



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULA
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par
Hocine Ziani

Pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil

*Étude de l'influence du gradient hydraulique sur
l'affaissement de la structure des sols à effondrement
 Brusque en utilisant la méthode double consolidation*

Sous la direction de : Pr K.Abbeche

Mémoire soutenu le : 04/ 05 / 2011

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
M. Baheddi	Maitre de conférence "A"	U. Batna	Président
K.Abbeche	Professeur	U. Batna	Rapporteur
S.Messast	Maitre de conférence "A"	U.Skikda	Examinateur
M.Hidjeb	Maitre de conférence "A"	U.Skikda	Examinateur

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *L'âme de ma chère regrettée : **Hadja Fatima***

- ✓ *Mes chers parents **Hadj Lakhdar et Hadja Khadra,***

- ✓ *Toute la famille surtout : **Anis & Riyad***

- ✓ *Toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.*

REMERCIEMENTS

Je remercie :

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

*En particulier l'encadreur de ce mémoire le **Pr. K. Abbeche***

Université Hadj Lakhdar -Batna -

Mes parents, ma petite famille pour leurs sacrifices.

*Mon fidèle ami **Mr : N.Bechane***

K. Brahim, Mme. Bakir, de l'université Mohamed Boudiaf M'sila.

Mr : Rabah Benaissa, Cadre au B.E.A de B.B.A.

Mes amis : A.aziz.S, K.Mohamed , N.Djoudi , Maitre : A.Benaissa

*Tous les techniciens des laboratoires : **Mécanique des sols & Matériaux à construction**. Et la direction du département de génie civil*

Université Mohamed Boudiaf - M'sila -

*Les techniciens du laboratoire **LTP-EST de Sétif**.*

Mes remerciements à tous mes enseignants du primaire au poste de graduatio

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter

d'examiner mon travail.

RESUME

L'évolution technologique et démographique et le besoin vital de plus de surface, ont poussé l'homme à l'extension et l'exploitation des richesses souterraines, à conquérir les régions arides et semi arides reconnues comme des zones à risques au phénomène de l'effondrement brusque de ses sols.

Généralement plusieurs facteurs qui influent sur l'effondrement des sols et en premier lieu leurs types (minéralogie, granulométrie), la nature de la matière de cimentation des particules, le degré de saturation et le débit d'eau qui inonde le sol. Dans la littérature la plus part des travaux ont été basés sur l'identification des paramètres physiques (unité de poids, les limites et la taille des grains, la densité sèche et la teneur en eau). Par contre peu de travaux ont été consacrés à l'étude de l'influence de la contrainte verticale appliquée et l'effet du gradient hydraulique sur l'effondrement brusque des sols.

*A cet effet des essais sur des échantillons de sol reconstitués ont été réalisés au laboratoire par l'oedomètre et le perméamètre à charge constante, ce dernier conçu spécialement pour solliciter hydrauliquement et mécaniquement ces échantillons. Les résultats obtenus ont montrés que le potentiel de collapse **CP** croit avec l'augmentation du gradient hydraulique **I** (charge hydraulique **H_w**) ainsi que la migration des particules fines est assez importante lorsque le gradient hydraulique augmente.*

Mots clefs :

Inondation, Oedomètre, Gradient hydraulique, effondrement, Sol reconstitué.

ABSTRACT

The technological and demographic change and the vital need for more surface area, pushed the man with the expansion and exploitation of groundwater resources, to conquer the arid and semi arid areas identified as risky to the phenomenon of 'sudden collapse of its soil.

Usually several factors that influence the collapse of soils and their types in the first place (mineralogy, grain size), the nature of the cementing material particles, the degree of saturation and the flow of water that floods the floor. In the literature most of the work was based on the identification of physical parameters (unit of weight, limits and grain size, dry density and water content). By contrast little work has been devoted to study the influence of the vertical stress applied and the effect of hydraulic gradient on the sudden collapse of the soil.

*To this end tests on reconstituted soil samples were performed by the laboratory oedometer and the constant head permeameter, the latter designed to solicit hydraulically and mechanically these samples. The results have shown that the potential of collapse **CP** increases with increasing hydraulic gradient **I** (hydraulic load **H_w**) and the migration of fine particles is quite important when the hydraulic gradient increases.*

Keywords:

Flood, oedometer, Hydraulic gradient, collapse, Sol reconstituted.

الخلاصة

إن التغيير التكنولوجي و الديموغرافي و الضرورة الحيوية لمساحات أكثر ، دفع الإنسان إلى التوسع و استغلال الخيرات الباطنية للأرض ، مما جعله يغزو المناطق الجافة و الشبة الجافة رغم أنها مصنفة ضمن المناطق الخطرة و المعروفة بمبوط تربتها المفاجئ.

غالبا مجموعة من العوامل تؤثر على الهبوط الفجائي للتربة ، أولا نوعيتها (المعدنية، أبعاد الحبيبات)، طبيعة الجسيمات المادية المتصقة بين بعضها البعض ، درجة التشبع و تدفق المياه بين حبيباتها .معظم الأبحاث و الدراسات العلمية لهذه الظاهرة ارتكزت على تعريفها بالعناصر الفيزيائية (وحدة الوزن، أبعاد الحبيبات، حدود اتربارغ، الكثافة الجافة و محتوى الماء...).

لكن قليلا ما توجد أعمال تطبيقية تدرس تأثير الإجهاد العمودي المطبق ومفعول الانحدار الهيدروليكي على الهبوط المفاجئ للتربة.

لهذا الغرض أجرينا تجارب على عينات من تربة مركبة في المخبر بواسطة جهاز الأدومتر وجهاز النفاذية ذو الحمولة الثابتة ، هذا الأخير أنجز خصيصا للقابلية الهيدروليكية والميكانيكية لهذه العينات و النتائج المتحصل عليها بينت أن قوة الهبوط تزداد بزيادة الانحدار الهيدروليكي وكذلك هجرة الحبيبات تكون كبيرة كلما يكبر الانحدار الهيدروليكي .

كلمات مفتاحيه:

غمـر بالماء ، أدومتر ، إنحدار هيدروليكي ، هبوط التربة ، تربة مركبة.

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1 : Introduction Générale (problématique et objectives de la recherche)

1-1 : Généralité.....	p1
1-2 : Problématique.....	p1
1-3 : But de la recherche.....	p1
1-4 : Plan de la thèse.....	p2

Chapitre 2 : Analyse des sols à effondrement brusque

2-1 : Introduction.....	p3
2-2 : Définitions des sols affaissables.....	p3
2-3 : Propriétés des sols affaissables.....	p4
2-4 : Classement des sols affaissables.....	p4
.. 2-5 : Les différents types de sols affaissables.....	p4
2-6 : Formations de sols affaissables.....	p5
2-7 : Mécanismes de l'effondrement des sols.....	p6
2-8 : Les différents types de prédiction.....	p8
2-8-1 : Méthodes basées sur les paramètres physique du sol.....	p8
2-8-2 : Les méthodes expérimentales	p11
2-8-3 : Les méthodes fondées sur l'ampleur de l'effondrement.....	p13
2-9 : Les paramètres qui influent sur l'affaissement	p15
2-9-1 : Influence de la contrainte vertical (P) sur le CP.....	p15
2-9-2 : Influence des particules fines (<80µm) sur le CP.....	p16
2-10 : Perméamètre à charge constante.....	p17
2-10-1 : Définitions.....	p18
2-10-2 : Mécanisme de l'érosion interne.....	p18
2-10-3 : Critères de développement de l'érosion interne.....	p19
2-11 : Méthodes de traitement des sols affaissables.....	p20
2-11-1 :Généralités.....	p20

2-11-2 : Domaine d'application des techniques d'amélioration.....	p21
2-11-3 : Différentes méthodes de traitement....	p22
2-12 :Méthode de contrôle de l'efficacité du traitement.....	p29
2-13 : Quelques exemples de construction sur sol affaissable.....	p30
2-13-1 : Usine de verre plat saint Gobin (Roumani.....	p30
2-13-2 : Terminal Pétrolier de Malango(Cabinda).....	p30
2-13-3: Barrage Médecine Creek W.A.Clevenger (1985).....	p31
2-13-4 : Entrepôts de Naboomspuit (Afrique du sud)	p31
2-13-5 : Échangeur de la Charguia en Tunisie.....	p33
2-13-6 : Extension des gazoducs G01/G0248 Hassi R'mel	p33
2-13-7 : Raffinerie Général Lazaro Card.....	P34
2-14 : Conclusion.....	p34

Chapitre 3 : Matériaux, matériels et essais

3-1 Introduction.....	p36
3-2 : Matériels et Matériaux.....	p36
3-2-1 : Le sable.....	p36
3-2-2 : L'argile.....	p36
3-2-3 : Caractéristiques géotechniques.....	p36
3-3 : Reconstitution des sols d'essais.....	p37
3-3-1 : Analyse granulométrique des sols.....	p37
3-3-2 : Analyse sédimentométrique.....	p40
3-4 : Essai Oedométrique.....	p48
3-5 : Essais au perméamètre à charge constante.....	p58

Chapitre 4 : Résultats des essais à l'oedomètre

4-1 : Introduction.....	p63
4-2 : Mise en évidence de l'effondrement des sols d'essais.....	p63
4-3 : Résultats des essais et discussion.....	p63
4-3-1 : La détermination du potentiel de collapse (CP)	p63
4-3-2 : Détermination de l'énergie de compactage (Ec).....	p66

4-3-3 : Influence de la contrainte verticale P sur le (CP)	p66
4-3-4 : Influence de l'énergie de compactage (Ec) sur le CP	p69
4-3-5 : Influence des particules fines PF (<80µm) sur le (CP).	p73
4-3-6 : Influence du gradient hydraulique I sur la (CP)	p78
4-4 : Conclusion.....	p82

***Chapitre 5 : Résultats des essais au perméamètre
à charge constante***

5-1 : Introduction.....	p84
5-2 : Les limites de cette étude.....	p84
5-3 : Difficultés et problèmes rencontrés.....	p84
5-4 : Mise en évidence de l'essai.....	p85
5-5 : Résultats des essais.....	p85
5-6 : Interprétations.....	p86
5-7 : Conclusion.....	p88

***Chapitre 6 : Conclusions, Recommandations
et perspectives***

6-1 : Conclusions	p106
6-2 : Recommandations et perspectives.....	p107
Bibliographie.....	p108

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2

2-1 : Coefficients K de Stephanoff & Kremakova(1960).....	p10
2-2 :L'importance de l'affaissement en fonction du %CP.....	p13
2-3 : Méthode de traitement des sols affaissables Selon Bara (1976).....	p35
2-4 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.....	p35

Chapitre 3

3-1 : Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués.....	p37
3-2 : Résultats d'analyse granulométrique du sol-S-1.....	p38
3-3 : Résultats d'analyse granulométrique du sol-S2-.....	p38
3-4 : Résultats d'analyse granulométrique du sol- S3-.....	p39
3-5 : Les résultats récapitulatifs de l'analyse par tamisage des sols d'essai.....	p39
3-6 : Résultats de l'analyse sédimentométrique du sol-S1-.....	p42
3-7 : Résultats d'analyse sédimentométrique du sol-S2-.....	p43
3-8 : Résultats d'analyse sédimentométrique du sol-S3-.....	p44
3-9 : Les résultats récapitulatifs de l'analyse par sédimentation des sols d'essais.....	p45
3-10 : Les résultats de l'analyse granulométrique des sols reconstitués.....	p46
3-11 : Caractéristiques géotechniques des sols d'essais.....	p48
3-12 : Nombre d'essais et les paramètres recherchés.....	p52
3-13 : Indice des vides en % à différents gradients hydrauliques pour-S1-.....	P53
3-14 : Indice des vides en % à différents gradients hydrauliques pour-S2-.....	p54
3-15 : Indice des vides en% à différents gradients hydrauliques pour-S3-.....	p55
3-16 : Potentiel d'affaissement (CP%) dû à des différents I pour $E_C=40\text{cps}$	P56
3-17 : Potentiel d'affaissement (CP%) à des différents I pour $E_C=60\text{coups}$	p57
3-18 : Le CP max du sol- S1- à différents gradients hydrauliques I.....	p57
3-19 : Le CP max du sol- S2- à différents cas de gradients hydrauliques I.....	P57
3-20 : Le CP max du sol –S2- à différents cas de gradients hydrauliques I.....	p58
3-21 : Nombre d'essais et les paramètres recherchés (essais au perméamètre).....	P59

Chapitre 4

4-1 : Correspondance entre nombre de coups de la dame et l'énergie de compactage.....	p66
4-2 : Nombre d'essais oedométriques pour $CP = f(E_C)$	p70

Chapitre 5

5-1 : Tableau 5-1: % PF_{max} a des différentes énergies de compactages (E_C) des sols d'essais. Sous le gradient hydraulique $I = 14$	p87
5-2 →5-19 : Résultats du perméamètre à charge constante pour différents I, E_C	p89 à 93
5-20→5.25 : Résultats des différences entre les trois niveaux pour chaque sol à chaque énergie de compactage.....	p93à94

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE 2

2-1 : Structures des particules en nids d'abeilles.....	p6
2-2 : Liaison par tension capillaire.....	p7
2-3 : Liaison par grains silteux.....	p7
2-4 : Liaison par agrégats d'argile.....	p7
2-5 : Liaison par des ponts argileux.....	p7
2-6 : Liaison par argile flocculée.....	p8
2-7 : Un rouleau compacteur.....	p23
2-8 : Une masse qui chute.....	p23
2-9 : Compactage par vibro-sonde.....	p23
2-10 : Compactage par plaque vibrante lourde.....	p23
2-11 : Traitement chimique à la chaud et au ciment.....	p26
2-12 : Principe de l'injection du mortier solide à l'aide d'un tube métallique.....	p27
2-13 : Traitement par congélation	p27
2-14 : Principe de traitement par pré chargement.....	p28
2-15 : Traitement par D.V.....	p29
2-16 : Principe de traitement par les D.V en plastique.....	p29

CHAPITRE 3

3-1 : Courbes granulométriques des sols étudiés.....	p47
3-2 : Schéma détaillé de l'oedomètre.....	p60
3-3 : Cellule oedométrique + pierres poreuses.....	p60
3-4 : Appareillage de compactage.....	p61
3-5 : Oedomètre + tube en verre.....	p62
3-6: Double oedomètre selon Knight - Jennings (1975).....	p62

CHAPITRE 4

4-1 : Résultat de l'essai oedométrique selon Knight – Jennings $E_c=40\text{cps}$ S1.....	p64
4-2 : Résultat de l'essai oedométrique selon Knight – Jennings $E_c=60\text{cps}$ S1.....	p64
4-3 : Résultat de l'essai oedométrique selon Knight – Jennings $E_c=40\text{cps}$ S2.....	p64
4-4 : Résultat de l'essai oedométrique selon Knight – Jennings $E_c=60\text{cps}$ S2.....	p65

4-5 : Résultat de l'essai oedométrique selon Knight – Jennings $E_c=40\text{cps}$ S3.....	p65
4-6 : Résultat de l'essai oedométrique selon Knight – Jennings $E_c=60\text{cps}$ S3.....	p65
4-7 à 4-12 : Effet P sur le CP à différentes H_w et E_c	p67 à 68
4-13 à 4-21 : Influence de l' E_c sur le CP à différentes H_w	p70 à 72
4-22 à 4-27 : Influence PF (80 μm) sur le CP à différentes E_c et charges H_w	p74 à 75
4-28 à 4-33 : Influence PF (2 μm) sur le CP à différentes E_c et charges H_w	p76 à 77
4-34 à 4-39 : Influence du I sur le CP à différentes P appliquées.....	p79 à 80
4-40 à 4-42 : Effet combiné de E_c et du I sur le CP à différentes P appliquées.....	p81

CHAPITRE 5

5-1 à 5-3: %PF dans chaque niveau pour les sols ($E_c= 40\text{cps}$)	p95
5-4 à 5-6: %PF dans chaque niveau pour les sols ($E_c= 60\text{cps}$)	p96
5- 7 à 5-9 : Comparaison des % PF des niveaux des sols à $E_c= 40\text{cps}$	p97
5-10 à 5-12 : Comparaison des % PF des niveaux des sols à $E_c= 60\text{cps}$	p98
5-13 à 5-15 : Influence d' E_c sur le déplacement des PF dans chaque niveau et pour les deux cas de compactages.....	p99
5-16 à 5-21 : Différence de% PF entre les niveaux des sols pour différentes E_c	p100 à 101
5-22 à 5-24 : Influence d' E_c sur la différence des PF entre les niveaux des sols.....	p102
5-25 à 5-30: Comparaison des différences des %PF des différentes niveaux des sols	p103 à 104
5-31 : Schéma du perméamètre à charge constante.....	p105

ABREVIATION

LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

CP : Potentiel de collapse.

%PF : Pourcentages en particules fines.

E_c : Énergie de compactage.

I : Gradient hydraulique.

P : Contrainte (Charge) verticale.

H_w : Charge hydraulique.

DDC : Compactage dynamique profond.

DV : Drains Verticaux.

DVP : Drains Verticaux Préfabriqués.

CMC : Colonnes Module contrôlé.

N1 : Couche inférieure de l'oedometre.

N2 : Couche intermédiaire de l'oedometre

N3 : Couche supérieure de l'oedometre.

S1 : Sol 1 (25% d'argile (<80µm) + 75 % de sable (2mm)).

S2 : Sol 2 (35% d'argile (<80µm) + 65 % de sable (2mm)).

S3 : Sol 3 (45% d'argile (<80µm) + 55 % de sable (2mm)).

Chapitre 1: Introduction Générale

(Problématiques et Objectifs de la Recherche)

1-1 Généralités

La construction des ouvrages de bâtiment sur les sols affaissables constitue un problème immense compte tenu des sinistres qu'ils causent aux ouvrages. Ces sols n'ont été l'objet d'étude que ces derniers temps, parce qu'ils se trouvent en particulier dans les régions arides et semi-arides.

Avec l'évolution technologique et démographique de l'homme et son besoin vital de ces régions, il envahit le désert pour exploiter ses richesses, ce qui conduit à une présence des eaux plus importante qu'avant ; que se soit pour les besoins agraires ou pour les besoins industriels.

La présence des eaux dans ces régions favorise la création de l'environnement idéal pour l'effondrement des sols et par conséquent la ruine des constructions. Généralement une multitude de facteurs comme le type de sol (minéralogie et granulométrie), le degré de saturation, la matière des agents de cimentation, la matière chimique du liquide se trouvent dans les pores et le débit d'eau qui inonde ses sols, contrôlent le potentiel d'affaissement de ces sols

1-2 Problématique

La plupart des travaux de recherche qui ont été menés sur les paramètres qui gouvernent l'effondrement se sont concentrés sur la densité sèche initiale, la teneur en eau et le degré de saturation.

En ce qui concerne l'influence de la contrainte verticale appliquée, le gradient hydraulique très peu de travaux, lui ont été consacrés.

La présente recherche est une contribution à l'étude de l'influence de ces paramètres essentiels sur l'affaissement de ces sols.

1-3 But de la recherche

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

Étude de l'influence de la contrainte verticale sur la magnitude de l'effondrement.

- ❖ Étude de l'influence du gradient hydraulique sur le taux de l'affaissement.
- ❖ L'exploitation des résultats obtenus pour élaborer dans la mesure du possible, un critère de prédiction des sols affaissables.
- ❖ L'évaluation des résultats pour donner une nouvelle approche, permet d'expliquer la cause de l'effondrement.

Plan de la thèse

Ce travail expérimental comprend les parties suivantes :

Chapitre 1 : Introduction générale (problématiques et objectifs de la recherche).

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

Chapitre 3 : Matériaux, matériels utilisés, programmes d'essais ainsi que leurs différents modes opératoires.

Chapitre 4 : Résultats des essais à l'oedomètre (présentation des résultats des essais préliminaires, principaux et leurs interprétations).

Chapitre 5 : Résultats des essais au Perméamètre à charge constante (présentation des résultats, des essais préliminaires et principaux et leurs interprétations).

Chapitre 6 : Conclusion, recommandations et perspectives

Chapitre 2: Analyse des sols à effondrement brusque

2-1 Introduction

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

L'un des principaux phénomènes qui affectent certains de ces sols est l'effondrement brusque de la structure intergranulaire après inondation à l'eau. La majeure partie de ces sols sont des loëss, dépôts éoliens formés de silt et de sable. En outre, les dépôts alluviaux, les écoulements de la boue, les sols résiduels et les rejets de volcans produisent des sols affaissables. Ces sols sont caractérisés par une grande résistance lorsqu'ils sont secs et présentent l'inconvénient de subir des affaissements importants s'ils sont humidifiés pendant les travaux de construction et ces mouvements peuvent souvent faire perdre leur stabilité aux fondations. De plus, après la fin des travaux, lorsque les tassements dus aux pressions transmises par l'ouvrage se sont stabilisés (après plusieurs années d'exploitations normales), des affaissements importants et non uniformes du sol sous l'édifice peuvent se produire si le sol est humidifié et provoque des désordres tel, que le bâtiment peut devenir impropre à la poursuite de son exploitation, dans certains cas leurs réparations coûtent de 30 à 40 % du coût de l'ouvrage.

Le sud Algérien est formé en grande partie par ces sols affaissables ; notamment les investigations menées dans la région du sud Est de l'Algérie ont montré qu'ils étaient susceptibles d'affaissement. Ce problème spécial qui est une réalité au terrain nécessite une attention particulière, une étude approfondie et une certaine maîtrise de la part des spécialistes en géotechniques pour mieux comprendre ce phénomène « collapse » et de déterminer les facteurs qu'ils gouvernent afin de trouver les solutions techniques pour stabiliser ces sols à risques.

2-2 Définitions des sols affaissables

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, causé par l'augmentation de l'un des facteurs :

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

-Degré de saturation (**Sr**).

-Contrainte tangentielle moyenne (**τ**).

-Contrainte de compression (**σ**).

-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.

2-3 Propriétés des sols affaissables

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

2-4 Classement des sols affaissables

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

✓ Groupe 1 :

Les sols, dans lesquels se produisent un changement rapide dans la relation entre les pressions et les déformations sans atteindre la résistance à la rupture. En conséquence, la cause de l'effondrement est seulement due au changement des pressions. Ce groupe comprend le limon, l'argile cimentée et les roches très poreuses.

✓ Groupe 2 :

Les sols, qui sans la présence ou le changement des conditions provoquant l'effondrement même s'il n'ya pas de changement brusque de la pression. Tel est le cas des löss 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.

2-5 Les différents types des sols affaissables

✓ Dépôts éoliens :

Constitués par des matériaux transportés par le vent, à partir des dunes et des plages, la saturation naturelle de ces sols contiennent des liaisons cimentées d'argiles (sols lössiques), ces dépôts caractérisent

les régions arides ou le niveau de la nappe est profond par rapport à la surface du sol. Ces liaisons perdent leurs résistances au delà de la saturation et le sol a l'aptitude de s'affaisser. Parfois ces dépôts sont protégés contre les précipitations par une couche «croûte » d'argile imperméable qui préserve la structure naturelle du sol de l'entrée d'aucune goutte d'eau.

Même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

✓ **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 séchent 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.

✓ **Dépôts résiduels:**

Sont les résultats de l'érosion, provoquée par la désintégration et l'altération des roches dont les dimensions des particules varient du large de fragments, gravier, sable, silt aux colloïdes et parfois contient de matières organiques. L'affaissement de ces sols est due aux réactions de l'eau avec la matière colloïdale. Généralement, ces sols se présentent sous forme des couches stratifiées d'épaisseur variant de quelques pouces à plusieurs pieds et cela en fonction du climat et la physionomie de la région. Ils existent autres types de sols éffondrables qui dérivent du tuf volcanique, gypse, les sables lâches cimentés par les sels solubles, les argiles dispersés et les argiles de sodium riche en montmorillonite. Mais Livneh regroupe les sols affaissables en deux types ce qui correspond avec la définition de Dudley (1970). D'après Livneh, il existe deux types de sols éffondrables : des sols avec changement brutal du module de cisaillement sous une contrainte effective très inférieure à la résistance ultime et des sols qui, sans modification d'humidité, ne présentent pas de changement brutal dans la relation contrainte-déformation. Le premier type correspond à une structure avec des liaisons principalement cimentées, alors que le deuxième correspond à une structure avec des liaisons assurées principalement par des matériaux fins et par la force de succion.

2-6 Formation des sols affaissables

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

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

Selon **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'y a 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.

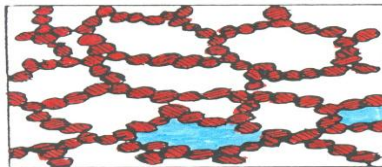
b- Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les tassements 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).

2-7 Mécanismes de l'effondrement des sols

La majorité des sols à effondrement brusque sont des sols dont l'arrangement des particules se rassemblent à la disposition des nids d'abeilles (**Fig.2-1**). Les grains des sols affaissables sont liés par des forces de liaisons ou par un agent de cimentation, en contact avec l'eau ces derniers se déplacent par perte d'énergie au cisaillement et donne un nouvel arrangement de l'ossature granulaire du sol.

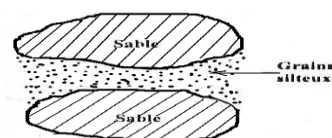


.2-1:Structure des particules en nids d'abeilles.

Selon Dulbey (1970) puis Barden et al (1973),il ya trois (03) conditions qui causent l'effondrement :

- 1-Une structure ouverte, potentiellement instable, partiellement saturée.
- 2-Une valeur assez élevée de la composante de contrainte appliquée qui développe un état métastable.
- 3-Les particules du sol sont liées entre elles par des forces ou des matériaux cimentaires sensibles à l'eau.

Les sols granulaires tels que les sables, graviers ont des structures simples dont la jonction entre les grains est due à des forces de gravitation, les forces capillaires ont une base temporaire, car ils dépendent du degré de saturation, les formes prises par le ménisque d'eau (**Fig.2-2**) dues à l'interface air-eau, met l'eau en



tension capillaire et l'excès de pression interstitielle (U) devient négative cela augmente la contrainte effective (σ') et dépasse même la contrainte totale ($\sigma' > \sigma$).

Fig.2-2 : Liaison par tension capillaire.

Si à ce stade, le sol est saturé, la pression effective diminuera et de même pour la résistance au cisaillement, qui peut conduire à un glissement relatif entre les grains du sol ; pour les sols macroporeux ce glissement se manifeste par une baisse de volume (**Fig.2-3**).

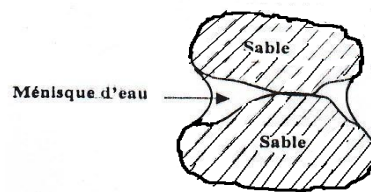


Fig.2-3 : Liaison par grains silteux.

Dans le cas des liaisons en argiles, chaque particule a une charge négative compensée par les cations de la double couche qui l'entoure. Deux particules se repoussent mutuellement quand ils communiquent avec leurs doubles couches (**Fig.2-4**), en plus de cette répulsion, il existe une force d'attraction entre les particules dues à des forces de liaisons secondaires, ces forces dépendent de la distance entre les particules, par conséquent ces derniers vont attirer ou repousser selon la distance entre les particules et la résultante de ces deux forces (**Fig.2-5**).

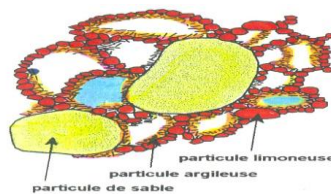


Fig.2-5 : Liaison par des ponts argileux.

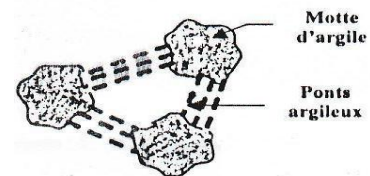


Fig.2-4 : Liaison par agrégats d'argiles.

Il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et un processus d'approche entre les grains développe ce phénomène est appelé **floculation** (**Fig2-6**).

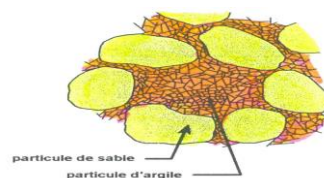


Fig.2-6 : Liaison par l'argile floculée.

En fin quelque soit le type de la saturation du sol, il y'a toujours des forces qui lient une particule à l'autre ; dans certains cas : particules- particules par des forces extérieures ou capillaires et d'autres cas ces

liens peuvent être physico-chimiques ou de nature électrique et dans d'autres cas absence de contact direct entre les particules.

2-8 Les différents types de prédiction

Il existe une littérature abondante sur les différentes méthodes d'identification et de prédiction des sols affaissables, Rocca (1985), Lopez Corral (1977), Redolfi et al (1986), et d'autres tels que Reginatto (1970-1974), Lutengger et Saber (1988).

Dans notre cas on insiste sur l'approche générale du problème et les méthodes présentées, celle-ci pourrait être classée en trois (03) types :

-Méthodes basées sur l'identification des paramètres physiques (unité de poids, les limites, la taille des particules...etc.).

-Méthodes expérimentales (simple et double oedomètre, triaxial).

-Méthodes fondées sur l'ampleur de l'effondrement.

2-8-1 Méthodes basées sur les paramètres physiques du sol

Plusieurs critères ont été proposés par des chercheurs permettant de reconnaître l'aptitude de sol à l'effondrement. Ces critères sont fondés sur plusieurs paramètres qui nous les regroupant en fonction des paramètres utilisés.

a) Basées sur l'indice des vides :

- **Denisov (1961)** : A établi l'affaissement comme suit :

e_L , e_o : indice des vides à la limite de liquidité et à l'état initial (teneur en eau naturelle) respectivement.

Si : $K < 1 \rightarrow$ L'effondrement se produit.

- **USSR Building codes** : Pour les sols dont le degré de saturation $S_r \leq 0.6$

$$K = (e_o - e_L) / (1 + e_o)$$

Le sol est susceptible à l'effondrement si : $K \leq -0$.

D'autres auteurs ont utilisé la relation pour évaluer la magnitude d'affaissement due à la charge appliquée et à la combinaison de l'effet de la charge et saturation.

$$R_p = (e_o - e_p) / (1 + e_o)$$

$$P_t = (e_o - e_w) / (1 + e_o)$$

R_p : coefficient d'affaissement dû à la charge seule.

P_t : coefficient total d'affaissement.

e_p, e_w : indice des vides à l'oedomètre sous la pression (P) et Indice des vides après inondation sous une pression (P).

b) Basées sur la teneur en eau naturelle et les limites d'Atterberg :

-Priklonskij (1985) :

$$K_d = (w_L - w_o) / I_p$$

w_L : limite de liquidité.

$K_d < 0 \rightarrow$ sols fortement affaissables

w_o : teneur en eau naturelle.

$K_d \geq 0.5 \rightarrow$ sols non affaissables

I_p : indice de plasticité ($I_p = W_L + W_p$).

$K_d > 1.0 \rightarrow$ sols gonflants.

-Féda (1964):

$$K_L = ((w_o / S_r) - w_p) / I_p$$

S_r : degré de saturation.

w_p : limite de plasticité.

Pour : $S_r < 1$ et $K_L \geq 0.85 \rightarrow$ Le sol est effondrable.

c) Basées sur la densité sèche et les limites d'Atterberg :

-Gibbs (1961):

$$R = ((\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_s) / W_L$$

γ_w : densité de l'eau.

γ_d : densité sèche du sol.

G_s : densité spécifique des grains solides.

Si: $R \geq 2\% \rightarrow$ Sol effondrable.

-Zur et Wiseman (1973) :

$$R = \gamma_d / \gamma_l$$

$R < (1.0 \div 1.1) \rightarrow$ sol effondrable.

-Clivenger (1985) :

$\gamma_d < 1.44 \text{ t/m}^3 \rightarrow$ Sol susceptible à effondrement.

d) Basées sur d'autres paramètres

-Stephanoff & Kremakova (1960): $\delta = K (\eta - 40) \cdot (30 - w_o)$

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

η : porosité initiale.

w_o : teneur en eau initiale.

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

Nature	Sable Lössique	Löss Sableux	Löss	Löss Argileux	Löss très Argileux
--------	----------------	--------------	------	---------------	--------------------

K	0,02	0,03	0,05	0,08	0,09
---	------	------	------	------	------

Tableau 2-1 : Coefficient K de Stephanoff & Kremakova (1960).

-Féda (1966) :

$\eta \geq 40\%$ Sol susceptible à l'affaissement.

-Reginatto et Ferrero (1973) :

$$C = (P_{cs} - P_0) / (P_{cn} - P_0)$$

C : le coefficient d'affaissement

.C = 1 → le sol a la même conduite qu'un sol ayant quelque degré de saturation. Peu de sols qui ont ce caractère. Généralement C < 1.

0 < C < 1 → le sol est conditionnellement affaissable.

C < 1 → sol non affaissable.

C < 0 c.-à-d. $P_{cs} < P_0$ → le sol ne supporte pas son propre poids lorsqu'il est saturé. Les sols avec ses caractéristiques, sont définis comme « vraiment collapsible ».

C = -∞, $P_{cn} = P_0$ → le sol normalement consolidé (cas non commenté).

P_0 : pression verticale totale due à la surcharge.

P_{cs} : la pression totale de l'affaissement du sol à sa teneur en eau naturelle.

P_{cn} : la pression totale de l'affaissement lorsque le sol est saturé.

- Kristilov (1980):

$$\delta = 0.166S_r^2 + 0.665I_p + 0.0.1655S_r + 0.854 I_p.S_r$$

$\delta \geq 2\%$ → Sol affaissable.

-Anderson (1985):

$$R = 5.5 - 3.82 \log (w_l/w_p) - 1.63 \log w_o - 1.24 \log C_u - 0.918 \log P_{10} + 0.465 \log (D_{60}/D_{40}) - 0.45 \log (D_{99}/D_{50}) - 0.303 P_{200}$$

$R \geq 2\%$ → Sol affaissable.

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

P_{10} : la fraction du sol passant à travers le tamis n° 10 (2mm).

P_{200} : la fraction du sol passant à travers le tamis n° 200 (0.075mm).

D_x : le diamètre à travers lequel passe x % du sol.

-Ayadat et Al (1996) :

$C_u \geq 12$ → affaissement très probable.

$4 < C_u < 12$ → affaissement probable.

$C_u \leq 4$ → pas de risque d'affaissement.

2- 8-2 Les méthodes expérimentales

Il y'a deux types (02) de méthodes

: *a) Méthodes qualitatives*

b) Méthodes quantitatives (Double oedomètre)

a) Méthodes qualitatives :

Ce test « sausage test » Clémence (1985), exécuté sur terrain en prenant une quantité de sol à la main, on l'a partagé en deux parties approximativement égales ensuite on fait mouiller à l'eau l'une des deux et on l'enroule entre les deux mains sous forme d'une boule. Puis on compare les deux volumes, le sol est susceptible à l'effondrement si le volume mouillé est plus petit que l'autre.

On peut décrire qualitativement le phénomène d'effondrement à l'aide de la notion de structure effondrable définie par Dudley (1970) : composition d'agrégats ou de grains rassemblés avec des matériaux de contact (argiles ou limons) ou des forces de liaison importantes dues à la succion ou à la cimentation. Lors de l'humidification, les matériaux de contact vont adsorber de l'eau, conduisant à un ramollissement mécanique ; la succion va diminuer à zéro. On a dans ce cas un sol moins résistant, qui va s'effondrer si la contrainte mécanique est suffisamment grande. Pour des structures cimentées, l'effondrement ne dépend pas à priori de l'humidification, il se produit seulement quand les liaisons de cimentation sont brisées par des contraintes mécaniques.

Les loëss ont généralement une teneur en carbonate importante, signe d'une cimentation importante. C'est ainsi que pour mobiliser le deuxième type d'effondrement lié au changement de la teneur en eau, il est nécessaire de s'affranchir de la cimentation par un moyen mécanique.

Ceci explique en partie pourquoi il faut mouiller le sol sous une certaine charge pour avoir l'effondrement. Avec un sol du premier type, comme le loëss d'Iowa aux Etats-Unis, Harrison a montré que la rupture de la cimentation peut facilement être mise en évidence par le changement de la valeur du coefficient de pression latérale de terres au repos généralisé K_0 (rapport de la contrainte totale horizontale à la contrainte totale verticale) lors d'un essai de compression à déformation latérale nulle. Il a obtenu une valeur de 0,23 avant l'effondrement, contre 0,54 après l'effondrement Dudley (1970), a conclu que l'effondrement et la cinétique correspondante dépendent de :

1) La minéralogie des matières constitutives : la présence des argiles actives favorisera le gonflement, ralentissant et réduisant l'effondrement.

2) La fraction argileuse : l'effondrement est d'autant moins important que la fraction argileuse est importante.

3) La forme des grains et leur granulométrie : plus la forme est irrégulière ou plus la granulométrie est étalée, plus τ_{\max} est important (σ_n , ϕ plus importants).

4) La teneur en eau naturelle : la succion (S) qui conditionne la cohésion (C) et la contrainte normale (σ_n) est d'autant plus importante que la teneur en eau est faible.

5) L'indice des vides : variable reflétant la présence des macropores pouvant accueillir des grains pendant des contacts initiaux.

6) La dimension et la forme des pores : qui conditionnent la succion S.

7) Les éléments de cimentation : qui jouent sur la cohésion c.

8) La nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle : qui définissent la succion osmotique. Sur le plan expérimental, l'effondrement du sol peut être déterminé soit à l'oedomètre soit au triaxial. Deux méthodes peuvent être appliquées avec chaque appareil :

- ✓ Saturer l'éprouvette du sol sous une contrainte donnée.
- ✓ Considérer la différence d'indice de vides entre la courbe de compression saturée et celle non saturée (à teneur en eau constante).

b) Méthodes quantitatives (double oedomètre) :

Avec l'oedomètre, la première méthode est connue sous le nom du simple oedomètre et la seconde du double oedomètre. L'avantage du double oedomètre est qu'on balaye avec deux essais toute la gamme de contraintes. Les deux sont donc complémentaires.

Jennings & Knight (1957) ont proposé un test simple appelé le double oedomètre test qui permet non seulement de donner des informations qualitatives sur l'effondrement des sols mais aussi de quantifier l'affaissement pour n'importe quelle charge appliquée sur ces sols.

Le principe du test consiste dans l'exécution de deux essais de compressions à l'oedomètre :

- un essai d'une teneur en eau initiale constante, correspondant à l'état naturel initial du sol.
- un test dans lequel l'échantillon non saturé est mouillé sous une charge faible et par la suite chargée à l'état d'aspiration zéro, proche de la saturation (pré saturation). Puis on superpose les deux courbes de consolidation : $e = f(\log \sigma)$.

L'effondrement en fonction de la contrainte appliquée est tiré de la différence entre l'indice des vides prélevés sur les deux courbes sous la pression correspondante, pour la teneur en eau considérée. Jennings & Knight (1975) ont montré que le potentiel de collapse (CP) est calculé à l'aide de la formule suivante:

$$\text{CP (\%)} = [\Delta e / (1+e_0)].100$$

Potentiel de collapse (%CP)	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sèvres
> 20	Troubles très sèvres

Tableau 2-2: L'importance de l'affaissement en fonction du % CP

Piggs et Schmidh (1980) conseillent d'utiliser les essais de plaques ou les essais standards pour éviter les dépenses coûteuses et les pertes de temps dans leurs réalisations.

Les études menées par A.zur (1969), A.luttengger (1988) et P. delage et al (2001) sur les différents types de sols affaissables sur lesquels ont réalisé les deux types d'essais (simple et double oedometre). Ils constatent que l'affaissement donné par le double oedomètre est toujours supérieur à celui donné par l'essai simple.

2-8-3 Les méthodes fondées sur l'ampleur de l'effondrement

Selon (Grigoryan et Ivanov (1968)) L'ampleur de l'effondrement de règlement par mouillage produit par la fonction de masse dépend à la fois :

✓ **Des facteurs intrinsèques des sols :** Un aspect important du comportement de ces sols qui influent sur leur forte hétérogénéité. Les loess sont considérés comme des sols homogènes mais en réalité sont des sols hétérogènes, cela est due à la présence des macrospores laissés par des racines ou des insectes et des trous isolés de concentration de carbonate...etc. qui peuvent perturber les caractéristiques de déformations.

Un autre aspect ajouté par Bally et al (1969) c'est l'hétérogénéité de la variation locale des caractéristiques chimiques et minéralogiques.

✓ **Des facteurs externes** (types de mouillage des sols).

-Bally et al (1973):

$$I_{mg} = \sum i_{mgj} \cdot h_j$$

i_{mgj} : coefficient de tassement à l'oedometre quant il est inondé.

h_j : épaisseur de la couche j en mètres.

I_{mg} : potentiel de l'affaissement total ($I_{mg}=10\div 12$ cm/m pour les loess)

- Code R.P .Chine.

Suite à une approche de Lin et Liang (1982), Lin et Wang (1988)

L'évaluation de la susceptibilité à l'effondrement d'un site donné se déroule en deux étapes :

a) La Première étape: l'évaluation de l'autocollapsibilité et la détermination du site « type »

(Type 1 ou type 2). L'ampleur de l'effondrement du poids propre Δ_{ZS} est obtenue similaire à celle de Bally et al.

$$\Delta_{ZS} = \sum \delta_{ZSj} \cdot H_j$$

H_j : épaisseur de la couche en centimètres.

δ_{ZSj} : coefficient d'effondrement de la couche j en cm/m ou en % obtenus par des essais oedométriques ou le sol est inondé et chargé à son poids propre.

$$\delta_{ZS} = (h_1 - h_{1s}) / h_0$$

$\sum \delta_{ZSj}$ doit être supérieur à 0.015

Si : $\delta_{ZS} < 7$ cm → Le sol mouillant est autocollapsible le site de classe est « type 2 ».

$\delta_{ZS} > 11$ cm → Le sol mouillant est autocollapsible le site de classe est « type 1 ».

$7 \text{ cm} < \delta_{ZS} < 11 \text{ cm}$ → Le type de sol doit être déterminé après une étude appropriée de la géomorphologie, la stratigraphie et les caractéristiques structurelles du sol.

b) La deuxième étape : l'évaluation de la collapsibilité et le « degré d'effondrement »

Du sol de fondation, c'est de préparer des échantillons représentatifs de chacune des couches à une pression de 200 KPa et puis les inondés, l'ampleur de l'effondrement est :

$$\Delta_s = \sum \delta_{sj} \cdot H_j$$

δ_{sj} : coefficient de collapsibilité pour une pression de 200KPa. On ne tient compte que des valeurs de $\Delta_s > 0.015$.

$$\delta_s = (h_{HN} - h_s) / h_0$$

h_{HN} : hauteur de l'humidité naturelle du sol ($\sigma = 200$ KPa).

h_s : hauteur du sol saturé ($\sigma = 200$ KPa).

h_0 : hauteur initiale de l'échantillon.

Les différences entre les méthodes utilisant la pression initiale pour l'effondrement et l'utilisation de l'ampleur de l'affaissement se situent principalement en ce que l'évaluation du première est faite sur place et à chaque niveau du profil ou couche par couche permettant ainsi d'indiquer les épaisseurs des sols et de donner le degré de susceptibilité d'effondrement à chaque couche. Dans la deuxième méthode basée sur l'ampleur de l'effondrement de son poids propre, ne donne qu'un global profil du sol sur le site analysé.

2-9 Les paramètres qui influent sur l'affaissement

Généralement les combinaisons des facteurs comme (minéralogie, granulométrie) des sols, état des contraintes appliquées, degré de saturation partiel in-situ ou la densité de compactage naturel. La nature de l'agent chimique de cimentation qui remplit les pores et la quantité d'eau inondant le sol (due à la remontée

de la nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies...etc.), étaient les paramètres primordiaux dans l'effondrement des sols.

Dudley (1970), Vergas (1973), Zur&Wiseman (1973), Prusza choudry (1979) Ganeshan (1982) ont appuyé sur l'histoire de l'influence de la contrainte sur le potentiel d'affaissement des sols. Dudely(1970), Morgenstern et De matos(1975), Zur&Wiseman(1973), Ganeshan(1982), ont démontré que le défaut de la teneur en eau est l'une des principales causes de l'effondrement ; Milovic (1969) Markin(1969), Dudley(1970), Booth(1975), Ting(1979), Ganeshan(1982), ont amené sans cibler l'influence de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation sur la conduite de l'affaissement des sols.

Markin (1969), Prusza et choudry (1979), proposent même un degré de saturation initiale entre (60 ÷ 65%), au delà de cette limite la susceptibilité d'affaissement n'apparaît pas dans le sol. Des études de Booth (1975) et Ganeshan (1982) ont indiqué que l'affaissement pour les échantillons dont le degré de saturation initiale dépasse (50 ÷ 60%) diminue considérablement et devient même indépendant de la contrainte appliquée après mouillage.

Booth (1975), en particulier a présenté des données convaincantes en suggérant que l'affaissement à bas degré de saturation (10 ÷ 50%) est proportionnel au dessus de certaines valeurs de la contrainte appliquée [pour certains sols cette valeur et plus grande que (10 Kg/cm²)].

2-9-1 Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP

Lors de l'application d'une charge macroscopique (isotrope ou non), une contrainte normale σ_n et une contrainte tangentielle τ vont être engendrées localement. Dans le cas d'une cimentation importante, τ_{max} est essentiellement définie par la cohésion c .

Si la condition $\tau > \tau_{max}$ est vérifiée, des glissements relatifs des grains se produisent, conduisant à l'effondrement de la structure : c'est l'effondrement dû à la cassure des liaisons cimentées.

En revanche, dans le cas d'une cimentation faible, τ_{max} est conditionnée par la succion. Une infiltration d'eau aura pour conséquence de diminuer la succion, engendrant ainsi une diminution de la cohésion c (ramollissement des matériaux de contact) et une diminution de la contrainte normale σ_n . Par conséquent, on aura une résistance au cisaillement réduite, provoquant la situation $\tau > \tau_{max}$, donc l'effondrement.

Richard.L.Hinday (1994) a conclu que la force latérale senti in-situ est mesurée en fonction de K_0 dans les lœss collapsible en deux sites testés : la première zone surfacique, la pression latérale n'influe pas sur le profil du sol et identique que le l'échantillon dans cette zone est sur-consolidé et non apte à l'effondrement. Au dessus de cette zone, la pression latérale devient basse et avec une cimentation constante et suffisante, les lœss continus à accumuler la compression. Dans cette zone la pression latérale comprime le

sol suivant la loi de poisson, il est sous-consolidé et apte à s'effondrer. L'augmentation de cette pression après l'effondrement dépend de la force résiduelle qui apparaît pour relier la distance au dessus de la nappe phréatique ce qui réduit la susceptibilité à l'effondrement. Dans cette zone la teneur en eau est égale ou excède la limite de liquidité, la pression latérale et verticale seront égales $K_0=1$, cette force hydrostatique apparaît sous condition de causer un état non drainé pendant l'effondrement et maintient le sol de se rompre.

2-9-2 Influence des particules fines (<80µm) sur le CP

Barden, A.McGown et K.collins dans leur publication de (1973) ont déduit que la première cause de collapse des structures métastables d'une argile compactée à sa densité optimum de Proctor et visuel au niveau de la macrostructure plutôt que la microstructure, cela est due à des fines particules plates d'argile qui vont s'assembler pour former un volume lâche effectif. En fin ils ont conclu que le mécanisme du collapse qui gouverne les sols métastables compactés n'est pas dû à l'arrangement des particules d'argile plates à un micro échelle mais plutôt à des agrégats plats d'argile formés par des grains effectifs de la macrostructure. Pour Fookes et Best (1996), les lœss éoliens venant du Belgique qui ont 20% de matière de cimentation à savoir le carbonate de calcium et un indice de vide de 0.85 peuvent subir un effondrement partiel. Dibben et al (1998) ont déduit à partir des essais oedométriques (simple et double) sur des échantillons de lœss artificiels saturés à base de kaolinite chargés de 5 à 1600 KPa, le maximum de collapse se produit lorsque le taux d'argile atteint 25% qui correspond expérimentalement à 18% de kaolinite. Dudley a conclu que la minéralogie des matières constitutives (présence d'argile) favorise le gonflement et ralentit l'effondrement cela veut dire que l'affaissement est moins important que la fraction argileuse est importante. Bull (1974) a montré que le tassement maximal peut se produire, lorsque la proportion d'argile est de 12% des grains solides, au dessous de 5% on observe un faible tassement et au dessus de 30% le sol gonfle.

Lawton et al (1992) ont montré que le maximum du potentiel d'affaissement (CP) est atteint quand le taux d'argile est compris entre 10 % à 40%, Handy (1993) constate que le sol a une grande aptitude à l'effondrement, lorsque la teneur en argile est de 16%, entre 16 et 24% probabilité d'affaissement, entre 24% et 30% il y'a une probabilité de 50% que le sol ne s'effondre pas. Ayadat et al (1998) ont conclu que les sols sont susceptibles à s'effondrer lorsque le coefficient d'uniformité

$C_u \geq 12$, $4 < C_u \leq 12$ risque d'effondrement, $C_u \leq 4$ risque de l'effondrement à écarter.

2-10 Perméamètre à charge constante

L'érosion interne est la première cause des ruptures et d'incidents des levées, digues et barrages dans le monde .En effet, ce phénomène, se traduit par l'apparition de fuites parfois très importantes sous les ouvrages hydrauliques, peut être l'une des causes majeures de leur rupture. La survenance de tels accidents

peut engendrer des pertes matérielles et vies humaines désastreuses et avoir des conséquences dramatiques sur le plan socioéconomique. Selon Foster et al 2000, parmi les 136 accidents observés sur les 11192 barrages en terre, 46 % sont causés par l'érosion interne, 6% par glissement 48% par surverse. De nombreux cas de ruptures de barrages à travers le monde qui ont ponctué l'histoire ont été rapportés dans la littérature (Fry et al, 1994, Foster et al, 2000). Un des exemples récent qu'on pourrait citer est la rupture du barrage des Ouches dans le Puy-de-Dôme (France) en juillet 2001.

Durant cette dernière décennie, plusieurs travaux de recherche ont été menés pour reproduire et étudier le phénomène d'érosion interne au laboratoire. L'accent a tout d'abord été mis sur le développement d'expérimentations destinées à mettre en évidence ce phénomène. Toutefois, les premières études étaient plus qualitatives que quantitatives et ne permettaient d'identifier que la dispersivité des matériaux étudiés (Sherard et al, 1976). Plus récemment, des efforts considérables ont été réalisés pour caractériser le phénomène d'érosion interne quantitativement (Lefebvre et al, 1985). Un des essais qui a été le plus distingué est l'essai d'érosion dans un trou (*Hole érosion test*). Une avancée considérable a été atteinte dans ce domaine, notamment avec les travaux de Wan et Fell (2002, 2004) qui ont réalisé un grand nombre d'essais de type hole érosion test sur différents sols.

Le travail de recherche entrepris dans le cadre de cette problématique vise à améliorer les connaissances et à mieux cerner la dynamique de l'érosion interne. L'étude de l'initiation et le développement de l'érosion interne sont menés sur de matériaux constitués soit d'un mélange de sable fins ou bulles de verre. A partir d'une étude paramétrique, on cherche à évaluer l'influence de différents paramètres (granulométrie du matériau constituant la matrice, granulométrie des fines, densité des fines, pourcentage de fines, état de compacité, gradient hydraulique.) sur le processus de migration de particules dans la matrice granulaire.

Dans notre cas on s'intéresse sur l'influence de la charge hydraulique (gradient hydraulique), de l'énergie de compactage sur le processus de migration des particules.

2-10-1 Définitions

-L'érosion désigne généralement le détachement des particules de la structure des sols, sous l'action mécanique ou chimique d'un fluide qui le traverse. On distingue l'érosion de surface s'il s'agit d'un écoulement de surface et de l'érosion interne s'il s'agit d'un écoulement de nappe.

-L'érosion interne provient de la migration, sous l'action d'un écoulement, de certains grains constitutifs de l'ouvrage. Cette migration est mal connue à cause de sa complexité et de sa difficulté à être détectée. Elle engendre une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage. La perméabilité du matériau peut être considérablement modifiée ce qui peut

provoquer une perte d'étanchéité ou des surpressions interstitielles. L'arrachage de certains grains porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture de l'ouvrage.

2-10-2 Mécanisme de l'érosion interne

L'érosion interne est un mécanisme qui comporte deux (02) processus principaux :

L'arrachement des particules et leur *déplacement*, son identification peut être problématique, même en laboratoire, compte tenu de non homogénéité due à l'hétérogénéité des sols, c'est ainsi que les interprétations de Monnet, 1998 et Skempton et Borgan, 1994 divergent à propos d'une même campagne d'essais. Le processus d'arrachement des particules se manifeste au niveau de la structure sous la forme d'érosion régressive, de débouillage ou de bouillasse. Le transport agit par développement du phénomène de **renard** ou de **suffusion**.

Le renard ou « **piping** » en anglais: encore relativement mal connu, difficilement détectable et analysable, et particulièrement dangereux par sa rapidité d'apparition et de dégénérescence en rupture de l'ouvrage, correspond à la création d'une conduite dans un ouvrage par arrachage régressif des particules de l'aval du sol vers un milieu extérieur et en progressant vers l'amont. La granulométrie du sol varie due à l'explosion des particules du milieu, ce qui provoque une diminution du volume solide total. Pour réduire les risques du renard en place généralement des filtres en géotextile sous le parement aval de l'ouvrage.

La suffusion : commence par une redistribution des particules fines à l'intérieur de la même matrice granulaire. Dans cette situation, certaines particules en mouvement peuvent être piégées après certaine distance dans les vides formés par un squelette de particules plus grossières. La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité diminue (porosité), dans les zones de blocages des particules et une augmentation de ces mêmes particules dans les zones d'entraînement Barakat 1991, Tarog2000. D'après Kenney et Lau, 1985, Lafleur, 1989, Barakat, 1991, Tomlinson et Vaid, 2000 un sol pulvérulent est constitué d'une structure primaire et d'une structure secondaire.

La structure primaire est constituée de grains qui assurent la résistance du sol, ces particules modifient la résistance du sol et peuvent provoquer un effondrement.

Par contre la structure secondaire est constituée de grains libres qui ne participent pas à la résistance et qui peuvent se déplacer facilement dans les sols, sous l'action d'une sollicitation mécanique (vibration) ou d'une sollicitation hydraulique (écoulement de fluide). Barakat 1991 précise que le départ des grains par le phénomène de suffusion n'influe pas sur la résistance des sols. Toutefois Ayadat et al 1998 ont montré que le phénomène de suffusion provoque une modification du potentiel d'affaissement pour les sols cohésifs et que l'augmentation du gradient hydraulique accentue la suffusion. Généralement l'évolution de ce phénomène est très lente, ce qui permet de le détecter et d'agir en conséquence.

2-10-3 Critères de développement de l'érosion interne

Pour caractériser l'initiation et le développement de l'érosion interne de nombreux critères ont été développés soient les suivants :

a) Une approche granulométrique

b) Une approche hydraulique

a) L'approche granulométrique :

En considérant la capacité des gros grains à s'opposer à l'érosion des grains plus petits Kenney et Lau, 1985 ont élaboré des critères à partir de l'allure de la courbe granulométrique. De matériaux granulaires ou à faible proportion de fines. Cette méthode a également été validée pour les écoulements ascendants par Skempton et Borgan., 1994, puis complétée par Monnet, 1998. Pour tenir compte de la présence éventuelle d'un filtre, Lafleur (1999) compare l'ouverture des pores du filtre avec un diamètre équivalent des grains déterminés selon la courbe granulométrique et le coefficient d'uniformité, l'inconvénient de cette approche, la non prise en compte de la porosité et du confinement du sol. Pour réduire les risques de renard, les ouvrages hydrauliques en terre comportent fréquemment un filtre généralement placé sous le parement aval. Ce filtre peut être en géotextile ou constitué d'une couche d'un autre sol, doit être bien adapté sinon sa présence risque d'aggraver les risques de glissement par l'apparition de surpressions interstitielles lors du colmatage du filtre.

Ce constat a conduit plusieurs auteurs à rechercher le filtre idéal, Lafleur, 1999, Si l'ouverture du filtre est suffisamment petite, le phénomène de suffusion se produira avec colmatage du filtre. Une grande ouverture provoquera un renard, par contre une ouverture intermédiaire pourra s'accompagner d'une stabilisation de l'érosion en forme de voûte dite zone d'auto-filtration. Plusieurs méthodes empiriques permettent de déterminer l'ouverture du filtre. Nous pouvons notamment citer la méthode de Lafleur, 1999, pour les sols pulvérulents et celle de Mlynarek et Vermeersch., 1999 pour les sols cohérents, celle-ci étant basée sur la granulométrie, l'indice de plasticité et le pourcentage de dispersion (norme ASTM D4221).

b) L'approche hydraulique :

Pour caractériser l'initiation de l'érosion interne, plusieurs chercheurs reposent sur des expressions du gradient hydraulique critique minimal susceptible de générer une érosion. Certaines formulations dépendent étroitement de la configuration étudiée et sont donc difficilement généralisables. Pour les sols cohérents, Khilar et al 1985 expriment le gradient hydraulique d'érosion en fonction de la contrainte de cisaillement hydraulique (τ_c), de la perméabilité intrinsèque et de la porosité. La difficulté réside dans l'identification de la valeur de (τ_c) qui dépend de la minéralogie de l'argile et de la nature du fluide interstitiel. Pour les sols pulvérulent Dan Adel et al, 1998 (cite par Blais 2003), ont proposé une expression simplifiée du gradient hydraulique critique en fonction de l'allure de la courbe granulométrique.

L'essai au "**Pinhole test**" Selon Sherard et al. (1976), est le meilleur essai pour l'identification des argiles dispersives comparé à d'autres essais de même type. Vardoulakis et Papamichos (2001), modélisent le développement d'un renard à l'aide des paramètres suivants : porosité initiale, perméabilité, viscosité, pression de confinement, gradient hydraulique et de deux coefficients hydrauliques.

De nombreuses études expérimentales (Sherard et al (1984) ; Kenney et al (1985) ; Reddi et al (2000); Tarog (2000) ; Bendahmane (2005) destinées à déterminer l'influence d'autres paramètres (vitesse d'écoulement, orientation de l'écoulement, confinement, réaction chimique) ont permis d'améliorer les critères granulométriques ainsi que la compréhension des phénomènes d'érosion de surface et interne.

2-11 Méthodes de traitement des sols affaissables

2-11-1 Généralités

Lorsque la construction d'un ouvrage est décidée sur un terrain fixé dont la stratigraphie peut être constituée d'un sol dit "à problèmes" deux problèmes se posent le plus souvent. En premier lieu, il faut recourir à une opération dite d'amélioration du sol pour rendre faisable la construction de l'ouvrage en question dans un délai raisonnable. En second lieu, il faut tenir compte du coût de l'opération d'amélioration en évitant qu'elle soit disproportionnée par rapport au coût d'une autre solution de fondation envisageable. L'opération d'amélioration s'accompagne, donc, de certaines performances qui conduiront à des nouvelles propriétés et caractéristiques du sol initialement à problèmes. C'est dans cette vue qu'une technique d'amélioration d'un sol est décidée.

Par ailleurs, la technique d'amélioration nécessite au préalable une vérification de la faisabilité de son exécution dans les conditions géotechniques du projet visé, et, d'autre part, la quantification des performances pré dictées pour le sol amélioré. Cela implique la réalisation de plots d'essais sur une plateforme très proches de l'emplacement de l'ouvrage. Ce qui permettra de comparer entre les propriétés du sol de fondation avant et après l'opération d'amélioration.

Les résultats de ces essais servent également à la validation de méthodes de calcul spécifiques à la technique d'amélioration exécutée. Lorsqu'on opte pour une technique d'amélioration donnée on est amené le plus souvent à compléter les résultats issus de la première campagne de reconnaissance géotechnique du sol. En effet, on aura à déterminer des paramètres supplémentaires qui soient relatifs au sol initial et à la technique d'amélioration décidée aussi bien pour les modalités d'exécution que pour les besoins du calcul et du dimensionnement.

Néanmoins, une dernière étape devrait s'ajouter dans un projet d'amélioration des sols, en particulier, qui est celle du suivi dans le temps du comportement de l'ouvrage construit sur le sol amélioré.

Cela nécessite également l'enregistrement de mesures qu'il faudra traiter et analyser ultérieurement en vue d'une meilleure justification de la technique d'amélioration retenue.

2-11-2 Domaines d'application des techniques d'amélioration

Le sol initial, ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une technique d'amélioration donnée. En effet, compte tenu des deux grandes classes de sols bien connus, à savoir pulvérulents ou fins, on comprend naturellement qu'il existe une différence entre les techniques d'amélioration appropriées à chacune de ces classes. Par ailleurs, en plus, sachant qu'il existe une bonne majorité de sols appartenant à la catégorie de sols intermédiaires, d'autres dérivées de techniques peuvent être envisagées. Dans la pratique, en fonction du projet en vue d'être exécuté, on peut faire recours à l'exécution de deux techniques différentes d'amélioration des sols.

Il faut également souligner, sur le plan économique, l'importance des techniques d'amélioration des sols comme étant une solution alternative à d'autres modes de fondation plus coûteux. A titre d'exemples, le renforcement par colonnes et le renforcement par micro pieux représentent deux techniques dont l'usage est devenu bien pratiqué à l'échelle internationale. En raison, d'une part, de leurs exécutions relativement rapides, et, d'autre part, des circonstances actuelles concernant le coût de plus en plus cher, en particulier, de l'acier le renforcement par colonnes et le clouage représentent deux opportunités à saisir pour remplacer le mode de fondation sur pieux. Une telle opération est bien entendu possible en particulier dans le cas d'ouvrages transmettant un chargement quasi uniforme sollicitant le sol sur une profondeur ne dépassant pas les vingt mètres.

2-11-3 Différentes méthodes de traitement

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Il doit envisager d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante.

Un grand nombre de procédés existent et diffèrent selon la nature du sol et le type de projet à exécuter, une part, certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, 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.

a) Traitement par compactage :

Compacter un sol consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique (force, vibration, combinaison des deux, chocs,...) par ajout d'une quantité d'eau, pour accroître sa densité en place et resserrer sa texture.

Cette diminution de volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial. La teneur en eau du sol n'est donc pas modifiée (il s'agirait dans ce cas d'une consolidation).

Il peut être assuré par trois voies (Bergado et col, 1996) :

- une pression exercée par un rouleau compacteur. **Fig.2.7**
- une masse qui chute sur une hauteur donnée. **Fig.2.8**
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) (vibrocompactage). **Fig.2.9 et Fig.2.10.**

Les facteurs qui caractérisent le compactage sont en général : le poids volumique du sol sec γ_d (nature du sol), sa teneur en eau W , à partir desquels on détermine le poids volumique total (ou humide) du sol par la relation :

$$\gamma_h = \gamma_d (1 + w)$$

La compacité maximale d'un sol est atteinte lorsque son indice des vides est au minimum, cet état est atteint pour une teneur en eau du sol dite optimale dont la détermination est faite en laboratoire lors d'un essai Proctor (Bouassida et Boussetta, 2007). La teneur en eau optimale d'un sol varie dans une marge qui dépend du type de sol .Il est d'autant plus élevé lorsque la granulométrie du sol devient davantage fine (Bergado et al, 1996). On remarque que la densité sèche maximale peut augmenter en fonction de l'énergie de compactage. Par ailleurs, une même densité sèche peut correspondre à deux teneurs en eau différentes : la faible teneur en eau (côté sec) correspond à une structure plutôt dispersée des particules, alors que pour la teneur en eau élevée (côté mouillé) la structure des particules est orientée.

Pour les sols pulvérulents le paramètre physique indiquant l'état dans lequel se trouve ce sol vis-à-vis de la proportion des vides y existant est l'indice de densité relative I_D . Le compactage statique des sols fins est évoqué lors de la construction de barrages en terre et des digues à noyau Constitué d'un matériau quasiment imperméable.



Fig.2.7 : Un rouleau compacteur.



Fig.2.8 : Une masse qui chute.



Fig.2.9 : Compactage par vibro-sonde

Fig.2.10 : Compactage par plaque vibrante lourde

✓ **Traitement par compactage dynamique :**

Cette technique a été pratiquée en premier lieu par L.Ménard au début des années 70 Gambin et Col (1981), elle est recommandée pour stabiliser et densifier les sols pulvérulents situés aussi bien hors nappe que sous nappe phréatique ainsi que pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse (lœss en ex URSS).

Le tassement profond dynamique (DDC) est une technique au sol importante d'amélioration, capable de rendre une large variété de sols faibles compactés par l'augmentation de la capacité portante, la réduction des tassements et du potentiel de liquéfaction. L'amélioration a pour conséquence la portance accrue et le règlement réduit. De cette façon des conditions de sol sur beaucoup d'emplacements marginaux peuvent être améliorées au point où des bases peu profondes peuvent être employées sans recours à l'excavation ou à l'empilage profond. Tandis que le principe du tassement profond dynamique est depuis l'antiquité considérable, c'est seulement ces 15 dernières années que la technique a été sérieusement appliquée à grande échelle à la solution des problèmes par l'amélioration au sol.

Avec le compactage dynamique (DDC), la terre est soumise au damage extérieur répété employant un acier lourd et un poids concret. Typiquement le bourreur pèse entre 5 et 20 tonnes, chutant dans l'automne libre des tailles de jusqu'à 25 mètres, pour Bergado et Col (1996) jusqu'à 40 mètres. Le bourreur est lâché un nombre d'ensemble de fois sur un modèle de grille au-dessus de l'emplacement de former un passage. Deux à cinq passes dessus un emplacement, dépendant du type de sol et la condition, peut être exigée.

✓ **Vibrocompactage (Fig.2.9) :**

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. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont

réarrangés à un état compact duquel résulte une augmentation de la contrainte latérale. Le vibrocompactage est très recommandé pour les sables moyens à gros dont la granulométrie montre un pourcentage en poids de tamisât (à travers le tamis d'ouverture 0,0074 mm) en limon inférieur à 12% et un pourcentage en poids d'argile inférieur à 2%).

Le vibrocompactage est exécuté sur une profondeur variant de 3 m à 56 m, selon des mailles où la distance entre les points de traitement varie de 1m à 5m. La performance du vibrocompactage est d'atteindre généralement une densité relative du sol amélioré qui varie de 75% à 100% selon le projet. Son exécution se fait en trois (03) étapes successives :

1) La pénétration (ou fonçage) de l'aiguille vibrante à la profondeur exigée sous l'effet des vibrations et un lançage à l'eau ou à l'air.

2) L'aiguille vibrante est remontée de la profondeur maximale par passes de 0,5 m. Le sol en place (sable ou gravier) s'achemine vers la pointe de l'aiguille vibrante.

3) Le compactage est effectué avec un remblaiement depuis la surface (apport d'un matériau stocké), soit avec le sol en place dont la surface subit un affaissement. Dans ce cas un important cratère d'affaissement se forme autour du point de compactage. Le temps d'exécution d'un point de traitement par vibrocompactage dépend de l'appareil utilisé et de la profondeur à atteindre. Il existe différents types de vibreurs dont la conception répond au procédé d'exécution souhaité, par exemple:

V10 : appareil spécial pour les pieux vibrés;

V23 : appareil à tout usage, vibrocompactage et colonnes ballastées;

V32 : vibrocompactage des sables lâches;

V48 : appareil spécial pour les remblais très lâches.

A titre d'exemple, lors de la réalisation du **barrage Hidden** (USA) le record du monde en profondeur avec le V23 a été de 56m, le temps nécessaire pour l'enfoncement de l'outil était de deux (02) minutes. Le vibrocompactage en site marin se développe rapidement, deux projets à grande envergure ont fait l'objet d'un tel traitement. L'extension du Port de Monaco et celui de Patras (Grèce).

b) 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 principales causes de l'affaissement.

c) Traitement électrique :

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

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

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

d) Traitement chimique :

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

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

Elles permettent de mettre en oeuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas 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.2-11 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.

e) Compactage statique en profondeur par injection :

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

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

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

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

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

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

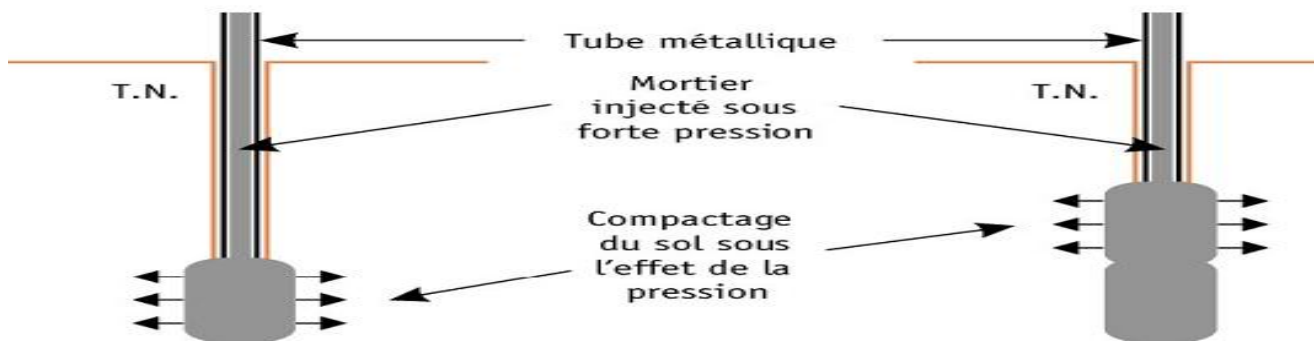


Fig.2.12 : Principe de l'injection du mortier solide à l'aide d'un tube métallique.

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

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

f) Traitements par congélation :

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

Ils existent plusieurs méthodes :

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



Fig.2-13 : Liaison par agrégats d'argiles.

g) Traitement par pré chargement :

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

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

Toutefois l'inconvénient majeur du pré-chargement, sans tenir compte du coût d'exécution demeure la *durée* qu'il nécessite pour *atteindre l'amélioration escomptée*. Outre la durée du pré-chargement, le temps d'exécution du remblai de pré-chargement et la durée que nécessite sa suppression

(à la fin de la durée fixée) ne permet d'envisager le début des travaux qu'après un temps de consolidation non négligeable (six mois au minimum) qui est parfois même comparable à celui de l'exécution de l'ouvrage. Le pré-chargement dure quelques mois pendant lesquels le processus de consolidation primaire (le sol étant saturé) s'amorce mais sans atteindre un degré de consolidation, (U), relativement élevé (supérieur à 50%). Deux conséquences en résultent :

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

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

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

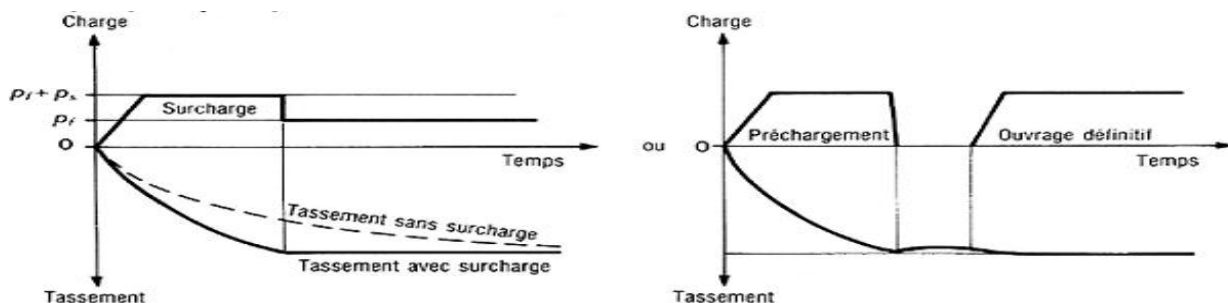


Fig.2.14 : Principe de traitement par pré chargement.

h) Traitement par drains verticaux (DV) (Fig.2.15 et 2.16) :

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

Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 m ou plus. Selon la nature et la composition des terrains, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou de granulats. Il y a deux familles de drains à savoir Magnan (1983).

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

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

Un drain de sable a une durée de vie limitée. C'est essentiellement le colmatage par le sol environnant qui risque de réduire notablement cette durée de vie, voire la condamner.

Par conséquent, un drain sera qualifié de « bien mis en place » lorsqu'il fonctionne durant toute la phase de consolidation primaire du sol à améliorer.



Fig.2.15 : Traitement par DV

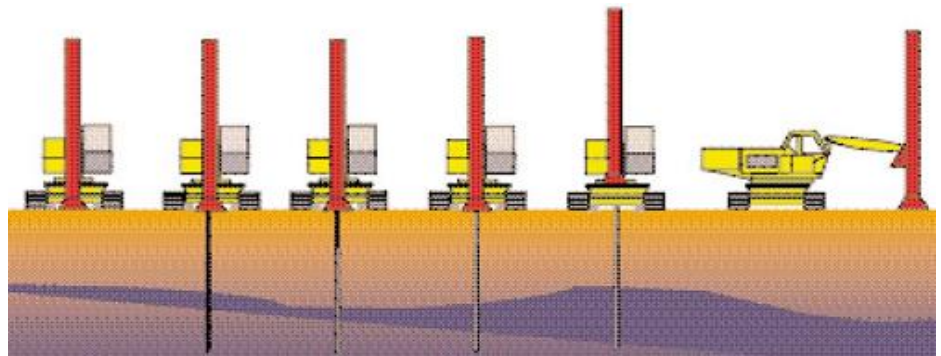


Fig.2.16 : Principe de traitement avec les DV en plastique.

2-12 Méthodes de contrôle de l'efficacité du traitement

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

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

Pour le **vibrocompactage**, la régularité et l'homogénéité du compactage sont contrôlées en enregistrant en continu l'énergie électrique consommée par le vibreur ; la mesure des tassements et des volumes de matériaux ajoutés permet d'évaluer la variation de l'indice des vides. Pour le **pilonnage**, les contrôles comportent des mesures topographiques autour et en fond d'empreinte pour mesurer les

déplacements verticaux et évaluer la diminution du volume du sol, et des mesures de pressions interstitielles pour contrôler le délai de repos entre les phases du traitement.

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

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

2-13 Quelques exemples de construction sur sol affaissable

2-13-1 Usine de verre plat Saint Gobin (Roumanie).

-**Structure** : Usine de fabrication de verre plat comportant un entrepôt de stockage de 21500 m² devant supporter une surcharge d'exploitation de 8 t/m², dans la ville de Calarasi à une centaine de kilomètres à l'est de Bucarest (Roumanie).

-**Problème posé** : un site où les conditions de sol (nappe phréatique à la surface, loess compressible affaissable et argile molle) et les risques sismique imposaient une consolidation.

-**Solutions** : Elles consistent à mettre en œuvre un dallage traditionnel de 25cm d'épaisseur reposant sur un sol consolidé par un réseau de **CMC (Colonnes Module Contrôlé)** par l'intermédiaire d'un matelas de répartition en grave de 60 cm d'épaisseur. Avec cette solution, on peut garantir un tassement absolu d'environ 3 cm et un tassement différentiel inférieur à 1/500. Pour effectuer les travaux dans des délais l'entreprise a mobilisé deux ateliers de CMC et réalisé 3900 CMC de 360 mm de diamètre (l'équivalent de 65 000 ml) selon une maille carrée de 2,25 m à une profondeur moyenne de 17 m. l'entreprise utilise trois centrales à béton pour pouvoir produire les 8000 m³ de mortier dont elle a besoin.

2-13-2 Terminal Pétrolier de Malango (Cabinda).Ph.Liaus

-**Structure** : construction de trois (03) réservoirs de type métallique, pour l'exploitation du champ pétrolier de Takula ; à toit flottant de capacité de stockage d'hydrocarbures de 90.000 m³ chacun, de 91.44 m de diamètre appliquant sur le sol une charge répartie de 14.6t/m² plus 2.5t / ml en périphérie.

-**Problème posé** : L'étude préliminaire réalisée sur le site montre que le sol de fondation étant constituée, jusqu'à profondeur reconnue de 32 m, de sable silteux en haut, argileux en suite et graveleux en bas. La nappe phréatique n'a pas été rencontrée ; du point de vue mécanique ces sables silteux sont très lâches jusqu'à 5m de profondeur.

Les différents essais réalisés aux laboratoires sur des échantillons de sol prélevés entre 0 à 5 m de profondeur : -Granulométrie : $D_{50} \sim 0.15\text{mm}$.

-Teneur en particules fines (74μ) $\sim 30\%$ constitués principalement d'argile (2μ).

-Teneur en eau $W = 6 \div 10 \%$.

-Indice de plasticité $I_p = 5 \div 7$

-Indice des vides initiaux moyen $e_i = 0.45 \div 0.50$.

-Optimum de Proctor : $W_{opt} = 10\%$.pour un indice des vides minimaux de 0.35.

-Cohésion non drainé : $C_u = 50 \text{ KPa}$.

-Angle de frottement interne $\Phi = 23^\circ$.

-Oedomètre avec saturation de l'échantillon à 150 KPa.

-D.T.S : 8% dont environ 2% d'affaissement au moment de saturation.

-Solution : Un compactage dynamique fut mis en œuvre sur une surface totale de 27000m^2 , avec une grue sur chenilles autorisant une énergie unitaire de 200 tonnes par mètres (12 tonnes lâchées de 18 mètres de hauteur) est finalement retenues avec les critères suivants :

-Un tassement maximal en périphérie de 9.5cm.

-Un tassement différentiel en périphérie de 1.5cm / 10m.

2-13-3 Barrage Medecine Creek W.A.Clevenger (1985)

-Structure: Barrage de sol compacté de 1724.40 m de long, avec un écran d'étanchéité de 19.82 m. Sol d'assise formé par des couches lœssiques de faible densité d'une épaisseur compris entre 12.20 ÷ 21.30m.

-Problème posé: Affaissement moyen de couches lœssiques saturées de 7.6% sous le poids des terres plus la pression des remblais. Sous cette pression l'affaissement total est de 91 ÷ 183 cm.

-Solution: Inondation du sol de fondation pendant 60 jours jusqu'à une teneur en eau moyenne de 12 ÷ 18%. Il n'y a pas eu tassement par saturation mais le remblai a causé un tassement de 24 à 61cm. Le réservoir a été rempli ensuite pendant trois (03) ans la courbe de tassement indique que l'affaissement a cessé.

2-13-4 Entrepôts de Naboomspuit (Afrique de Sud)

-Structure : Il s'agissait de la construction d'un dépôt consistant en 61 bâtiments à usage d'entrepôt, sur des plates formes d'environ 1500 m^2 d'emprise au sol chacune, ainsi que quelques autres ouvrages annexes de chargement et déchargement ferroviaires.

Ces entrepôts à structure béton devaient être fondés par l'intermédiaire de semelles filantes ramenant au sol des contraintes de $150 \div 200$ KPa, la surcharge d'exploitation sur dallages étant fixée à 50 KPa. Les tassements absolus de ces différents ouvrages ne devaient pas dépasser 15 à 5 mm suivant le cas.

-Problème posé : Les différentes études de sols préliminaires réalisées sur le site avaient mis en évidence la coupe type suivante :

- de 0.00 à 2.00/5.00 m (de l'ordre de 3.00m) dans la plus part des cas) : sable silteux jaune orange légèrement humide.
- de 2.00/5.00 m : substratum gréseux compact surmonté en tête par une fine couche de ferrite cimenté.

Les propriétés des sables supérieurs d'origine éolienne sont :

- Granulométrie comprise entre 0.005 et 2.000 mm.
- Teneur en eau naturelle faible, comprise entre 2 à 6% au moment de la reconnaissance pour une teneur en eau à l'optimum Proctor comprise entre 8 à 11%.
- Poids volumique sec in situ compris entre 13.7 à 16.2 KN/ m³.
- Structure macroporeuse affaissable avec des valeurs de DTS comprises entre 5 et 15%.

Le comportement particulier de ce sol a aussi été mis en évidence en utilisant l'essai pressiométrique. Des essais standard effectués à teneur en eau naturelle ont donné des valeurs de l'ordre de 20 MPa pour la pression limite caractéristique élevées dues à la cimentation.

Pour se mettre dans les conditions analogues à celle de l'essai oedométrique saturé, une sonde fut modifiée de façon à permettre une injection d'eau au voisinage de la cellule de mesure. Le module pressiométrique mesuré dans ces conditions tombait alors à des valeurs de l'ordre de 2MPa seulement confirmant ainsi l'extrême sensibilité du sol à l'eau.

-Solution : Le maître d'œuvre fait exécuter sur le site des **essais de compactage avec un rouleau dynamique à 3 cotés**, « L'impact Roller ».Ceux-ci avaient montré une efficacité beaucoup trop limitée en profondeur, malgré un grand nombre de passes. Il fut alors envisagé d'excaver tous les sols affaissables et de les remettre en place par couches soigneusement compactées, soit environ 300.000 m³ de terrassement. Les premiers essais ont montré la nécessité de procéder à une humidification du sol à traiter pour briser la structure cimentée, l'énergie de compactage fut distribuée en 2 à 3 phases de pilonnage suivant les bâtiments, représentant une énergie moyenne de l'ordre de 150 tm / m² pour un tassement induit moyen légèrement supérieur à 30 cm. Les résultats de contrôle réalisés pendant les travaux ont permis de mettre en évidence l'amélioration du sol.

- Augmentation de densité sèche de 14.7 à 17.7 KN / m³.
- Diminution de l'indice des vides de 0.77 à 0.44.
- Diminution de la déformation totale à saturation de 10% à <1%.

2-13-5 Échangeur de La Charguia en Tunisie (1996-1999)

-Structure : L'ouvrage est situé sur la voie express « Tunis-Bizerte », il assure la liaison entre la cité olympique et celle de la Charguia. Les remblais d'accès ont une épaisseur H variable entre 3,5 et 7,5 m. édifié sur une succession de couches de sable fin à moyen (faiblement et moyennement compressibles) alternées avec des couches de vase et d'argile très compressibles.

-Le problème posé: Les tassements estimés par les méthodes pressiométrique et oedométrique pour les deux culées sont inadmissibles. Les temps nécessaires pour atteindre 50% et 90% de consolidation des couches compressibles sont respectivement de 200 ans et 750 ans environ, Hamdi et Hedhli (2002). Le profil géotechnique pour les calculs montre six couches d'épaisseurs variables et un niveau de nappe situé à 2 m de la surface du terrain naturel.

-La solution: « drains verticaux de sable » a été retenue pour accélérer la consolidation des couches compressibles. Le sable constitutif des drains est en provenance de la carrière de Bordj Hfaiedh dont la courbe granulométrique s'insère bien dans le fuseau des matériaux filtrants. Les paramètres du sable en question sont les suivants :

$$-D_{15} = 0,22\text{mm} \quad -D_{40} = 0,4\text{mm} \quad -D_{60} = 0,48\text{mm} \quad -D_{85} = 0,06\text{mm}$$

Équivalent de sable : ES = 50% ; Angle de frottement interne : $\Phi = 38^\circ$ à partir de l'essai à la boîte de cisaillement et 36° à partir de l'essai triaxial. Le module de Young (estimé à partir des courbes "effort-déformation") des essais triaxiaux est de 30000 KPa. Les paramètres du sable retenu vérifient les conditions d'adaptation au terrain à améliorer, des points de vue perméabilité et granulométrie. Les drains ont un diamètre de 30 cm, ils sont répartis selon un maillage triangulaire et un espacement de 3m. La longueur des drains est de 32 m qui correspond à la profondeur suivant laquelle se produirait environ 70% du tassement total, la plateforme supérieure du remblai a une largeur de 24 m. Une couche de 50 cm d'épaisseur constituée par le sable des drains a été exécutée pour jouer le rôle de tapis drainant. Une accélération significative du temps de consolidation :

On a enregistré 80% de consolidation primaire au bout de (08) huit mois. Les tassements de consolidation primaire (sol non amélioré) ont été estimés dans l'axe d'un remblai de 5,5 m de haut.

2-13-6 Extension des gazoducs G01/G0248 Hassi R'mel-Oued Essafsaf (station1)

-Structure: bâtiment, réservoir d'eau potable, atelier d'équipement lourd, fondation pour turbocompresseur.

-Problème posé : Couche 1 limon argileux surmonté par un limon argileux avec des traces de sable. $W_O = 5.6\%$, $S_r = 15.30\%$, $W_L = 25.90\%$, $I_p = 9.9\%$.

Sols affaissables, vu les essais oedométriques.

Limon argileux avec des traces de sable $\gamma_d = 18\text{KN}/\text{m}^3$. Un degré de saturation plus élevé.
Susceptibilité d'affaissement de la première couche.

-Solution : Substitution de la première couche (limon argileux) par un matériau granulaire compacté par couche de 20 cm, jusqu'à la densité minimale de 92 % de la densité maximale « Proctor modifié ». Prendre des mesures spéciales pour éviter l'infiltration des eaux dans la seconde couche, qui se trouve tout juste au dessous de la cote d'assise des fondations.

2-13-7 Raffinerie Général Lazaro Cardenas - Minatitlan MEXIQUE, 2005-2007

-Structure : La compagnie pétrolière nationale mexicaine PEMEX a commencé en 2003 un projet de nouvelle raffinerie à Minatitlan dans l'état de Veracruz.

-Problème posé : Cette partie du golfe du Mexique est une plaine côtière très marécageuse comportant de fortes épaisseurs de terrains compressibles. Le terrain destiné à la raffinerie est constitué d'une alternance d'argiles molles à très molles avec des couches de sables plus ou moins fins de compacité lâche à moyennement lâche. On y trouve notamment, entre 0 et 20 m de profondeur, deux horizons de sables liquéfiables qui ont nécessité d'importants travaux d'amélioration de sol.

-Solution : Une série d'essais en 2004 a permis de définir deux techniques de traitements à savoir :

-Le compactage dynamique pour les couches superficielles.

-L'injection solide pour l'amélioration des couches plus profondes et des pieux.

2-14 Conclusion

Les techniques d'amélioration de sols sont très importantes. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau). Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique. Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase chantier.

Profondeur de traitement	Méthodes de traitement du sol
De 0.0 ÷ 1.5 m	<p align="center"><u>Méthodes Courantes et passées :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Humidification du sol avec compaction par pilonnage (Rouleau Vibrant).
De 1.5÷ 10 m	<ul style="list-style-type: none"> -Excavation puis recompaction du sol. -Control des sources d'eau par drainage. -Vibroflotation. -colonnes ballastées. -Enfoncement des pierres. -Injection du silt ou de la chaux. -Inondation a l'eau.
Au delà de 10 m	<ul style="list-style-type: none"> -Inondation à l'eau étang par puits d'infiltration avec utilisation d'explosifs. -inondation par un étang puits d'infiltration. -combinaison des méthodes ci-dessus
	<p align="center"><u>Futures Méthodes possible :</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Traitement à la chaleur pour solidifier le sol sur place. -Haute traitement in situ de sol à l'ultrason. -Injection d'additif pour remplir les pores avant consolidation.

Tableau 2-3: Méthodes de traitement des sols affaissables selon Bara (1976).

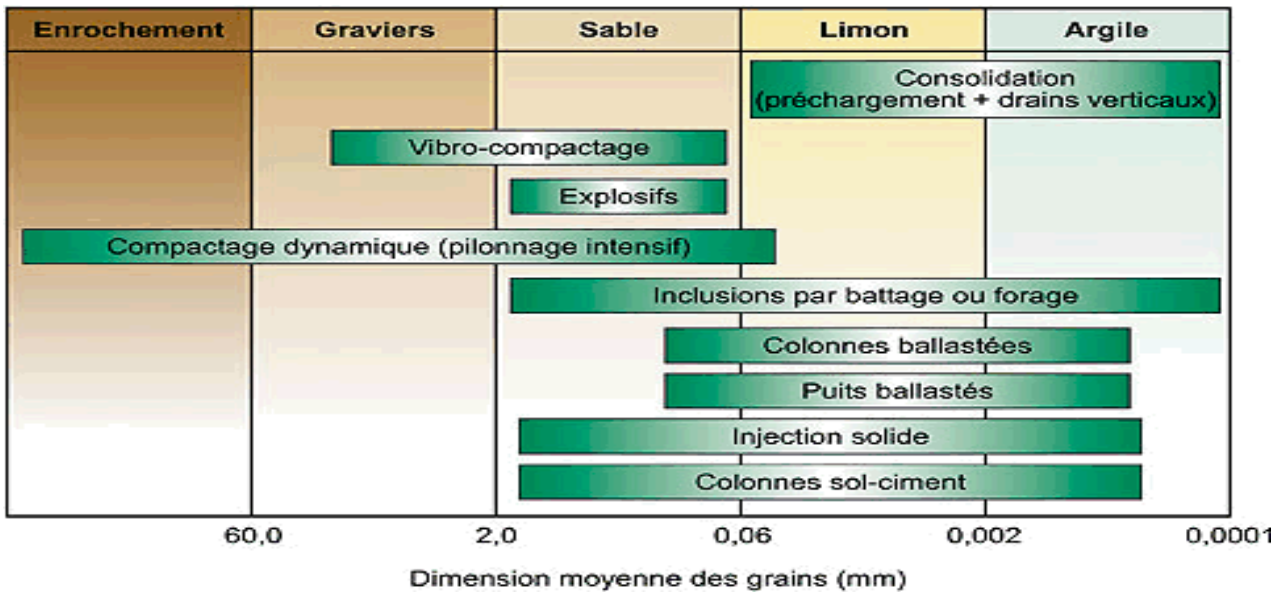


Tableau 2-4: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

Chapitre 3: Matériaux, matériels et essais

3-1 Introduction

L'objectif de ce programme d'essais de laboratoire, se résume dans l'étude de l'influence d'un gradient hydraulique sur l'affaissement des sols et d'envisager la possibilité de prédire un critère de prédiction en se basant sur des essais de reconnaissance rapide (granulométrie, les limites d'Atterberg, essai Proctor) pour contribuer à l'explication du mécanisme d'effondrement de ces sols après inondation.

3-2 Matériels et Matériaux

Deux composantes principales entrant dans la composition des sols d'essais :

Le sable des dunes et l'argile rouge.

3-2-1 Le sable :

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait du gisement de Boussaâda dans la wilaya de M'sila (Algérie), très utilisé pour la confection du béton dans tout les chantiers de la région (Bordj-Bou Arreridj ; Sétif ; M'sila).Après son passage à étuvage (105°C) pendant 24heures on a procédé au tamisage (2mm), les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

3-2-2 L'argile :

L'argile est extraite du gisement de *Medjana* dans la wilaya de *Bordj.Bou.Arreridj* exploité pour la fabrication de la brique. Cet argile est de couleur rouge brun, se présente sous forme des mottes compactes impossible de les mélanger avec le sable.

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

-La quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heures ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock. A la fin la quantité de particule fine (80µm) récoltée est de 30Kg.

3-2-3 Caractéristiques géotechniques

Les caractéristiques géotechniques des matériaux entrant dans la composition des trois sols d'essais sont données dans le tableau 3-1.

Matériaux	Caractéristiques géotechniques
<i>Sable (2mm)</i>	Equivalent de sable : $ES = 75\%$ Pourcentage tamisât inférieur à 2mm : 98.08% Coefficient d'uniformité : $C_u = 2.5\%$ Coefficient de courbure : $C_c = 1.11\%$
<i>Argile (80μm)</i>	Limite de liquidité : $W_L = 43.65\%$ Limite de plasticité : $W_p = 23.18\%$ Indice de plasticité : $I_p = 20.47\%$ Densité spécifique : $G_s = 2.49$

Tableau3-1: Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués.

3-3 Reconstitution des sols d'essais

On a trois (03) sols reconstitués dont les proportions en poids sont comme suit :

- ✓ Sol-S1- → 25% Argile (80 μ m) + 75% Sable (2mm)
- ✓ Sol-S2- → 35% Argile (80 μ m) + 65% Sable (2mm)
- ✓ Sol-S3- → 45% Argile (80 μ m) + 55% Sable (2mm)

3-3-1 Analyse granulométrique des sols

Le complexe sable-argile est mélangé par un malaxeur au laboratoire jusqu'à obtention des mélanges homogènes. Puis on effectue des analyses granulométriques (par tamisage). Pour chaque échantillon représentatif du sol (S1, S2, S3) respectivement on tire les pourcentages en poids des tamis cumulé des différents diamètres des particules, les résultats sont portés sur les tableaux (3-2; 3-3 ; 3-4).

Le tableau (3-5) récapitule les résultats obtenus de l'analyse granulométrique par tamisage.

Ouverture du tamis (mm)	tares (g)	refus + tares (g)	refus partiels (g)	refus cumulés		Tamisats (%)
)	(%)	
2	601	601	0	0	0	100
1	492	515	383	23	1,92	98,08
0,5	444	522	78	101	8,41	91,59

0,2	436	1066	630	731	60,92	39,08
0,1	426	580	154	885	73,75	26,25
0,08	450	464	14	898	74,83	25.17
fond	451	752	301	1197	99.75	-

Tableau : 3-2: Résultats d'analyse granulométrique du sol -S1-.

Ouverture du tamis (mm)	tares (g)	refus + tares (g)	refus partiels (g)	refus cumulés		Tamisats (%)
				(g)	(%)	
2	601	601	0	0	0	100
1	492	512	20	20	1,67	98,33
0,5	444	507	63	83	6,91	93,09
0,2	437	970	533	616	51,33	48,67
0,1	426	577	151	767	63,92	36,08
0,08	450	462	12	779	64,92	35,09
fond	450	875	421	1200	100	-

Tableau : 3-3 : Résultats d'analyse granulométrique du sol-S2

Ouverture du tamis (mm)	tares (g)	refus + tares (g)	refus partiels (g)	refus cumulés		tamisats (%)
				(g)	(%)	
2	602	602	0	0	0	100
1	492	509	17	17	1,42	98,58
0,5	444	502	58	75	6,25	93,75
0,2	437	884	447	522	43,5	56,5
0,1	426	550	124	646	53,38	46,62
0,08	450	459	9	655	54,58	45,42
fond	454	998	544	1199	99,92	-

Tableau : 3-4: Résultats d'analyse granulométrique du sol –S3-

Diamètre équivalent (mm)	Les pourcentages en poids cumulé des tamisats		
	Sol-S1-	Sol-S2-	Sol-S3-
2	100	100	100
1	98,08	98,33	98,58
0.5	91,59	93,09	93,75
0.2	39,08	48,67	56,5
0.1	26,25	36,08	46,62
0.08	25,17	35,09	45,42

Tableau : 3-5: Les résultats récapitulatifs de l'analyse par tamisage des sols d'essai.

3-3-2 Analyse Sédimentométrique

La sedimentometrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.8mm (module AFNOR21). Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos à vitesse différente ; la relation entre le diamètre des grains et vitesses de sédimentation est donnée par la loi de Stokes, comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on obtiendra que "*Les diamètres équivalents*".

a) Appareillage spécifique (LCPC) :

- un densimètre gradué de 0.995 à 1.030g/cm³.
- des éprouvettes de 2 litres de contenance, 85mm de diamètre et de 450mm de hauteur de graduation.
- un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation varie de 0 à 10000 tr / min.
- un dé flocculant : hexametaphosphate de sodium.
- un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant essai.
- un thermomètre gradué de 0 à 50°C.
- eau déminéralisée (distillé).
- une balance ; précise au décigramme.

b) Préparation de l'échantillon :

- On prend 80g de matériau sec (sol) pour une éprouvette de 2litres.
- On met à imbiber les 80 g de matériau sec dans le récipient de l'agitateur mécanique. Cette imbibition doit être faite au moins 12 h à 15 h avant la dispersion à l'agitateur mécanique en utilisant environ 500 cm³ d'eau distillé additionnée de 60cm³ d'hexametaphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.
- L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs /min.
- On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2litres et rincer soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique ; compléter par l'eau distillé à 2 litres exactement

c) Exécution de l'essai :

Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre ; puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque. Noter le nombre R lu à partir de la graduation 1000 affecté du signe (+) pour les lectures supérieures à 1000.

Les lectures sont faites à : 30s ; 1min ; 2min ; 5min ; 10min ; 20min ; 30min ; 60min ; 120min ; 240min et 1440 min soit 24h ces temps sont comptés à partir du début de l'essai.

Les trois premières lectures (à 30sec ; 1 min ; 2 min) se font sans retirer le densimètre de la suspension, après la lecture à 2 min, on relève la température de la suspension au 1 / 10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15à20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.

d) Correction, calculs et présentation des résultats :

Le pourcentage **p** des grains pour les différents diamètres équivalents est :

$$\mathbf{P\% = 4 \cdot R_1}$$

Lorsque la concentration de la suspension n'est pas celle recommandée dans le présent mode opératoire (elle varie sans raison grave d'erreurs) on emploiera la formule :

$$\mathbf{P\% = (v / w) \cdot \gamma_s / (\gamma_s - 1) \cdot R_1 / 10}$$

v : volume de la suspension (2000cm³).

W : poids de l'échantillon (w = 80 cm³).

γ_s : masse spécifique de l'eau ($\gamma_s = 2.65\text{g/cm}^3$).

R₁ : lecture corrigée du densimètre pris pendant l'essai.

$$\mathbf{R_1 = R \pm C_t + C_m - C_d}$$

C_t : correction de la température.

C_t : correction due au ménisque.

C_d : correction due au dé flocculant.

R : lecture au densimètre à l'instant « t » qui doit être corrigé en tenant compte de la variation de température (C_t), du ménisque(C_m) et du de flocculant(C_d).

Le diamètre équivalent D des particules est donné par :

$$\mathbf{D = [18\eta \cdot v / (\gamma_s - \gamma_s) \cdot g]^{1/2}}$$

v : vitesse de chute de la particule en cm/s.

D : diamètre équivalent de la particule en cm.

γ_s : poids spécifique du liquide en g/cm³.

g : accélération de la pesanteur en cm/s².

η : viscosité dynamique du liquide en poises.

Pour déterminer avec précision les diamètres équivalents en fonction du poids spécifique, il est nécessaire de connaître la profondeur effective Hr du centre de poussée du densimètre.

$$\mathbf{Hr = H_1 + 1/2(h - v/A)}$$

H_r : profondeur effective du centre de poussée.

H₀ : distance séparant le centre de poussée de la graduation 1000.

H : distance entre le début de la tige et la graduation lue R.

h : hauteur de la bulbe.

d : distance séparant deux graduations successives.

Pour les trois premières lectures le densimètre reste dans la suspension et les particules sédimentent c a d ($v = 0$). $H_r = H_1 + \frac{1}{2}h$

Pour pouvoir calculer à tout moment la profondeur effective, il est commode d'utiliser la formule :

$$H = H_0 - (R_1 + C_m) \cdot d$$

H₀ : est déterminé une fois pour toutes pour un densimètre et une éprouvette.

H₀ = H_r pour la lecture 1000 soit :

$$H_0 = H_1 + 0.5 (h - v/A)$$

Les tableaux (3-6 ; 3-7; 3-8) donnent les pourcentages en poids des particules des différents diamètres (< 80µm), respectivement de chaque échantillon soumis à l'analyse granulométrique par sédimentation. Le tableau (3-9) donne le récapitulé des résultats de l'analyse sédimentométrique.

Temps de lecture (min)	Lecture au densimètre	Température en °C	Trois premières lectures R= τ-1000	Diamètre en (µm)	Correction	R=R (%)	% en Poids corrigé
30"	1024.5	17	24.5	77	-0.9	94.4	24
1	1023	17	23	55	-0.9	88.4	22
2	1021	17	21	38	-0.9	80.4	20
5	1016	17	16	25	-0.9	60.4	15
10	1014	17	14	17	-0.9	52.4	13
20	1012	17	12	12	-0.9	44.4	11
30	1010.5	17	10.5	8	-0.9	38.4	10
60 (1h)	1009	17	9	6	-0.9	32.4	8
120 (2h)	1008	17	8	4	-0.9	28.4	7
240 (4h)	1007	17	7	3	-0.9	24.4	6
1440 (24h)	1005	17	5	1	-0.9	16.4	4

Tableau : 3-6: Résultats de l'analyse sédimentométrique du sol -S1-

Temps de lecture (min)	Lecture au densimètre	Température en °C	Trois Premières lectures $R=\tau-1000$	Diamètre en (μm)	Correction	R=R (%)	% en Poids corrigé
30"	1024.5	17	24.5	77	-0.9	94.4	33
1	1023	17	23	55	-0.9	88.4	31
2	1021	17	21	38	-0.9	80.4	28
5	1017	17	16	25	-0.9	64.4	26
10	1014	17	14	17	-0.9	52.4	23
20	1012.5	17	12	12	-0.9	46.4	21
30	1012	17	10.5	8	-0.9	44.4	17
60 (1 h)	1010	17	9	6	-0.9	36.4	16
120 (2 h)	1009	17	8	4	-0.9	32.4	13
240(4 h)	1008	17	7	3	-0.9	28.4	10
1440 (24h)	1005.5	17	5	1	-0.9	18.4	8

Tableau : 3-7: Résultats de l'analyse sédimentométrique du sol –S2-

Temps de lecture (min)	Lecture au densimètre	Température en °C	Trois Premières lectures $R=\tau-1000$	Diamètre en (μm)	Correction	R=R (%)	% en Poids corrigé
30"	1024.5	17	24.5	77	-0.9	96.4	45
1	1023	17	23	55	-0.9	88.4	40
2	1022.5	17	21	38	-0.9	86.4	37
5	1022	17	16	25	-0.9	84.4	33
10	1015	17	14	17	-0.9	56.4	30
20	1013	17	12	12	-0.9	48.4	26
30	1012	17	10.5	8	-0.9	44.4	23
60 (1 h)	1010	17	9	6	-0.9	36.4	22
120 (2 h)	1009	17	8	4	-0.9	32.4	20
240(4 h)	1008	17	7	3	-0.9	28.4	17
1440 (24h)	1005.5	17	5	1	-0.9	18.4	14

Tableau : 3-8: Résultats de l'analyse sédimentométrique du sol-S3-.

Diamètre équivalent (mm)	Les pourcentages en poids des particules $\leq 80\mu\text{m}$		
	Sol-S1-	Sol-S2-	Sol-S3-
0.077	24	33	45
0.055	22	31	40
0.038	20	28	37
0.025	15	26	33
0.017	13	23	30
0.012	11	21	26
0.008	10	17	23
0.006	8	16	22
0.004	7	13	20
0.003	6	10	17
0.001	4	8	14

Tableau : 3-9: Les résultats récapitulatifs de l'analyse par sédimentation des sols d'essais

e) Tracé des courbes granulométriques :

Les résultats de l'analyse granulométrique c'est l'assemblage de ceux par tamisage pour les particules supérieures ou égales à 80µm et celles déduites de l'analyse par sédimentation (pour les particules inférieures à 80µm **Tab (3 - 10)**).

Les courbes granulométriques complètes des sols (S1-S2-S3) des essais sont tracées sur la (**Fig. 3-1**).

Diamètre Équivalent (mm)	Les pourcentages en poids des particules		
	Sol-S1-	Sol-S2-	Sol-S3-
2	100	100	100
1	98.08	98.33	98.58
0.5	91.59	93.09	93.75
0.2	39.08	48.67	56.50
0.1	26.25	36.08	46.62
0.08	25.17	35.09	45.42
0.077	24	33	45
0.055	22	31	40
0.038	20	28	37
0.025	15	26	33
0.017	13	23	30
0.012	11	21	26
0.008	10	17	23
0.006	8	16	22
0.004	7	13	20

0.003	6	10	17
0.001	4	8	14

Tableau : 3-10 : Les résultats de l'analyse granulométrique des sols reconstitués

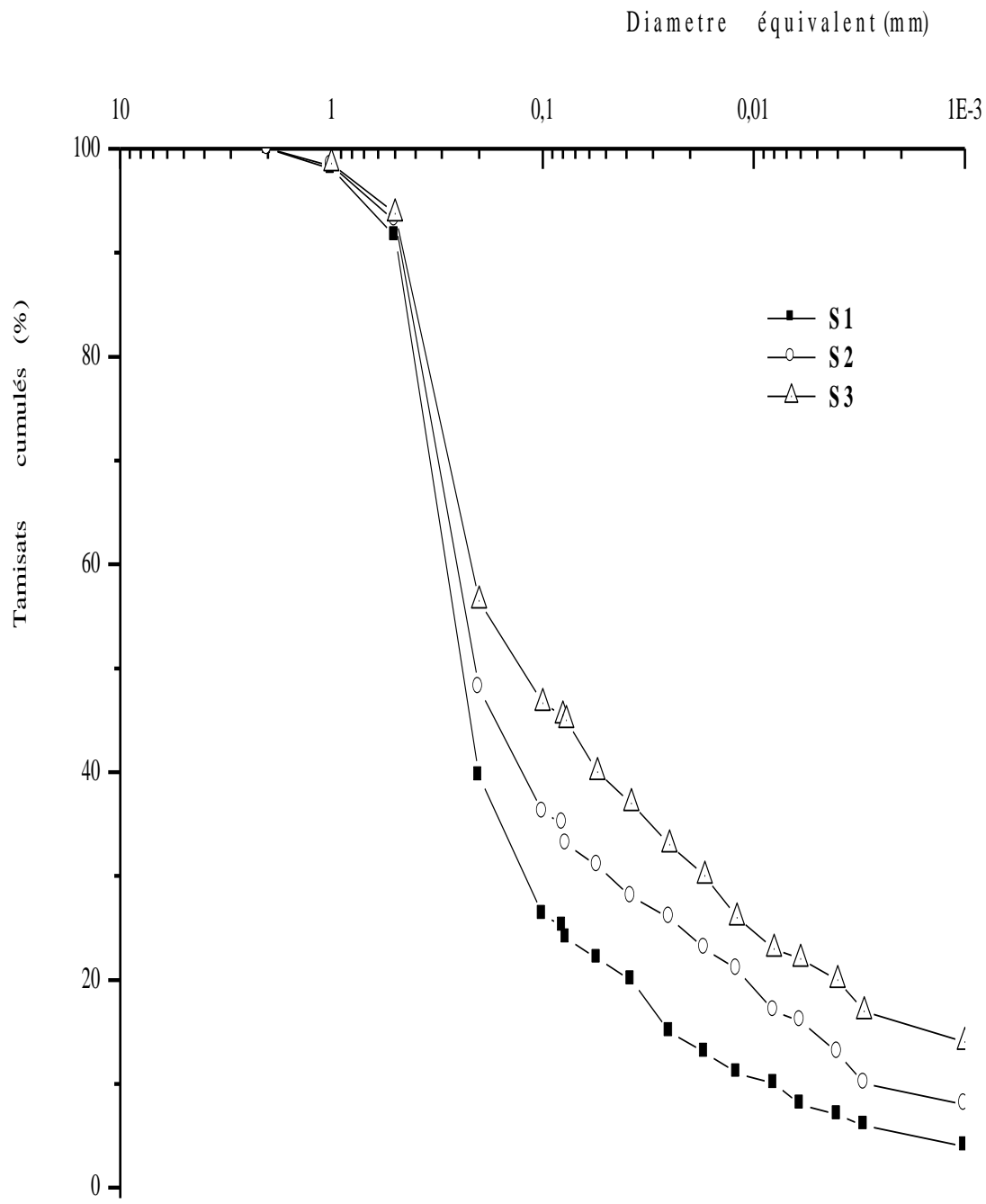


Fig. 3-1: Courbes Granulométriques des sols étudiés.

f) Caractéristiques géotechniques des sols des essais :

Des essais normalisés ont été effectués sur les trois sols pour déterminer leurs caractéristiques physiques à savoir :

- Les limites d'Atterberg (W_L ; W_{Ps} ; I_P).
- Essai Proctor normalisée (W_{opt} ; γ_{dmax}).
- Pycnomètre pour déterminer (γ_s).
- Analyse granulométrique (C_u ; $C_c...$).

Sols \ Carac	% P F (< 2 μ m)	A_c	W_L	W_P	I_P	W_{opt}	γ_{dmax} KN/ m ³	γ_s KN/m ³
S1	5.29	1.11	18.73	12.82	5.91	9.42	19.91	26.30
S2	9.72	0.68	20.54	13.98	6.61	9.45	20.12	26.10
S3	16.52	0.64	25.48	14.83	10.65	10.78	19.93	25.90

Tableau 3-11: Caractéristiques géotechniques des sols d'essais.

3-4 Essai Oedométrique

La méthodologie de travail consiste à reconstituer un sol avec une certaine teneur en eau et une certaine densité sèche et le charger à l'intérieur d'un moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors du chargement, puis l'échantillon est compacté en une seule couche au moyen d'un appareillage de compactage conçu au laboratoire.

Cet appareillage est composé d'un disque, ayant un diamètre 4.96 mm légèrement inférieur à celui de la bague annulaire, fixé à une tige de guidage verticale, et d'un mouton de masse M en forme de disque. Le mouton (dame) de masse coulisse le long de la tige tombe d'une hauteur de 15 cm et vient percuter le disque en compactant le matériau dans la bague annulaire de l'oedomètre.

On effectue ensuite les essais de compressibilité décrit par Jennings et Knight (1975) qui consistent à charger le sol reconstitué progressivement par paliers et de mesurer la variation de la hauteur de l'éprouvette du sol pendant l'application de la charge en fonction du temps. Le programme des essais a été effectué sur des sols reconstitués décrits précédemment, à une teneur en eau (4 %) et de différentes énergies de compactage: 40et 60 coups.

Les oedomètres (**Fig3-2**) comportent tous une partie centrale appelée «cellule oedométrique».

a/ **Cellule Oedométrique (Fig3-3)** : elle comporte

-Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ; de hauteur 20mm de diamètre intérieur 50mm.

-Deux pierres poreuses permettant à l'eau de circuler.

-D'un piston ou couvercle rigide qui repartit l'effet de compression.

-Les déformations de l'éprouvette sont lues sur un comparateur au moyen d'un capteur de déplacement.

b/ Appareillage d'usage courant :

-Une balance de précision 0.1g.

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

-Un chronomètre à la seconde.

-Du papier filtre pour protéger les pierres poreuses.

-Une dame de compactage du sol à l'intérieur de l'anneau (**Fig3-4**).

-Un schéma détaillé de l'oedomètre plus un tube gradué en verre (**Fig3-5**).

c / Programme des essais oedometriques :

✓ Préparation de l'échantillon du sol

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

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

✓ Mise en place de l'échantillon du sol dans le moule.

-L'échantillon étant préparé, on le place à l'intérieur de la bague annulaire en forme de tas, puis on procède au compactage dynamique avec une énergie E_c , par une dame conçue spécialement au laboratoire (**Fig3-4**).

-L'éprouvette est arasée au niveau du bord supérieur de l'anneau par une lame rigide avec beaucoup de soin pour ne pas remanier le sol de l'éprouvette.

-Monter la bague annulaire dans la cellule, ce dernier est mise en place sur le bâti du chargement de l'oedometre.

-Régler l'horizontalité du bras de levier puis placer le compteur et le régler à 0.

✓ Saturation de l'échantillon du sol

La saturation se fait lentement au moyen d'un tube en verre monté sur l'oedomètre (**Fig3-5**) rempli d'eau distillé suivant les hauteurs demandées (**tableau 3-12**) et relié à l'oedomètre au moyen d'un tuyau de 5mm de diamètre, longueur 30 cm, l'échantillon sera saturé progressivement de bas en haut,

dés que l'eau déborde, on ferme le robinet de la cellule oedométrique et on procède au chargement. Sachant que durant toute la période on veille à ce que la hauteur d'eau reste constante.

✓ **Mise en charge de l'oedomètre selon Knight et Jennings (1975)**

Les charges sont appliquées par palier de 24 h et chaque incrément est le double du précédent (25-50-100-200- 400-800) puis 1000KPa ; après chaque application de la charge on note le tassement ΔH (mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur ; les lectures sont levées aux instants :0s-15s-30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h).L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps réels des lectures , noter les amplitudes de tassement au centaine de millimètre juste avant d'appliquer la charge suivante.

L'instant ($t=0$) marque le début du tassement du sol ; l'essai est poursuivi jusqu'au chargement de 1000KPa.

✓ **Fin de l'essai oedométrique**

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

✓ **Calculs élémentaires (L.C.P.C)**

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

- Détermination de l'indice des vides (e_0)

Les caractéristiques initiales de l'échantillon de chaque sol sont déterminées comme suit :

$$\gamma_h = P_h / V_t$$

$$\gamma_d = \gamma_h / (1 + w_o)$$

$$e_o = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$$

Où :

γ_h : poids volumique humide de sol.

P_h : poids humide de sol.

V_t : volume total de l'échantillon de sol dans la bague annulaire.

γ_d : poids volumique sec de sol.

γ_s : poids volumique des grains solides.(généralement égale 26.65KN/m^2).leur calcul est indispensable dans les sols organiques et calcaires.

w_o : teneur initiale en eau (4%).

L'indice des vides peut être aussi calculé de la manière suivante.

$$h_p = P_{sec} / (\gamma_s \times S)$$

$$e_o = (H - h_p) / h_p \rightarrow (1)$$

$$H = H_o - \Delta H$$

P_{sec} : poids de sol sec obtenu par pesée de l'échantillon du sol après passage à l'étuve.

S : section droite de l'éprouvette. ($\approx 20 \text{ cm}^2$).

H_o : hauteur initiale de la cellule oedométrique (2cm).

ΔH : tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24 h.

Si le sol est saturé le (LCPC) propose une relation pour h_p .

Où :

$$h_p = H_o - (P_h - P_d) / S \cdot \gamma_w$$

P_h : poids du sol pesé après passage à l'étuve.

L'indice des vides initiale e_o s'obtient en faisant : $H = H_o$ dans $\rightarrow (1)$.

NB

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

Paramètres Sols	Charge verticale Appliquée P_v (KPa)	Énergie de Compactage E_c (nbre cps)	Indices des vides à sec (e_{i sec})	Nbre des Essais à l'état sec	Gradient Hydraulique (I) (Hw (cm))	Indices des Vides (e_i)	Nbre des Essais sous (I)
S1	0	40	e_{i sec}	3	10 (20)	e_i	9
	25				30 (60)		
	50				50 (100)		
S2	100	60	e_{isec}	3	10 (20)	e_i	9
	200				30 (60)		
	400				50 (100)		
S3	800	60	e_{isec}	3	10 (20)	e_i	9
	1000				30 (60)		

Tableau 3-12 : Nombre d'essais Oedométriques et les paramètres recherchés

Charge verticale Appliqué (KPa)	<i>Sol-S1-</i>				W = 4 %			
	Ec = 40 coups				Ec = 60 coups			
	à Sec (%)	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	à Sec (%)	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm
0	68,2	68,23	68,15	68,32	64,32	64,25	64,16	64,61
25	66,25	63.12	60.58	58.75	63,86	61,36	58.62	57,69
50	65,75	59.66	56.91	54.21	63,23	58.55	55.57	53.63
100	65,12	55.7	52.38	50.97	62,8	55.09	53.02	50.39
200	64,40	49.73	48.47	45.02	62,12	48.79	46,98	44,66
400	63,59	47.91	44.72	42.14	61,15	46.49	43.98	40.02
800	62,19	47.79	44.31	41.74	58,85	45.67	42.99	39,87
1000	61,18	47.65	43.96	40,71	58.26	45.25	42.65	39.39

Tableau : 3-13: Indice des vides en % à différentes charges hydrauliques pour sol-S1-.

Charge verticale Appliquée (KPa)	<i>Sol-S2-</i> W = 4 %							
	Ec = 40 coups				Ec = 60 coups			
	à Sec (%)	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	à Sec (%)	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm
0	66,14	66,14	66	66.25	60,63	60,6	60,8	60,93
25	64.61	60.79	59,51	54.33	60,03	56.45	55.39	50.98
50	64,17	57.44	55.68	50.59	59,56	54,26	52.95	46.78
100	63.32	52.68	50.79	47.09	58,74	49.45	48.23	43.97
200	62,56	46.89	45,22	41.08	57,86	44.83	42.61	38.88
400	61.44	41.48	39.34	36.65	56,22	39.62	37.35	34,11
800	59,52	41.44	39.33	36.54	53,74	38.53	36.04	32.83
1000	58.38	41.35	39.01	36.48	52,48	38.39	35.82	32.72

Tableau : 3-14: Indice des vides en % à différentes charges hydrauliques pour sol-S2-.

Charge verticale appliquée (KPa)	<i>Sol-S3-</i>				W = 4 %			
	Ec =40 coups				Ec =60 coups			
	à Sec (%)	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	à Sec (%)	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm
0	62,97	62,74	62,88	62,95	59,58	59,68	59,51	59,86
25	62,83	59,01	57,32	53,72	58,81	56,52	54,40	50,35
50	62,41	56,12	54,38	49,92	58,19	53,74	51,90	47,03
100	61,68	51,75	49,99	46,48	57,23	48,76	47,35	43,41
200	60,44	46,44	43,76	40,67	56,01	44,28	41,34	37,77
400	58,45	40,72	38,93	35,91	53,63	38,50	34,95	32,31
800	54,41	38,29	36,42	32,98	49,54	35,26	32,93	29,91
1000	51,56	36,52	34,59	31,98	48,21	34,94	32,66	29,05

Tableau : 3-15 : Indice des vides en % à différentes charges hydrauliques pour sol-S3-.

	Ec= 40 coups						W = 4%		
	SOL-S1-			SOL-S2-			SOL-S3-		
	H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	Hw=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	Hw=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm
CP1 %	1.86	3.38	4.46	2,3	3,07	6.26	2.35	3.38	5,59
CP2 %	3.62	5.25	6.86	4,05	5.11	8.17	3.86	4,92	7,66
CP3 %	5.6	6.84	8.41	6,40	7,54	9.77	6.09	7,17	9.33
CP %4	8.72	9.67	11.52	9.43	10.43	12.93	8.59	10.23	12.13
CP5 %	9.32	11.22	13.45	12.04	13.30	14.92	10.88	11.98	13,83
CP6 %	8.56	10.63	12.16	10.88	12.15	13.83	9.89	11,04	13,15
CP7 %	8.04	10.23	11.85	10.25	11.66	13.18	9.23	10.41	12.01

Tableau : 3-16 : Potentiel d'affaissement (CP %) dû à différentes charges hydrauliques (Hw) pour Ec = 40 coups.

		Ec = 60 coups						W = 4%		
		SOL-S1-			SOL-S2-			SOL-S3-		
		H=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	Hw=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm	Hw=20 cm	Hw=60 cm	Hw=100 cm
CP1 %		1,52	3.19	3.75	2.23	2.88	5.63	1,43	2,99	5.30
CP2 %		2.85	4.66	5,84	3,30	4.11	7.95	2,78	3,94	6.99
CP3 %		4.69	5.95	7.55	5,53	6.54	9.19	5.31	6.28	8.66
CP4 %		8.11	9.21	10.62	8.73	9.49	11.81	8.36	9.19	11.43
CP5 %		8,92	10.45	12,86	10.33	11.75	13,76	9.48	11.08	13.36
CP6 %		8.02	9.65	11.55	9.47	11.02	13.02	8.95	10.41	12.30
CP7 %		7.92	9.50	11.48	8.77	10.37	12.30	8.31	9.74	12.01

Tableau : 3-17: Potentiel d'affaissement (CP%) dû à différentes charges hydrauliques (Hw) pour Ec = 60 coups.

		Sol-S1- 75 % sable (2mm) + 25 % argile (80 µm)					
		Ec= 40 coups			Ec= 60 coups		
		Hw =20cm	Hw =60cm	Hw =100cm	Hw =20cm	Hw =60cm	Hw =100cm
CP_{max}%		9.32	11.22	13.45	8.92	10.45	12.86

Tableau : 3-18: Le CP max du sol-S1-à différentes charges hydrauliques.

Sol-S2- 65 % sable (2mm) + 35 % argile (80 µm)						
<i>Ec=40coups</i>			<i>Ec=60coups</i>			
	Hw =20cm	Hw =60cm	Hw =100cm	Hw =20cm	Hw =60cm	Hw =100cm
CP _{max} %	12.04	13.30	14,92	10.33	11.75	13,76

Tableau : 3-19: Le CP max du sol-S2-à différentes charges hydrauliques.

Sol-S3- 55 % sable (2mm) + 45 % argile (80 µm)						
<i>Ec= 40 coups</i>			<i>Ec = 60 coups</i>			
	Hw =20cm	Hw =60cm	Hw =100cm	Hw =20cm	Hw =60cm	Hw =100cm
CP _{max} %	10.88	11,98	13,83	9,48	11,08	13,36

Tableau : 3-20: Le CP max du sol-S3-à différentes charges hydrauliques.

3-5 Essai au Perméamètre à charge constante

La plupart des auteurs (notamment Lafleur (1989 et 1999), Reddi et Bonala (1997), Ayadat et al (1998), Tomlinson et Vaid (2000), Tarog (2000), Reddi et al (2000) ont mené leurs essais à l'aide d'un Perméamètre à paroi rigide .Les avantages de ce type de matériel sont : la simplicité de mise en œuvre et l'utilisation ainsi que le faible coût .Les inconvénients proviennent de la nature du confinement qui est uni-axiale et de la présence d'écoulement de parasites entre échantillon et la paroi de la cellule. Pour réduire ces écoulements Kenney et Lau (1985), on introduit une membrane en caoutchouc entre la paroi rigide et l'échantillon compacté dans cette cellule. Lafleur (1989), Tomlinson et Vaid (2000), Hameiri et Fannin (2002) ont testé des échantillons composés de billes de verre. Ce type de matériau permet d'obtenir une très bonne répétitivité des essais, mais il ne peut représenter un sol cohérent et ne permet pas de tenir compte de l'angularité des grains. La facilité d'emploi des billes de verre laisse toutefois entrevoir la possibilité de réaliser des essais de compréhension phénoménologique.

L'utilisation d'échantillons naturels pose le problème de la généralisation des résultats et de la répétitivité d'essais réalisés sur des échantillons par nature hétérogènes et particuliers.

La reconstitution d'échantillon utilisée notamment par Reddi et Bonala (1997), Tarog

(2000) apparaît être un bon moyen pour représenter un sol cohérent naturel tout en s'assurant une répétitivité satisfaisante lors de la préparation des échantillons qui doivent être préalablement homogénéisés par malaxage mécanique puis consolidés (Bendahmane, 2002).

a / Matériaux de l'étude :

Les essais ont été menés sur des sols reconstitués au laboratoire (S1, S2, S3) composés de sable des dunes tamisé à 2mm, qu'à un équivalent de sable de 75% et des particules fines d'argile rouge (inferieures à 80µm). Ces sols sont préparés par la procédure décrite précédemment.

b/ Matériels :

Le matériel utilisé est un Perméamètre à charge constante façonné spécialement pour les essais, cette moule cylindrique en os comporte trois parties égales, démontables, de hauteur total 20cm et de 5cm de diamètre intérieur, l'extrémité inférieure comporte un ajutage qui sert à l'évacuation des eaux et l'autre extrémité raccordée à un réservoir plein de fluide (eau distillé) relié par un tuyau transparent de diamètre intérieur 7 mm.

c/ procédure d'essais :

L'échantillon du sol étant préparé et bien homogénéisé selon la procédure décrétée précédemment, on place celle-ci en deux couches dans le moule cylindrique, chaque couche est compactée par une dame en acier dont la hauteur de chute est de 15 cm et de masse de mouton 105g, deux pierres poreuses coiffent l'échantillon du sol sur les deux faces à l'intérieur du moule, sachant que les pierres poreuses sont séparées de l'échantillon de sol par le papier filtre.

L'échantillon est saturé verticalement, l'essai consiste à maintenir un écoulement d'eau à travers l'échantillon sous une charge hydraulique fixe H_w , pendant 48 h car on a remarqué l'éclatement de la cellule au delà de 48 h et cela dans les trois cas de charges et pour les trois de sols. Après chaque essai, on laisse l'échantillon se stabiliser pendant un certain temps. En suite on démonte les trois parties de la cellule, on fait des prélèvements de chaque partie qui seront pesés pour la détermination de la teneur en eau. Après le tamisage humide du sol de chaque couche à travers le tamis 80µm et séchage dans un étuve du refus.

On calcule le pourcentage des particules fines (%PF < 80µm) se trouvant dans chaque couche par la formule :

$$\%PF = \text{Masse PF} (< 80\mu\text{m}) / [\text{Masse PF} (< 80\mu\text{m}) + \text{Masse de refus}]$$

Paramètres Sols	Teneur en eau W_0 (%)	Energie de compactage E_c	charges hydrauliques (H_w)	Nbre d'essais	W_i (%)	%PF _i
--------------------	----------------------------	--------------------------------	-----------------------------------	---------------	-----------	------------------

S1	4	40	200	3×2	w ₁	% PF ₁
					w ₂	% PF ₂
					w ₃	% PF ₃
S2	4	60	240	3×2	w ₁	% PF ₁
w ₂					% PF ₂	
w ₃					% PF ₃	
S3	4	60	280	3×2	w ₁	% PF ₁
w ₂					% PF ₂	
w ₃					% PF ₃	

Tableau 3-21: Nombre d'essai et les paramètres recherchés (essai au perméamètre).

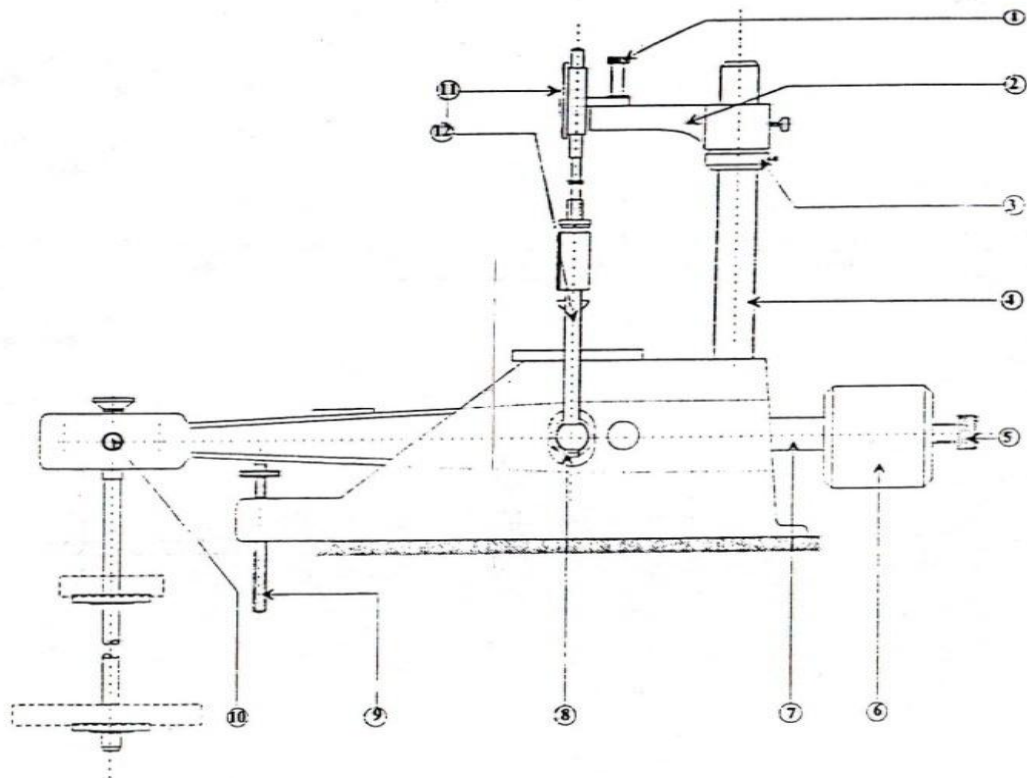


FIG.3-2 :Schéma détaille de l'Oedometre

- 1-Vis du comparateur. 2-Console coulissante. 3-Vis de réglage de la hauteur.*
3-Vis de réglage de la hauteur. 4-Support rigide du comparateur. 5-Vis de réglage de contrepoids.
6- Contrepoids.7-Barre supportant contre poids. 8-Articulation. 9-Vérin de support.
10-Articulation liant la poutre et les plateaux des masses. 11-Comparateur.
12-Traverse de mise en charge.



Fig. 3-3: Cellule Oedométrique + pierres poreuses

Chapitre 4: Résultats des essais à l'oedomètre

4-1 Introduction

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

- Etude de l'influence de la contrainte verticale sur la magnitude d'effondrement.
- Analyse de l'effet de l'énergie de compactage sur le CP.
- Analyse de l'effet des particules fines sur le CP.
- Etude de l'influence du gradient hydraulique (I) sur le taux de l'affaissement.

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

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

4-2 Mise en évidence de l'effondrement des sols des essais

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

L'essai du double oedomètre consiste à réaliser deux courbes de compression, une à teneur en eau constante et une deuxième après saturation et chargement successives jusqu'à 1000 KPa. Ainsi, pour toute contrainte, la différence de déformation entre les deux courbes nous indique le risque d'effondrement du matériau pour la teneur en eau considérée. D'après la classification de Jennings et Knight (1975) les sols S1-S2-S3 sont des *sols à troubles sévères*.

4-3 Résultats des essais et discussion

4-3-1 La détermination du potentiel de collapse (CP)

Généralement, une multitude de facteurs qui gouvernent l'affaissement des sols comme : le type de sol (minéralogie, granulométrie), degré de saturation (S_r), poids volumique sec (γ_d), la teneur en eau initiale (w_o), la matière des agents de cimentation et le débit qui inonde le sol. Dans notre étude, nous analyserons l'influence de la contrainte verticale appliquée (P), l'énergie de compactage (E_C), le pourcentage des particules fines (%PF) et la charge hydraulique (gradient hydraulique (I)) sur le potentiel d'effondrement (CP). Les courbes oedométriques (e , $\log P$) sont tracées sur les (Fig.4-1 à 4-6)

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

$$CP (\%) = [\Delta e / (1+e_o)] \cdot 100$$

$\Delta e = e_{sec\ i} - e_i \rightarrow$ pour chaque cas de chargement ($i \neq 0$).

e_o : indice des vides initiale de sol.

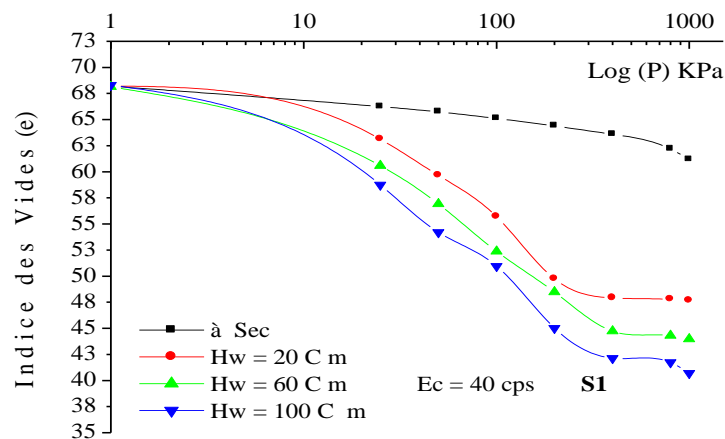


Fig.4-1: Résultat de l'essai Oedométrique selon **Knight-Jennings (S1)**

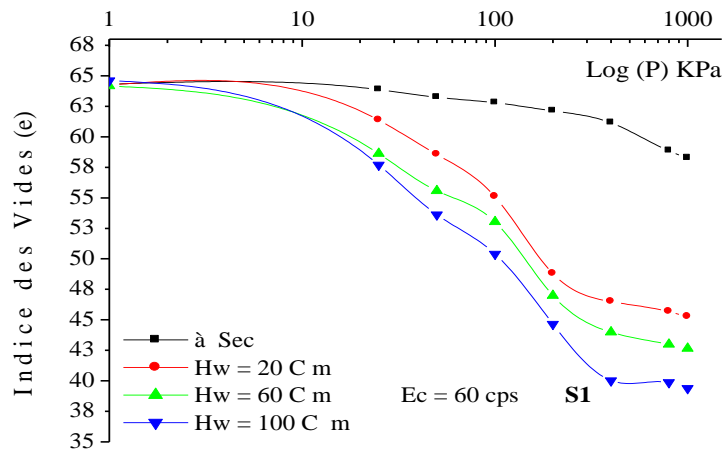


Fig. 4-2 : Résultat de l'essai Oedométrique selon **Knight-Jennings (S1)**

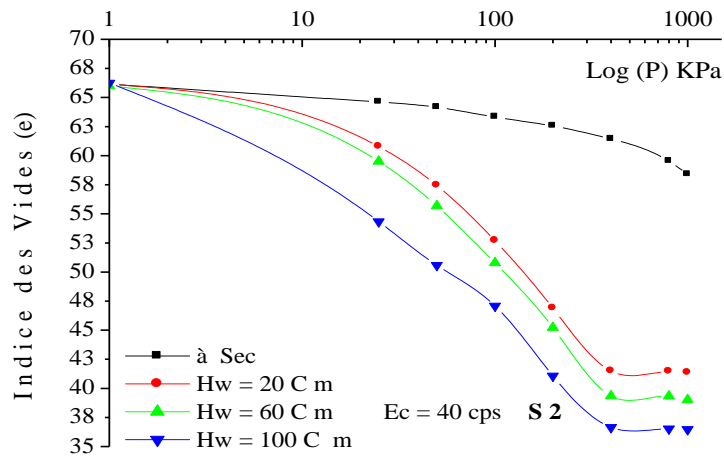


Fig.4-3 : Résultat de l'essai Oedométrique selon **Knight-Jennings (S2)**

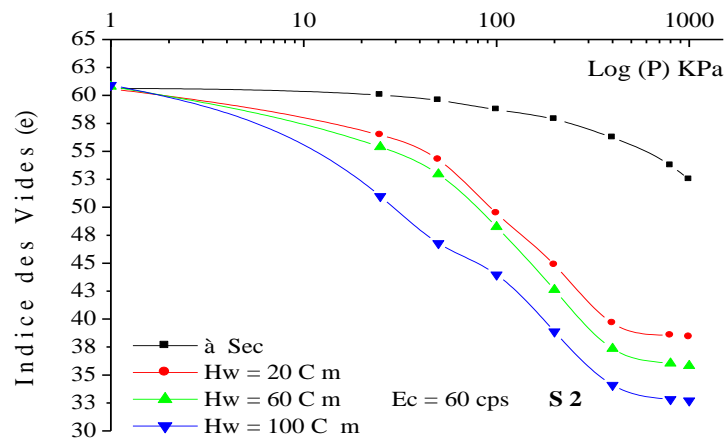


Fig.4-4: Résultat de l'essai Oedométrique selon **Knight-Jennings (S2)**.

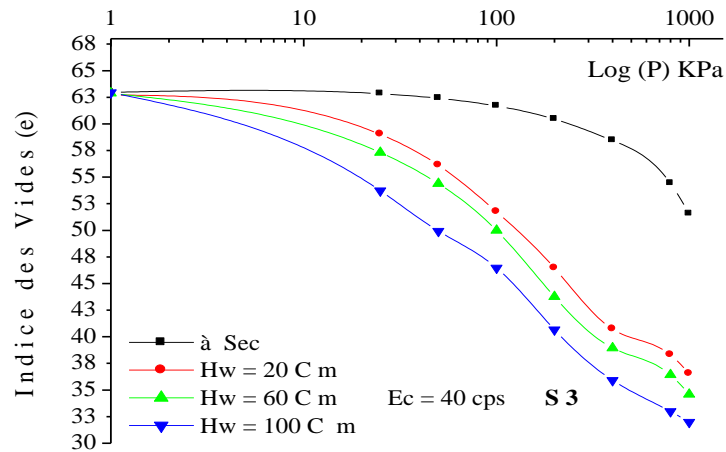


Fig.4-5: Résultat de l'essai Oedométrique selon **Knight-Jennings (S3)**.

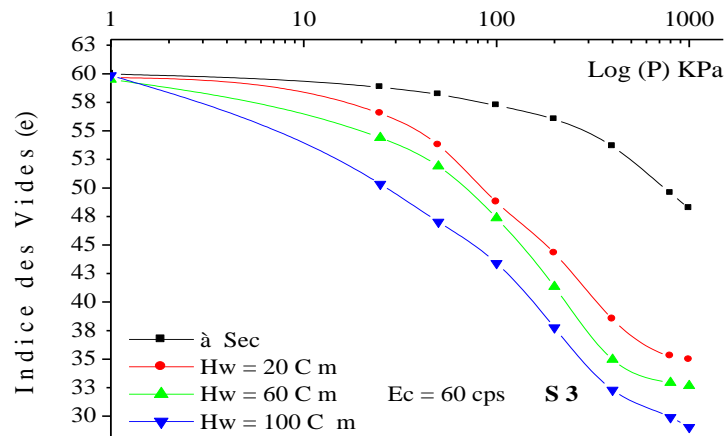


Fig.4-6: Résultat de l'essai Oedométrique selon **Knight-Jennings (S3)**.

4-3-2 Détermination de l'énergie de compactage

Pour le compactage de nos sols (S1-S2-S3) nous avons opté pour une consolidation dynamique qui consiste à laisser tomber sur une hauteur H en chute libre une masse M coulissant sur une tige métallique verticale qui se termine par un disque. L'énergie totale de compactage est exprimée par la relation :

$$E_C = M \cdot H \cdot N \cdot g$$

Où :

M : masse de mouton (105g).

H : hauteur de chute (15cm).

N : nombre de coups de la masse M sur le disque reposant sur le sol.

Les valeurs de l'énergie de compactage (Ec) utilisées dans les essais sont :

Degré de compactage	Nombre de coups (Ec)	Hauteur de chute (m)	Masse de Mouton (Kg)	Énergie de compactage en K.J x 10 ⁻³
1	40	0.15	0.105	6.30
2	60			9.45

Tableau.4-1: Correspondance entre nombre de coups de la dame et énergie de compactage.

D'après les courbes (4-1 à 4-6) représentant l'indice des vides (e) en fonction du logarithme de la charge verticale appliquée (la contrainte) (P), on remarque que la contrainte verticale appliquée sur les échantillons des sols S1-S2-S3, provoque la régression de l'indice des vides, donc il en résulte un resserrage des grains, c'est-à-dire une diminution de volume des sols. La charge hydraulique (gradient hydraulique) fait augmenter le taux d'affaissement (Δe) cela implique une augmentation du potentiel d'affaissement (CP), d'où le risque de l'effondrement brusque des sols.

L'accroissement de la charge hydraulique (gradient hydraulique) fait diminuer davantage l'indice des vides, ce qui fait accroître le taux du potentiel d'affaissement (CP) des trois sols. Le degré d'énergie de compactage réduit l'indice des vides initiaux de 3.3% pour le sol S1, de 4.1% pour le sol S2, et 3.5% pour le sol S3.

4-3-3 Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP

L'essai du double oedomètre consiste à réaliser deux courbes de compression, une à teneur en eau naturelle (w_o), et une autre saturée lentement au moyen d'un tube en verre gradué rempli d'eau distillée et monté à l'oedomètre, les pressions sont doublées à chaque incrément.

L'essai du double oedomètre consiste à réaliser deux courbes de compression, une à teneur en eau naturelle (w_o), et une autre saturée lentement au moyen d'un tube en verre gradué rempli d'eau distillée qui monte à l'oedomètre, les pressions sont doublées à chaque incrément sauf le dernier incrément ou en passe de 800KPa à 1000KPa. On passe d'un palier de chargement au palier suivant, que lorsque le tassement correspondant au premier palier est stabilisé.

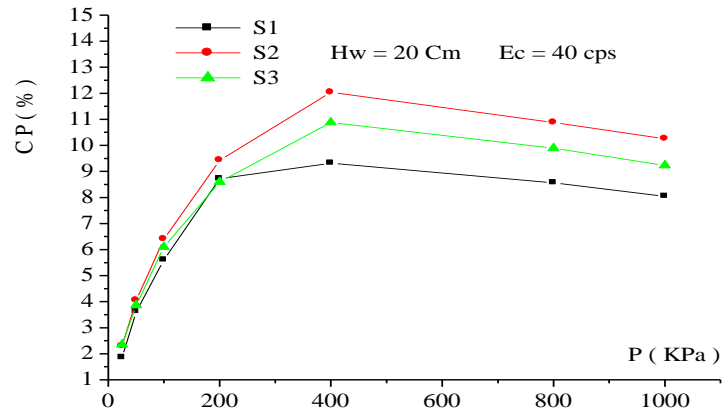


Fig.4-7 : Effet de la charge verticale (**P**) sur le **CP** à I=10 (Hw=20cm) et Ec=40cps.

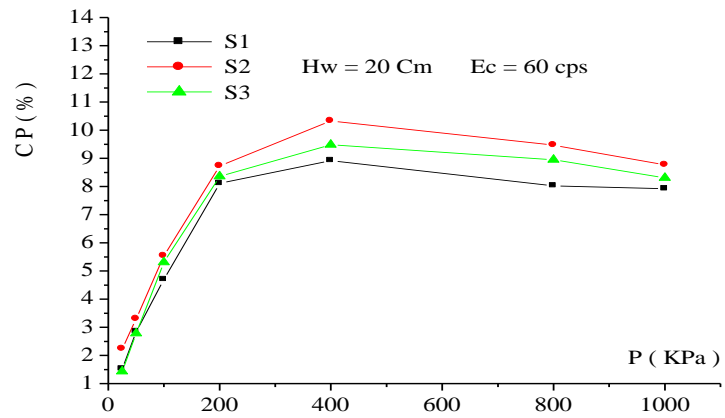


Fig.4-8 : Effet de la charge verticale (**P**) sur le **CP** à I=10 (Hw=20cm) et Ec=60cps.

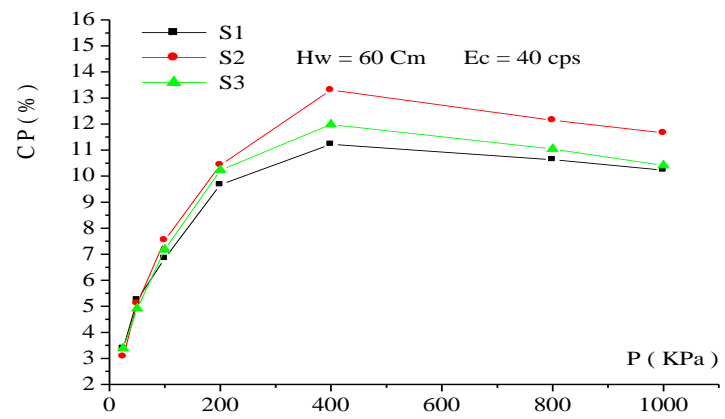


Fig.4-9 : Effet de la charge verticale (**P**) sur le **CP** à I=30 (Hw=60cm) et Ec=40cps.

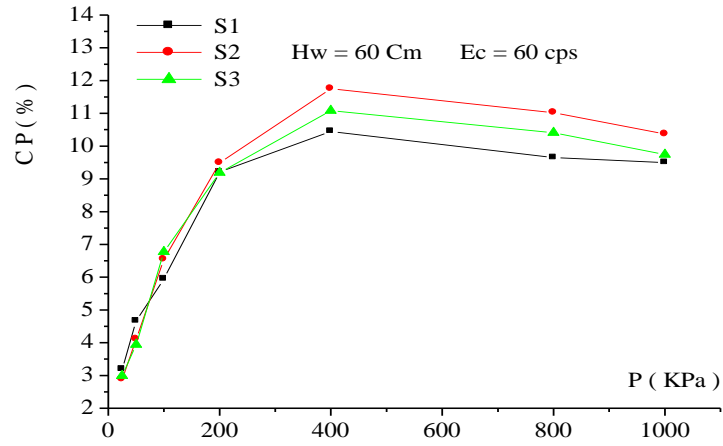


Fig.4-10 : Effet de la charge verticale (**P**) sur le **CP** à I=30 (Hw=60cm) et Ec=60cps.

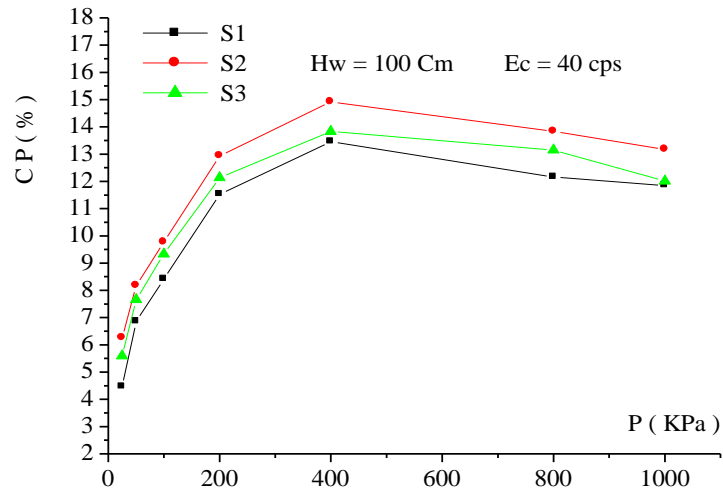


Fig.4-11 : Effet de la charge verticale (**P**) sur le **CP** à I=50 (Hw=100cm) et Ec=40cps.

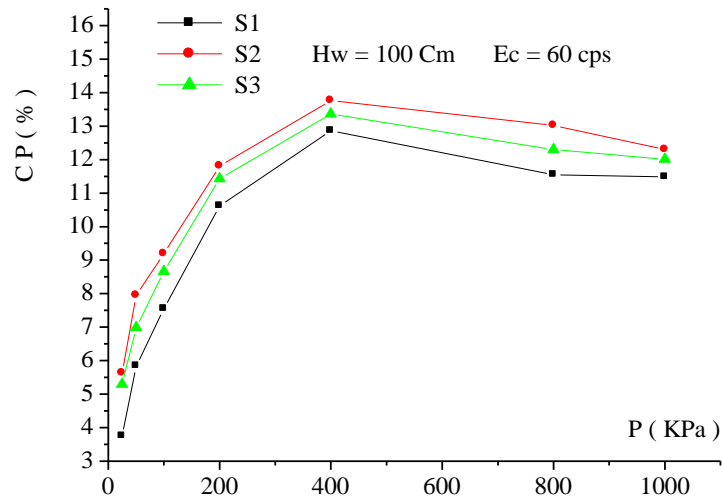


Fig.4-12 : Effet de la charge verticale (**P**) sur le **CP** à I=50 (Hw=100cm) et Ec=60cps.

D'après les graphes (Fig.4-7 à 4-12), représentant le $CP\% = f(\text{Log}(\sigma))$ des trois sols S1-S2-S3 pour les deux énergies de compactage 40, 60 coups et différentes charges hydrauliques (20 ; 60 ; 100 cm), les résultats obtenus montrent que les trois échantillons des sols -S1-S2 -S3 passent par trois phases essentielles :

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

-La deuxième phase : allant de 200 à 400KPa, dans ce cas les pentes sont moins élevées que le premier cas, les faibles tassements prennent un temps assez long pour qu'ils se produisent, le potentiel est au maximum lorsque la charge verticale appliquée atteint 400KPa.

-La troisième phase : allant 400KPa à 1000KPa est marquée par des pentes négatives faibles et étalées prouvant que la quasi-totalité des tassements (réarrangement des grains) sont faites dans les deux phases précédentes, cela signifie que nos échantillons des sols sont consolidés sous la charge verticale appliquée (400KPa) ce qui provoque la régression du potentiel de collapse.

-Le sol-S2- (35 % d'argile (80 μ m) + 65% (2mm)) est le plus affecté par ce phénomène des déformations puis le sol-S3- et à un degré moins le sol-S1-.Ce qui confirme les travaux de Lawton et al (1992) et ce de Handy (1993).

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

4-3-4 Influence de l'énergie de compactage (E_C) sur le CP

On trace les courbes $CP (\%) = f(E_C)$, pour cela on prend pour chaque sol trois cas de chargement (**Fig.4-13 ÷ 4-21**) :

P = 100KPa →Chargement à contrainte faible.

P = 400KPa →Chargement à contrainte modérée.

P = 800KPa →Chargement à contrainte extrême.

L'influence de la variation de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement (CP), est clairement visible sur les graphes tracés pour les trois cas de chargement des trois sols.

On remarque que le taux du potentiel de collapse (CP) décroît lorsque le degré de l'énergie de compactage augmente. Le compactage des trois échantillons des sols reconstitués provoque une diminution des vides entre les particules ce qui rend le déplacement des fines difficile d'où une régression légère du taux de (CP) de 0.36% au 0.91% pour le sol-S1-, de 0.63% au 1.39% pour le sol-S2- et de 0.53% au 1.44% pour le sol-S3-. Dans la majorité des cas observés c'est le sol-S2- qui présente des régressions de taux du potentiel de collapse (CP) remarquables.

Paramètres Sols	Charge Hydraulique Hw (cm) [I]	Énergie (E _c) de Compactage (nombre de coups)	Charge verticale Appliquée P (KPa)	Nombre des essais
S1-S2-S3	20 [10] 60 [30] 100[50]	40 et 60	100→C. faible 400→C.moyenne 800→C. extrême	9

Tableau 4-2: Montre les paramètres utilisés et le nombre d'essais oedometriques pour $CP = f(Ec)$

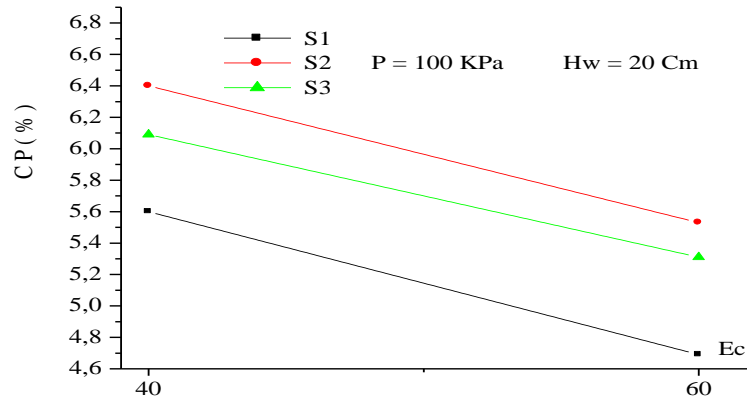


Fig.4-13: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte faible) I=10.

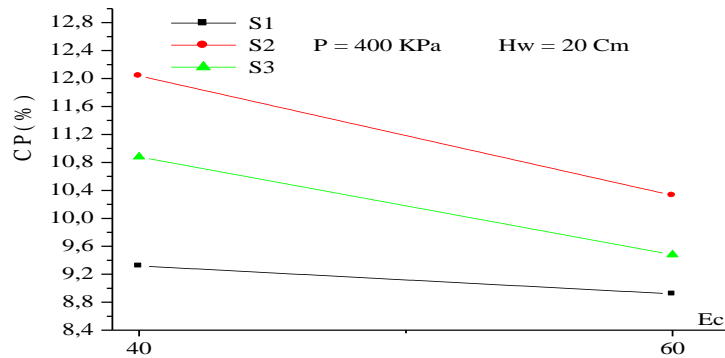


Fig.4-14: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte moyenne) I=10.

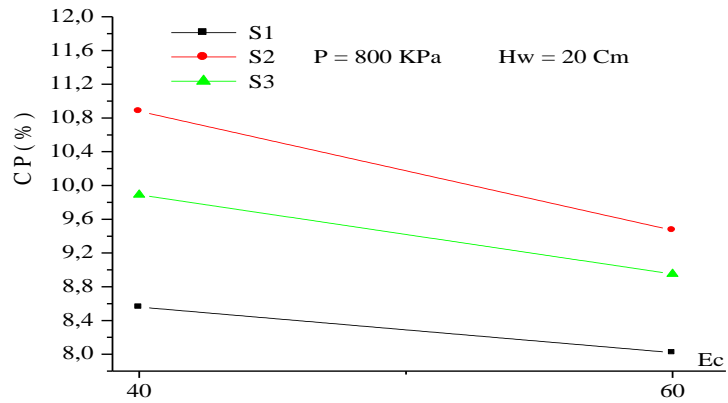


Fig.4-15: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte extrême) I=10.

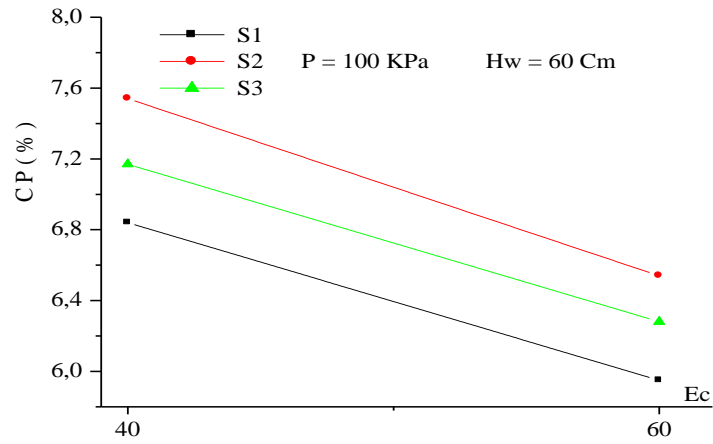


Fig.4-16: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte faible) I=30.

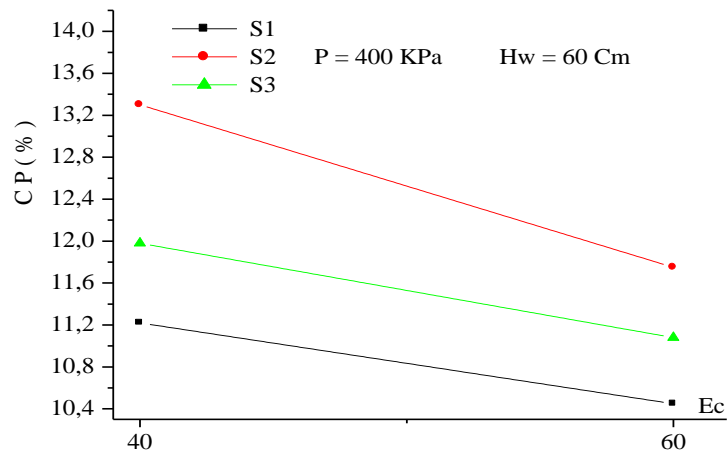


Fig.4-17: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte moyenne) I=30.

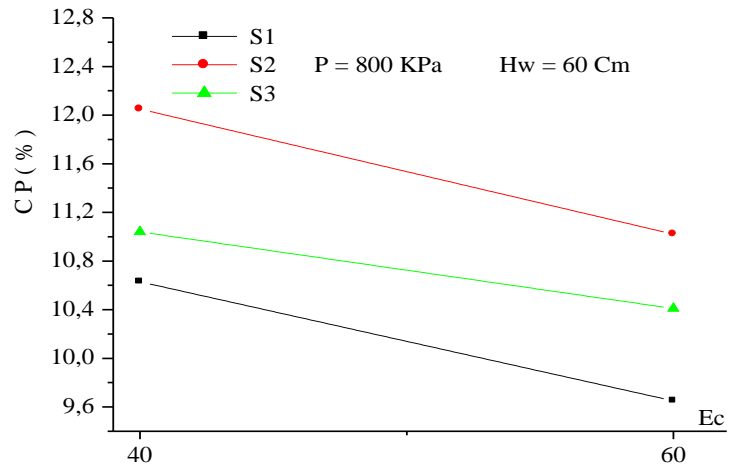


Fig.4-18: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte extrême) I=30.

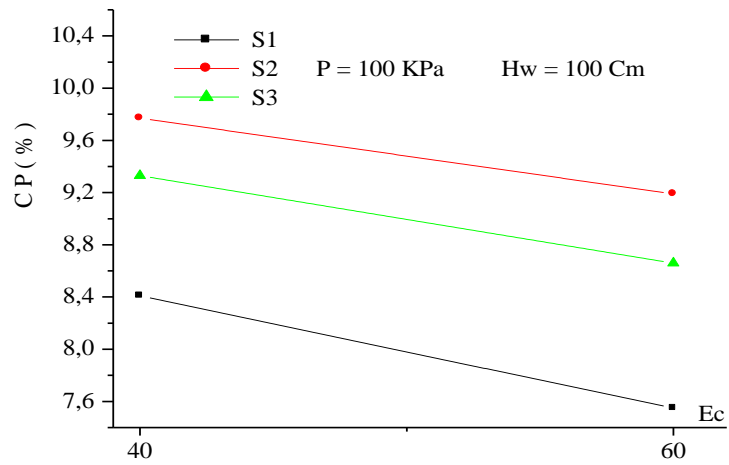


Fig.4-19: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte faible) I=50.

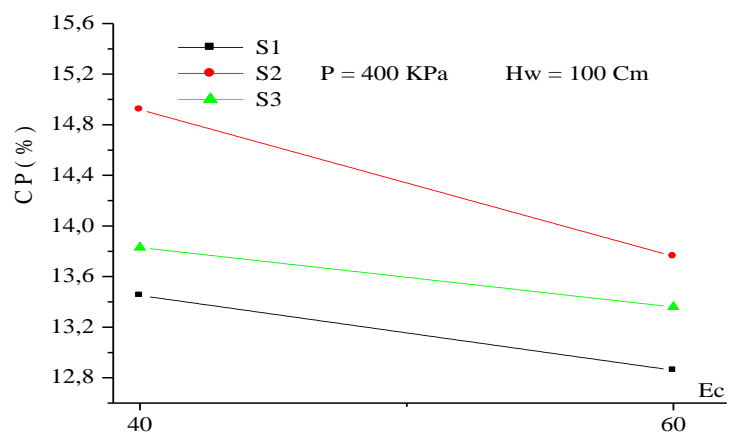


Fig.4-20: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte moyenne) I=50.

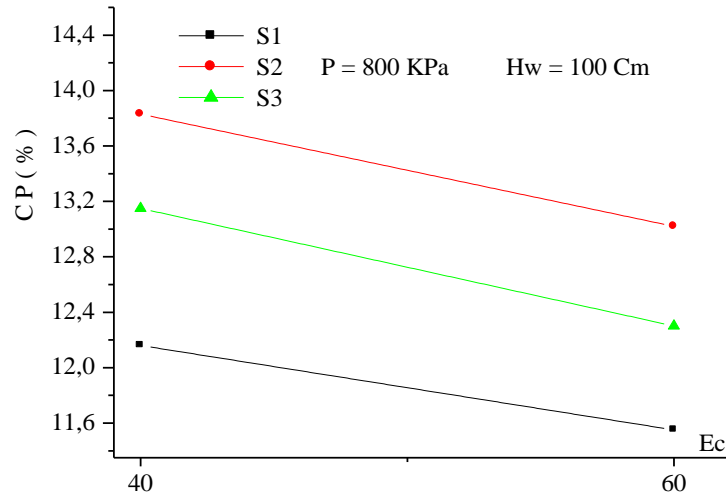


Fig.4-21: Influence de l'Ec sur le CP (à contrainte extrême) I=50.

4-3-5 Influence des particules fines (< 80µm) sur le CP

Pour étudier l'influence des particules fines (< 80µm) sur le taux du potentiel d'affaissement (CP), on a tracé sur les (Fig.4-22 à 4-32) représentant la variation du potentiel d'affaissement (CP), en fonction des pourcentages des particules fines (< 80µm), et on a fait de même pour les particules fines (< 2µm), pour les trois échantillons des sols reconstitués.

Il est remarquable que le maximum d'affaissement est atteint pour un taux d'argile de 35% de PF (< 80µm), qui correspond à une proportion de 9.72 % de la fraction argileuse (<2µm). C'est le sol-S2- qui présente un taux de potentiel d'affaissement très élevé, par rapport au sol-S3-et à degré moins le sol-S1-.

Sous la charge verticale P=400 KPa appliquée, les trois sols se consolident et atteignent leurs maximum, au delà de cette charge le taux du potentiel de collapse diminue, et le risque d'effondrement brusque diminue aussi. Cela confirme le résultat de Dudley (1970) qui stipule que l'affaissement décroît quand la fraction argileuse est importante. Les trois sols sont susceptibles à l'effondrement, vue leurs teneurs en fraction argileuse (< 2µm), qui sont 5.29 %, 9.52 % et 16.52 % respectivement pour S1, S2, et S3. Les travaux de Dudley (1970), Lawton et al (1992), L.Handy 1993) et T.Ayadat et al confirment ces résultats.

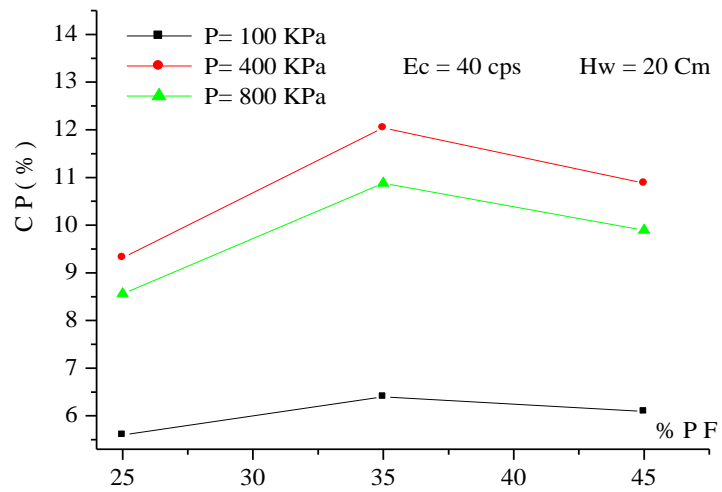


Fig.4-22: Influence des % PF (< 80 μ m) sur le taux du CP avec Ec=40cps, I=10.

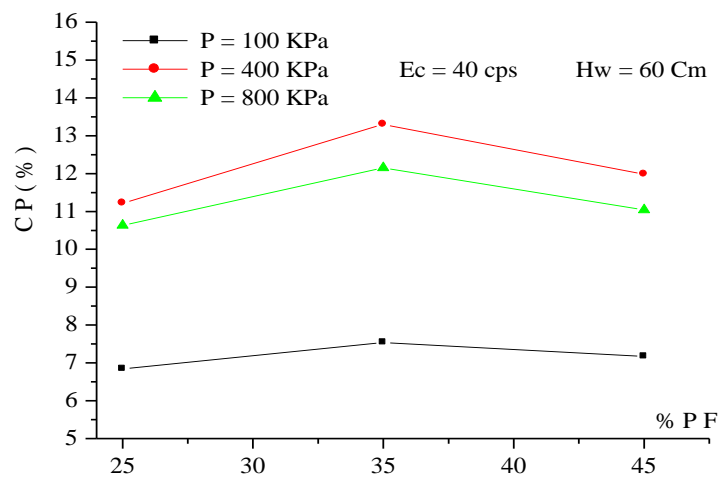


Fig.4-23: Influence des % PF (< 80 μ m) sur le taux du CP avec $E_c=40$ cps, $I=30$.

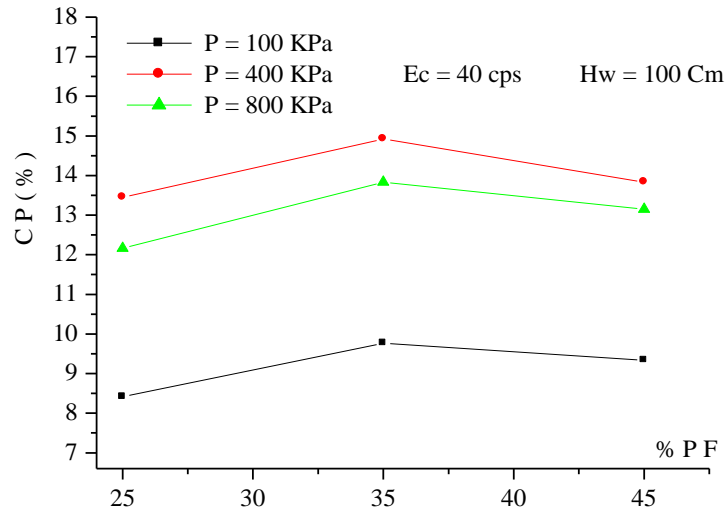


Fig.4-24: Influence des % PF (< 80 μ m) sur le taux du CP avec $E_c=40$ cps, $I=50$.

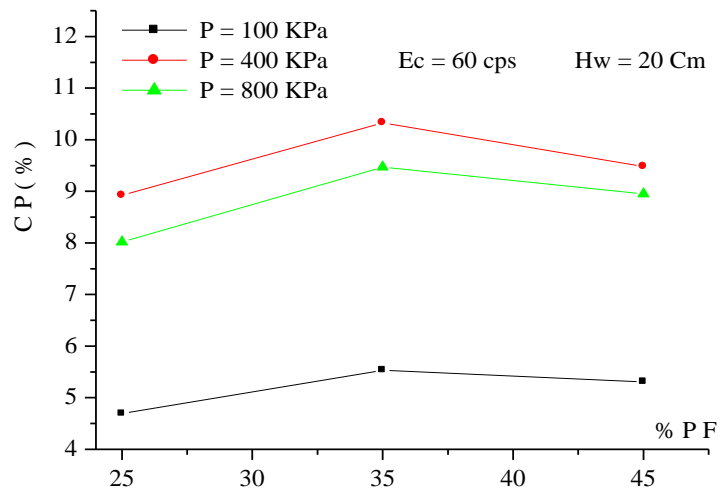


Fig.4-25: Influence des % PF (< 80 μ m) sur le taux du CP avec $E_c=60$ cps, $I=10$.

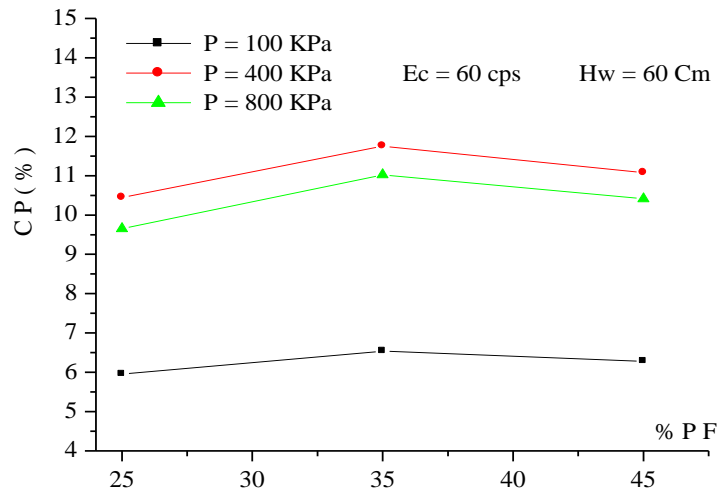


Fig.4-26: Influence des % PF (< 80 μm) sur le taux du CP avec Ec=60cps, I=30.

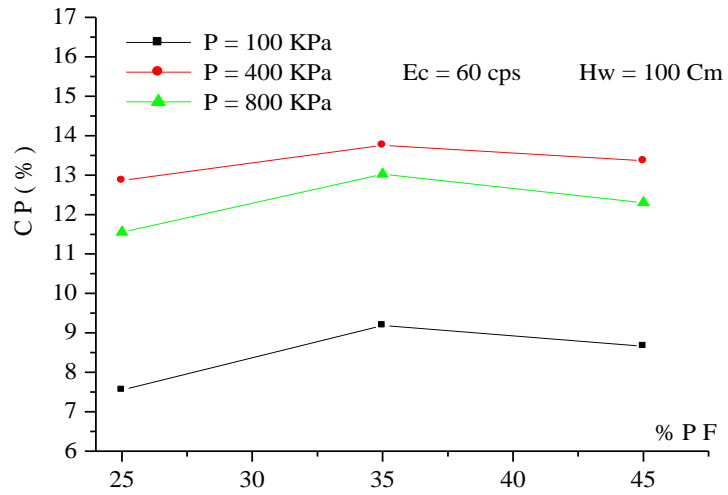


Fig.4-27: Influence des % PF (< 80 μm) sur le taux du CP avec Ec=60cps, I=50.

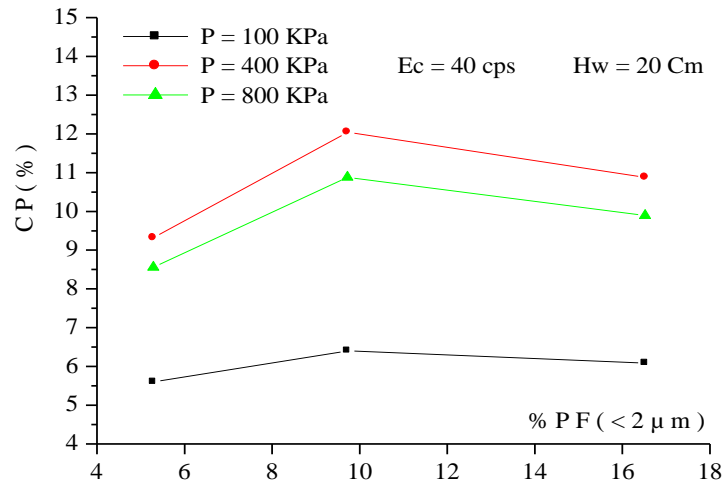


Fig.4-28: Influence du % PF (< 2 μm) sur le taux du CP avec Ec=40cps, I=10.

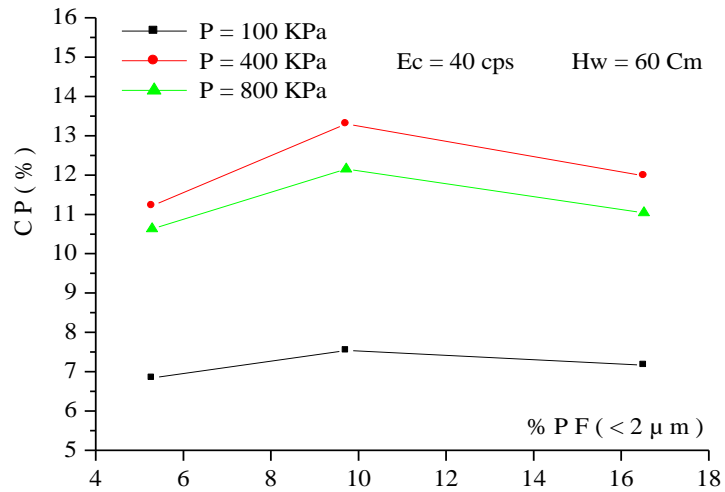


Fig.4-29: Influence du % PF (< 2 μm) sur le taux du CP avec Ec=40cps, I=30.

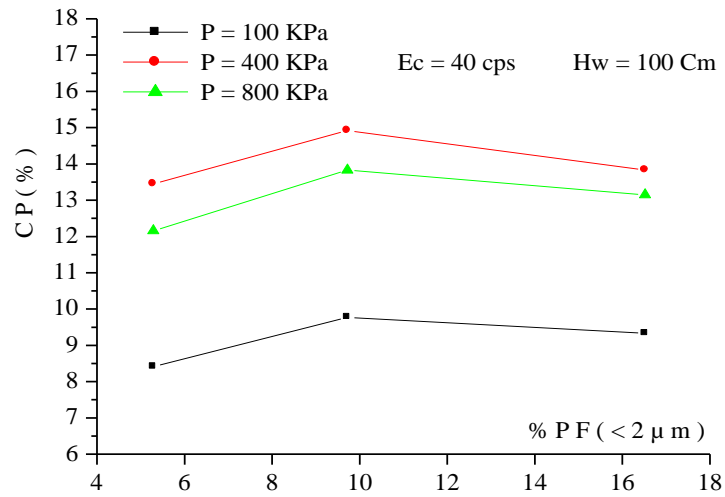


Fig.4-30: Influence du % PF (< 2 μm) sur le taux du CP avec Ec=40cps, I=50.

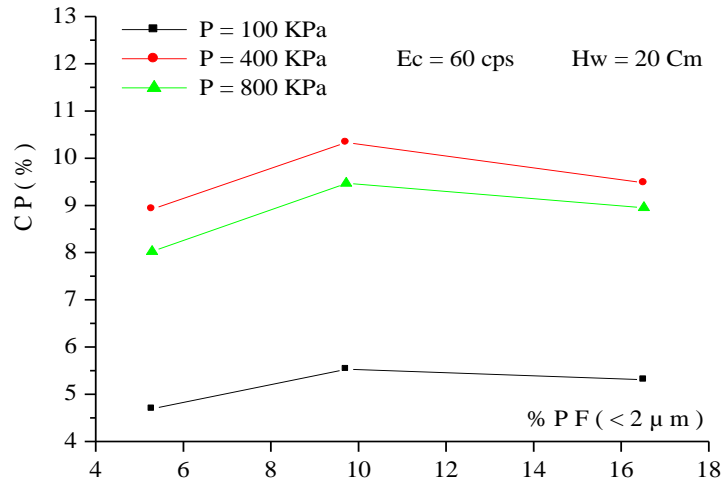


Fig.4-31: Influence du % PF (< 2 μm) sur le taux du CP avec Ec=60cps, I=10.

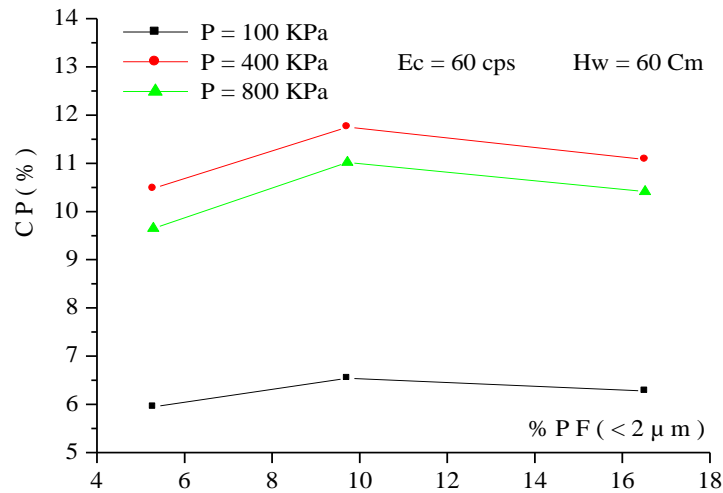


Fig.4-32: Influence du % PF (< 2 μm) sur le taux du CP avec Ec=60cps, I=30.

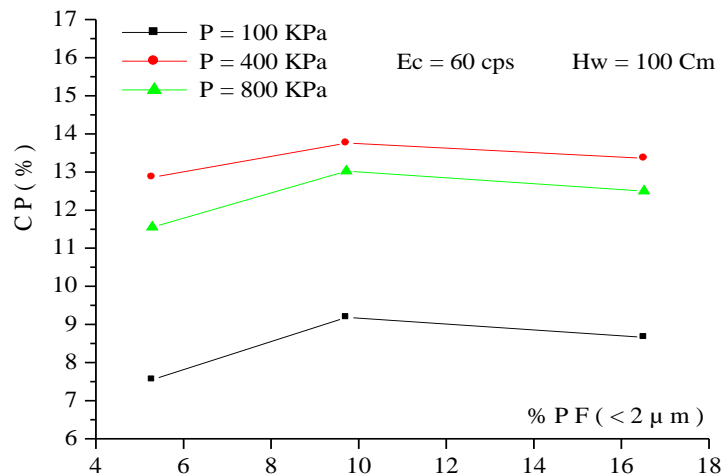


Fig.4-33 : Influence du % PF (< 2 μm) sur le taux du CP avec Ec=60cps, I=50.

4-3-6 Influence du gradient hydraulique (I) sur le (CP)

Peu de travaux de recherches concernant l'influence du gradient hydraulique sur le taux du potentiel d'affaissement (CP) ont été établis.

D'après les figures (Fig.4-34 à 4-40) tracées, représentant le taux du potentiel de collapse (CP), en fonction de la charge hydraulique (Hw) (gradient hydraulique (I)), on constate que l'augmentation de cette (ce) dernier(e) fait croître le potentiel d'affaissement (CP) dans les trois cas de chargement (faible, moyenne, extrême) appliqués sur les échantillons des sols.

Cela a une explication du faite de la composition de nos sols qui ont des proportions d'argile de 25%,35%,45% (<80μm), et des fractions argileuses (< 2μm) de 5.29%,9.72%,16.52%, respectivement pour S1- S2- S2. Leurs inondations en eau venant du tube de verre provoque un écoulement ascendant interne

dans les trois échantillons, les trois sols peuvent être le sujet d'un arrachement et d'une migration des grains des couches supérieures. Cette migration provoque une modification de la granulométrie et de la porosité des sols d'essais. L'aspect descendant des particules fines et leurs accumulations dans les couches inférieures porte préjudice à la stabilité structurelle du matériau, c'est-à-dire le détachement de grains de sable, d'où l'affaissement brusque de nos trois sols.

Le sol -S2- est le plus affecté par l'accroissement du taux de (CP), dans les deux cas de compactage, 40 coups et 60 coups.

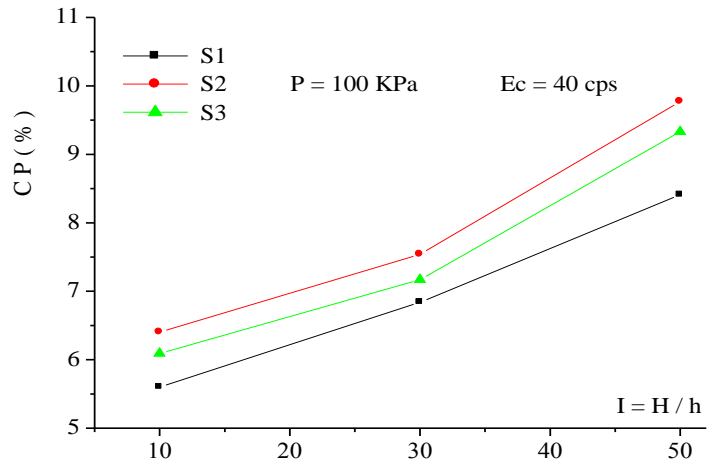


Fig.4-34: Influence du gradient hydraulique (I) sur le ($\%CP$) à charge faible.

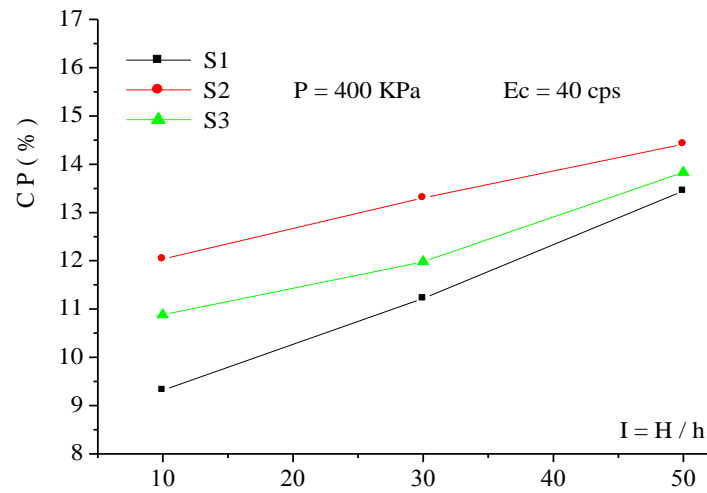


Fig.4-35: Influence du gradient hydraulique (I) sur le ($\%CP$) à charge moyenne.

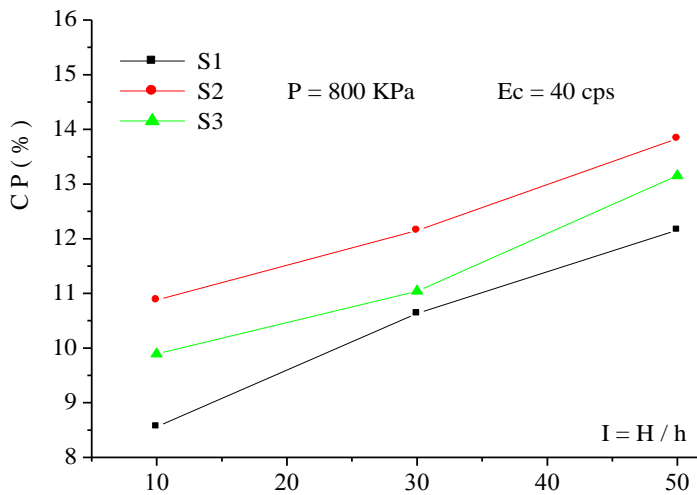


Fig.4-36: Influence du gradient hydraulique (**I**) sur le (**%CP**) à charge extrême.

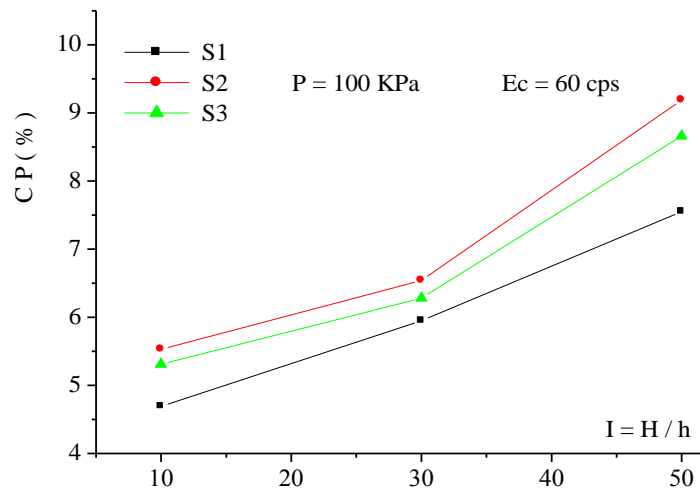


Fig.4-37: Influence du gradient hydraulique (**I**) sur le (**%CP**) à charge faible.

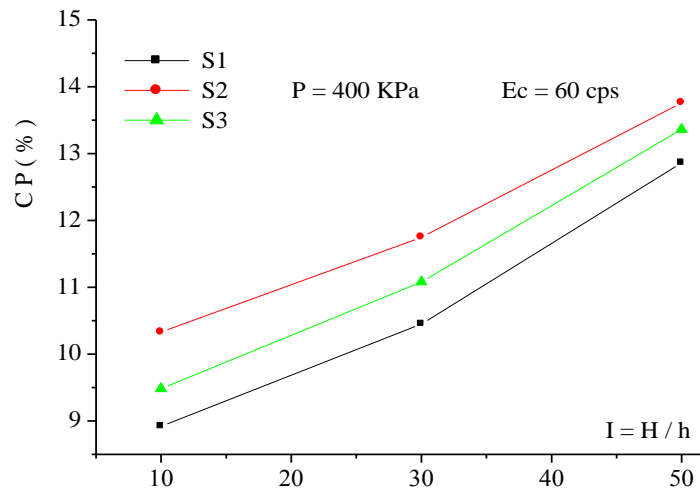


Fig.4-38: Influence du gradient hydraulique (**I**) sur le (**%CP**) à charge moyenne.

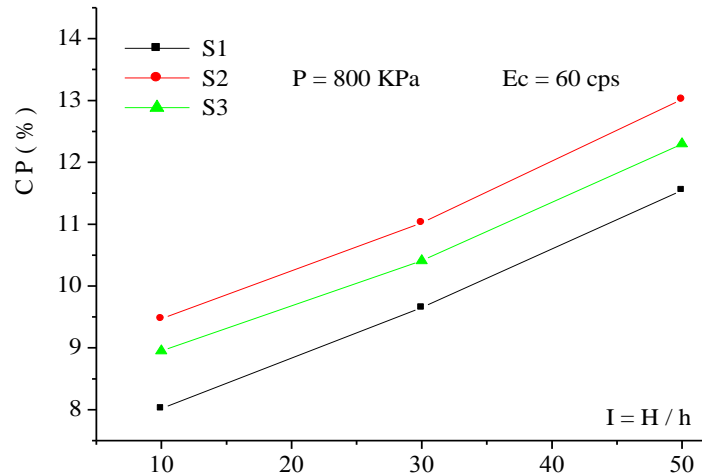


Fig.4-39: Influence du gradient hydraulique (I) sur ($\%CP$) à charge extrême.

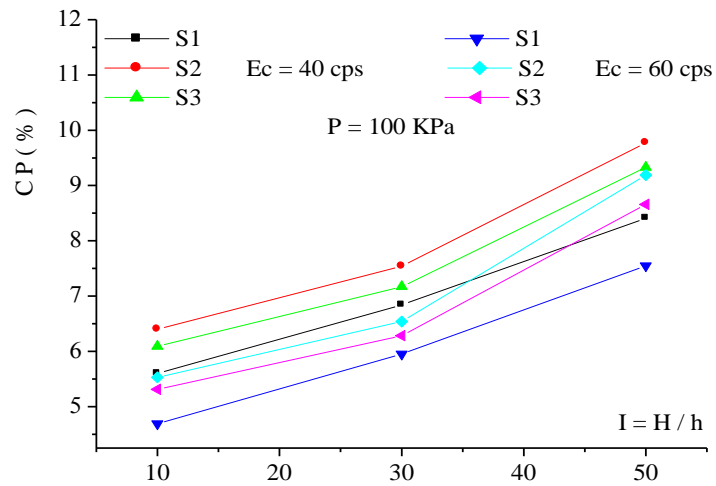


Fig.4-40: Effet combiné de l' E_c et le gradient hydraulique (I) sur le (CP) à charge faible.

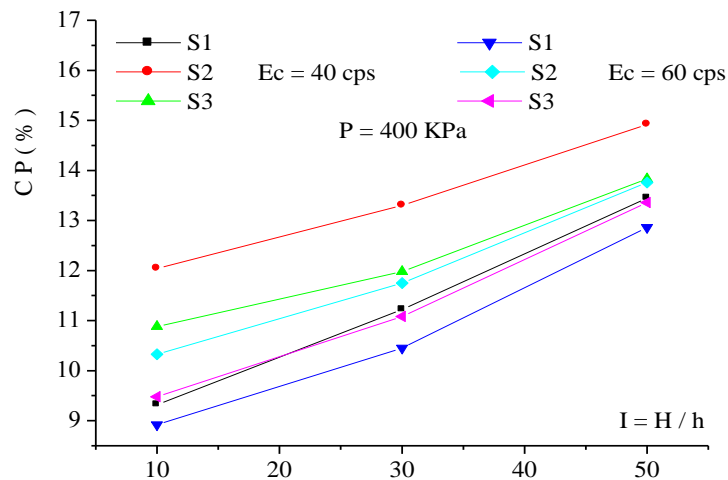


Fig4-41: Effet combiné de l'Ec et le gradient hydraulique (I) sur le (CP) à charge moyenne.

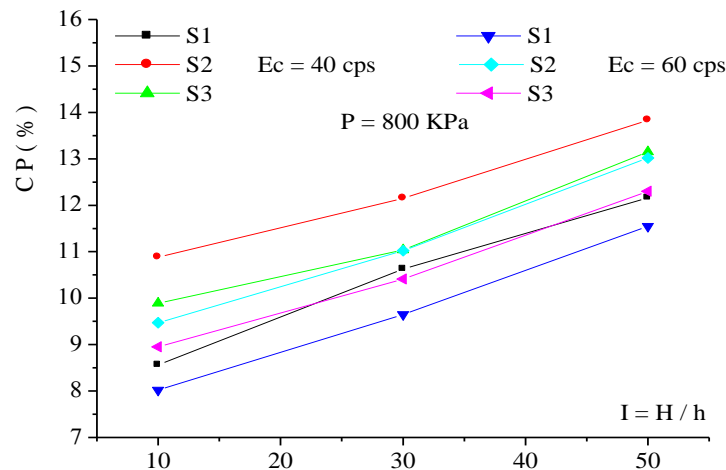


Fig.4-42: Effet combiné de l'Ec et le gradient hydraulique (I) sur le (CP) à charge extrême.

4-4 Conclusion

Les conclusions qu'on peut tirer de l'étude oedométrique (double oedometre) pour les trois sols testés sont :

1) La contrainte verticale appliquée (P) provoque des régressions de l'indice des vides des trois sols, à l'état sec ou à l'état inondé, sous les trois charges hydrauliques 20,60 et 100 cm (gradients hydrauliques).

2) Le gradient hydraulique fait accentuer la différence entre l'indice des vides du sol à l'état sec ($w = 4\%$) et du même sol sous une charge hydraulique (Hw) et sous la même charge verticale appliquée (P), ce qui fait augmenter le taux du potentiel d'affaissement (CP), et par conséquent l'effondrement brusque des sols.

3) Sous l'effet de la charge verticale appliquée (P), les trois échantillons des sols passent par trois phases (03) d'après les graphes représentant $P = f(CP)$.

La phase allant de 25 à 200 KPa, ou le taux du potentiel d'affaissement (CP) croit rapidement avec l'augmentation de la charge verticale (P) appliquée, cela est marquée par la présence des pentes positives très élevées, ce qui induit des tassements rapides et instantanés, et l'effondrement brusque des couches supérieures des échantillons.

La phase allant de 200 à 400 KPa, représentée par des pentes positives mais un peu étalées, ce qui provoque des tassements lents et prennent assez de temps, le taux du potentiel de collapse (CP) évolue peu, pour atteindre le maximum (400 KPa), c'est donc la consolidation.

La phase allant de 400 à 1000 KPa, les pentes sont négatives et étalées cela explique que les sols sont consolidés à la charge verticale appliquée ($P=400\text{KPa}$), et au-delà de cette charge le taux du potentiel d'affaissement (CP) diminue, même si on continue à augmenter la charge verticale (P).

Les trois sols *se consolident* donc sous ($P = 400 \text{ KPa}$).

4) L'augmentation du degré d'énergie de compactage (E_c) provoque un serrage des grains d'où une réduction des vides entre les particules, cela induit la régression du taux du potentiel de collapse (CP) pour les trois sols reconstitués et cela quelque soit la charge verticale appliquée (P) et la charge hydraulique (H_w).

5) La régression importante du taux de (CP) est remarquée sur l'échantillon du sol S2 surtout dans les cas des charges $P= 400$ et 800KPa où la régression atteint 1.71% et 1.41% sous le gradient hydraulique $I = 10$ ($H_w=20\text{cm}$).

6) L'influence des pourcentages de particules fines (%PF) est visible, pour les trois sols sous les trois cas de chargement (100, 400,800) KPa. Le sol-S2- qui a une proportion en argile de 35%, et une fraction argileuse de 9.72%, est le plus affecté par l'augmentation du taux de (CP), puis le sol -S3- qui a une teneur en argile de 45 % et une fraction argileuse de 16.52% puis le sol-S1- pour un taux d'argile de 25% et une fraction argileuse de 5.29%.

7) Le gradient hydraulique (I) fait augmenter le taux du potentiel de collapse (CP) pour les trois échantillons de sols -S1-S2-S3- respectivement, cela est lié à la fraction argileuse qui constitue les trois sols et l'arrachement des particules fines des couches supérieures qui finissent par se poser sur le fond de la cellule oedométrique, ce qui provoque l'effondrement de ces dernières, et porte des dommages à la stabilité structurelle des matériaux.

Chapitre 5: Résultats des essais au Perméamètre à charge constante

5-1 Introduction

Les mécanismes responsables de l'érosion interne sont multiples, évolutifs et dépendent de plusieurs paramètres, cette migration de particules provoque une modification de la granulométrie et de la porosité du sol induit une variation des caractéristiques hydrauliques et mécaniques face à cette complexité, les critères d'initiation et de leurs développement présents dans la littérature sont diverses et souvent étroitement dépendants de l'ouvrage étudié. La rupture des ouvrages récents souligne les insuffisances des critères actuels pour estimer le déclenchement, le développement et le comportement mécanique de l'érosion interne. Pour cela on essaye d'étudier l'influence du gradient hydraulique sur le comportement des trois sols reconstitués pour permettre dans la mesure du possible de déterminer un critère d'érosion interne et d'expliquer le phénomène d'effondrement.

5-2 Les limites de cette étude

Les analyses des différents résultats des tests du Perméamètre à charge constante seront discutés dans ce chapitre, en se basant sur l'influence du gradient hydraulique (I) (charge hydraulique H_w) appliquée à l'échantillon et la teneur en eau déterminée dans chaque couche pour étudier le phénomène de la migration des particules fines à travers les trois couches du Perméamètre.

5-3 Difficultés et problèmes rencontrés

Les principaux problèmes rencontrés dans la réalisation des essais au laboratoire sont comme suit:

-la présence des écoulements parasites entre la paroi rigide du Perméamètre et l'échantillon du sol au cours des essais.

-l'apparition de quelques gouttes d'eaux (pertes) sur la périphérie extérieure des trois parties démontables du Perméamètre.

-la variation de la température à l'intérieur du laboratoire (17°C à 25°C).

-les sols d'essais sont artificiels, alors que dans la nature, ils existent plusieurs variétés de sols éffondrables difficile à préparer au laboratoire ce qui pousse à prendre des échantillons des sols naturels pour confirmer cette étude.

-le dépôt des particules fines argileuses dans le circuit de collecte de l'effluent pose un problème dans le calcul des pourcentages des particules fines migrants.

Malgré ces difficultés on' a essayé de trouver dont la limite du possible des résultats qui donnent des informations de l'effet du gradient hydraulique (I) (la charge hydrauliques H_w) sur la migration des particules.

5-4 Mise en évidence de l'essai

Après la préparation du gâchis bien homogénéisé on place celui-ci dans le moule cylindrique sur deux couches compactés par une même énergie de compactage, le moule cylindrique étant fermé à son extrémité supérieur qui comporte un ajutage qui sert au raccordement du Perméamètre avec le réservoir qui est placé à une hauteur H bien déterminé. Ce dernier est alimenté par une conduite de remplissage d'eau et possède aussi une vidange de trop plein. Pour éviter la boullance et ainsi identifier plus sûrement l'action de la suffusion et du renard, les échantillons sont soumis à un écoulement descendant .Bendahmane, 2002. Indique que l'accroissement du gradient hydraulique s'accompagne d'une accélération de l'évolution de la perméabilité. A l'inverse, l'augmentation de la pression de confinement des échantillons se traduit par un ralentissement de cette même évolution perméamétrique.

Après 48 h l'échantillon est saturé verticalement sous le gradient hydraulique (I) souhaité. Car en dépassant les 48 h on'a remarqué à trois reprises, pour les trois sols qu'il y'a un éclatement du Perméamètre sous l'effet des trois charges hydrauliques (H_w).

5-5 Résultats des essais

Pour chaque échantillon de sol, on détermine la teneur en eau des trois couches pour les deux cas de compactage (40 et 60 coups) et les trois cas de gradients hydrauliques [I] (200 [10] ; 240 [12]; 280cm [14]). Les résultats sont présentés sur les tableaux(5-1 à 5-18) .Les pourcentages en poids des particules fines

migrant d'une couche à l'autre sont déterminés après avoir récupéré ceux utilisés pour le calcul de la teneur en eau. Le tamisage humide à travers le tamis 80 μm et séchage à l'étuve, nous permet de calculer le pourcentage des particules fines dans chaque couche et leurs différences entre les niveaux (N1; N2; N3) en fonction du gradient hydraulique appliqué. Les résultats des différents essais sont présentés dans les tableaux (5-19 à 5-24).

Le traçage des courbes représentant les taux de particules fines (% PF) déplaçant entre les niveaux de chaque échantillon de sol en fonction de la charge hydraulique appliquée (H_i) et au degré de compactage demandé à augmenter le déplacement de particules fines ($< 80\mu\text{m}$) surtout le sol-S3- qui a un pourcentage en particules fines élevés (45%) par rapport aux sols -S2- et-S1 (Fig.5-1 à 5-15).Le calcul des différences entre deux couches successives d'un même échantillon ont montré que plus le taux de particules fines augmente dans l'échantillon du sol plus leurs déplacements seront difficiles (Fig.5-16 à 5-30).

Le degré de compactage (E_c) réduit le pourcentage de particules migrantes sans les faire éliminés.

5-6 Interprétations

-L'augmentation du gradient hydraulique (I), favorise le déplacement des particules fines ($< 80\mu\text{m}$) dans le sens de l'écoulement d'eau à travers les trois couches des sols, quelque soit le degré de compactage.

-Les taux maximums de particules fines migrants ($\%PF_{\text{max}}$) à travers les couches de chaque échantillon des sols, sont observés sous le gradient hydraulique ($I=14$) [$H_w = 280\text{cm}$].

-L'augmentation du taux en particules fines (PF), provoque une réduction des différences de pourcentages de (PF) entre les trois niveaux de chaque sol. Cela nous permet de dire que les sols sableux permettent l'écoulement d'eau à travers les pores, qui transporte les particules fines, ce qui favorise leurs déplacements entre les différentes couches du sol.

-L'augmentation du degré de compactage (E_c) de 40 à 60cps réduit le phénomène de l'érosion interne pour les trois échantillons des sols mais ne l'élimine pas totalement.

-Compte tenue de leur pourcentage en particules fines (PF), le sol S3 présente un taux élevé de particule migrant que S2 et S1.

-L'augmentation du degré de compactage (E_c) de 40 à 60 cps, du gradient hydraulique (I) de 10 à 14 apportent une progression importante dans le déplacement et l'arrachement des particules fines surtout dans le niveau N1 du sol-S1-puis-S2-et en fin-S3-.

2.91 à 4.67% → pour la couche inférieure -N1-.

- Pour le sol-S1- 2.11 à 3.02% → pour la couche intermédiaire -N2-.
1.57 à 2.21% → pour la couche supérieure -N3-.
1.39 à 2.93% → pour la couche inférieure -N1-.
- Pour le sol-S2- 1.26 à 2.55% → pour la couche intermédiaire -N2-.
0.69 à 1.47% → pour la couche supérieure -N3-.
0.59 à 2.57% → pour la couche inférieure -N1-.
- Pour le sol-S3- 0.53 à 1.52% → pour la couche intermédiaire -N2-.
0.27 à 0.76% → pour la couche supérieure -N3-.

- Le sol -S1- ayant une proportion de 25 % de grains fins (<80µm), et une fraction argileuse de 5.29 % (< 2µm), est le plus touché par cette régression, cela s'explique par la présence des vides, due à la forte proportion de sable dans le sol. Par contre, aux sols -S2- et -S3-, où le taux en argile est important, l'effet de l'énergie de compactage est réduit, du fait de la domination des particules fines, qui comblent le très peu de vides causés par les grains de sable.

- Pour un degré de compactage constant (E_c) et un gradient hydraulique (I) variant de 10 à 14, l'augmentation du taux de particules fines (PF) migrant à travers les trois couches des sols est comme suit :

Sol-S1- $E_c = 40$ cps.

- 6.93 % → pour la couche inférieure -N1.
- 5.05% → pour la couche intermédiaire-N2.
- 4.00 % → pour la couche supérieure -N3.

Sol-S2- $E_c = 40$ cps.

- 5.53 % → pour la couche inférieure-N1.
- 4.23 % → pour la couche intermédiaire-N2.
- 3.14% → pour la couche supérieure-N3.

Sol-S3- $E_c = 40$ cps.

- 4.03 % → pour la couche inférieure-N1.
- 2.80% → pour la couche intermédiaire-N2.
- 1.69% → pour la couche supérieure-N3.

Sol-S1- $E_c = 60$ cps.

- 5.17 % → pour la couche inférieure-N1.
- 4.14 % → pour la couche intermédiaire-N2.
- 3.36 % → pour la couche supérieure-N3.

Sol-S2- $E_c = 60$ cps.

- 3.99% → pour la couche inférieure-N1.
- 2.91 % → pour la couche intermédiaire-N2.
- 2.36 % → pour la couche supérieure-N3.

Sol-S3- $E_c = 60$ cps.

- 2.05% → pour la couche inférieure-N1.
- 1.81% → pour la couche intermédiaire-N2.
- 1.20 % → pour la couche supérieure-N3.

- Compte tenu de leurs compositions de pourcentage en poids (25% argile + 75% sable) le sol-S1- est le plus affecté par le phénomène de l'érosion interne, puis -S2- et en fin-S3-, quelque soit le degré de compactage (E_c).

-L'accroissement de la teneur en argile provoque un décroissement dans le déplacement des particules fines (PF), dans le calcul de la différence entre les différents niveaux, et cela malgré l'augmentation du gradient hydraulique (I).

Le tableau (5-1) indique le pourcentage maximum de PF observé dans le niveau -N1-(niveau inférieur) sous le gradient hydraulique $I = 14$ pour les trois sols reconstitués.

	Sol-S1-		Sol-S2-		Sol-S3-	
	$E_c = 40\text{coups}$	$E_c = 60\text{coups}$	$E_c = 40\text{coups}$	$E_c = 60\text{coups}$	$E_c = 40\text{coups}$	$E_c = 60\text{coups}$
% PF_{\max}	38.86	34.19	41.68	38.75	45.35	42.78

Tableau 5-1: % PF_{\max} à différentes énergies de compactages (E_c) des sols d'essais sous le gradient hydraulique [$I = 14$] ($H_w = 280\text{ cm}$).

5-7 Conclusion

Le dispositif d'essai au perméamètre à charge constante, permet de produire au laboratoire le phénomène d'érosion interne, malgré que les mécanismes responsables soient divers et dépendent de plusieurs paramètres. Nos essais sont portés sur des échantillons des sols reconstitués-S1-S2-S3-cités auparavant.

1-L'augmentation du gradient hydraulique (I) (la charge hydraulique (H_w)), favorise l'arrachement et le déplacement des particules fines, surtout pour les sols sableux, où la forte pente d'eau emporte les grains fins, toute en créant des vides dans les couches sus-jacentes des sols, si cette quantité d'argile érodée est suffisamment importante, les grains de sable sont arrachés progressivement et induisent l'effondrement de l'échantillon de sol.

2-L'accroissement du degré de compactage (E_c) provoque un serrage des grains, et par la suite la réduction des vides existants, ce qui diminue le déplacement des ces grains, mais ne l'empêche pas totalement. Plus le taux en argile est importante, plus la quantité des particules fines migrant devient moins

importante, même si on accroît le gradient hydraulique (I), cela s'explique par le remplissage de la majorité des pores, formés par les grains de sable existants, par les particules fines d'argile, ce qui réduit leurs quantités et par la suite rend difficile leurs déplacements à travers les différentes couches.

3- Pour notre cas l'échantillon de sol-S1- qui est formé par 25% d'argile (<80 μ m) et 75% de sable (2mm), est le plus exposé au phénomène de l'érosion interne, puis le sol-S2-qui a 35 % d'argile et 65% de sable, et en fin le sol-S3- qui a 45% d'argile et 55% de sable.

	Ec = 40 coups		
		W = 4 %	Hw = 200 cm
Sol- S1-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.00	23.81	22.72
Particules fines (% PF)	31.93	28.40	26.21

Tableau 5-2 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour le sol -S1-
Ec =40cps

	Ec = 60 coups		
		W = 4 %	Hw = 200 cm
Sol-S1-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	24.24	22.85	20.59

Particules fines (% PF)	29.02	26.29	24.64
-------------------------	-------	-------	-------

Tableau 5-3 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour le sol -S1-
Ec=60cps.

	Ec = 40 coups	W = 4 %	Hw = 200 cm
Sol -S2-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.81	24.13	23.81
Particules fines (% PF)	36.15	33.44	31.81

Tableau 5-4: Résultats du Perméamètre à charge constante pour le sol-S2-
Ec=40cps.

	Ec = 60 coups	W = 4%	Hw = 200 cm
Sol- S2-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.00	24.00	23.52
Particules fines (% PF)	34.76	32.18	31.12

Tableau 5-5: Résultats du Perméamètre à charge constante pour le sol-S2-
Ec=60cps.

	Ec = 40 coups	W = 4 %	Hw = 200 cm
Sol –S3-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	26.47	25.81	25.00
Particules fines (% PF)	41.32	38.85	37.84

Tableau 5-6 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour le sol-S3-
Ec=40cps.

	Ec = 60 coups	W = 4 %	Hw = 200 cm
Sol –S3-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.92	25.00	24.00
Particules fines (% PF)	40.73	38.32	37.57

Tableau 5-7 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour le sol-S3-
Ec=60cps.

	Ec = 40 coups	W = 4 %	Hw = 240 cm
Sol –S1-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W%)	25.00	24.32	22.86
Particules fines (%PF)	33.78	29.45	26.63

Tableau 5-8 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour le-S1-

	Ec= 60 coups	W= 4 %	Hw = 240 cm
Sol –S1-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W%)	23.33	22.58	20.00
Particules fines (%PF)	32.17	28.64	26.86

Tableau 5-9: Résultats du Perméamètre à charge constante pour le-S1

	Ec = 40 coups	W = 4 %	Hw = 240 cm
Sol -S2-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W%)	25.81	24.44	23.53
Particules fines (%PF)	39.38	35.75	33.98

Tableau 5-10: Résultats du Perméamètre à charge constante pour le-S2-

Tableau 5-10: Résultats du Perméamètre à charge constante pour le-S2-

	Ec = 60cps	W = 4%	Hw = 240 cm
Sol -S2-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.00	23.53	23.33
Particules fines (%PF)	37.57	34.16	32.97

Tableau 5-11: Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S2-

	Ec = 40 coups	W = 4%	Hw = 240 cm
Sol -S3-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	26.47	25.92	25.00
Particules fines (%PF)	43.51	40.57	38.62

Tableau 5-12: Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S3-

	Ec = 60 coups	W = 4%	Hw = 240 cm
Sol -S3-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.80	24.24	23.53
Particules fines (%PF)	41.05	38.71	37.82

Tableau 5-13 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S3-

	Ec = 40 coups	W = 4 %	Hw = 280 cm
Sol -S1-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.81	24.32	23.33
Particules fines (% PF)	38.86	33.45	30.21

Tableau 5-14 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S1-

	Ec= 60 coups	W= 4 %	Hw = 280 cm
Sol -S1-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	24.14	23.08	22.22
Particules fines (% PF)	34.19	30.43	28.00

Tableau 5-15 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S1-

	Ec= 40 coups	W = 4 %	Hw = 280 cm
Sol -S2-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	26.66	25.00	24.24
Particules fines (% PF)	41.68	37.64	34.95

Tableau 5-16 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S2-.

	Ec = 60 coups	W = 4 %	I = 14
Sol -S2-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	25.92	24.14	23.53
Particules fines (% PF)	38.75	35.09	33.48

Tableau 5-17 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S2-

	Ec = 40 coups	W = 4 %	Hw = 280 cm
Sol -S3-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	27.27	26.32	25.58
Particules fines (% PF)	45.35	41.65	39.53

Tableau 5-18: Résultats du Perméamètre à charge constante pour -S3-

	Ec = 60 coups	W = 4 %	Hw = 280 cm
Sol -S3-	Couche Inf (N1)	Couche Int (N2)	Couche Sup (N3)
Teneur en eau (W %)	26.31	25.64	24.39
Particules fines (% PF)	42.78	40.13	38.77

Tableau 5-19 : Résultats du Perméamètre à charge constante pour le-S3-

	Sol-S1-	Ec = 40 coups	W = 4%
Hauteurs	H ₁ = 200cm	H ₂ = 240cm	H ₃ = 280cm
Diff de niv.			
N ₁ – N ₃	5.72	7.15	8.65
N ₁ – N ₂	3.53	4.33	5.41
N ₂ – N ₃	2.19	2.82	3.24

Tableau 5-20 : Résultats des différences entre les trois niveaux pour -S1-

	Sol-S1-	Ec = 60 coups	W = 4%
Hauteurs	H ₁ = 200cm	H ₂ = 240cm	H ₃ = 280cm
Diff de niv.			
N ₁ – N ₃	4.38	5.31	6.19
N ₁ – N ₂	2.73	3.53	3.76

$N_2 - N_3$	1.65	1.78	2.43
-------------	------	------	------

Tableau 5-21: Résultats des différences entre les trois niveaux pour -S1-

	Sol-S2-	Ec = 40 coups	W = 4%
Hauteurs	$H_1 = 200\text{cm}$	$H_2 = 240\text{cm}$	$H_3 = 280\text{cm}$
Diff de niv.			
$N_1 - N_3$	4.34	5.40	6.73
$N_1 - N_2$	2.71	3.63	4.04
$N_2 - N_3$	1.63	1.77	2.69

Tableau-22 : Résultats des différences entre les trois niveaux pour-S2-

	Sol-S2-	Ec = 60 coups	W = 4%
Hauteurs	$H_1 = 200\text{cm}$	$H_2 = 240\text{cm}$	$H_3 = 280\text{cm}$
Diff de niv.			
$N_1 - N_3$	3.64	4.60	5.27
$N_1 - N_2$	2.58	3.41	3.66
$N_2 - N_3$	1.06	1.19	1.61

Tableau 5-23 : Résultats des différences entre les trois niveaux pour-S2-

	Sol-S3-	Ec = 40 coups	W = 4%
Hauteurs	$H_1 = 200\text{cm}$	$H_2 = 240\text{cm}$	$H_3 = 280\text{cm}$
Diff de niv.			
$N_1 - N_3$	3.48	4.89	5.82
$N_1 - N_2$	2.47	2.94	3.70
$N_2 - N_3$	1.01	1.95	2.12

Tableau 5-24 : Résultats des différences entre les trois niveaux pour -S3-

Hauteurs Diff de niv.	Sol-S3 Ec = 60 coups W = 4%		
	H ₁ = 200cm	H ₂ = 240cm	H ₃ = 280cm
N ₁ - N ₃	3.16	3.23	4.01
N ₁ - N ₂	2.14	2.34	2.65
N ₂ - N ₃	0.75	0.89	1.36

Tableau 5-25: Résultats des différences entre les trois niveaux pour-S3-

I	N1	N2	N3
10	31.93	28.40	26.21
12	33.78	29.45	26.63
14	38.86	33.45	30.21

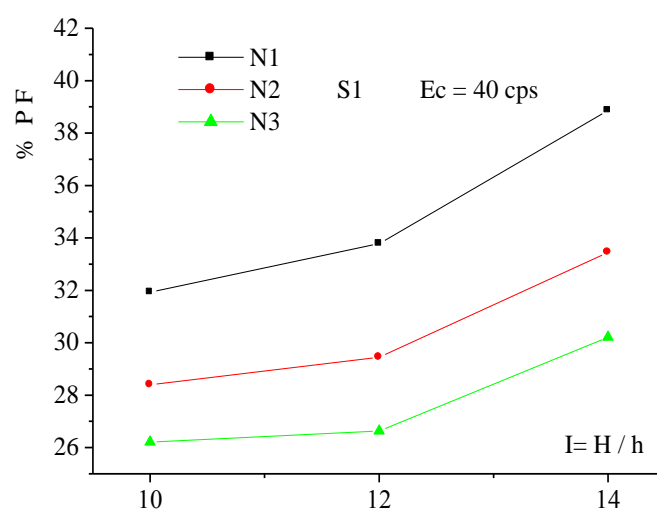


Fig.5-1: Pourcentage des particules fines dans chaque niveau-S1-

I	N1	N2	N3
10	36.15	33.44	31.81
12	39.38	35.75	33.98
14	41.68	37.64	34.95

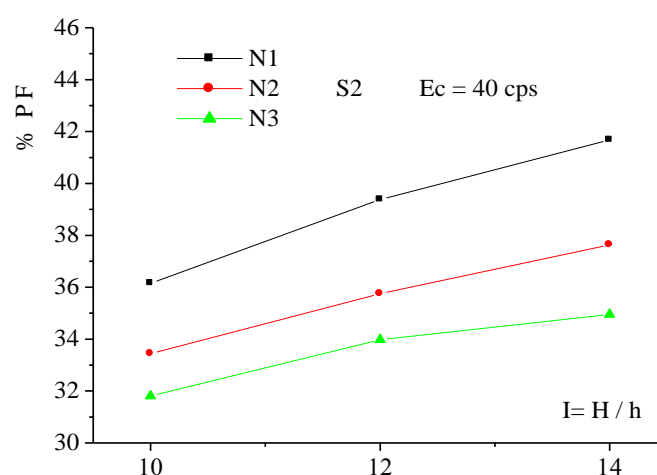


Fig.5-2: Pourcentage des particules fines dans chaque niveau-S2-

I	N1	N2	N3
10	36.15	33.44	31.81
12	39.38	35.75	33.98
14	41.68	37.64	34.95

10	41.32	38.85	37.84
12	43.51	40.57	38.62
14	45.35	41.65	39.53

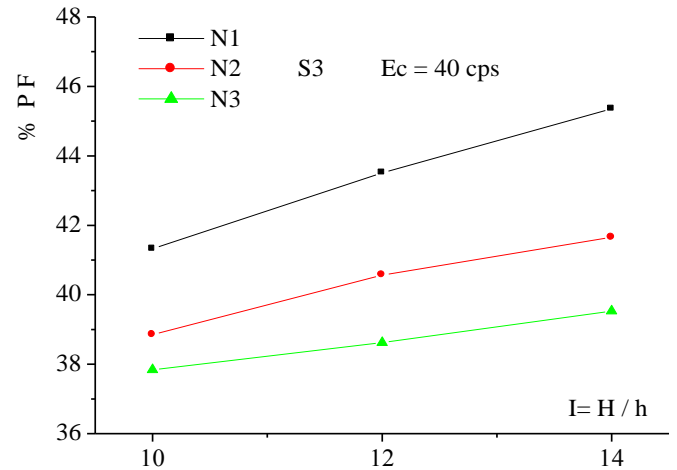


Fig.5-3: Pourcentage des particules fines dans chaque niveau-S3-

I	N1	N2	N3
10	29.02	26.29	24.64
12	32.17	28.64	26.86
14	34.19	30.43	28.00

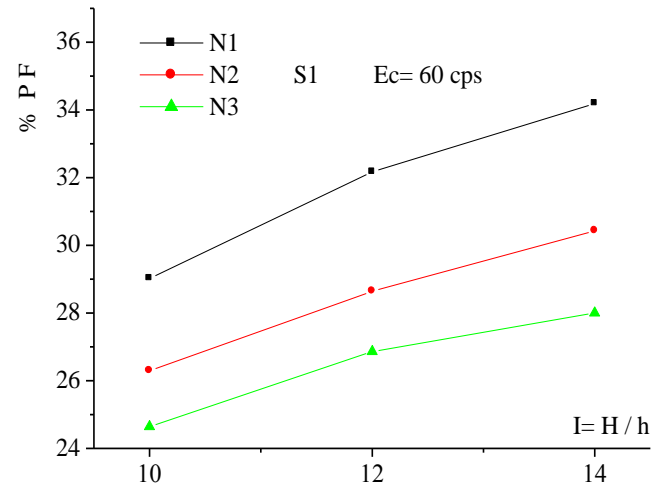


Fig.5-4: Pourcentage des particules fines dans chaque niveau-S1-

I	N1	N2	N3
10	34.76	32.18	31.12
12	37.57	34.16	32.97
14	38.75	35.09	33.48

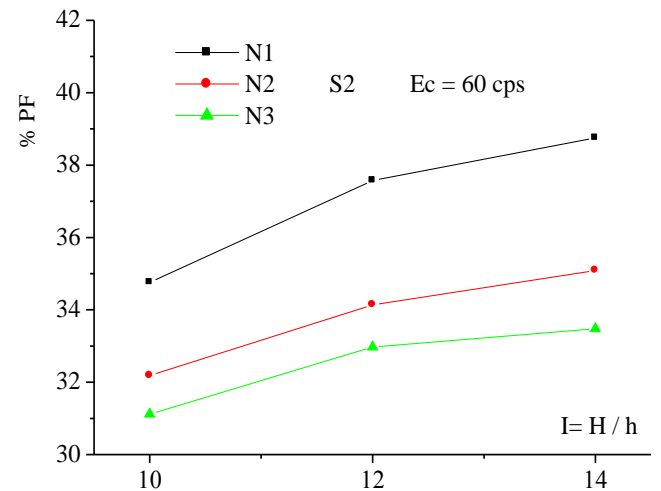


Fig.5-5: Pourcentage des particules fines dans chaque niveau-S2-

I	N1	N2	N3
10	40.73	38.32	37.57
12	41.05	38.71	37.82
14	42.78	40.13	38.77

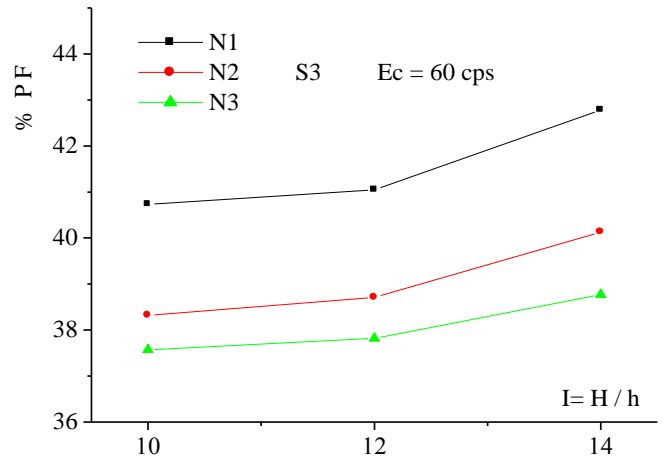


Fig.5-6 : Pourcentage des particules fines dans chaque niveau-S3-

I	N1 (S1)	N1 (S2)	N1 (S3)
10	31.93	36.15	41.32
12	33.78	39.38	43.51
14	38.86	41.68	45.35

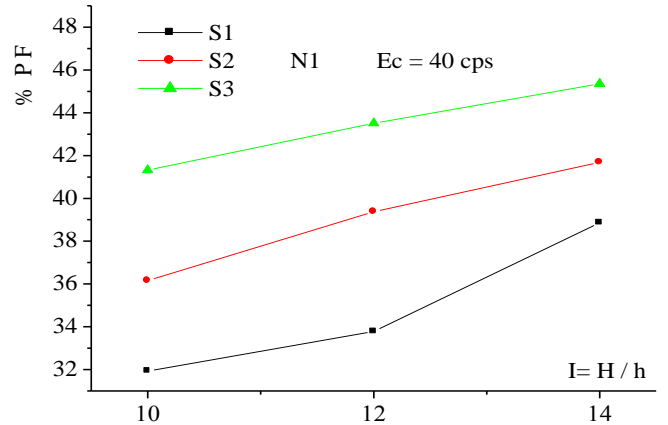


Fig.5-7: Comparaison des % des particules fines (PF) niveau N1 des trois sols.

I	N2 (S1)	N2 (S2)	N2 (S3)
10	28.40	33.11	39.22
12	29.45	35.44	40.57
14	33.85	37.92	41.65

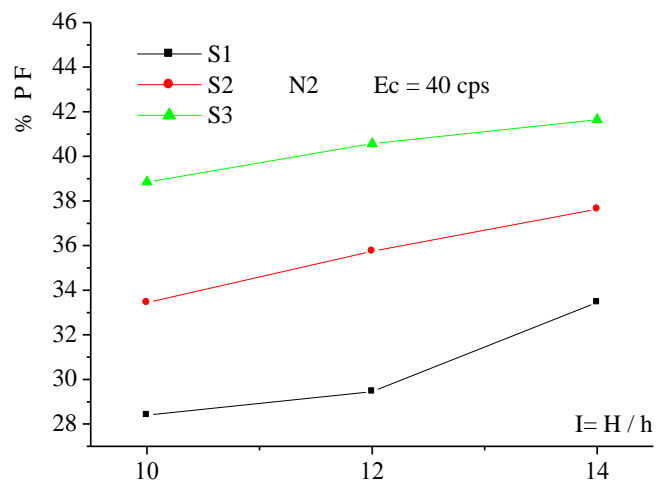


Fig.5-8: Comparaison des % des particules fines (PF) niveau N2 des trois sols.

I	N3 (S1)	N3 (S2)	N3 (S3)
10	26.21	31.81	37.84
12	26.63	33.98	38.62
14	30.21	34.95	39.53

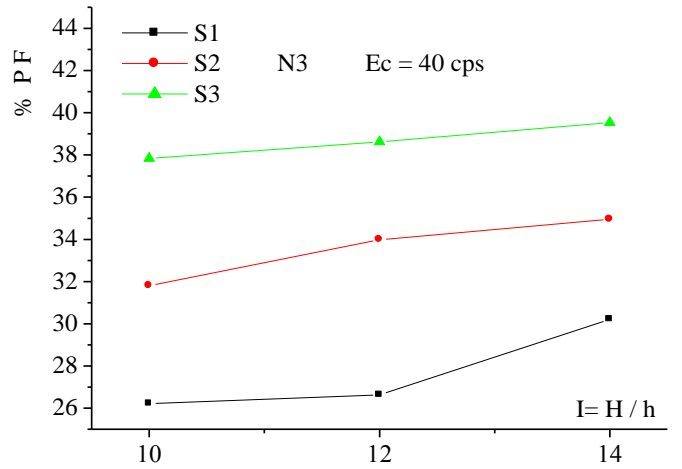


Fig.5-9 Comparaison des % des particules fines (PF) niveau N3 des trois sols.

I	N1 (S1)	N1 (S2)	N1 (S3)
10	29.02	34.76	40.73
12	32.17	37.57	41.05
14	34.19	38.75	42.78

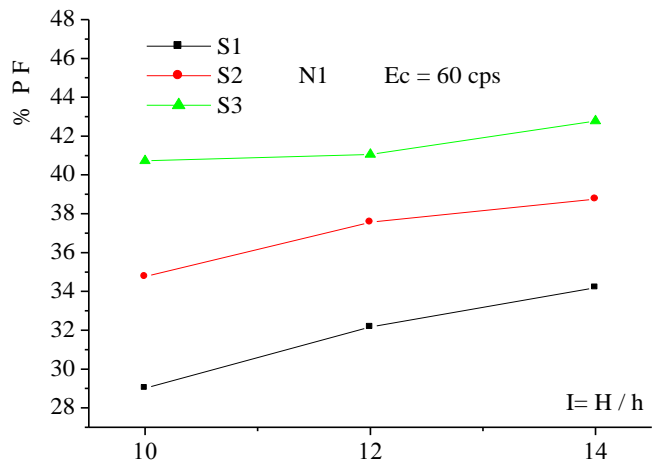


Fig.5-10: Comparaison des % des particules fines (PF) niveau N1 des trois sols.

I	N2 (S1)	N2 (S2)	N2 (S3)
10	26.29	32.18	38.32
12	28.64	34.16	38.71
14	30.43	35.09	40.13

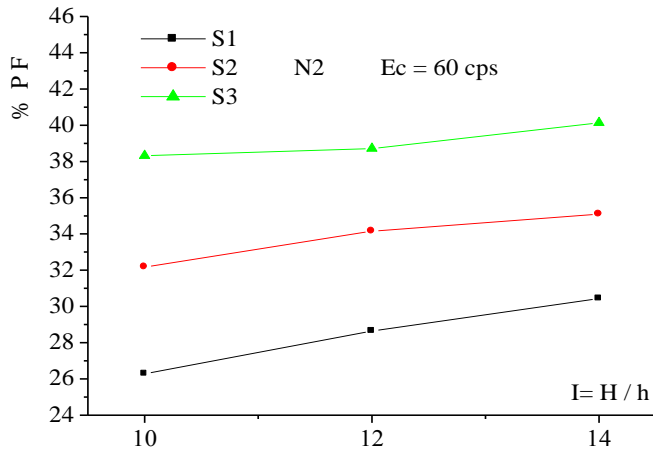


Fig.5-11: Comparaison des % des particules fines (PF) niveau N2 des trois sols.

I	N3 (S1)	N3 (S2)	N3 (S3)
10	24.64	31.12	37.57
12	26.86	32.97	37.82
14	28.00	33.48	38.77

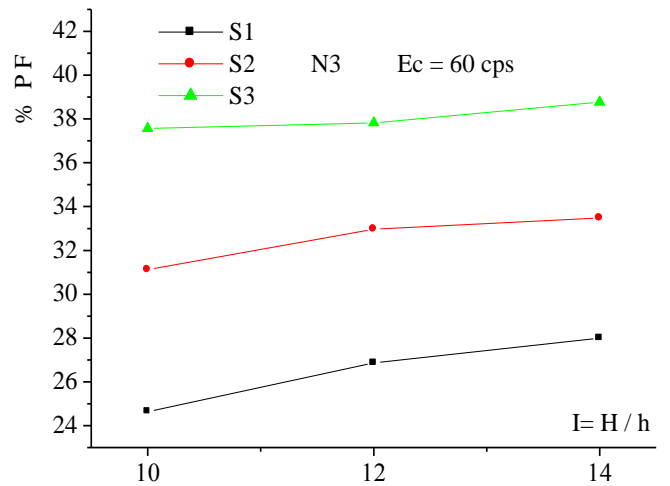


Fig.5-12: Comparaison des % des particules fines (PF) niveau N3 des trois sols.

I	40cps			60cps		
	N1	N2	N3	N1	N2	N3
10	31.93	28.40	26.21	29.02	26.29	24.64
12	33.78	29.45	26.63	32.17	28.64	26.86
14	38.86	33.45	30.21	34.19	30.43	28.00

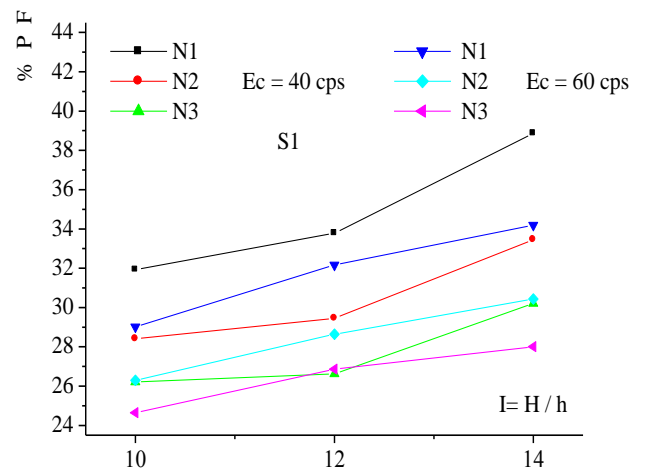


Fig.5-13: Influence de l'Ec sur le déplacement des PF dans chaque niveau.

I	40cps			60cps		
	N1	N2	N3	N1	N2	N3
10	36.15	33.44	31.81	34.76	32.18	31.12
12	39.38	35.75	33.98	37.57	34.16	32.97
14	41.68	37.64	34.95	38.75	35.09	33.48

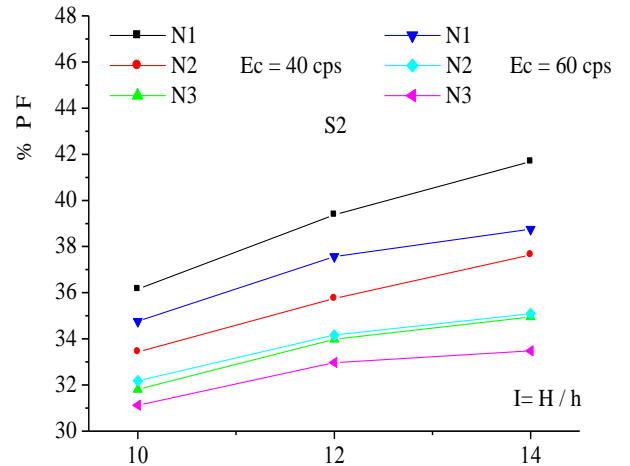


Fig.5-14: Influence de l'Ec sur le déplacement des PF dans chaque niveau.

I	40cps			60cps		
	N1	N2	N3	N1	N2	N3
10	41.32	38.85	37.84	40.73	38.32	37.57
12	43.51	40.57	38.62	41.05	38.71	37.82
14	45.35	41.65	39.53	42.78	40.13	38.77

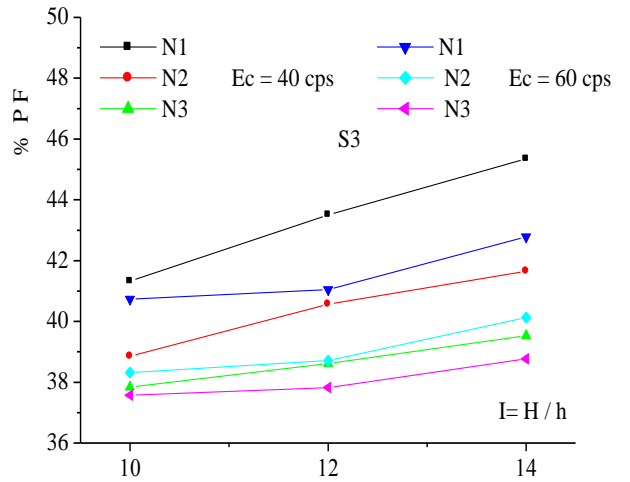


Fig.5-15: Influence de l'Ec sur le déplacement des PF dans chaque niveau.

I	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	5.72	3.53	2.19
12	7.15	4.33	2.82
14	8.65	5.41	3.24

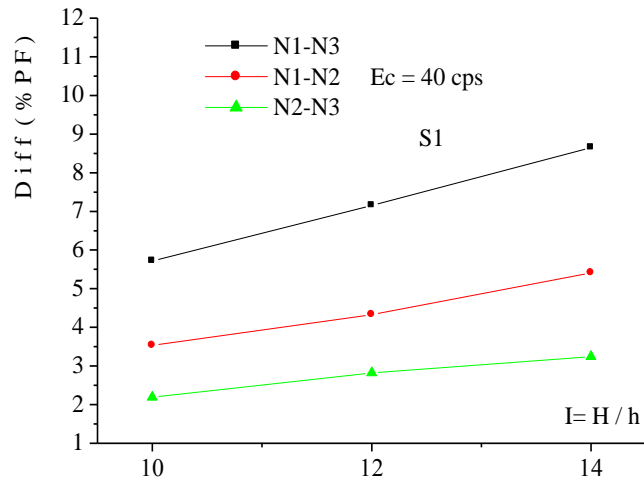


Fig.5-16: Différence de % PF entre les niveaux du sol-S1-

I	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	4.34	2.71	1.63
12	5.40	3.63	1.77
14	6.73	4.04	2.69

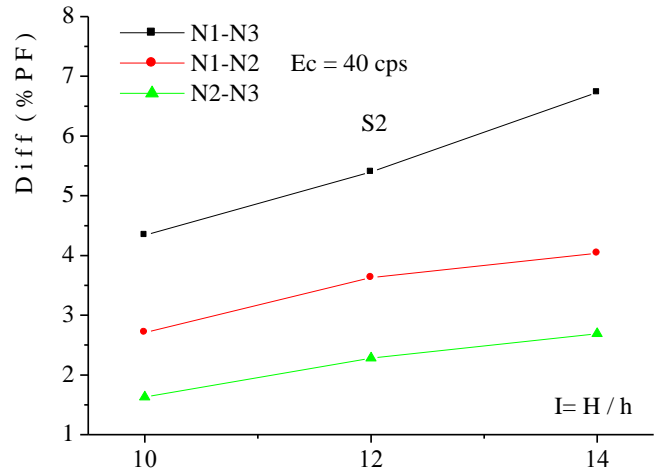


Fig.5-17: Différence de % PF entre les niveaux du sol-S2-

I	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	3.48	2.47	1.01
12	4.89	2.94	1.95
14	5.82	3.70	2.12

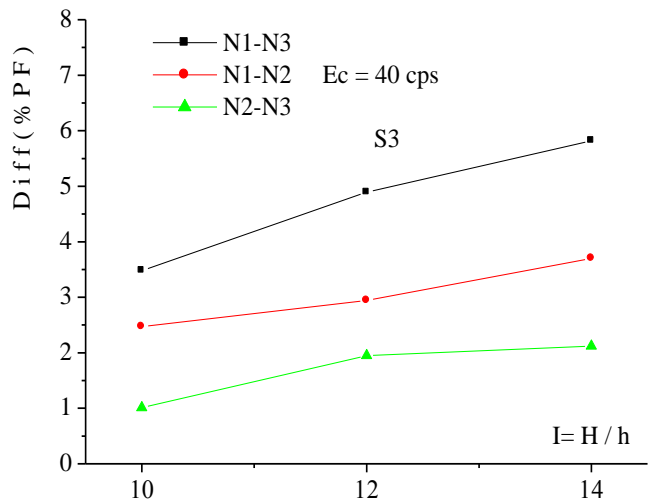


Fig.5-18: Différence de % PF entre les niveaux du sol-S3-

I	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	4.38	2.73	1.65
12	5.31	3.53	1.78
14	6.19	3.76	2.43

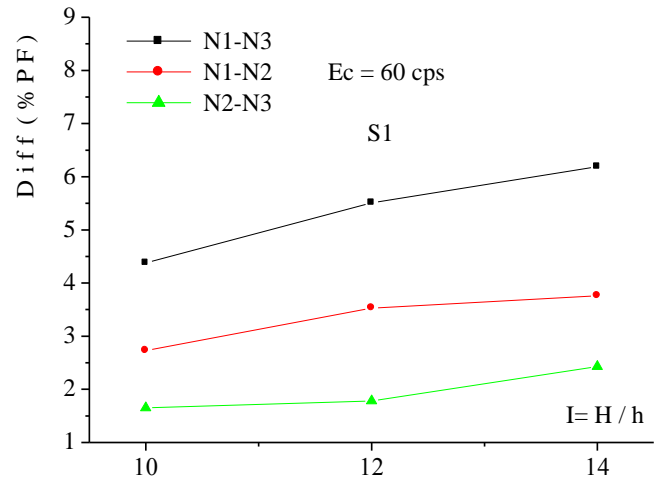


Fig.5-19: Différence de % PF entre les niveaux du sol-S1-

I	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	3.64	2.58	1.06
12	4.60	3.41	1.19
14	5.27	3.66	1.61

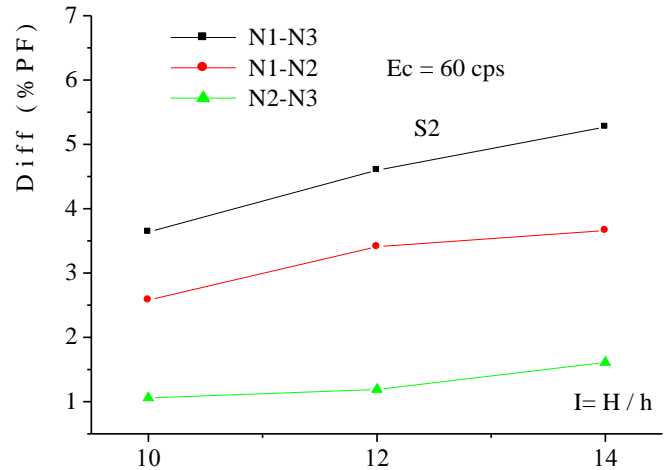


Fig.5-20: Différence de % PF entre les niveaux du sol-S2-

I	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	3.16	2.14	0.75
12	3.23	2.34	0.89
14	4.01	2.65	1.36

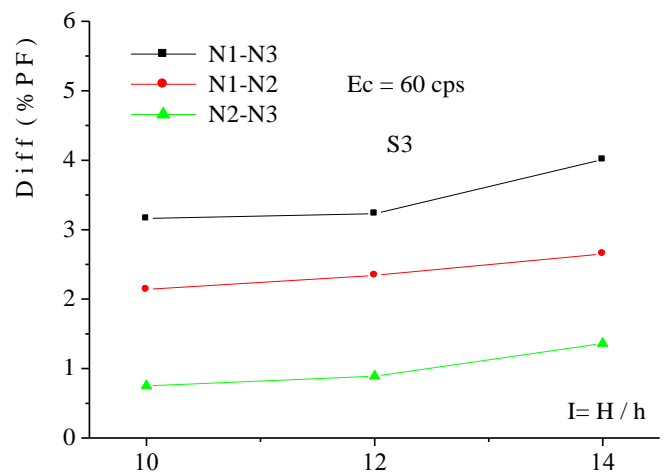


Fig.5-21: Différence de % PF entre les niveaux du sol-S

I	40cps			60cps		
	N1-N3	N1-N2	N2-N3	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	5.72	3.53	2.19	4.38	2.73	1.65
12	7.15	4.33	2.82	5.31	3.53	1.78
14	8.65	5.41	3.24	6.19	3.76	2.43

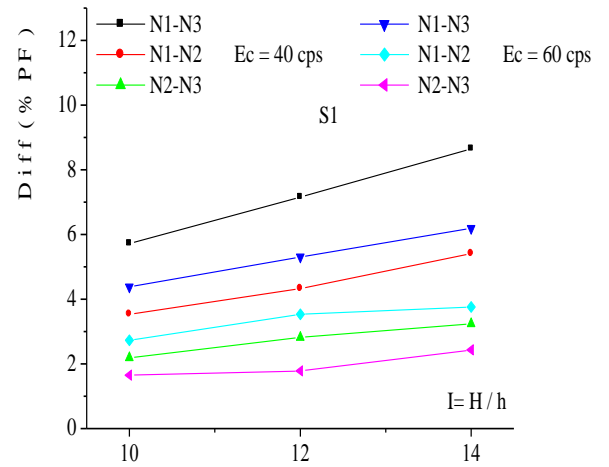


Fig.5-22: Influence de l'Ec sur la différence des % PF entre les niveaux du sol-S1-

I	40cps			60cps		
	N1-N3	N1-N2	N2-N3	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	4.34	2.71	1.63	3.64	2.58	1.06
12	5.40	3.63	1.77	4.60	3.41	1.19
14	6.73	4.04	2.69	5.27	3.66	1.61

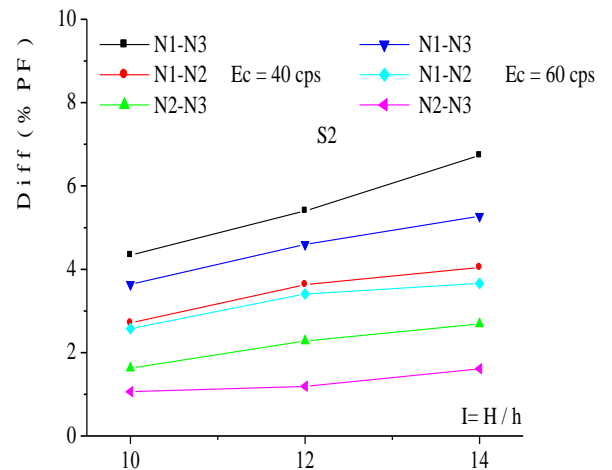


Fig.5-23: Influence de l'Ec sur la différence des % PF entre les niveaux du sol-S2-

I	40cps			60cps		
	N1-N3	N1-N2	N2-N3	N1-N3	N1-N2	N2-N3
10	3.48	2.47	1.01	3.16	2.14	0.75
12	4.89	2.94	1.95	3.23	2.34	0.89
14	5.82	3.70	2.12	4.01	2.65	1.36

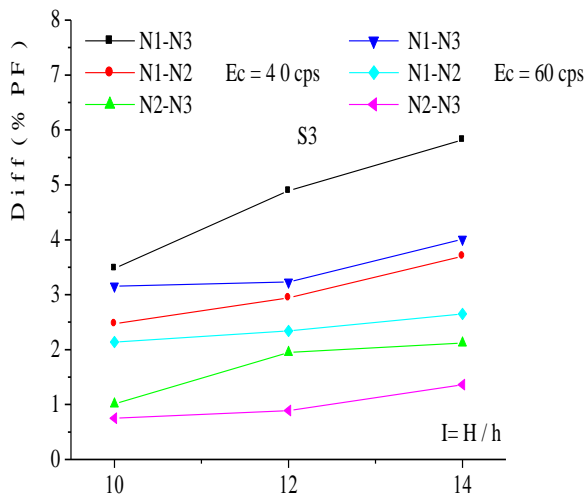


Fig.5-24: Influence de l'Ec sur la différence % PF entre les niveaux du sol-S3-

I	N1-N3 (S1)	N1-N3 (S2)	N1-N3 (S3)
10	5.72	3.48	4.38
12	7.15	4.89	5.31
14	8.65	5.82	6.19

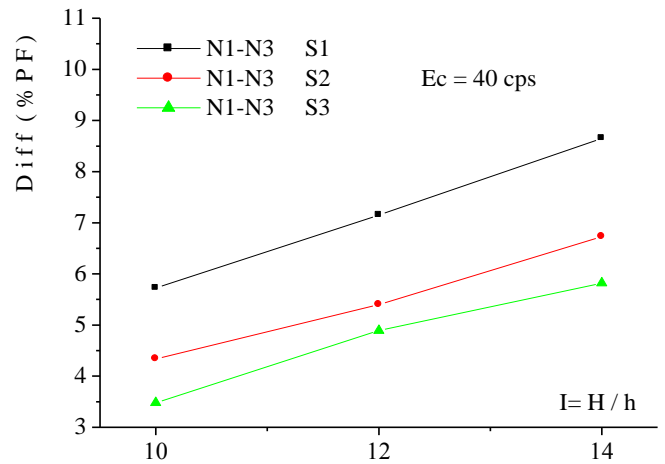


Fig.5-25: Comparaison des différences % PF des niveaux (N1-N3) des sols.

I	N1-N2 (S1)	N1-N2 (S2)	N1-N2 (S3)
10	3.53	2.71	2.47
12	4.33	3.63	2.94
14	5.41	4.04	3.70

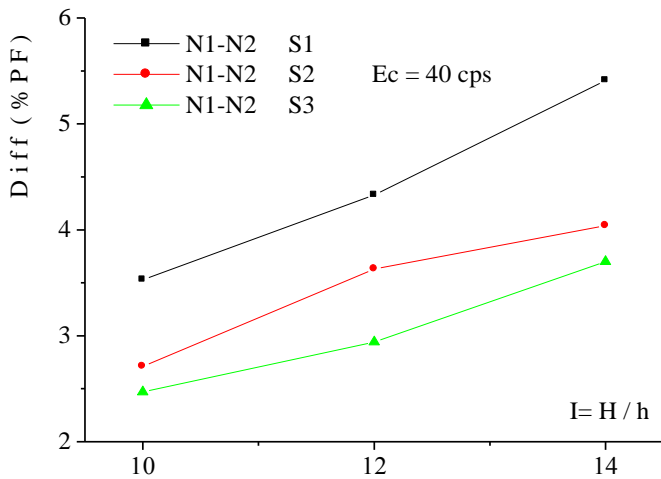


Fig.5-26 : Comparaison des différences de % PF des niveaux (N1-N2) des sols.

I	N2-N3 (S1)	N2-N3 (S2)	N2-N3 (S3)
10	2.19	1.63	1.01
12	2.82	1.77	1.95
14	3.24	2.69	2.12

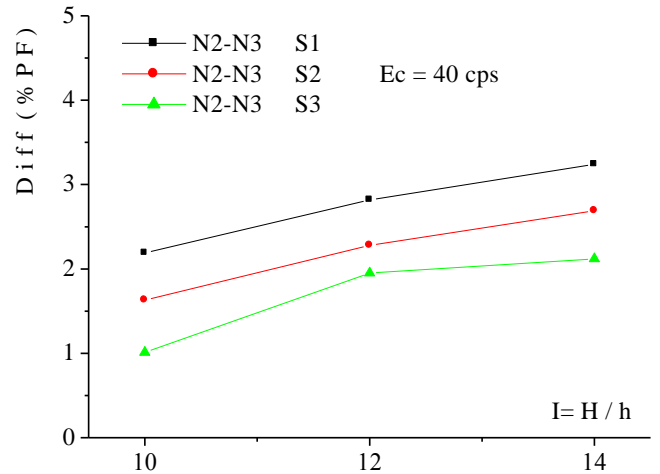


Fig.5-27: Comparaison des différences de % PF des niveaux (N2-N3) des sols.

I	N1-N3 (S1)	N1-N3 (S2)	N1-N3 (S3)
10	4.38	3.64	3.17
12	5.31	4.60	3.23
14	6.19	5.27	4.01

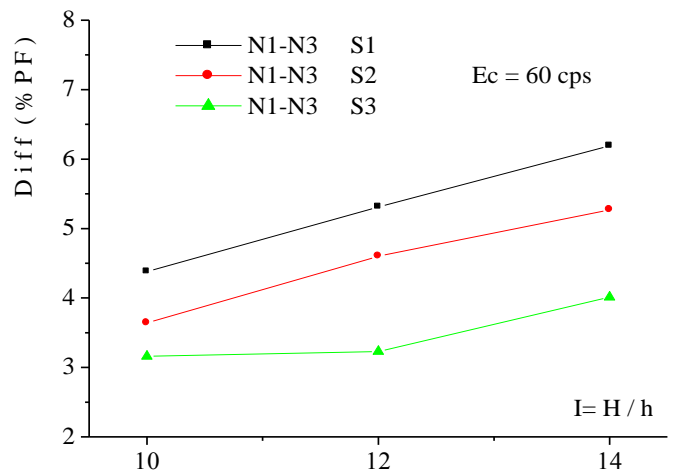


Fig.5-28: Comparaison de la différence de % PF entre les niveaux (N1-N3) des sols.

I	N1-N2 (S1)	N1-N2 (S2)	N1-N2 (S3)
10	2.73	2.58	2.14
12	3.53	3.41	2.34
14	3.76	3.66	2.65

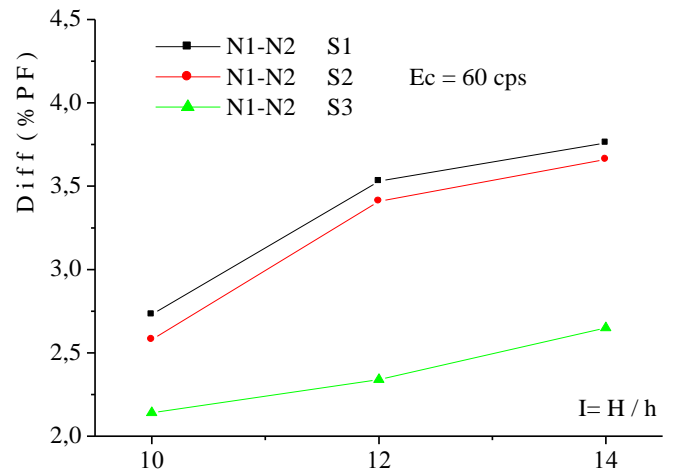


Fig.5-29: Comparaison de la différence de % PF entre les niveaux (N1-N2) des sols.

I	N2-N3 (S1)	N2-N3 (S2)	N2-N3 (S3)
10	1.65	1.06	0.75
12	1.78	1.19	0.89
14	2.43	1.61	1.36

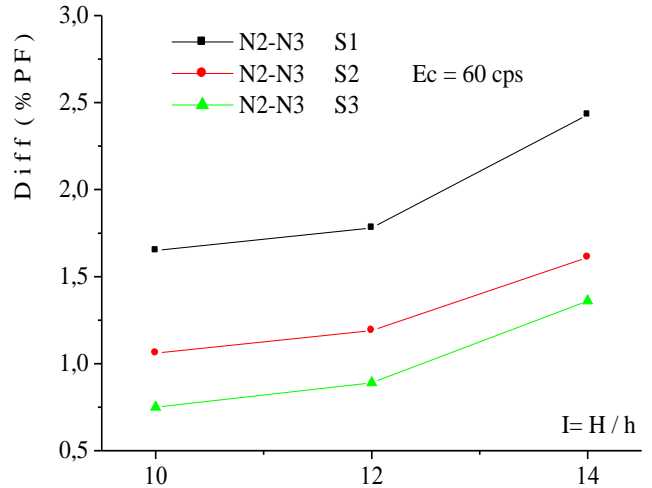
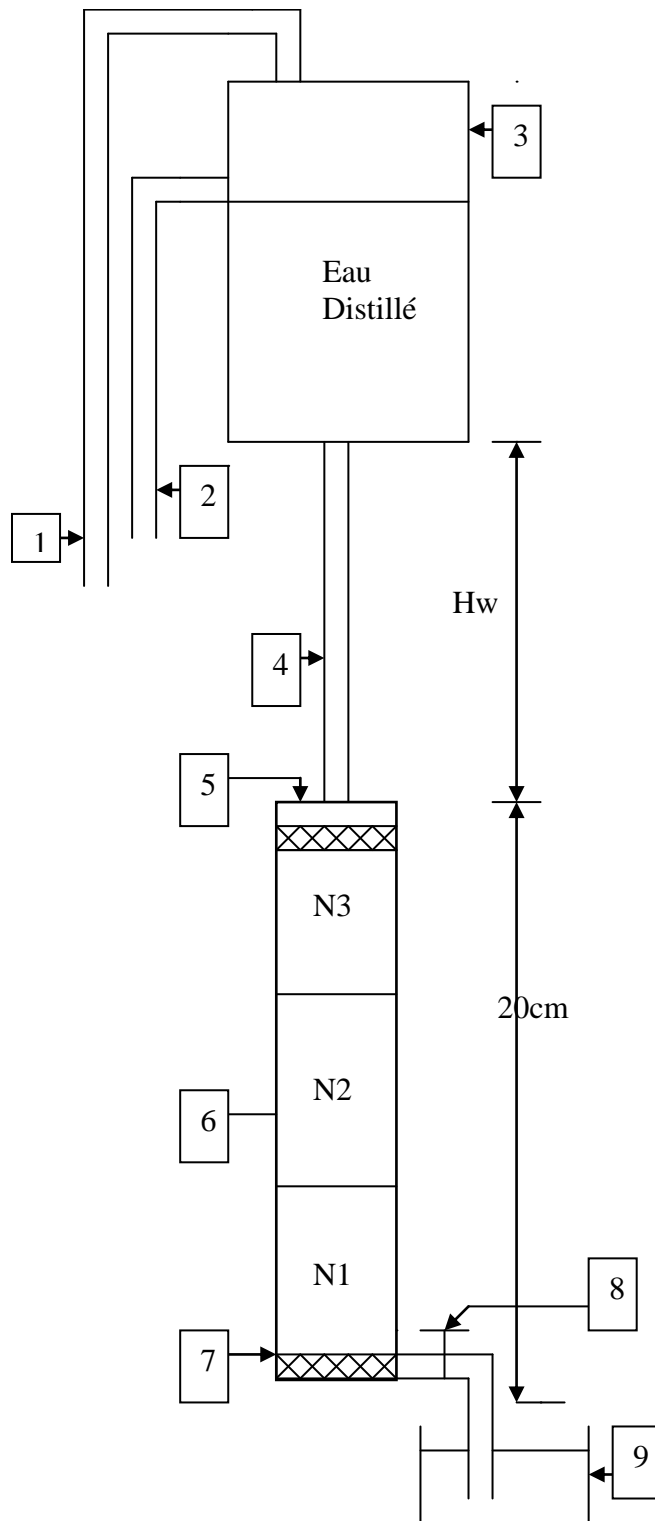


Fig.5-30: Comparaison des différences de % PF entre les niveaux (N2-N3) des sols.



1. Conduite de remplissage d'eau

2. Vidange de trop plein

3. Réservoir d'eau.

4. Tuyau de raccordement réservoir-cellule

5. Couvercle supérieur de fermeture

6. Cellule en os

7. Pierre poreuse inférieure

8. Robinet d'arrêt

9. Récipient pour recueillir l'eau drainé

Fig.5-31 : Perméamètre à charge constante

Chapitre 6: Conclusions, Recommandations et Perspectives

6-1 : Conclusions

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

- Les trois échantillons des sols S1-S2-S3 passent par trois phases : La première phase de 25 à 200 KPa, les déformations croissent rapidement avec l'augmentation de la charge verticale appliquée (P) dans un peu de temps, dans cette phase les trois sols ont une forte magnitude de subissent des effondrements brusque, marqués par un taux du potentiel de collapse (CP) très élevé. La deuxième phase, de 200 à 400 KPa les tassements sont lents et prennent un temps assez long, la magnitude de l'effondrement pour les trois échantillons des sols est plus grande, le taux du potentiel de collapse (CP) atteint le maximum, sous la charge verticale appliquée $P = 400$ KPa. La troisième phase, de 400 à 1000KPa, les tassements sont minimales et peuvent même être négligeables, ce qui implique la réduction de la magnitude d'affaissement, le taux du potentiel de collapse (CP) diminue.

-Un sol effondrable peut être obtenu au laboratoire par mélange de deux matériaux différents (argile et sable) compacté à différente énergie de compactage à une teneur en eau inférieure à *l'optimum Proctor*.

-Les trois sols -S1-S2-S3- se consolident sous la charge verticale appliquée (P) égale à 400KPa au delà de cette charge, le taux du potentiel de collapse (CP) diminue et le risque d'effondrement brusque diminue aussi, ce qui confirme le résultat de Dudley (1970).

-L'augmentation du degré de compactage (E_c) diminue le taux du potentiel d'effondrement (CP) pour les trois sols, mais le risque d'affaissement brusque de ces sols reste persistant. Le sol-S2- est le plus affecté par la régression du potentiel de collapse (CP), que les sols-S1- et -S3-, pour les deux cas de compactage (40 et 60 coups).

-La charge hydraulique (H_w) (le gradient hydraulique (I)), fait augmenter le taux du potentiel d'affaissement (CP), dans les trois échantillons des sols testés et pour les deux cas d'énergie de compactage 40 et 60 coups, on provoquant un écoulement ascendant interne dans les trois échantillons, ce qui induit un arrachement et un déplacement des grains, des couches supérieures vers le fond de la cellule oedométrique, on modifiant la granulométrie et la porosité des sols étudiés. L'accumulation des particules fines (PF) leurs aspects descendant portent préjudice à la stabilité du matériau. C'est-à-dire le détachement des grains de sable, d'où l'affaissement brusque des couches supérieures de nos sols.

-Le sol-S2- présente un taux du potentiel d'affaissement (CP) élevé par rapport aux sols-S1- et -S2-, pour les deux cas de compactage.

-L'augmentation de la charge hydraulique (H_w) favorise l'arrachement et le déplacement des particules fines, dans le sens de l'écoulement, on causant des vides dans les couches sus-jacentes. Si cette quantité d'argile érodée, est suffisamment importante, les grains de sable s'arrachent progressivement, induisant l'affaissement brusque des sols.

-Le degré de compactage, l'augmentation de la teneur en argile, réduisent les vides existant entre les grains, ce qui rend le déplacement des particules fines difficile, mais n'empêche pas totalement le phénomène de l'érosion interne.

-La teneur d'argile de 35%, représente un maximum du taux de potentiel de collapse (CP) et cela quelque soit le degré de compactage (E_c), la magnitude et la nature de la charge verticale appliquée (P) (faible, moyenne, extrême).

-Compte tenu de leurs proportions, le sol-S1- qui a un taux d'argile de 25% ($< 80\mu\text{m}$) est le plus affecté par le phénomène de l'érosion interne, puis le sol-S2- qui a un taux d'argile de 35% et en fin le sol-S3- qui a une proportion de 45 % d'argile.

6-2: Recommandations et Perspectives

- Élaboration d'un matériels qui peut concrétiser la migration des particules fines comme facteur principal dans les l'effondrement des sols.
- Les essais sont réalisés sur des échantillons de sol reconstitués on préfère bien les valider sur des échantillons de sol naturel.
- Triaxial pour l'étude de l'effondrement des sols au lieu de l'oedomètre pour voir l'effet du matériel sur les résultats obtenus.
- Triaxial pour l'étude de l'effet des paramètres de cisaillement sur l'effet de l'affaissement.

BIBLIOGRAPHIE

- **Jaroslav Féda (1986)**. Collapse of loess upon wetting. P 263-269.
- **A.M.Assally, C.D.E.Rogers, I.J.Smalley (Mars1997)**. Formation and collapse of metastable. Particle packing and open structures in loess deposits. P 102-115
- L.Barden, A.McGown and K.Collins (1973)**.The collapse mechanism in partly saturated soil. P49-59
- Dr.Ing.R.Emilio.R (2007)**.Suelos colapsables.Universitas Cordoba (Argentina).
- H.Ejjaouani**.Laboratoire public d'essais et études Casablanca (Maroc).Liaisons structurelles des argiles gonflantes pendant humidification. P 135-138
- Yudhbir (November 1982)**.Collapsing bihaviour of residual soils. P 915-921
- A.McGown, K.Z.Andrawes and M.M.Alhassani (1978)**. Effect of inclusion properties on the bihaviour sand. P 327-345.
- Etude de l'influence de l'indice de consistance et de la densité relative sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols. K.Abbeche (2005)** thèse de doctorat Université de Batna (Algérie).
- V.I.Osipov and N.N.Sokolov (1995)**.Factors and mechanism of loess Collapsibility. P 49- 62- **Clayton.C.R.I**. The collapses of compacted chalk fill. P 119-124.
- R.L.Handy (1995)**.A stress path model for collapsible loess. P 33-47
- Aldo.R. Reginatto, Juan .C.Ferrero**. Susceptibilité à la rupture brusque et interaction chimique entre le sol et l'eau. P 177-183
- T.A.Dijkstra, I.J.Smally, C.D.F.Rogers (1995)**.Particle packing in loess deposits and the problem of structure collapse and hydroconsolidation. P 49-54.
- A.B.A.Brink and B.A.Kanty**.Collapsible grain structure in residual granite soils in South Africa. P 611-613.
- Ian Jefferson and Ian Smelly (1995)**.Six definable particle types in engineering soils and their participation in collapse events: proposals and discussions. P 22-30
- M.S.Nouaouria**. Stabilisation des sols affaissables (**Université 8 Mai 45 Guelma**).
- **Jon.L.Darwell and Bruce Denness and Bernard W.Conway (December 1976)** Prediction of metastable soil collapse. Publication n°121 of the interntional association of hydrological sciences.

- R.D.Nortyey**. Engineering properties of loess and other collapsible soils. volume1, Divisions1-2. P445-451. University of Toronto press **(1965)**.
- P.Samuel.Clemence, M.ASCE.and Albert.O.Finbarr, A.M.ASCE (March 1981)**. Design Considerations for Collapsible soils. Journal of the geotechnical engineering division.
- Yu.M.Abelev, M.Yu.Abelev.Traduit par J.P.Magnan (1987)**. Bases de l'élaboration des projets et de la construction sur les sols loessiques affaissable. Technique et documentation (Lavoisier). P 176-177.
- P. Delage, YJ. Cui et P. Antoine(2006)**. Géotechniques des problèmes liés à des dépôts de loess en nord de la France. Proceeding of international conférence on problematic soils, **(25-27 May 2005)**. P 1-21.
- Ph.Liausou, J.P.Iorio, W.F.Hearthley**. Densification des sols affaissables par compactage dynamique. P49-58.
- M.Beheddi, K.Abbeche, A.Gherabli, R.Damagh(2008)**. Traitement des sols à effondrement brusque supportant des équipements et des ouvrages de transport des énergies d'hydrocarbures (pipe line).
- Étude du comportement des limons loessiques soumis aux vibrations ferroviaires**. Le double oedomètre. Université polytechnique de Catalunya.
P 6-11 et P 25-28.
- Plate forme de Calarasi**-Un rendement record **(2005)**.p21.
- B.M.A. Rafie, R.Ziaie Moayed, M.Esmaeli (2008)**. Evaluation of collapsibility potential: A case study of Semnan Railway station P2-6
- A.Benamar**. Reconstitution des sols argileux en laboratoires.p425-431.
- J.P.Magnan, G.Pilot**. Amélioration des sols.P 13-14
- Pr Mounir Bouassida** Cours «Amélioration des sols» École nationale d'ingénieurs de Tunis Université de **Scherbrooke Canada (Juillet 2009)**.
- Marisiaides Goutte-Lima, José Camapum de Carvalho, Roberto Marcio Macedo Santos (Aug.2006)**. Méthodologie pour l'étude de l'érosion interne sur les sols tropicaux.
P1-8
- Frédéric Rosquoët, F.Bendahmane. Didier Marot et Alain Alexis (Juin 2009)**. Caractérisation expérimentale des phénomènes d'érosion interne sur échantillons sablo-argileux. Version1. P 2-8

- S.Alhaddad, A. Alem, H.Wang, A.Benamar, N.Ahfir (Juin 2006).** Effet des conditions hydrauliques et de la forme des grains sur l'érosion interne dans un milieu poreux. XXVI-eme- Rencontres universitaires de génie civil, Nancy. P 2-8
- F.Bendahmane, D.Marot, A.Alexis et P. Thomas (Avril 2004).** Etude expérimentale de l'évolution par érosion interne des matériaux d'ouvrage hydraulique en terre. XXII-eme- Rencontres universitaires de génie civil. P 2-8.
- A. Alem, S.Alhaddad, A.Benamar, H.Wang.** Migration de particules dans un milieu poreux : Érosion interne. XXIV-eme- Rencontres universitaires de génie civil. p2-8
- F.Rosquoët, F.Bendahmane, D.Marot et Alex Alexis (2009).** Caractérisation expérimentale des phénomènes d'érosion interne sur des échantillons sablo-argileux. P2-8
- Nadia Benahmed, Stéphane Bonelli (Mai 2007).** Etude expérimentale de l'érosion interne d'une Kaolinite. 25^{eme} Rencontre de l'AUGC. Bordeaux.
- R.Benkadja (2006).** Influence de l'essence sur le degré d'affaissement des sols. P1-6
- Yannick Fargier.** Détection de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en terre par méthodes électriques et électromécaniques basse fréquence.
- Essais oedométriques-Méthodes d'essais LCPC n°13 (Juillet 1985).**
- Analyse granulométrique par sédimentométrie.Méthode d'essais LCPC n°18 (février 1987).** P3-31.
- Limites D'Atterberg-Limite de liquidité-Limite de plasticité. Méthode d'essais LCPC n° 19 (février 1987).** P3-31.
- Ménard Compactage dynamique -Sustainable Technologie-**
- Soletranche Bachy- construire du solide.**
- Natacha Sertier, Jean Charles Bourdeau, Alain Assina- Amélioration des sols Université de la réunion (2005-2006).** P2