➤ Sole :

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	7.66	7.66	0.51	99.49
1	52	59.66	3.97	96.03
0.8	37.66	97.32	6.48	93.52
0.5	108	205.32	13.68	86.32
0.2	834.33	1039.65	69.31	30.69
0.16	165	1204.65	80.31	19.69
0.08	181.33	1385.98	92.39	7.61

Tableau II.02: Granulométrie par tamisage du sol

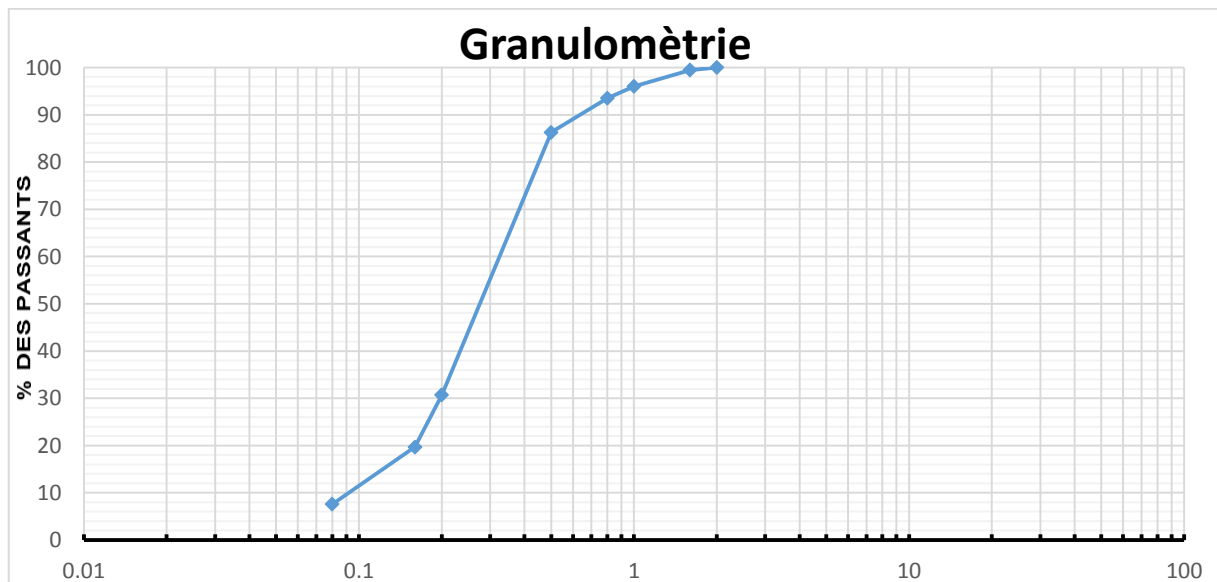


Fig. II.05 : Courbe granulométrique de sols

- $C_u = d_{60}/d_{10} = 3.10$
- $C_c = (d_{30})^2/d_{10}.d_{60} = 1.29$

### II.3.2-Équivalent de sable (ES) :

Essai d'équivalence de sable est spécifique aux sols grenue, il nous permette de mettre en évidence la proportion relative de poussière fine nuisible argileux dans les sols ou les agrégats fins : il est effectuée sur des éléments de diamètre (2 mm) son importance est capitale car la présence des éléments fins peut modifier le comportement rhéologique du matériau et pour pouvoir interpréter correctement les résultats et les indispensables de répéter l'essai au moins deux fois. Il est essentiel pour le choix et le contrôle.

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature du sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'apprécier la qualité pour composer un béton.

Es à vue	Es au piston	Nature et qualité du sable
ES<65%	ES<60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité
65%<ES<75%	60%<ES<70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand le retrait n'a pas de conséquence notable sur la qualité du béton
75%<ES<85%	70%<ES<80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité
ES>85%	ES>80	Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage en eau.

Tableau II.03 : Caractéristique de sable (ES).



Fig. II.06 : mode opératoire de l'équivalent de sable.

❖ Résultats d'essai :

- **Equivalent de sable visuel : sable**

$$ESV = h_2/h_1 \times 100$$

N° de l'essai	1	2	3
La hauteur $H_2$ (cm)	8.4	7.8	8
La hauteur $H_1$ (cm)	13.3	12.4	12.8
ESV (%)	63.15	62.90	62.50
ESV moyenne	62.85		

Tableau II.04 : Equivalent de sable visuel.

- **Equivalent de sable par piston : sable**

$$ESP = h'_2/h_1 \times 100$$

N° de l'essai	1	2	3
La hauteur $H'_2$ (cm)	6.1	7.2	6.8
La hauteur $H_1$ (cm)	13.3	12.4	12.8
ESP (%)	45.86	58.06	53.12
ESP moyenne	52.34		

**Tableau II.05 :** Equivalent de sable par piston.

### Conclusion :

Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité.

### II.3.3- Limite d'Atterberg :

#### ❖ But de l'essai :

On détermine par cet essai les limites de liquidité et de plasticité d'un sol. Cet essai est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 0.4mm. Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état.



**Fig. II.07:** Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité

**❖ Mode opératoire :**

Placer le sol dans le petit récipient en prenant soin de ne pas enfermer de bulles d'air. Placer le récipient sous le pénétromètre Remonter le cône au plus haut. A l'aide de la vis, descendre l'ensemble cône + bâti jusqu'à effleurement du sol Agir sur le cercle pour une mise à 0 Effectuer un lâcher Mesurer l'enfoncement en agissant doucement sur l'aiguille (molette centrale). ATTENTION à la graduation du cercle, elle est en 1/100 de cm, lire 300 signifie 3,00 cm ou 30 mm Recommencer le processus pour d'autres teneuses en eau.

**• Limite de liquidité :**

Le sol est mélangé à une quantité d'eau. La pâte obtenue est placée dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ. On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial. À l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle. On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure. La limite de liquidité est la teneur en eau en (%) qui correspond à une fermeture en 25 chocs.



**Fig. II.08 :** Les étapes de la limite de liquidité.

**• Limite de plasticité :**

On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau; on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 allers-retours maximum. La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm

La précision de l'essai est de l'ordre du demi-point de teneur en eau pour la détermination de la limite de liquidité et du point de teneur en eau pour la détermination de la limite de plasticité.



Fig. II.09 : Les étapes de la limite de plasticité.

• **Indice de plasticité ( $I_p$ ):**

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.  $I_p = W_l - W_p$

❖ **Résultats d'essai :**

Nombre de coups	17		24		27		32	
	Masse de la tare $m_t$ (g)	52.66	50.402	48.08	53.646	45.714	51.261	52.314
Masse du sol humide+tare ( $m_h+m_t$ ) (g)	62.16	60.42	66.50	68.711	58.729	67.437	69.126	53.342
Masse (du sol sec+tare): ( $m_d+m_t$ ) (g)	59.19	57.17	60.974	63.994	55.17	62.047	63.714	55.808
Masse d'eau :( $m_w$ ) (g)	6.53	6.768	12.894	10.348	9.456	10.786	11.427	9.788
Masse du sol sec : ( $m_d$ ) (g)	2.97	3.59	5.596	4.717	3.559	5.39	5.385	3.534
Teneur en eau : W%	45.48	53.04	43.4	45.58	37.63	49.97	47.12	36.1
$W_{moy}$ (%)	49.26		44.49		43.8		41.61	

Tableau II.06 : la limite de liquidité de l'argile rouge

Nombre de coups	17		24		27		32	
Masse de la tare $m_t$ (g)	51.453	52.622	49.534	51.351	48.143	51.595	43.782	49.887
Masse du sol humide+tare $(m_h+m_t)$ (g)	52.667	53.421	50.24	52.133	48.774	52.174	44.723	50.617
Masse (du sol sec+tare): $(m_d+m_t)$ (g)	52.063	52.744	49.639	51.462	48.233	51.675	43.911	49.982
Masse d'eau : $(m_w)$ (g)	0.604	0.677	0.601	0.671	0.541	0.449	0.812	0.635
Masse du sol sec : $(m_d)$ (g)	0.11	0.122	0.105	0.111	0.09	0.08	0.129	0.095
Teneur en eau : W%	18.21	18.02	17.47	16.54	16.53	16.03	15.88	14.96
$W_{moy}$ (%)	18.115		17.005		16.33		15.42	

**Tableau II.07** : La limite de plasticité de l'argile rouge.

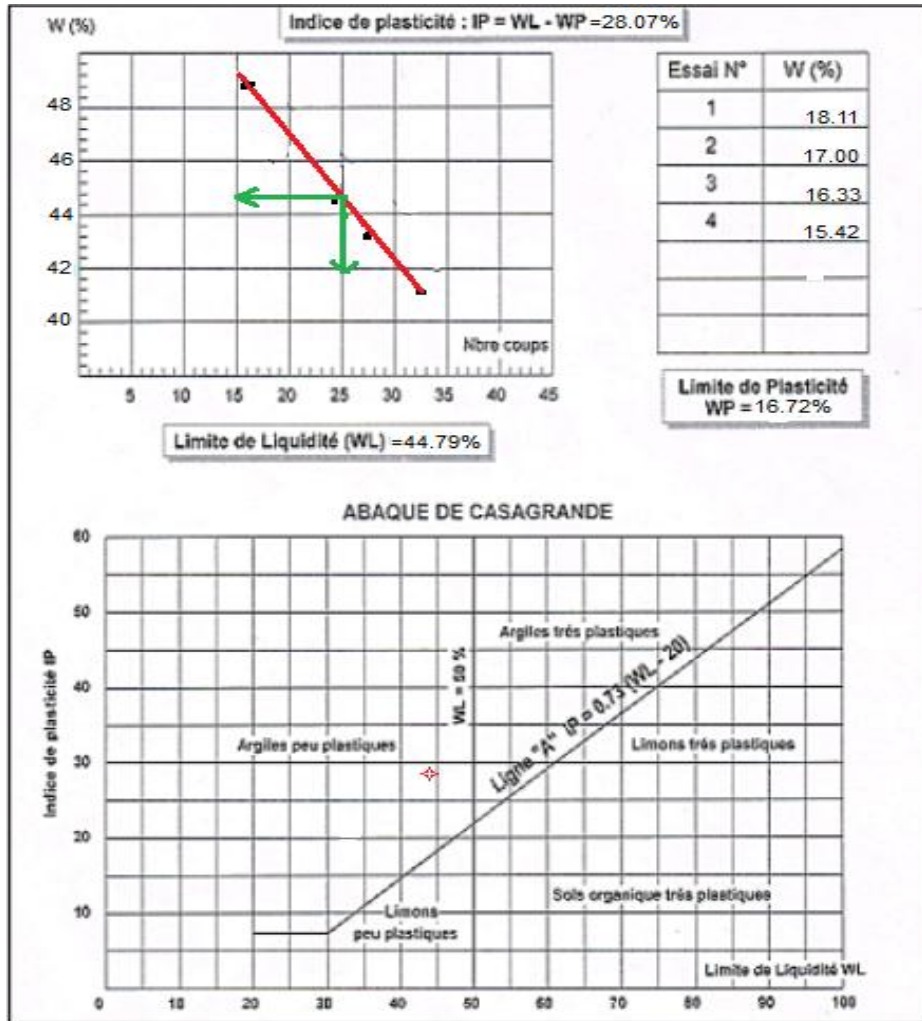


Fig. II.10 : Position de l'argile rouge dans l'abaque Casagrande.

Suivant la valeur de leur indice de plasticité. Les sols peuvent se classer comme

Suit :

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

**Tableau II.08 :** Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.

### II.3.4- Essais Proctor :

#### ❖ Définition :

Il y a plusieurs possibilités pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol remanié. Le procédé le plus économique, toujours utilisé dans la construction des remblais, est le compactage. Ce procédé a pour but d'augmenter la qualité de solides par unité de volume (la masse spécifique du sol sec) à fin d'améliorer certaines propriétés des sols ou remblais: améliorer la résistance mécanique (stabilité), diminuer la compressibilité (tassement) et diminuer la perméabilité.

#### ❖ But de l'essai Proctor :

Il existe une teneur en eau particulière  $w_{opt}$  notée  $W_{opt}$  pour l'essai Proctor normal et  $W_{opt}$  pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche  $\gamma_d$  (ou un poids volumique) maximum.

- ✓ La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.
- ✓ L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières

**❖ Principe de l'essai Proctor :**

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.



**Fig. II.11 :** Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

**❖ Matériel spécifique Proctor :**

- ✓ Moule Proctor avec embase et hausse.
- ✓ Ou moule CBR avec embase et hausse.
- ✓ Dame Proctor normal.
- ✓ Ou dame Proctor modifié.
- ✓ Règle à araser.
- ✓ Balance de portée supérieure à 6 kg.

**❖ Matériel connexe pour essai Proctor :**

- ✓ Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.

- ✓ Four, balance de précision, petits récipients pour mesurer la teneur en eau à postériori.

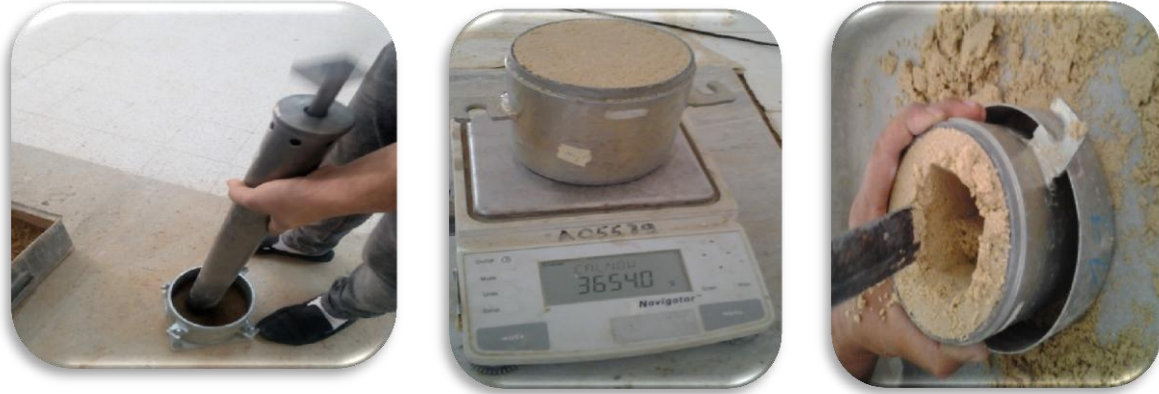


Fig. II-12: mode opératoire de Proctor.

#### ❖ Mode opératoire pour essai Proctor :

- ✓ On dispose d'un échantillon de masse  $m = 5\text{kg}$  et dont la teneur en eau initiale est supposée égale à 2%.
- ✓ On mesure le poids du moule à vide. On trouve  $M_0 = 2869\text{ g}$ .
- ✓ Ajouter par respectivement considéré les teneurs en Eau suivantes : 02% ; 03% ; 04% ; 05% et 07%.
- ✓ A chaque étape, on procède comme suit :
- ✓ On remanie le sol jusqu'à ce que la teneur en eau soit supposée uniforme
  - Une première fraction est introduite dans le moule et celle-ci est compactée à l'aide de 56 coups de la dame.
  - On suit la même procédure pour une 2ème puis une 3ème fraction
  - On enlève la hausse amovible du moule
  - La couche supérieure débordant la partie inamovible du moule est rasée.
  - On pèse le moule et son contenu.
  - On prélève du centre de l'échantillon, une fraction d'environ 100g placée dans une tasse et introduite dans l'étuve. La tasse et la fraction du sol ont été préalablement

pesées. Après 24h de séjour dans l'étuve, on pèse à nouveau la fraction de sol. Ces différentes valeurs sont récapitulées dans le tableau.

- **Résultats d'essai :**

masse d'eau ajoutée à chaque compact	2%	3%	4%	5%	7%
masse total humide	6795	7018	7261	7542	7463
masse du moule	2869	2869	2869	2869	2869
masse du sol humide	3926	4149	4392	4673	4594
masse du sol sec	3864	4015	4215	4453	4362
volume moule	2339.62	2339.62	2339.62	2339.62	2339.62
Masse volumique humide	1.67	1.77	1.87	1.99	1.96
masse volumique sèche	1.64	1.70	1.79	1.89	1.81
tare N°	1	2	3	4	5
masse de la tare	23.69	32.59	26.93	31.27	24.11
masse (sol humide+tare)	63.92	69.69	65.68	67.59	82.13
masse (sol sec+tare)	63.02	68.46	64.19	65.88	77.33
masse d'eau	0.9	1.23	1.49	1.71	4.80
masse du sol sec	39.33	35.87	37.26	34.61	50.22
teneur en eau W%	2.28	3.42	3.99	4.94	9.55

**Tableau II.09 : Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué**

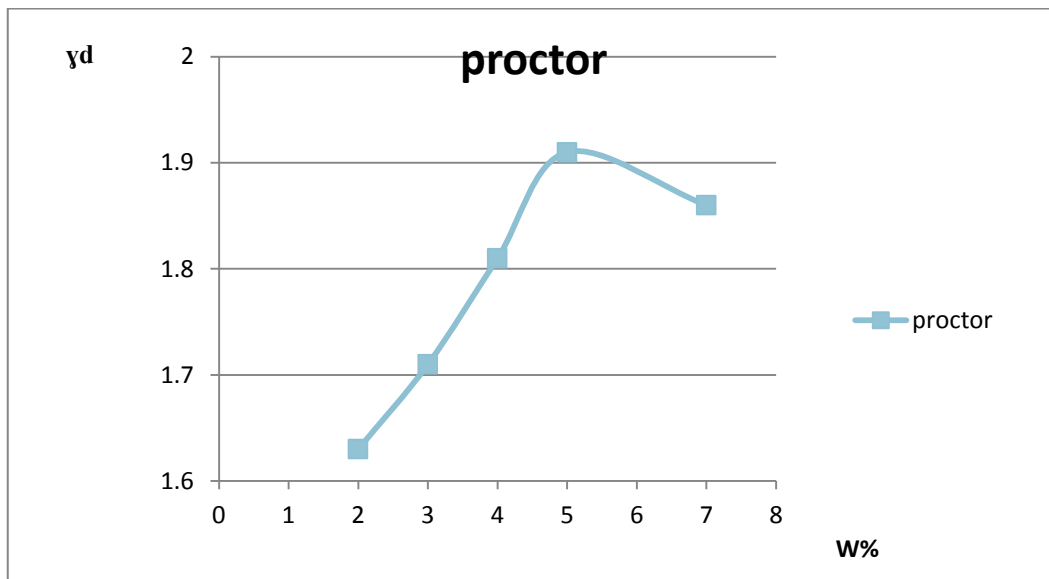


Fig. II.13 : Courbes Proctor de sol reconstitué.

### II.3.5- L'essai au bleu de méthylène :

#### ❖ Définition :

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration.

On appelle «valeur de bleu VBS d'un sol, la quantité en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de sol (2mm).

#### ❖ Appareillage spécifique :

- ✓ Pipette d'Andréasen.
- ✓ Papier filtre blanc.
- ✓ Baguette en verre.
- ✓ Récipient cylindrique en verre.
- ✓ Agitateur magnétique.

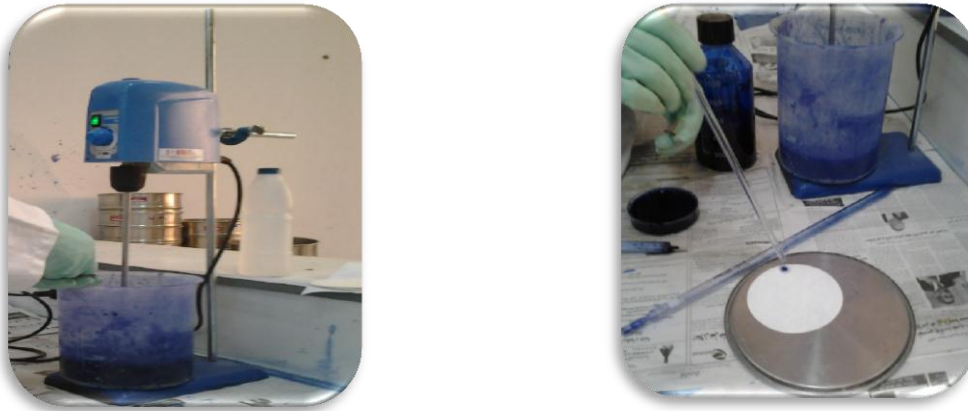


Fig. II.14 : Mode opératoire L'essai au bleu de méthylène.

❖ **Mode opératoire :**

- ✓ On prend 30g de sol.
- ✓ Après inhibition de 5 minutes de la prise d'essai.
- ✓ on procède au dosage au bleu de méthylène.
- ✓ Nous avons commencé par introduire dans la suspension, maintenue en agitation,  $5\text{cm}^3$  de bleu, puis prélever une goutte de liquide, qu'on dépose sur le papier filtre.
- ✓ Le test s'avérant négatif, nous avons continué le dosage jusqu'à  $15\text{cm}^3$ , en suite nous avons ajouté  $5\text{cm}^3$  de bleu, le teste est positive.

• **Expression des résultats :**

- ✓ Masse sèche de la prise d'essai:  $M_0 = M_1 / (1+w)$ .
- ✓ Masse de bleu introduite  $B = 0,01 * V$ .
- ✓ L'expression des résultats est (en(g) de bleu pour 100g de sol sec) :  

$$\text{VBS} = 100 * B / M_0.$$

Il est effectué sur la fraction 0.2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

- $\text{VBS} < 0.1$  : sol insensible à l'eau.
- $0.2 \leq \text{VBS} < 1.5$  : sol sablo limoneux, sensible à l'eau.
- $1,5 \leq \text{VBS} < 2.5$  : sol sablo argileux, peu plastiques.
- $2.5 \leq \text{VBS} < 6$  : sol limoneux de plasticité moyenne.
- $6 \leq \text{VBS} < 8$  : sol argileux.

- VBS > 8 : sols très argileux.

Les résultats de bleu méthylène présenté dans les tableaux suivants:

N <sup>o</sup> d 'essai	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	160	165	170
VBS	5.33	5.50	5.66

**Tableau II.10:** Valeur de bleu de méthylène : argile rouge.

N <sup>o</sup> d 'essai	1	2	3
Volume de bleu méthylène (ml).	15	10	15
VBS	0.5	0.33	0.5

**Tableau II .11:** Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué .

### II.3.6- Masse volumique absolue $\gamma_s$ :

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  $\gamma_s = W_s/V_s$ . Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 60<sup>o</sup> à 105<sup>o</sup>C et une balane de précision.

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

$$\gamma_s = \frac{(M_1 - M_0) \cdot \rho_{\text{eau}}}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} \text{ g/cm}^2$$

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).

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées aux tableaux II.12 à II.13. et II.14



**Fig. II.15 :** Masse volumique absolue  $\gamma_s$  (pycnomètre).

N° d'essai	$M_0$ (g)	$M_1$ (g)	$M_2$ (g)	$M_3$ (g)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ moy (g/cm <sup>3</sup> )
P <sub>1</sub>	68.33	88.03	188.25	175.96	2.66	2,68
P <sub>2</sub>	68.112	87.458	186.487	174.31	2.7	
P <sub>3</sub>	69.441	88.392	188.004	174.12	2.68	

**Tableau II.12:** Poids spécifique d'argile rouge.

N° d'essai	M <sub>0</sub> (g)	M <sub>1</sub> (g)	M <sub>2</sub> (g)	M <sub>3</sub> (g)	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> moy (g/cm <sup>3</sup> )
P <sub>1</sub>	69.31	103.254	196.475	176.39	2.45	2.5
P <sub>2</sub>	68.265	100.014	197.541	178.15	2.57	
P <sub>3</sub>	68.47	105.81	198.145	175.86	2.48	

**Tableau II.13:** Poids spécifiques du sable

N° d'essai	M <sub>0</sub> (g)	M <sub>1</sub> (g)	M <sub>2</sub> (g)	M <sub>3</sub> (g)	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> moy (g/cm <sup>3</sup> )
P <sub>1</sub>	68.4	101.22	198.486	178.69	2.52	2.64
P <sub>2</sub>	69.01	104.17	200.01	178.12	2.65	
P <sub>3</sub>	68.13	105.701	202.25	178.34	2.75	

**Tableau II.14 :** Poids spécifique du sol reconstitué.

### III.1 Introduction

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

### III.2 Essais œdométrique :

L'étude de la déformation des sols massifs peut être reproduit au laboratoire grâce à un appareil inventé.

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 placée dans un cylindre rigide et de mesurer la variation  $\Delta H$  de la hauteur  $H$  séparent les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette qui est éventuellement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

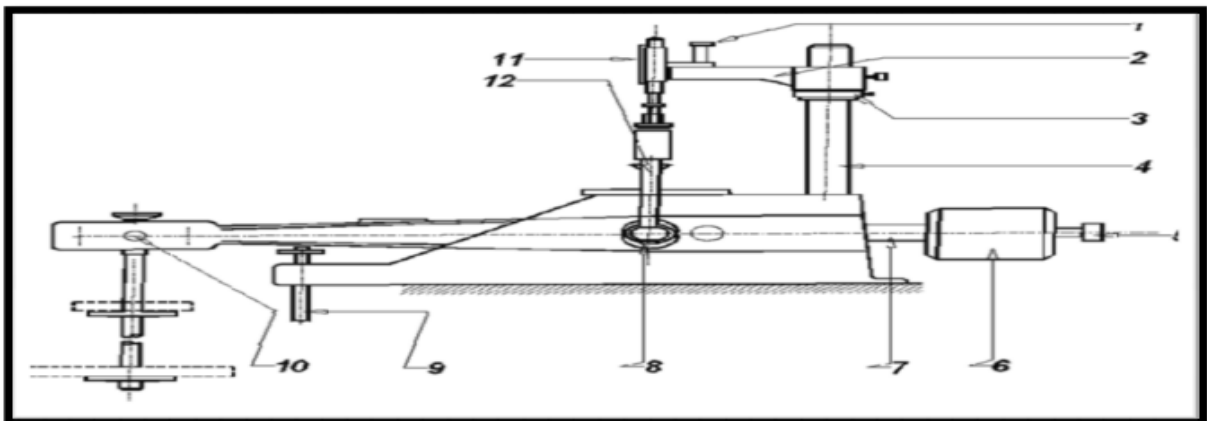
### III.2.1 L'œdomètre :



**Fig. III.1: L'œdomètre**

L'œdomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compote deux parties :

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- Un système de mise en charge.



**Fig. III.2: Détail d'un œdomètre.**

### **III.2.2 Description de l'Appareille :**

- 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 1/1000 mm ;
- 12) Traverse de mise en charge;

### **III.3. Principe de l'essai :**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre).

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini.

Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

### III.3.1. Les poids :

les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série, chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète.

Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier, pour nous les poids se constituent de : 0.5 – 1 – 2 – 4 – 8 (kg).

### III.3.2. Préparation de l'éprouvette :

Le sol de l'essai est constitué de sable et de l'argile selon les proportions mentionnées à l'(II.4). On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de l'œdomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur  $H=15$  cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 0.5, 1, 2, 4kg. Ensuite, procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à 8kg. Au cours de l'essai, les lectures des tassements sont relevées à 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 30min, 60min et 24h. (L'instant initial  $t=0$ , marque le commencement du tassement suite à l'inondation sous 200Kpa).

### III.3.3. Cellule œdométrique :

Elle comporte

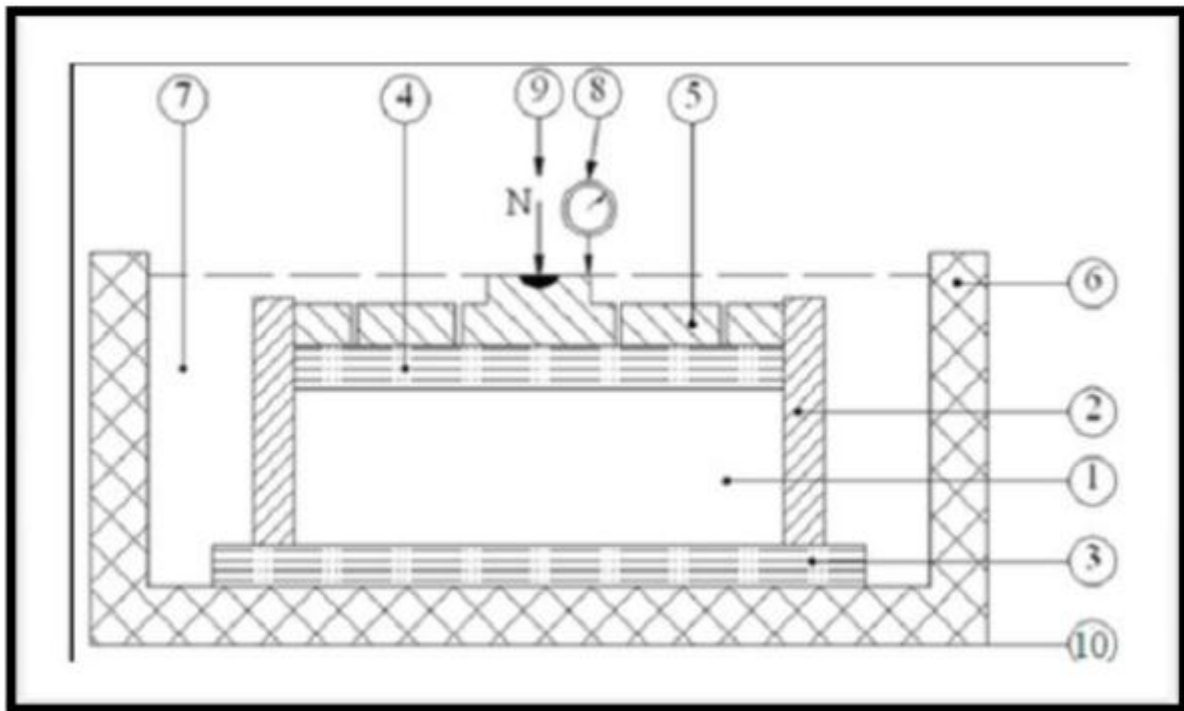


Fig. III.03 : Cellule œdométrique.

- 1) Epreuve du sol ;
- 2) Enceinte œdométrique ;
- 3) Disque drainant inférieur ;
- 4) Disque drainant supérieur ;
- 5) Dispositif de chargement ;
- 6) Réservoir ;
- 7) Fluide d'imbibition ;
- 8) Mesurage du déplacement ;
- 9) Effort « N » sur l'éprouvette ;
- 10) Bâti ;

## **Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion**

---

Deux types de cellules œdométrique sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

**III.3.3.1 Les cellules œdométrique ouvertes:** qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, ils sont constitués de :

- ✓ Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- ✓ Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette.
- ✓ Un piston coulissant à l'inférieur de l'anneau et venant charge l'éprouvette.
- ✓ Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé.

Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston, si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une plaque métallique, on peut réaliser les essais sur des 6 prouvâtes drainées d'un seul côté.

**III.3.3.2 Les cellules œdométrique fermées:**

qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort

De l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, Ils comportent :

Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol.

Une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle

Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.

Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette.

Un on deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 60 ou 70mm.

- hauteur : 20 ou 25mm.

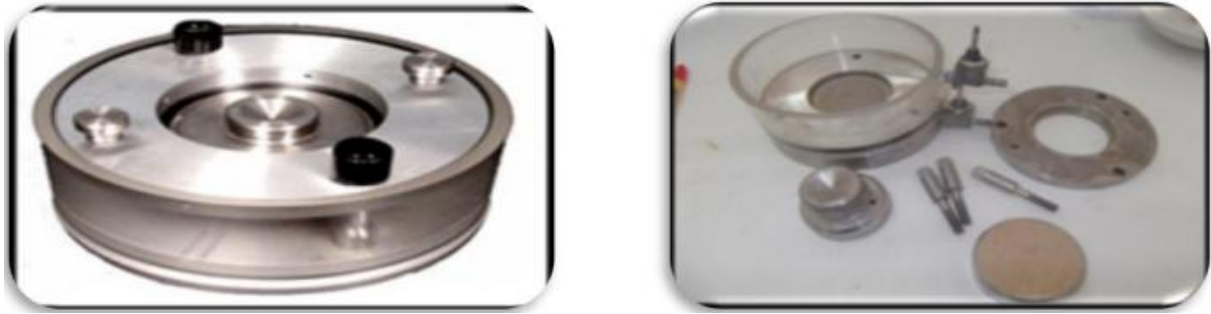


Fig. III.04 : composition de cellule.

### III.3.4. saturation de la cellule:

Il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule oedométrique, conduite de la contre pression, de la pression interstitielle et de la chambre par laquelle est appliquée la pression verticale, afin d'éviter la présence d'air; cette opération peut se faire avant la mise en place de l'éprouvette dans la cellule.

**III.3.5. Dame de compactage :** Pour le compactage on utilise un appareil spécifique de poids 360.35g qui est constitué de :

- ✓ Un disque de diamètre 50.2mm.
- ✓ Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 220mm.
- ✓ Une dame de forme de disque de masse de 132.90g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.

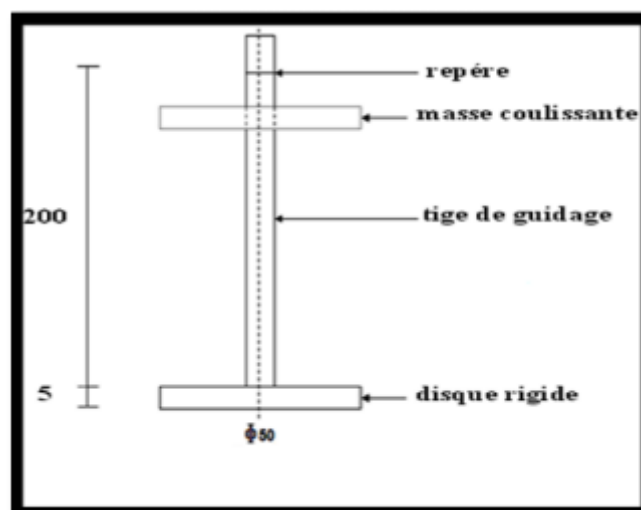


Fig. III.05 : dame de compactage.

### III.4 Exécution d'essai :

Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, cette dernière est mise en place sur le bâti de chargement de l'oedomètre. Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent. Les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur. Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kpa (suggérée par Knight) et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le programme des essais comporte l'inondation par l'eau distillée afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.

Puis on la laisse pendant 24 heures. Au cours de cette période on a relevé les lectures du comparateur aux instants suivants : 15 sec, 30 sec, 1 mn, 2 mn, 4 mn, 8 mn, 15 mn, 30 mn, 1/2h, 1h, 4h, 24h (l'instant initial  $t=0$ , marque le début du tassement après inondation sous 200 kpa).

Le test œdométrique est alors poursuivi à son chargement maximal limite.



**Fig.III.06:** Mode opératoire de l'essai œdométrique

#### III.4.1. mise en place de l'éprouvette:

mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble trousses + échantillon dans le logement prévu à cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée à la partie inférieure.

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

### III.4.2. La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective :

A partir des résultats de l'essai de consolidation, on trace une courbe avec en ordonnée, sur une échelle arithmétique, les indices des vides en fin de palier de chargement ou de déchargement, et en abscisse, sur une échelle logarithmique, les pressions d'essai.

#### ➤ Programme des essais œdométrique.

N <sup>o</sup> essais	Teneur en eau(%)	N <sup>o</sup> de coup $E_c$
01	2	10
02	3	10
03	4	10
04	5	10

**Tableau III.01 :** Programme des essais œdométrique.

### III.5. Essai de cisaillement a la boite

#### III.5.1. But de l'essai

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\phi$  et sa cohésion C. Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.



Fig.III.07. : Appareille de cisaillement rectiligne ou à la boîte de casagrande.

### III.5.2. Matériel utilisé

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîte qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale  $\sigma$  déterminée.

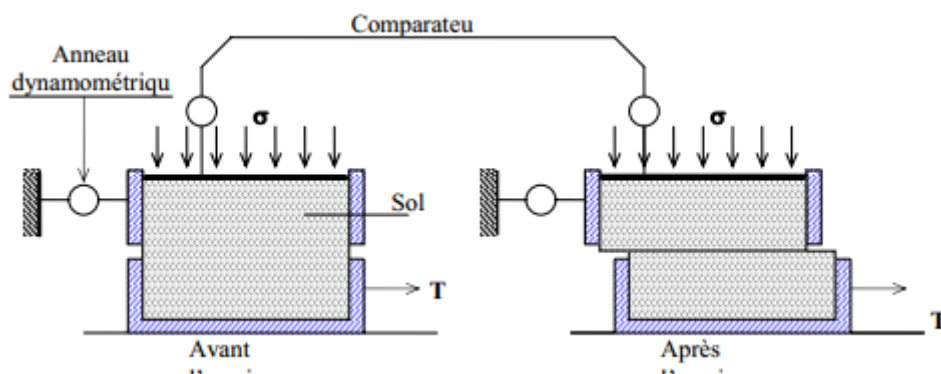


Fig.III.08. Schéma de la boîte de cisaillement

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

---

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement  $F$  est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

### III.5.3. principe de l'essai

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

L'essai consiste à :

- Applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical ( $N$ ) maintenu constant durant la durée de l'essai ( $\sigma = N/s$ ),
- Produire, après consolidation de l'éprouvette sous l'effort ( $N$ ), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-bottes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif  $\delta l$  à vitesse constante,
- Mesurer l'effort ( $T$ ) correspondant ( $\tau = T/s$ ).

### III.5.4. Préparation de l'essai :

Le sol de l'essai est constitué de sable et de l'argile selon les proportions mentionnées au paragraphe II-2-4. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de boîte de cisaillement puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur  $H=15$  cm, ce qui va percuter le carré qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

### **III.5.5. Mise en place de la boîte sur la machine**

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro,
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en principe : 100 - 200 - 300 kPa.
- Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles,
- Mettre en route à la vitesse désirée. 1 mm / min.

### **III.5.6. Lectures :**

Lire, à intervalles réguliers les indications du comparateur de l'anneau, du comparateur de déplacement horizontal et du comparateur vertical.

### **III.6. Discussion des résultats :**

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

- La première partie commence par l'utilisation des données de consistance des sols et les résultats des essais œdométriques pour la vérification de la susceptibilité d'affaissement. Une présentation détaillée des essais de compressibilités est accomplie dans l'objectif de calculer le potentiel d'affaissement des différents échantillons testés. Les courbes œdométriques sont illustrées en fonction des paramètres retenus, ce qui permet de visualiser l'importance de chaque terme.
- la deuxième partie est consacrée aux résultats des essais de cisaillement, qui sont réalisés dans les mêmes situations de compactage et de teneurs en eau que les précédentes. L'objectif de la troisième partie de méthode de prédiction des sols affaissables reposant sur des essais de cisaillement direct à la boîte de casagrande. Les

résultats obtenus dans les quatre séries d'essais permet de montrer l'influence des paramètres retenus sur les résultats de compressibilité,

### III.6.1. Résultats d'essais œdométriques :

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits dans l'objectif de vérifier si ces sols possèdent les propriétés des sols affaissables. D'après Y.M. Reznik (2000), la façon la plus précise pour évaluer le potentiel d'affaissement des sols à effondrement brusque et des loëss, est l'essai œdométrique. En ce sens parvient la présentation des résultats de cette partie expérimentale. La variation des teneurs en eau fixation des énergies de compactage permet d'obtenir différentes courbes œdométriques dont l'allure est similaire à celle de Knight (1975), ceci signifie la justesse de la procédure expérimentale.

Les courbes œdométriques ( $e, \log \sigma$ ) sont tracées sur les figures (III.9 jusqu'à III.12).

Celle-ci nous permet de calculer les potentiels de collapse ( $C_p$ ) pour chaque essai qui donner par la relation suivante :

$$c_p = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100$$

Où :

$C_p$ : potentiel de collapse (%).

$\Delta h$  : Tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24h.

$h_0$  : Hauteur initiale de la cellule œdométrique.

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

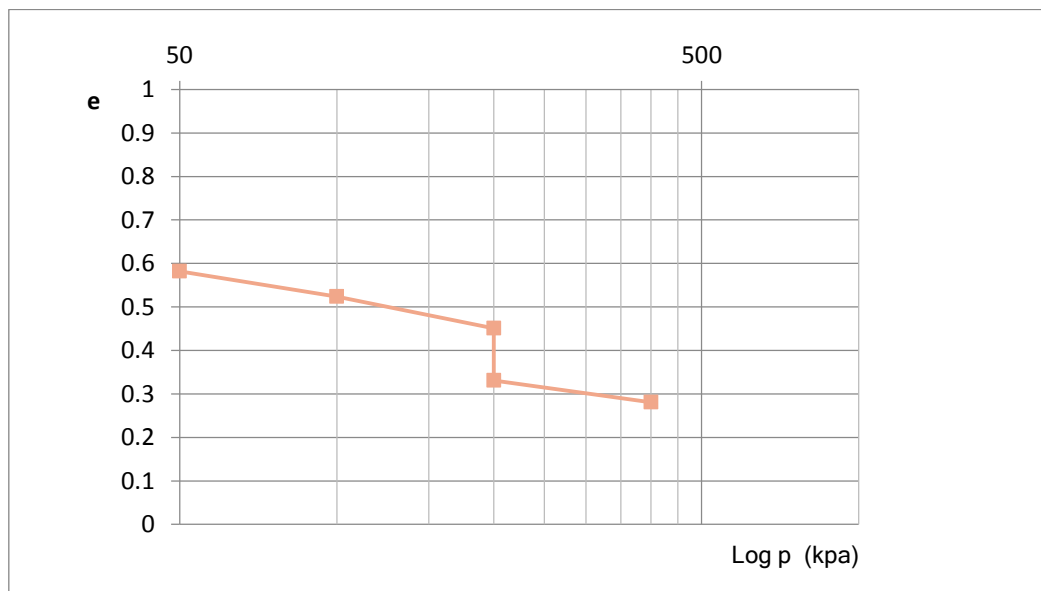
### ➤ œdométrique

#### ❖ Essai01 : sol reconstitué

❖ Résultats de calcul de  $\Delta h$ , et l'indice de vide ( $e$ ) :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.507	19.493	0.621	9.38
50	0.983	19.017	0.582	
100	1.677	18.323	0.524	
200	2.479	17.521	0.457	
200	4.3562	15.643	0.301	
400	4.599	15.401	0.281	

**Tableau III.02 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 10 coups).**



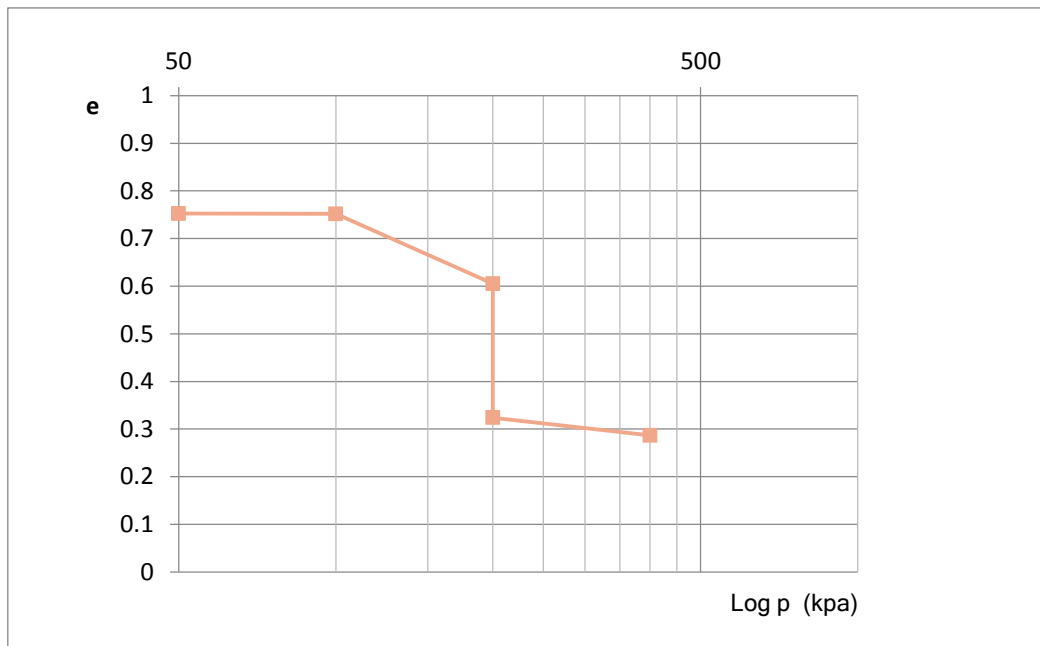
**Fig. III.09: courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 10 coups).**

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

❖ **Essai02 : sol reconstitué**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.003	19.997	0.7525	6.74
50	0.005	19.995	0.7524	
100	0.011	19.989	0.7518	
200	3.164	16.836	0.4755	
200	4.512	15.482	0.3560	
400	5.321	14.679	0.2865	

**Tableau III.03: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 3\%$ , EC = 10 coups).**

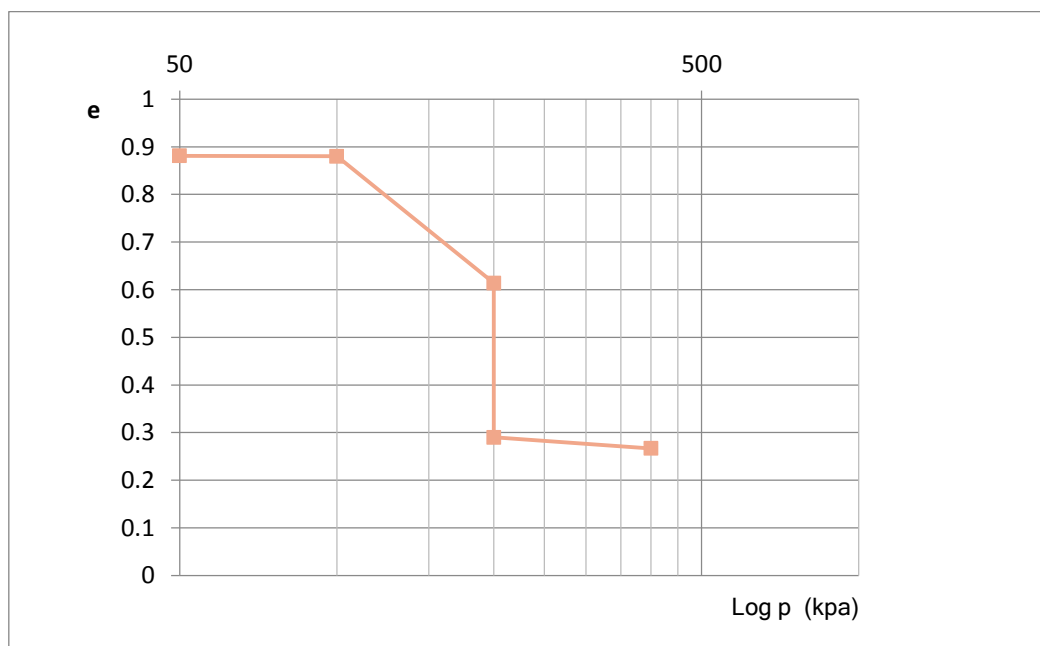


**Fig.III.10. courbe œdométrique ( $W_0 = 3\%$ , EC = 10 coups).**

❖ **Essai03:** sol reconstitué

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.028	19.972	0.882	6.32
50	0.032	19.968	0.881	
100	0.051	19.949	0.880	
200	3.120	16.880	0.590	
200	4.386	15.614	0.471	
400	6.556	13.444	0.267	

**Tableau III.04:** résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 10 coups)

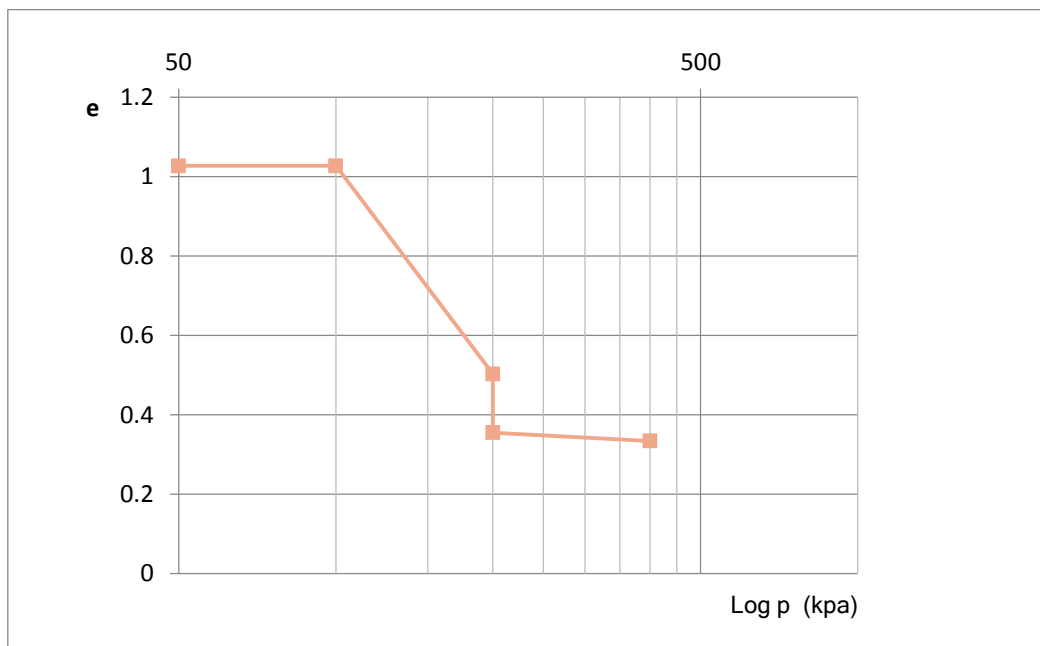


**Fig. III.11.** courbe œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 10 coups).

❖ **Essai04:** sol reconstitué

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
25	0.003	19.997	1.028	5.03
50	0.005	19.995	1.027	
100	0.009	19.991	1.027	
200	3.315	16.685	0.692	
200	4.324	15.676	0.589	
400	6.845	13.155	0.334	

**Tableau III.05 :** résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 5\%$ , EC = 10 coups).



**Fig.III.12. :** courbe œdométrique ( $W_0 = 5\%$ , EC = 10 coups).

➤ **Résumé des résultats des essais oedométriques :**

Nombre de coups	10	10	10	10
$W_0$ (%)	2	3	4	5
$C_p$ (%)	9.38	6.74	6.32	5.03

**Tableau III.06 :**  $C_p$  pour un sol

Selon la classification proposée par Jennings et Knight mentionnée à tableau I.2, ces résultats correspondent aux rubriques allant de « troubles ». Le détail des valeurs des potentiels d'affaissement déterminées à partir des essais œdométriques, en fonction des teneurs en eau et du nombre de coups, est présenté dans les tableaux. **III.06**

### III.6.2. Interprétation de courbe œdomètre pour les différents d'essais :

On remarque que pour une énergie de compactage  $E_C=10$  coups, le potentiel de collapsé  $C_p$  est supérieure à 1% pour une teneur en eau  $W_0 =2\%$ , 3% ,4% et 5% donc le sol est affaissable (sol troubles),

Sol Etudié	Énergie de compactage  ( $E_C$ )	Teneur en eau initiale  $W_0$ (%)	Poids volumique sec $\gamma_{d0}$	Indice des vides initial  $e_0$	Le degré de saturation  $S_{r0}$ (%)	Potentiel de l'affaissement  $C_p$ (%)
Sol reconstitué	$E_C=10$	2	1.60	0.65	8.12	9.38
		3	1.61	0.63	12.57	6.74
		4	1.63	0.61	17.31	6.32
		5	1.66	0.59	22.37	5.03

**Tableau III.7 :** Caractéristique initiales du sol reconstitué au laboratoire.

### III.6.3. Vérification l 'Affaissement du sol reconstitué :

D'après les essais œdométrique sur le sol reconstitué les résultats qu'on à obtenus sont présentées par le tableau III.7,

le pourcentage de l'indice de vide initial varie entre Les valeurs :

$$58 < e_0 < 66 \%$$

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), les résultats qu'on a obtenus dans le tableau III.7 sont :

- Pour  $W_0 = 2\%$ ,  $E_C = 10$   $C_p = 9.38 > 1\%$ .
- Pour  $W_0 = 3\%$ ,  $E_C = 10$   $C_p = 6.74 > 1\%$ .
- Pour  $W_0 = 4\%$ ,  $E_C = 10$   $C_p = 6.33 > 1\%$ .
- Pour  $W_0 = 5\%$ ,  $E_C = 10$   $C_p = 05.04 > 1\%$ .

- Le sol reconstitué  $C_p > 1\%$ . Donc ces sols sont affaissables.

### III.6.4. Vérification de la répétabilité des essais œdométriques :

Généralement trois tests sont suffisants pour vérifier si l'intervalle de confiance des résultats est acceptable. Pour cela nous avons choisi arbitrairement trois échantillons du même sol avec le même nombre de coups ( $E_C = 10$  coups) et la même teneur en eau ( $w = 2\%$ ). Les résultats des trois tests sont représentés dans le tableau III.8.

La variance de l'indice des vides  $e$  est donnée par la formule suivante :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (e_i - e_{moy})^2}{n} \quad (1)$$

Avec :

$e_{moy}$  : L'indice des vides moyens pour un nombre d'essais oedométriques comparable.

$$e_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n e_i}{n} \quad (2)$$

La relation (1) peut s'écrire sous la forme :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n e_i^2}{n} - e_{moy}^2 \quad (3)$$

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

L'écart type donne par :

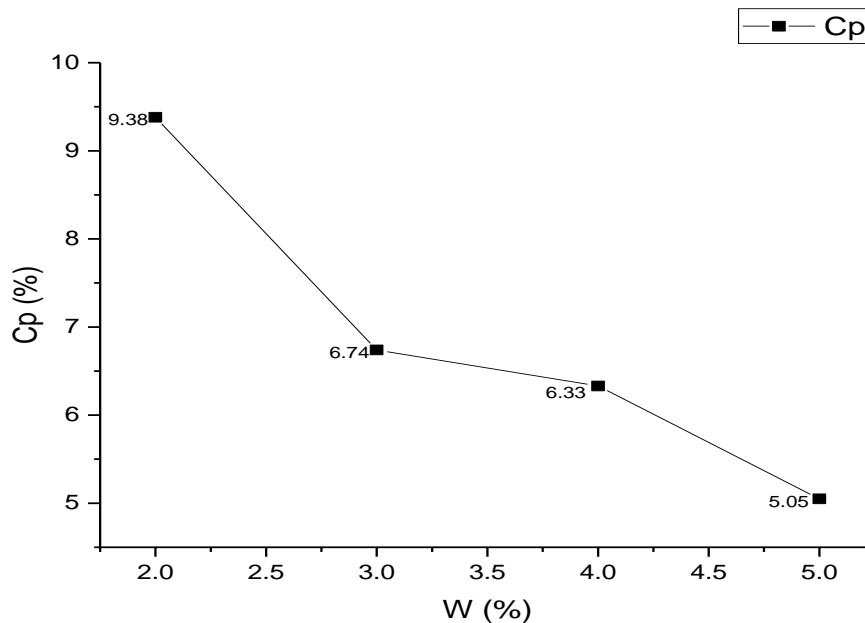
$$\sigma_n = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n e_i^2}{n} - e_{\text{moy}}^2 \right]^{1/2} \quad (4)$$

Charges (kg)	Indices des vides(%)			e <sub>moye</sub>	σ Ecart type	Δe max	Δe ≤2.8 σ
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3				
0.5	62.1	64.2	61.0	62.43	1.47	3.20	4.11 OK
1.0	58.2	61.0	58.8	59.33	1.36	2.80	3.80 OK
2.0	52.4	50.8	51.9	51.70	0.66	1.60	1.84OK
4.0	45.7	43.2	44.0	44.30	1.04	2.50	2.91 OK
4.0	30.1	33..3	32.1	31.83	1.40	3.20	3.92 OK
8.0	28.1	29.7	28.3	28.70	0.70	1.60	1.96 OK

**Tableau III.8** : la répétabilité des essais (w=2%.Ec=10).du sol reconstitué

- **Conclusion** : l'écart max entre les mesures des testes ( $\Delta e \leq 2.8 \sigma$ ), l'intervalle de confiance est acceptable (les essais sont répétables).

### III.6.5. L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaissement des sols :



**Figure III.13.** : Variation du potentiel de collapse « Cp » en fonction de la teneur en eau initial « w0 » ( $E_c=10$ coups).

La figure **III.13.** illustre la variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau initial  $w_0$ .

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage donnée l'affaissement ou le potentiel de collapse « Cp » décroît lorsque la teneur en eau «  $w_0$  » augmente.

Pour les variations de la teneur en eau  $w_0$  considérée (2%, 3%, 4%, 5%) qui sont inférieures à l'optimum de Proctor  $W_{opt}$  liés à la succion, cette dernière a une influence sur le taux de collapse.

Les potentiels d'affaissement élevés sont constatés pour des teneurs en eau initiales faibles.

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

### III.6.6. Variation du degré de collapse en fonction du temps :

en définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final Cp :

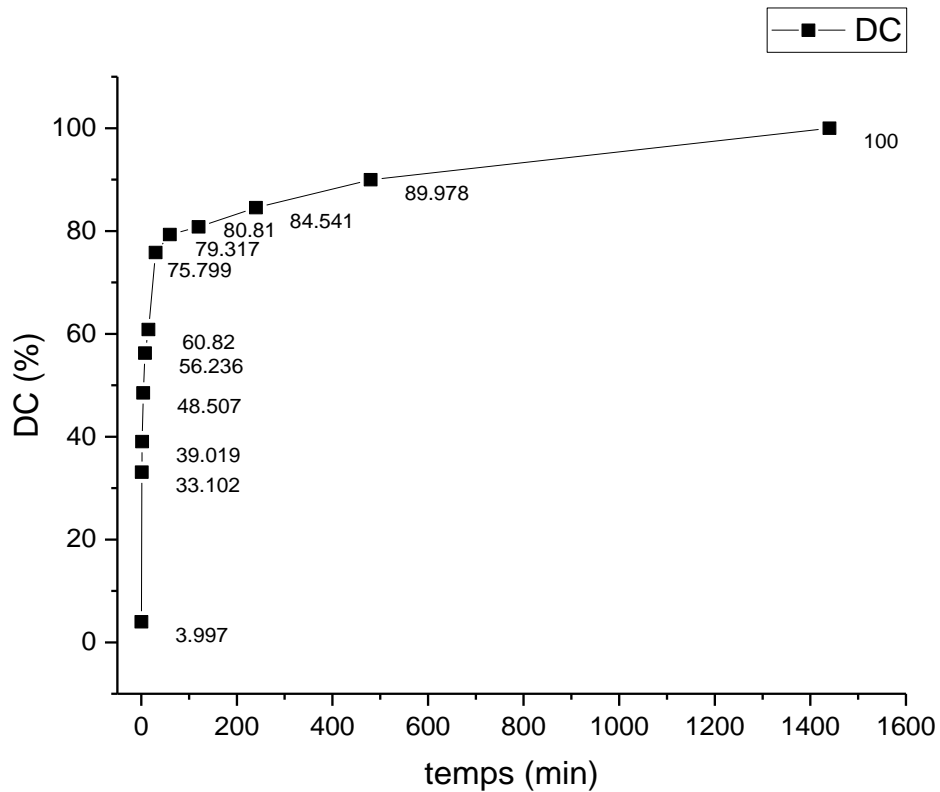
soit :

$$DC = \frac{c_p(t)}{c_p \text{ fin}} \times 100$$

Résultats résumés dans le tableau III.09.

**Tableau III.09 : Résultats de calcul de degré de collapse**

Temps	Masse sur Les plateaux Kg	Contrainte Normale Kpa	sol reconstitué		
			w <sub>o</sub> =2% Ec=10		
			Δh	E	DC%
	0.5	25	-0.507	0.621	
	1	50	-0.983	0.582	
	2	100	-1.697	0.522	
	4	200	-2.479	0.457	
0			Inondation		
0.5			-2.554	0.451	3.997
1			-3.100	0.405	33.102
2			-3.211	0.396	39.019
4			-3.389	0.381	48.507
8			-3.534	0.369	56.236
15			-3.620	0.362	60.820
30			-3.901	0.339	75.799
1h			-3.967	0.333	79.317
2h			-3.995	0.331	80.810
4h			-4.065	0.325	84.541
8h			-4.167	0.317	89.978
24			-4.356	0.301	100



**Figure III.14. :** Variation du degré de collapsé « DC » en fonction le temps

D'après la courbe (III.14), le degré de collapsé DC atteint (75.79%) à l'instant  $t=30\text{min}$  après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

### III.6.7: les résultats d'essai de résistance au cisaillement à la boîte

L'objectif de cette partie expérimentale, en premier, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du sol et qui sont l'angle de frottement interne et la cohésion.

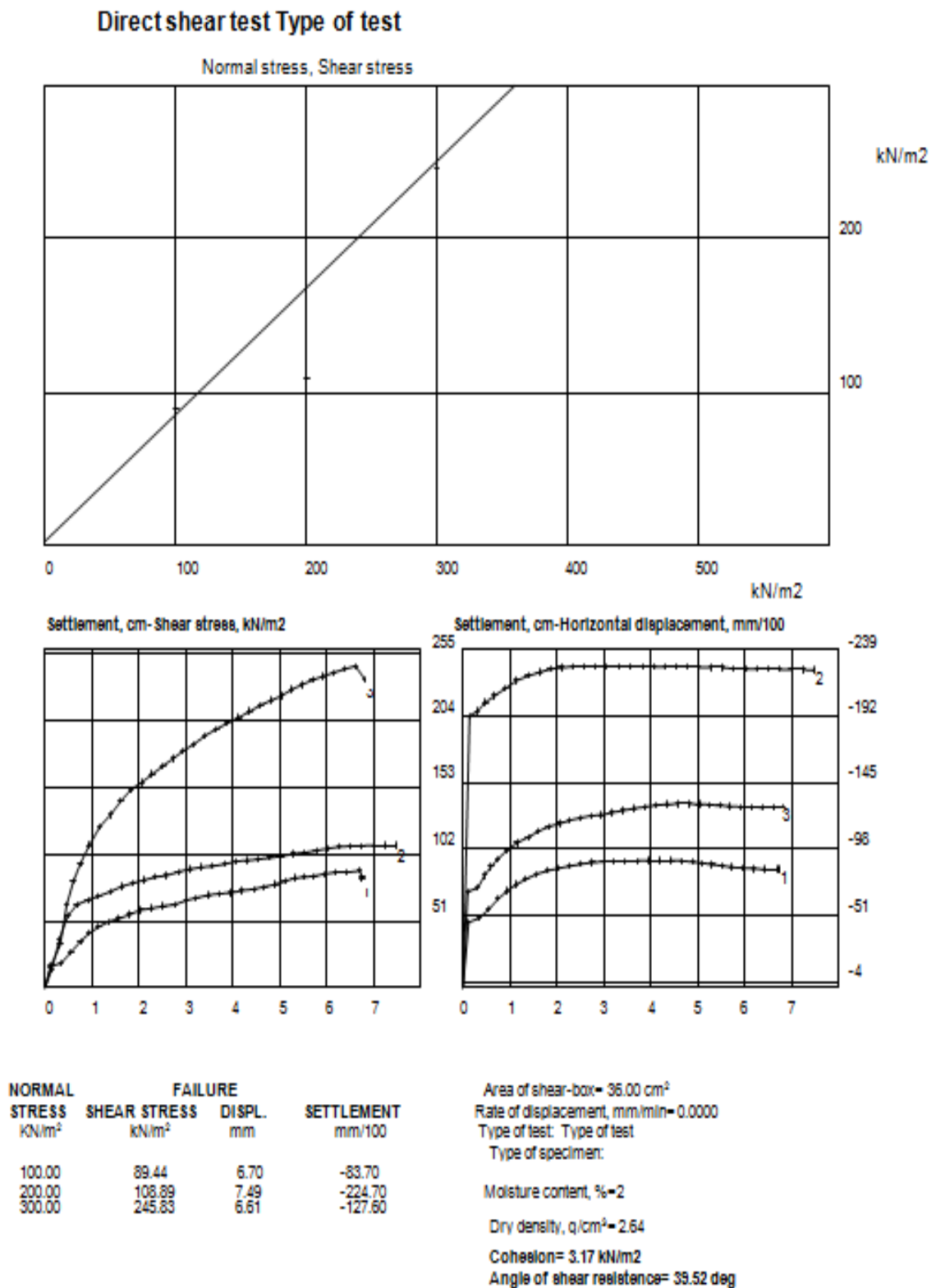


Figure III.15: résultats d'essai de résistance au cisaillement

## Direct shear test Type of test

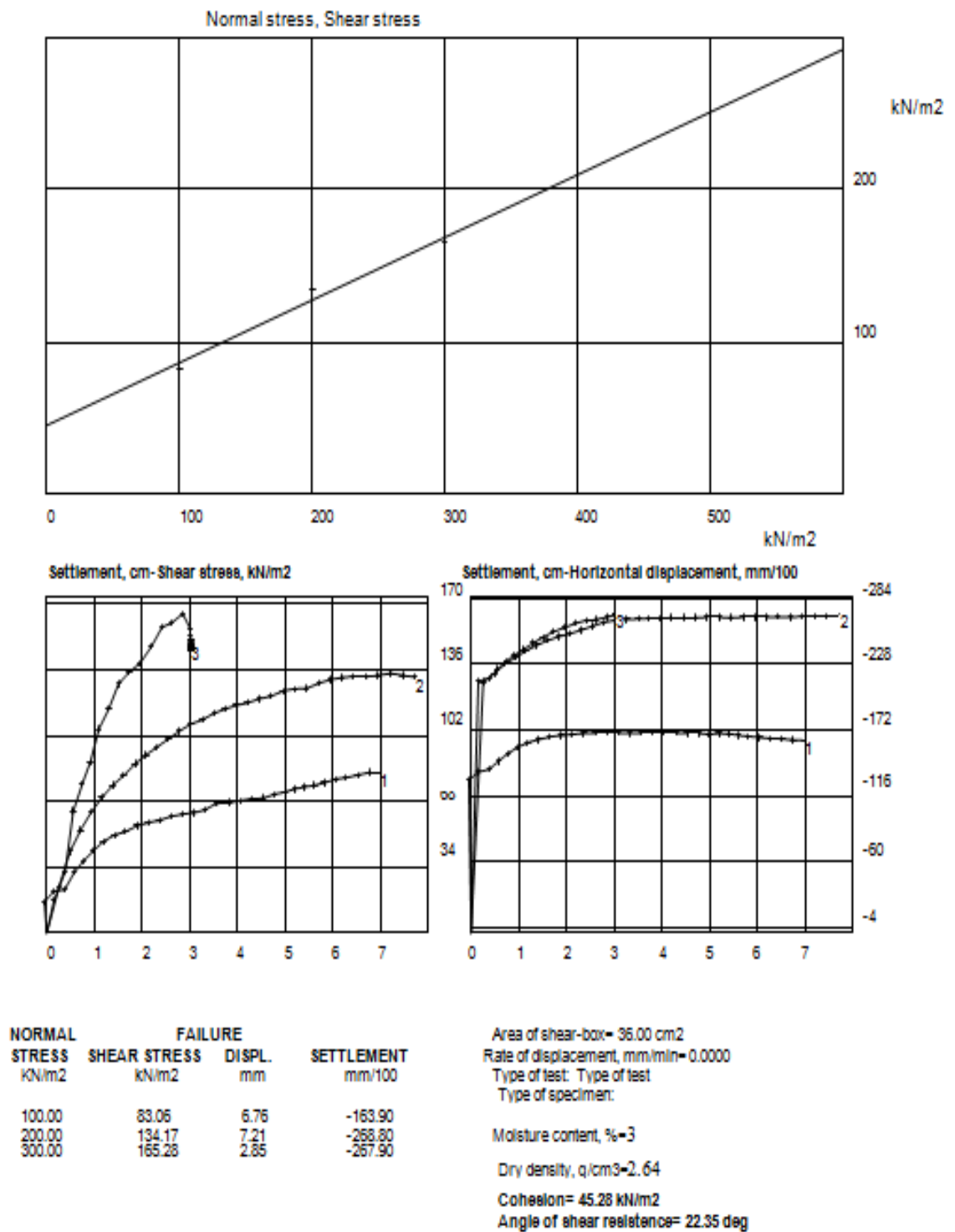
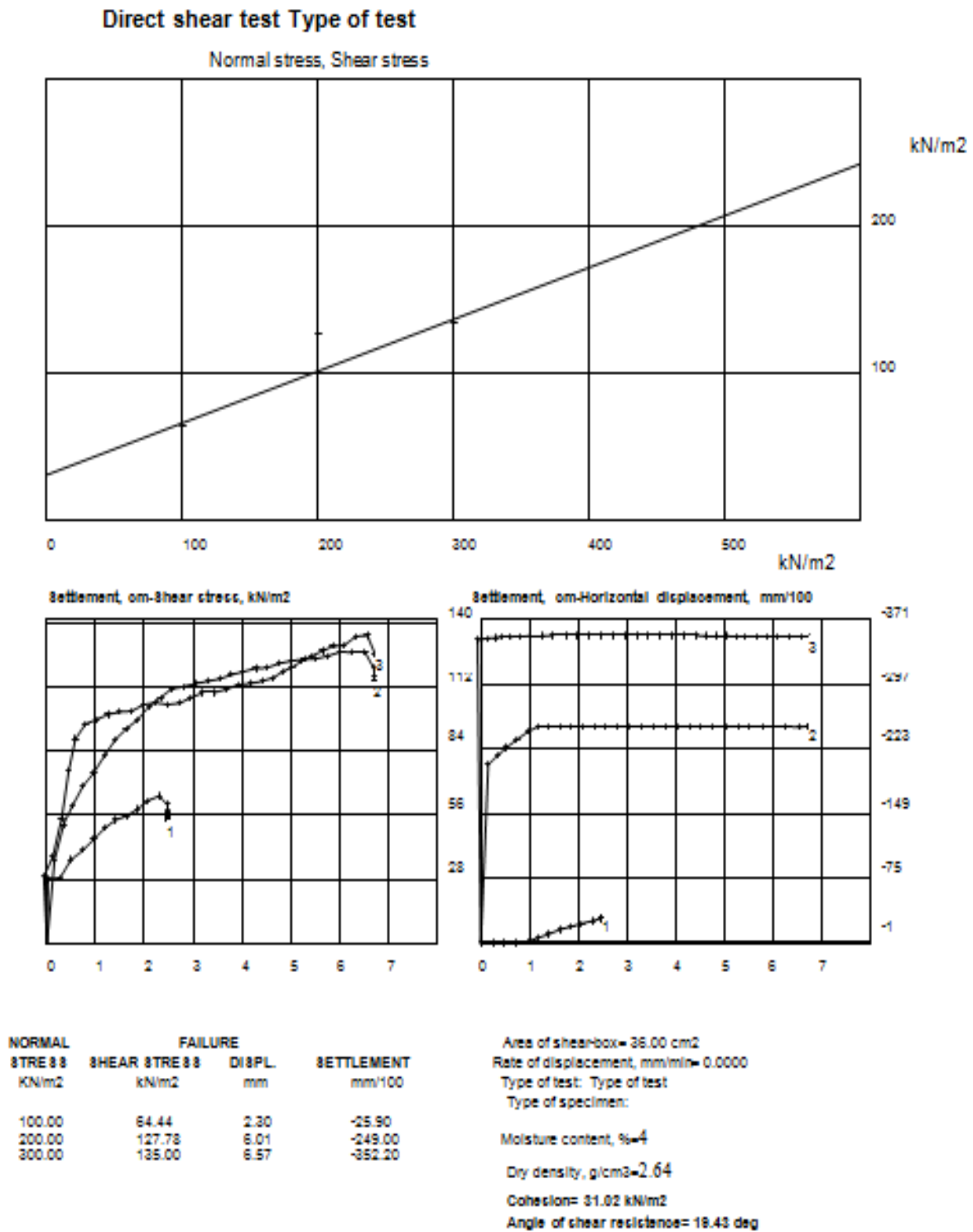
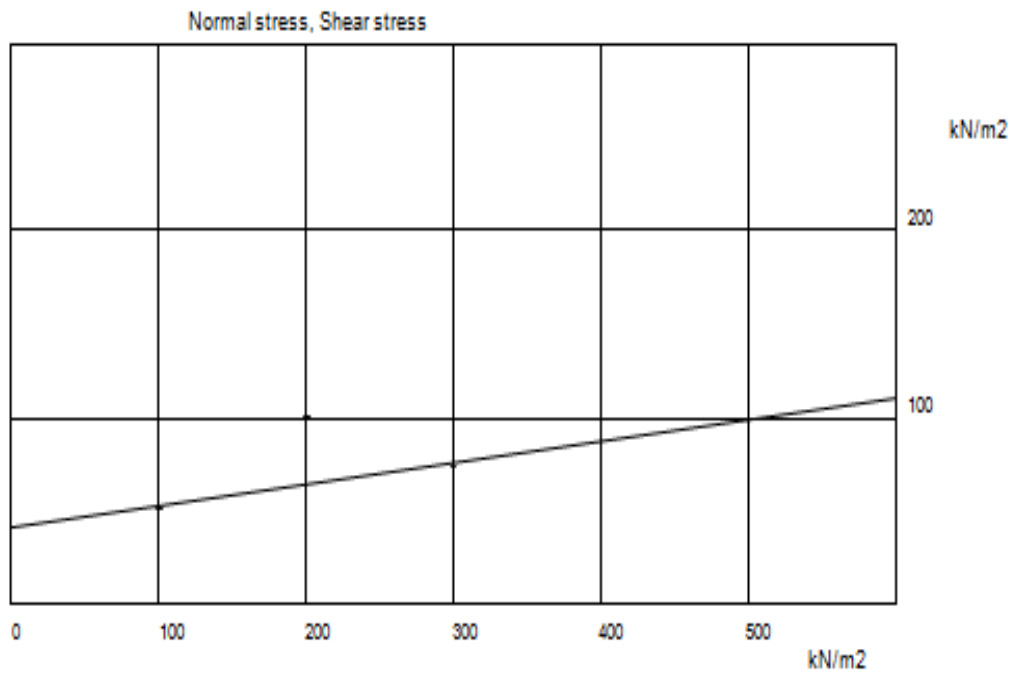


Figure III.16 résultats d'essai de résistance au cisaillement

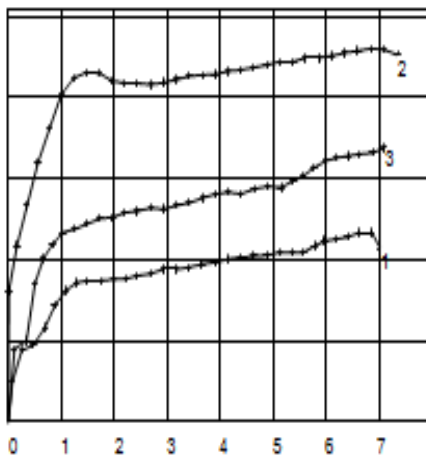


**Figure III.17:** résultats d'essai de résistance au cisaillement

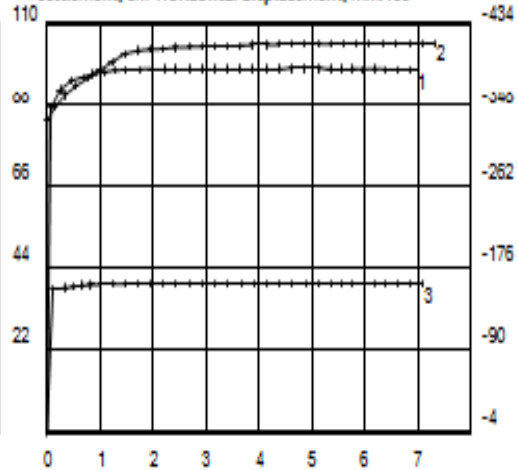
## Direct shear test Type of test



Settlement, cm-Shear stress, kN/m<sup>2</sup>



Settlement, cm-Horizontal displacement, mm/100



NORMAL STRESS kN/m <sup>2</sup>	FAILURE		
	SHEAR STRESS kN/m <sup>2</sup>	DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
100.00	51.39	6.62	-386.00
200.00	101.39	6.85	-413.50
300.00	74.44	7.10	-159.80

Area of shear-box= 36.00 cm<sup>2</sup>  
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000  
 Type of test: Type of test  
 Type of specimen:  
 Moisture content, %=5  
 Dry density,  $\rho$ /cm<sup>3</sup>=2.64  
 Cohesion= 41.19 kN/m<sup>2</sup>  
 Angle of shear resistance= 6.58 deg

**Figure III.18:** résultats d'essai de résistance au cisaillement

### Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

➤ **Résultats :**

Le tableau regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement sur le sol reconstitué :

Pression vertical $\sigma$ (KPa)	100			
Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial $w_0$	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
Contrainte tangentielle (MPa)	89.44	83.06	64.44	51.39

**Tableau III.10 :** résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitué, du Pression vertical (100 KPa)

Le tableau regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement sur le sol reconstitué :

Pression vertical $\sigma$ (KPa)	200			
Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial $w_0$	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
résistance au cisaillement (KPa)	108.89	134.17	127.78	101.39

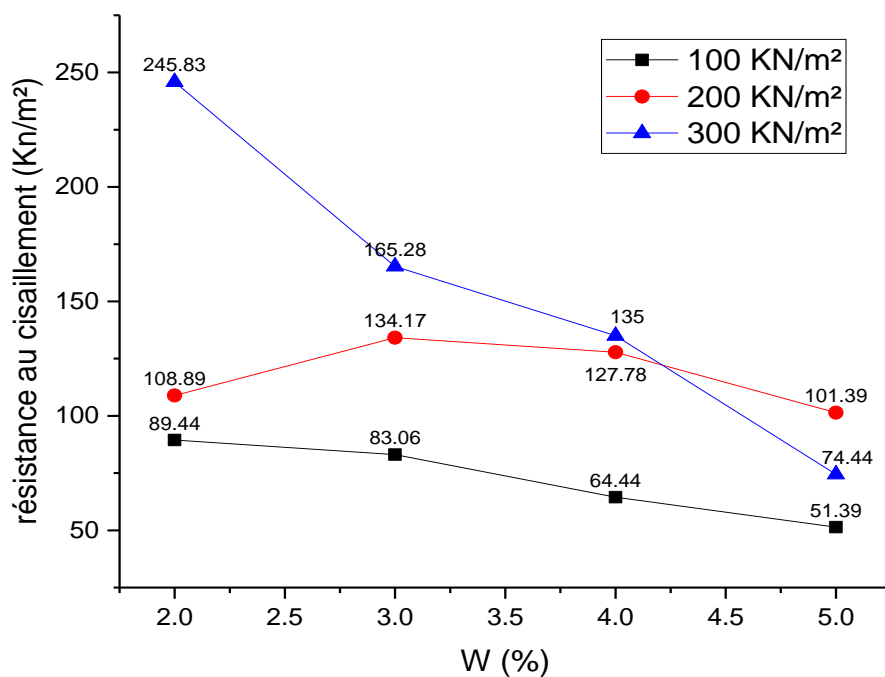
**Tableau III.11 :** résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitué, du Pression vertical (200 KPa)

## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Le tableau III.12 regroupe les résultats d'essai de résistance au cisaillement sur le sol reconstitué :

Pression vertical $\sigma$ (KPa)	300			
Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial $w_0$	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
résistance au cisaillement (KPa)	245.83	165.28	135.00	74.44

**Tableau III.12 :** résultats de l'essai de cisaillement du sol reconstitué, du Pression vertical (300 MPa)



**Figure III.19.** Influence de la teneur en eau initial sur la résistance au cisaillement

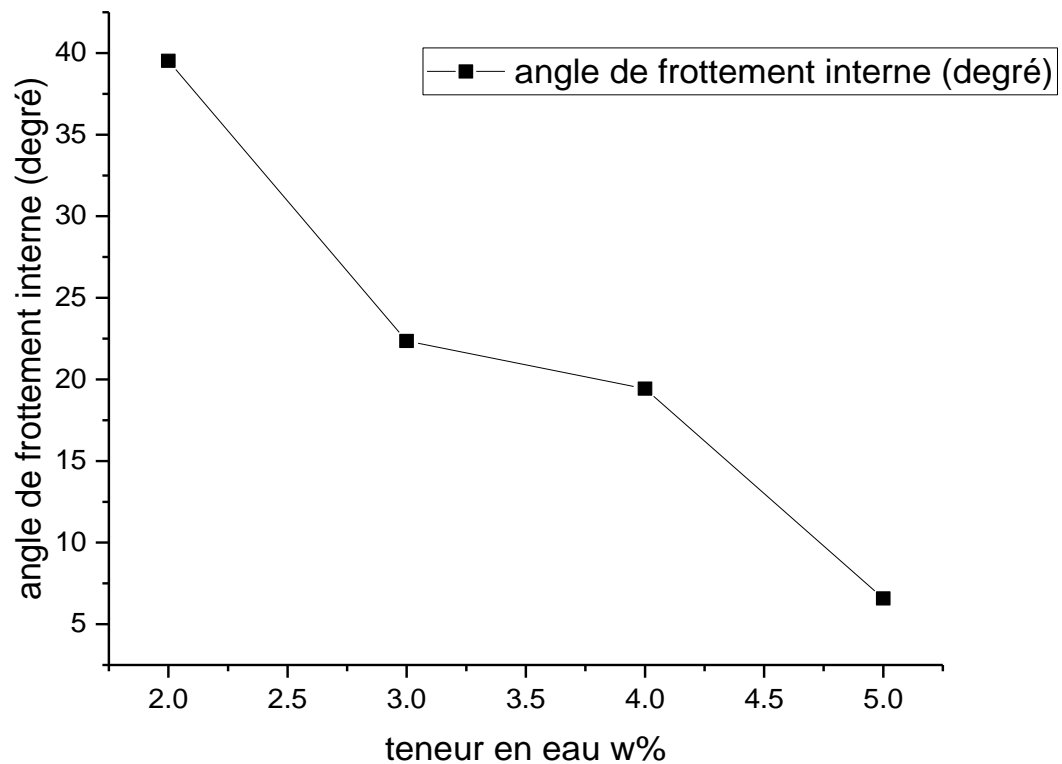
## Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

- On peut conclure que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initial  $W_0$

Le tableau III.13 regroupe les résultats de essai de résistance au cisaillement du sol reconstitue

Les essais	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04
la teneur en eau initial $w_0$	$W_0 = 2\%$	$W_0 = 3\%$	$W_0 = 4\%$	$W_0 = 5\%$
C (KN/m <sup>2</sup> )	3.17	45.28	31.02	41.19
$\Phi$ (degré)	39.52	22.35	19.43	6.58
résistance au cisaillement (KPa)	89.44	108.89	245.83	83.06
		134.17	165.28	64.44
			127.78	135.00
				51.39
				101.39
				74.44

**Tableau III.13** : variation de C et  $\phi$  en fonction de la teneur en eau initial  $w_0$ .



**Figure III.20.** Influence de la teneur en eau initiale sur l'angle de frottement interne

- D'après la figure **III.20** pour une énergie de compactage fixé ( $E_c=10$ ) On peut conclure que l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initial

## 1- Conclusion générale

Dans ce mémoire, nous avons donné un aperçu général sur les sols affaissables. afin d'être à jour sur les connaissances actuelles concernant ces sols. cette étude a été établie dans le but de mieux comprendre l'influence de la teneur en eau sur les caractéristique de résistance des sols affaissables via-à-vis du cisaillement.

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de cette étude expérimentale sont :

- Les types du sol affaissable les plus réponde dans le monde sont : les dépôts éoliens (les loess), les dépôts des cours d'eau, les sols résiduels et d'autres types des sols fabriqués artificiellement
- La formation artificielle d'un sol susceptible à l'effondrement, au laboratoire, peut être obtenue par mélange de matériaux granulaire (sable, et argile), compactés fixé à une teneur en eau inférieur à l'optimum Proctor.
- Les sols affaissables ont une structure en nids d'abeilles, dont les grains sont retenus sur place par une liaison matérielle ou une force. Ce lien est susceptible d'être réduit ou supprime par addition d'eau, dans ce cas les gros grains glissent les uns par rapport aux autre, tout en remplissent les vides qui les entourent. Donc la résistance de ces sols n'est que temporaire.
- L'identification des sols affaissable peut être faite à partir de trois méthodes : les méthodes empiriques, les méthodes expérimentales et les méthodes théoriques.
- le degré de collapse DC atteint (75.799%) à l'instant  $t=30\text{min}$  après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol reconstitué de cette étude.
- pour une énergie de compactage fixé, le potentiel de collapse « Cp » diminue lorsque le teneur en eau augmente, et cela renforcé l'idée de l'influence de la succion sur le potentiel de collapse.
- La résistance au cisaillement «  $\tau$  » diminue lorsque la teneur en eau «  $w\%$  » augmente et cela renforcé l'idée de l'influence de la succion sur le Contrainte tangentielle.
- l'angle de frottement interne  $\phi$  diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale

- **Limitations de cette étude et perspectives**

- ✓ Dans cette étude on a utilisé une seule argile, il est souhaitable d'utiliser d'autres argiles pour voir leur influence sur l'affaissement des sols.
  
- ✓ Les essais sont réalisés sur des échantillons de sols reconstitués, on préfère bien les valider sur des échantillons de sol naturel

## Références bibliographiques

---

- ❖ . (1) : **Hocine Ziani** : (ETUDE DE L'INFLUENCE DU GRADIENT HYDRAULIQUE SUR L'AFFAISSEMENT DE LA STRUCTURE DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE EN UTILISANT LA METHODE DOUBLE CONSOLIDATION) thèse de Magister Université Hadj lakhdar -Batna 2011.
  
- ❖ . (2) : **Khaldi Abdelhamid**: (ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA GRANULOMÉTRIE SUR LE TAUX ETL'AMPLITUDE DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS PAR LA MÉTHODE DEDOUBLE CONSOLIDATION) thèse de Magister Université Hadj lakhdar -Batna 2011.
  
- ❖ . (3) : **LAOUAR MOHAMED SALAH** : (PRÉDICTION DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR DES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES) Thèse de Doctorat en Sciences Option Mécanique des sols Université Hadj lakhdar -Batna .
  
- ❖ . (5) : **BOUDRAF Tarek** : (etude comparative des méthode prédictives des sols affaissables) mémoire de master genie civil université de M'SILA.
  
- ❖ . (4) : **AOUIDJI Mohamed** :( Etude de l'influence du traitement chimique par les silicates de sodium sur le potentiel d'affaissement d'un sol à effondrement brusque.) mémoire de master génie civil université de M'SILA.
  
- ❖ . [www.almohandiss.com](http://www.almohandiss.com).
  
- ❖ . <http://ww.wikipedia.com>.
  
- ❖ .Normes :
  - **NF P 94 -056** AFNOR (1996) Norme Française :Sols : Reconnaissance et Essais - Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.
  - **NF P 94 -051** AFNOR (1993) Norme Française: Sols : Reconnaissance et Essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.

## **Références bibliographiques**

---

- **NF P 94 -068** AFNOR (1993) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais -Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.
  
- **NF P 94 -093** AFNOR (1999) Norme Française: Sols :Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié
  
- **NF P 94 -054** AFNOR (1991) Norme Française : Sols : Détermination de la masse volumique des particules solide des sols - méthode de pycnomètre a eau

## **ملخص**

تندرج الدراسة المقدمة في هذه المذكرة في إطار برنامج بحث حول سلوك التربة الانهيارية والتي تتميز بمعامل فراغاتها الكبير وقد تطرقنا في هذه الدراسة إلى محتوى الماء على خصائص قوة التربة للطي وجها لوجه مع القص. تناولنا في هذه الدراسة من الاختبارات جهاز الضغط والقص التي أجريت على التربة القابلة للطي وتشكيلها تبين أن الزيادة في نتائج محتوى الماء تؤدي إلى انخفاض قوة القص

## **Résumé :**

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur les sols affaissables. Notre travail consiste à étudier l'influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement.

Nous avons abordé dans cette étude à partir des essais œdométriques et cisaillement effectués sur un sol affaissable reconstitué et on a constaté que l'augmentation de la teneur en eau entraîne une diminution de la résistance au cisaillement.

## **ABSTRACT :**

The study presented in this paper is part of a research program on collapsible soils. Our job is to study the influence of water content on soil strength characteristics collapsible vis-à-vis the shear.

We addressed in this study from oedometer tests and shear performed on a collapsible soil and reconstituted it was found that the increase in water content results in a decrease of shear strength