



Université BATNA 2
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT EN SCIENCES

Option : **Géotechnique**

Présentée par :

BAKIR Nassima

Thème

**Etude de L'effet du renforcement par les fibres de verre sur le
taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement
 Brusque**

Soutenue publiquement à Batna le : 16 /10 /2017

Devant le jury

Mr KARECH Toufik	Président	Professeur, Université Batna2
Mr ABECHE Khelifa	Rapporteur	Professeur, Université Batna2
Mr PANCZER Gérard	Examineur	Professeur, Université UCB Lyon1
Mr BENMEBAREK Sadok	Examineur	Professeur, Université de Biskra
Mr MESSASET Salah	Examineur	Professeur, Université de Skikda
Mr DEMAGH Rafik	Examineur	M.C.A, Université de Batna2
Mr HAMMOUD Farid	Invité	M.C.A, Université de Batna2

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes remerciements à Monsieur Khelifa Abbeche professeur au département de Génie Civil, Université de Batna2 pour son encadrement et pour ses nombreux conseils. Je le remercie pour sa confiance et son soutien sans faille tout au long de cette thèse.

Je tiens à remercier les personnes du laboratoire national des ponts et chaussée LCTP, antenne de M'sila pour leur accueil et pour le matériel qu'ils ont mis à ma disposition.

Mes remerciements sincères vont à Mr Gérard Panczer Professeur à l'Institute Light and Matter, UMR5306 Université Lyon 1 de m'avoir accueillie dans son laboratoire et pour l'aide qu'il m'a réservée.

J'adresse mes remerciements au président de jury Mr KARECHE Toufik Professeur de l'Université de Batna2, ainsi que tous les examinateurs : Mr Gérard PANCZER Professeur de l'Université Claude Bernard Lyon1, Mr Sadok BENMEBAREK Professeur de l'Université de Biskra, Mr Salah MESSAST Professeur de l'Université de Skikda et Mr DEMAGH Rafik Maître de conférence classe A de l'Université de Batna2 pour avoir accepté la tâche d'être les examinateurs de mon travail et m'avoir fait l'honneur de participer au jury de ma thèse.

Mes remerciements s'adressent également à l'invité à ma soutenance Mr HAMMOUD Farid, Maître de Conférence Classe A de l'Université de Batna2.

Enfin, ma reconnaissance, ma gratitude et mon grand respect à ma famille pour son soutien très précieux.

RESUME

Les sols affaissables se présentent sous forme non saturée avec une très faible teneur en eau et une structure lâche et poreuse. Ces sols présentent à l'état sec une résistance grâce à la cimentation naturelle de ses grains et peut supporter des charges élevées, cependant, leur saturation, même sans ajout de chargement, provoque une diminution importante de volume due à la rupture des liaisons inter-granulaires donnant ainsi une structure plus dense. Ces sols qualifiés de métastables sont généralement constitués d'un grand pourcentage de gros grains, et d'une faible proportion d'éléments fins.

Les sols affaissables sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi arides, ils occupent un nombre important de pays notamment ceux de l'hémisphère nord. Le sud Algérien est constitué lui aussi dans sa majeure partie par ce type de sol, par conséquent, vu les constructions des pipes et des différentes réalisations dans le domaine des hydrocarbures, La reconnaissance puis le traitement de ces sols sont des opérations préalables essentielles à la réalisation de ces ouvrages ou d'autres édifices en génie civil.

Ce travail présente l'étude expérimentale du traitement d'un sol affaissable, reconstitué au laboratoire, par différentes teneurs en fibre de verre en utilisant la méthode de la simple consolidation, les échantillons sont soumis à différentes teneurs en eau et à différentes énergies de compactage. La microstructure a été explorée grâce à des images prises au microscope à balayage électronique MEB. Le but attendu de cette étude étant de diminuer le potentiel d'affaissement de ces sols à un niveau acceptable, nous avons pu constater à partir des résultats obtenus que le taux d'affaissement est réduit d'une façon très sensible si on utilise un traitement de 6% avec une teneur en eau de 6% et une énergie de compactage de 60 coups.

Mots clés : sol affaissable, zone aride, fibre de verre moulue, œdomètre, MEB

Abstract

Soil likely to collapse present a *porous unsaturated structure*. The soil is subject to a rearrangement of its particles and a large decrease in volume after wetting with or without additional loading. Most of these soils are loess, aeolian deposits formed from silt and sand located in arid or semi-arid region.

The recognition of this type of soil and its treatment when possible, that is to say, when the layer to be treated is not too deep, allows us to build our safe structures. The nature of the treatment usually depends on not only depth, but also the carrying capacity that requires the structure.

This work presents the experimental study of the treatment of a collapsible soil, reconstituted in the laboratory, by different percentage of milled glass fiber using the method of simple consolidation, the samples are subjected to different water contents and different compaction energies. The microstructure was explored through images taken with SEM scanning electron microscope. The objectif of this study is to reduce the potential for subsidence of the soil at an acceptable level.

Keywords: *collapsible soil; arid zones; milled glass-fiber; oedometer; SEM.*

المخلص

يتم تعريف التربة ذات الانهيار المفاجئ بأنها غير رتيب جذرية لجسيماتها وانخفاض كبير في حال إشباعها، مع أو بدون تحميل إضافي. معظم هذه التربة هي اللوس في المناطق القاحلة أو شبه القاحلة.

يتم على هذا أنها عندما يكون ذلك ممكناً، وهذا يعني عندما المراد علاجها ليس عميقاً مما يمكننا من بناء هياكل آمنة. طبيعة العلاج عادة يعتمد ليس فقط عمق ولكن أيضاً القدرة الاستيعابية التي يتطوّر بها الإنجاز.

يعرض هذا الدراسة تجريبية لمعالجة أرضية قابلة للطي، تشكيلها في المخبر الألياف الزجاجية، وتمت دراستها باستعمال طريقة دراسة الضغط البسيط المطبق على عدة عينات ذات لمحتويات المياه المختلفة المجهرية.

المجهر الإلكتروني الماسح SEM. الغرض من هذه الدراسة هو ا

هبوط التربة عند

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

المخلص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

PRINCIPAUX SYMBOLES UTILISES

CHAPITRE 1 : Introduction Générale 16

CHAPITRE 2 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

SOLS NON SATURES : CAS DES SOLS AFFAISSABLES

2.1	Introduction	22
2.2	Définition des sols affaissables	23
2.3	Répartition des zones arides à travers le monde	23
2.4	Cas d'effondrements de sols dans le monde	25
2.5	Cas d'effondrement rencontres en Algérie	27
2.5.1	L'effondrement de Tafziouine à Guerrara, wilaya de Ghardaïa.	28
2.5.2	L'effondrement de Sahb-Elbir à Mansourah, wilaya de Ghardaïa	28
2.5.3	L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued	29
2.6	Les différents types des sols affaissables	31
2.6.1	Les lœss	31
2.6.2	Dépôts éoliens	31
2.6.3	Dépôts alluviaux	32
2.6.4	Les sols résiduels	32
2.6.5	Autres types des sols Affaissables	32

2.7	Phénomène d'effondrement et paramètres importants	32
2.7.1	Influence de la granulométrie	34
2.7.2	Influence de la nature géologique du sol	35
2.7.3	Influence de la nature des agents de cimentation	36
2.7.4	Influence du degré de saturation	37
2.7.5	Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP	38
2.8	Les différentes méthodes de prédiction	40
2.8.1	Méthodes empiriques	40
2.8.2	Méthodes expérimentales	45
2.8.2.1	Essais œdométrique simple	46
2.8.2.2	Méthode du double œdomètre	47
2.9	Etude de la succion	48
2.10	Etude de la microstructure du sol	53
2.11	Traitement des sols affaissables	55
2.11.1	Traitement par pré-mouillage	56
2.11.2	Traitement par pré chargement	56
2.11.3	Traitement chimique	56
2.11.4	Traitement par pieu de chaux	58
2.11.5	Traitement par pieu de sable	58
2.11.6	Traitement par substitution	58
2.11.7	Traitement par compactage	59
2.11.8	Traitement thermique	61
2.11.9	Evaluation des méthodes de traitement	61
2.12	Conclusion	63

CHAPITRE 3 : Matériaux, Matériel, et Essais

3.1	Introduction	65
3.2	Localisation des matériaux utilisés	65
3.3	Essais de caractérisation géotechnique	67
3.4	Analyse minéralogique et chimique	72
3.5	Méthode utilisé pour la mesure de la pression capillaire : la Succion	72
3.5.1	Essai de la succion par la méthode du papier filtre	73
3.5.1.1	Déroulement de l'essai	74

3.6	Méthode de préparation des échantillons et matériel utilisés pour l'étude de la microstructure du sol	76
3.6.1	Microscope électronique à balayage utilisé	76
3.6.2	Préparation des échantillons	77
3.7	Essai œdométrique	78
3.7.1	Appareil Œdométrique	79
3.7.2	Exécution de l'essai œdométrique	80
3.7.2.1	Préparation et mise en place des échantillons	80
3.7.2.2	Le programme des essais œdométriques réalisés	83
3.8	Conclusion	85

CHAPITRE 4 : Présentation Et Interprétation Des Résultats D'identification Physique.

4.1	Introduction	87
4.2	Résultats des essais d'identification physique	87
4.2.1	Propriétés physiques du sable	87
4.2.2	Propriétés physiques du kaolin	89
4.2.3	Propriétés physiques du sol reconstitué	90
4.3	Résultats d'analyse chimiques	92
4.4	Résultats d'analyse minéralogique	93
4.5	Récapitulation des résultats des essais préliminaires	94
4.6	Etude de l'effet du traitement sur les limites de consistance du sol affaissable	95
4.6.1	Le sol reconstitué sans traitement	95
4.6.1.1	Limite de liquidité	95
4.6.1.2	Limite de plasticité	96
4.6.2	Limites de consistance du sol traité à la fibre de verre moulue	97
4.7	Résultats et interprétation des essais de la succion	99
4.7.1	Discussion des résultats du sol non traité	100
4.7.1.1	Variation de la succion en fonction de la teneur en eau	100
4.7.1.2	Variation de la succion en fonction du degré de saturation	101
4.7.2	Discussion des résultats du sol traité à la fibre de verre	103
4.8	Conclusion.	106

CHAPITRE 5 : Présentation Et Analyse Des Résultats D'essais Mécaniques Et De Microstructure.	
5.1 Introduction	108
5.2 Résultats des essais œdométrique de simple consolidation	108
5.2.1 Résultats obtenus pour un sol sans traitement	108
5.2.1.1 Mise en évidence de l'affaissement du sol non traité	110
5.2.1.2 Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage	111
5.2.2 Résultats obtenus pour un sol traité à la fibre de verre.	113
5.2.2.1 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 3%	113
5.2.2.2 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 4%	114
5.2.2.3 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 5%	116
5.2.2.4 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 6%	118
5.2.3 Discussion des résultats œdométriques après traitement	120
5.2.3.1 Effet de la teneur en eau	120
5.2.3.2 Effet du degré de compactage	123
5.3 Discussion des résultats de variation du C_p en fonction de la succion	124
5.3.1 Discussion des résultats sans traitement	125
5.3.2 Discussion des résultats obtenus après traitement du sol	126
5.4 Exploration de la microstructure en utilisant le MEB (sol sans traitement)	128
5.5 Microstructure du sol après traitement	130
5.6 Conclusion	131
CHAPITRE 6 : Conclusion générale	132
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	135

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 2

Tableau 2.1 Valeurs critiques du degré de saturation au-dessus duquel le sol ne s'effondre pas d'après Schwartz (1985). Fines : particules inférieures à 0.075mm.

Tableau 2-2 l'affaissement en fonction du CP Jennings & Knight (1957)

Tableau 2.3. Techniques de mesure de succion. Adapté de Delage et Cui (2000a), Townend et al. (2000), Delage (2002), Tarantino et al. (2008) et Delage et al. (2008)

Tableau 2.4 Technique d'amélioration des sols Bruchon (2014)

Tableau 2.5 Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1994).

CHAPITRE 3

Tableau 3.1 compositions chimiques du kaolin de Tamazert brut (% en poids) [A.Bouyoucef]

Tableau 3.2 Interprétation des valeurs de l'équivalent de sable

Tableau 3.3 Type de sol en fonction de la valeur «VBS »

Tableau 3.4 Programme des essais œdométriques Pour un sol reconstitué sans traitement.

Tableau 3.5 Programme des essais œdométriques Pour un sol reconstitué avec traitement.

CHAPITRE 4

Tableau 4.1 résultats de l'analyse granulométrique de sable.

Tableau 4.2 résultats d'essai au bleu de méthylène du sable.

Tableau 4.3 Limites d'Atterberg du kaolin.

Tableau 4.4 Composition chimique des constituants du sol.

Tableau 4.5 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.

Tableau 4.6 Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.

Tableau 4.7 la limite de plasticité du sol reconstitué.

Tableau 4.8 limites de consistance du sol reconstitué.

Tableau 4.9 Limites de consistance du sol traité à la fibre de verre moulue.

Tableau 4.10 Correspondance entre le nombre de coups de la dame et l'énergie de compactage

Tableau 4.11 Résultats de l'essai de succion du sol non traité pour différentes teneurs en eau et énergies de compactage.

Tableau 4.12 Résultats de la variation de la succion en fonction du degré de saturation.

Tableau 4.13 Résultats de l'essai de succion du sol traité à la fibre de verre, pour différentes teneurs en eau et énergies de compactage.

CHAPITRE 5

Tableau 5.1 C_p Résultats obtenus pour un sol non traité

Tableau 5.2 l'affaissement en fonction du C_p (Jennings & Knight, 1975)

Tableau 5.3 C_p pour un sol traité à 3% de fibre de verre.

Tableau 5.4 C_p pour un sol traité à 4% de fibre de verre.

Tableau 5.5 C_p pour un sol traité à 5% de fibre de verre.

Tableau 5.6 C_p pour un sol traité à 6% de fibre de verre.

Tableau 5.7 Variation du C_p en fonction de la succion, sol non traité.

Tableau 5.8 Variation du C_p en fonction de la succion, sol traité à 4% de fibre de verre.

Tableau 5.9 Variation du C_p en fonction de la succion, sol traité à 6% de fibre de verre.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 2

Figure 2.1 Carte mondiale moderne des zones arides.

Figure 2.2 Carte des régions arides et semi-arides de l'Afrique du Nord, par l'Institut international des zones arides (1950).

Figure 2.3. Les emplacements de nouvelles villes urbaines où des études détaillées sur des sols affaissables ont été exécutées (The General Authority of Educational Building 2003).

Figure 2.4 Affaissement de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin d'après Muñoz-Castelblanco et al. (2011).

Figure 2.5 Photos de l'effondrement de Tafziouine (Kolli, 2012).

Figure 2.6 Photos de l'effondrement Sahb-Elbir (Kolli 2012).

Figure 2.7 Photos de l'affaissement d'EL M'Rara (Kolli, A. 2012).

Figure 2.8 effondrement récent à Alger.

Figure 2.9 – Influence du pourcentage sable-argile sur le potentiel d'effondrement à différents niveaux de contrainte d'inondation (Basma et Tunser (1992)).

Figure 2.10 Influence du coefficient d'uniformité sur le potentiel d'affaissement à différents niveaux de contrainte d'inondation (d'après Basma et Tunser, 1992).

Figure 2.11 Les différentes liaisons existantes entre les grains du sol.

Figure 2.12 Influence de la contrainte d'inondation sur le potentiel d'affaissement (d'après Basma et Tunser, 1992).

Figure 2.13 Courbe œdométrique de l'essai du simple œdomètre (test de Knight 1957).

Figure 2.14 courbe œdométrique de l'essai de la double consolidation Jennings & Knight (1957).

Figure 2.15 Loi de Laplace

Figure 2.16. Observation au MEB de la structure d'un limon compacté : a) du côté sec de l'optimum ; b) du côté humide (Delage et al. 1996).

Figure 2.17. Structure d'un échantillon de loess du Nord de la France (Munoz-Castelblanco 2011).

Figure 2.18 Traitement par injection.

CHAPITRE 3

Figure 3.1 Le kaolin d'El-Milia après broyage et tamisage à 80 μ m.

Figure 3.2 Fibre de verre moulue utilisé pour le traitement du sol

Figure 3.3 Le kaolin Naturel d'El-Milia

Figure 3.4 Appareillage de sédimentométrie.

Figure 3.5 Représentation des limites d'Atterberg.

Figure 3.6 Abaque de Casagrande

Figure 3.7 Courbe de Proctor.

Figure 3.8 Différentes étapes de déroulement de l'essai de succion par papier filtre.

Figure 3.9 courbe de la succion en fonction de la teneur en eau du papier filtre Wattman 42.

Figure 3.10 Vue d'ensemble du MEB Hitachi S800 FEG.

Figure 3.11 Courbe d'essai d'effondrement au simple œdomètre.

Figure 3.12 Œdomètre à chargement par palier.

Figure 3.13 Cellule œdométrique

Figure 3.14 Dame de compactage.

CHAPITRE 4

Figure 4.1 courbe granulométrique du sable.

Figure 4.2 courbe granulométrique par laser du kaolin.

Figure 4.3 Position du kaolin testé dans l'abaque de Casagrande.

Figure 4.4 courbe granulométrique par tamisage du sol reconstitué.

Figure 4.5 Courbe de l'essai Proctor du sol reconstitué.

Figure 4.6 diffraction par rayon x du sable.

Figure 4.7 diffraction par rayon x du kaolin.

Figure 4.8 Limite de liquidité du sol reconstitué.

Figure 4.9 Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de Casagrande.

Figure 4.10 Variation de l'Indice de Plasticité en fonction du pourcentage de traitement.

Figure 4.11 Variation de la succion du sol non traité en fonction de la teneur en eau sous différentes énergies de compactage.

Figure 4.12 Tension de succion selon la texture du sol, d'après Duchaufour (1991).

Figure 4.13 Variation de la succion en fonction du degré de saturation.

Figure 4.14 Chemin hydrique du limon de Sterrebeek dans les plans w-s, Sr-s, Sr-w, e-w (Biarez et al. (1988)).

Figure 4.15. Variation de la succion en fonction de la teneur en eau ($E=20$ coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre.

Figure 4.16. Variation de la succion en fonction de la teneur en eau ($E=40$ coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre.

Figure 4.17 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau ($E=60$ coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre.

CHAPITRE 5

Figure 5.1 Mise en évidence du potentiel d'effondrement pour un sol non traité compacté à différentes énergies de compactage, $w=2\%$.

Figure 5.2 Mise en évidence du potentiel d'effondrement pour un sol non traité compacté à différentes énergies de compactage, $w=4\%$.

Figure 5.3 Mise en évidence du potentiel d'effondrement pour un sol non traité compacté à différentes énergies de compactage, $w=6\%$.

Figure 5.4 Influence de la teneur en eau sur le C_p

Figure 5.5 Influence de l'énergie de compactage sur le C_p .

Figure 5.6 Courbe œdométrique d'un sol traité à 3% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=2\%$.

Figure 5.7 Courbe œdométrique d'un sol traité à 3% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=4\%$.

Figure 5.8 Courbe œdométrique d'un sol traité à 3% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=6\%$.

Figure 5.9 Courbe œdométrique d'un sol traité à 4% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=2\%$.

Figure 5.10 Courbe œdométrique d'un sol traité à 4% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=4\%$.

Figure 5.11 Courbe œdométrique d'un sol traité à 4% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=6\%$.

Figure 5.12 Courbe œdométrique d'un sol traité à 5% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=2\%$.

Figure 5.13 Courbe œdométrique d'un sol traité à 5% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=4\%$.

Figure 5.14 Courbe œdométrique d'un sol traité à 5% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=6\%$.

Figure 5.15 Courbe œdométrique d'un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=2\%$.

Figure 5.16 Courbe œdométrique d'un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=4\%$.

Figure 5.17 Courbe œdométrique d'un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, $w=6\%$.

Figure 5.18 Potentiel d'effondrement du sol compacté à différentes énergies de compactage en fonction du taux de fibre de verre rajouté ($w=2\%$).

Figure 5.19 Potentiel d'effondrement du sol compacté à différentes énergies de compactage en fonction du taux de fibre de verre rajouté ($w=4\%$).

Figure 5.20 Potentiel d'effondrement du sol compacté à différentes énergies de compactage en fonction du taux de fibre de verre rajouté ($w=6\%$).

Figure 5.21 Influence de la teneur en eau initiale sur le degré d'effondrement d'un sol traité à la fibre de verre ($E_c=20$ coups).

Figure 5.22 Influence de la teneur en eau initiale sur le degré d'effondrement d'un sol traité à la fibre de verre ($E_c=40$ coups).

Figure 5.23 Influence de la teneur en eau initiale sur le degré d'effondrement d'un sol traité à la fibre de verre ($E_c=60$ coups).

Figure 5.24 Variation du degré d'affaissement en fonction de la succion pour un sol non traité.

Figure 5.25 Variation du degré d'affaissement en fonction de la succion pour un sol traité à 4% de fibre de verre.

Figure 5.26 Variation du degré d'affaissement en fonction de la succion pour un sol traité à 6% de fibre de verre.

Figure 5.27 Images prises au MEB avant saturation

Figure 5.28 Observation au MEB après saturation

Figure 5.29. Observation au MEB avant saturation avec ($F_v=2\%$; $w=2\%$; $E_c=60$ coups)

Figure 5.30. Observation au MEB avant saturation avec ($F_v=4\%$; $w=6\%$; $E_c=60$ coups)

Principaux Symboles Utilisés

Notation	Définition
Ac	Activité des sols
C _p	Potentiel d'affaissement
C _u	Coefficient d'uniformité
C _c	Coefficient de courbure
C _{pn}	Potentiel d'affaissement du sol non traité
C _{pt}	Potentiel d'affaissement du sol traité
D _r	Densité relative
D _x	Diamètre à travers lequel passe x% du sol
e	Indice des vides
e'	Charge d'un électron ($1.6 \cdot 10^{-19}$ C)
e ₀	Indice des vides initial
e ₁	Indice des vides au début de saturation
e ₂	Indice des vides à fin de saturation
e _L	Indice des vides à la limite de liquidité
E _c	Nombre de coups
Δe _c	Variation de l'indice des vides à l'état inondé
ES	Equivalent de sable
g	Accélération de la pesanteur
G _s	Densité spécifique
h	Hauteur de chute
h _c	Hauteur d'ascension capillaire
hr	Humidité relative
H _c	Variation de la hauteur après mouillage
H ₀	Hauteur initiale de l'échantillon
I _c	Indice de consistance
I _D	Indice de densité
I _l	Indice de liquidité
I _p	Indice de plasticité
I _w	Indice de maniabilité
K	Coefficient d'affaissement
K _b	Constante de Boltzmann
m	Masse du mouton
M	Masse molaire de l'eau
M ₀	Masse de pycnomètre
M ₁	Masse de pycnomètre + grains solides
M ₂	Masse de pycnomètre + grains solides + eau
M ₃	Masse de pycnomètre + eau
n	Nombre de coups
n _i	Nombre d'ion/m ³
P	Pression partielle de vapeur
P ₀	Pression de vapeur saturante à la température T
P _c	Pression capillaire
P _{cn}	Pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle
P _{cs}	Pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé
pf	Pourcentage des fines
r	Rayon du tube capillaire
R	Constante des gaz parfait
S _r	Degré de saturation
T	Température absolue
u _a	Pression de l'air au-dessus de l'interface
u _w	Pression de l'eau en dessous de l'interface
v	Volume du matériau avant de compactage
V	Vitesse ultrasoniques

V_s	Volume des grains solides
W	Teneur en eau naturelle
W_0	Teneur en eau initial
W_{opt}	Optimum de Proctor
W_{sat}	Teneur en eau à l'état de saturation
W_l	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
σ	Contrainte effective
ρ_d	Masse volumique sèche
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
γ_s	Poids volumique des grains solides
Z_i	Valence de l'ion
Ψ	Potentiel électrique
Ψ'	Succion totale
α	Angle de mouillage
δ_k	Tassement relatif à G_{cr}
δ_w	Tassement relatif

Chapitre 1

INTRODUCTION GENERALE

Le sujet traité dans cette thèse concerne l'étude du traitement d'un cas de sol non saturé dont les problèmes peuvent occasionner d'importants dégâts tant pour les structures réalisées sur ce type de sol, que pour les vies humaines que peuvent abriter ces dernières. Le sol dont il est question est qualifié de sol métastable, car il réagit de façon très normale, c'est-à-dire qu'il résiste bien sous un certain chargement tant qu'il est sec, mais qui s'effondre dès qu'il subit une humidification. Ces sols effondrables, affaissables ou sols « collapsible » selon l'appellation anglo-saxon, sont donc des sols peu connus par les laboratoires et dont les études de comportement et surtout d'identification n'ont été effectués que très récemment. Entre méthodes par essais directs et méthodes empiriques, les chercheurs ont essayé de mettre à la disposition des ingénieurs les outils nécessaire pour l'identification de ce type de sol, afin de leur permettre de prendre les mesures adéquates pour sécuriser leurs structures vis-à-vis des dégâts qui peuvent être occasionnés.

Les sols affaissables sont définis comme étant des sols partiellement saturés, sont caractérisés par une faible teneur en eau ayant une structure métastable. Ces sols se présentent souvent sous forme de dépôts qui acquièrent à l'état sec une résistance importante grâce à la cimentation naturelle de leurs grains et peuvent supporter des charges importantes. Cependant, leurs saturations, même sans ajout d'une charge supplémentaire provoque une diminution importante de leurs volumes, cette diminution est généralement due à la rupture des liaisons inter granulaires produisant ainsi une structure plus dense. Par ailleurs, et dans la plus part des cas ces sols poreux sont constitués par un pourcentage prédominant de gros grains, et un faible pourcentage d'éléments fins.

Les sols affaissables sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi arides. Ils occupent un nombre important de pays notamment ceux de l'hémisphère nord situés entre les 30^{ème} et 55^{ème} parallèles ainsi que des pays d'Amérique du sud (Abelev, 1988). Le sud Algérien est constitué lui aussi dans sa majeure partie par ce type de sol, par conséquent, vu les constructions des pipelines et des différentes réalisations dans le domaine des hydrocarbures, la reconnaissance puis le traitement de ces sols sont des opérations préalables essentielles à la réalisation de ces ouvrages ou d'autres édifices en génie civil, et dont la qualité conditionne le bon déroulement du projet, et sa sécurité.

Le phénomène d'effondrement et son amplitude sont étroitement liés aux caractéristiques physiques du sol. En effet, plusieurs résultats de recherches d'identification effectuées sur ce type de sol ont abouti que la teneur en eau initiale, le degré de saturation, la densité sèche, la granulométrie, la nature des agents de cimentation des grains du sol et la charge appliquée gouvernent le potentiel d'affaissement des sols effondrables (Priklonskij, (1952) ; Clevenger, (1958) ; Gibs et Bara, (1962) ; Feda, (1964) ; Handy, (1973) ; Kassif et Henkin, (1967) ; Ganechan, (1982). Booth (1975) ; Cox (1978) et Lawton (1989)).

Après la reconnaissance des sols affaissables, étape très importante et primordiale pour le diagnostic du problème auquel on est confronté, les recherches ont été orientées vers la possibilité de trouver un traitement efficace qui pourrait aboutir à l'utilisation de ces terrains pour palier à ce type de problème.

La technique de stabilisation du sol a été utilisée dès la fin des années soixante, en vue d'améliorer ses caractéristiques mécaniques, elle a été principalement appliquée à la réutilisation en remblai des sols sensibles à l'eau. Elle a permis ainsi de réaliser, dans de bonnes conditions techniques, économiques et de délais, les grands travaux à savoir ceux des terrassements nécessités par la construction des programmes essentiellement autoroutiers. Des méthodes de traitement qui dépendent, d'une part, de la profondeur du sol et d'autre part, de la capacité portante du sol que requiert la structure, font partie de ces mesures : substitution ou traitement du sol en place préalablement par des moyens chimiques, thermiques ou mécaniques. Lorsque la couche du sol affaissable n'est pas trop épaisse (inférieure à 4m), il est souvent économique de la substituer par un sol de bonne qualité qui est compacté à une densité suffisante (Bara, 1979). Cette opération suppose que le sol de substitution soit situé à proximité du projet ainsi que la disponibilité d'une quantité suffisante d'eau nécessaire au compactage du sol. Ces deux facteurs, peuvent influencer énormément sur le coût des travaux, si leur disponibilité

ferait défaut au moment des travaux, surtout que les zones concernées sont généralement arides ou semi arides,

La stabilisation du sol offre de nombreux remèdes, Elle est souvent utilisée pour modifier certaines de ses propriétés en vue d'améliorer ses performances techniques, pour augmenter sa résistance, ou pour réduire ou augmenter sa perméabilité et dans d'autres cas pour réduire sa compressibilité. Son domaine d'application est actuellement très vaste et ses performances sont extraordinaires. Nous pouvons citer ici le cas de l'étude de l'influence de l'ajout de sable comme matériau inerte sur le gonflement (Maher and HO, 1994 ; Al wahab, 1995 ; Mouroux 1969 ; Didier 1972 ; El Sayed et El Sohby, 1981 ; Kaoua et al, 1994 ; Louafi 1997 ; Lamara et al. 2005 ; Bengraa, et al. 2009), et qui a confirmé la possibilité de réduction du gonflement du sol expansif par l'ajout de cet additif. Ce dernier a la capacité d'amortir le gonflement à travers la réduction des vides importants du sol. D'autres chercheurs ont étudié la possibilité d'améliorer les caractéristiques des sols affaissables par l'ajout du ciment (Lahmadi *et al.* 2012) ou de la chaux (Abbeche *et al.* 2009), et qui ont trouvé que leur objectif peut être atteint à partir d'une certaine teneur en eau et un degré de compactage comme limite nécessaire à la diminution du degré d'affaissement du sol, en plus bien sûr d'un certain taux de traitement rajouté. C'est dans ce cadre que s'inscrit donc le thème de la recherche rapporté dans cette thèse.

Le présent travail est consacré au traitement des sols affaissables par les fibres de verre. L'approche utilisée est exclusivement expérimentale, menée sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire en utilisant comme outil principal l'œdomètre et en se basant sur la méthode de la simple consolidation. Cependant, l'objectif de notre travail est de montrer qu'il est possible de diminuer le potentiel de l'affaissement à un niveau qui ne présente aucun danger, du même sol excavé puis remis en place après traitement avec la fibre de verre moulue, tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage, et de chercher les conditions optimales pour lesquelles le sol présenterait un potentiel d'effondrement acceptable.

Plan Du Manuscrit

Le plan de travail que nous avons adopté dans l'élaboration de cette thèse s'articule sur cinq chapitres dont le premier est la présente introduction générale et le dernier chapitre est une conclusion générale avec les différentes perspectives.

- Le second chapitre est consacré à une synthèse bibliographique sur les sols affaissables, il donne un aperçu sur la définition en soulignant l'origine et les mécanismes régissant l'effondrement d'un tel sol. Nous présentons dans ce chapitre les méthodes qui ont été développées tant empiriques qu'expérimentales en vue de fixer les paramètres identifiant la susceptibilité d'un sol à l'effondrement. Différents cas d'effondrement rencontrés dans le monde et éventuellement en Algérie ont été cités, avec en fin de ce chapitre la présentation des différentes méthodes de traitement pour résoudre le problème d'effondrement et assurer une sécurité suffisante aux structures réalisées sur ce sol.
- Le troisième chapitre aborde la présentation des matériaux, matériels et différents essais utilisés pour l'identification physique minéralogique mécanique et de microstructure utilisés dans ce travail de recherche. Nous présentons donc la méthode suivie dans la préparation d'échantillons, car notre sol est reconstitué au laboratoire, en vue d'obtenir un sol qui a les mêmes caractéristiques qu'un sol reconnu affaissable. Le programme expérimental et les essais dont la préparation d'échantillon et le protocole nécessitent des précisions sont présentés dans ce chapitre.
- au chapitre quatre, nous allons présenter et discuter les résultats obtenus des différents essais de caractérisation physico-chimiques et minéralogique, des matériaux de bases utilisés pour la confection du sol affaissable reconstitué au laboratoire. Puis l'étude de la succion du sol a été abordée à la fin de ce chapitre afin de tirer les conclusions nécessaires concernant son influence sur l'effondrement du sol.
- Dans le chapitre cinq les résultats des essais mécaniques sont donnés. L'évolution du degré d'affaissement est discutée en fonction du taux de traitement, ensuite en fonction de la pression capillaire du sol traité et non traité. La microstructure de notre sol est ensuite présentée sous forme d'images prises au MEB.
- Des conclusions et perspectives finaliseront notre travail dans le chapitre 6.

Chapitre 2

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE :

SOLS NON SATURES : CAS DES SOLS AFFAISSABLES

Table de matière

2.1	Introduction	22
2.2	Définition des sols affaissables	23
2.3	Répartition des zones arides à travers le monde	23
2.4	Cas d'effondrements de sols dans le monde	25
2.5	Cas d'effondrement rencontres en Algérie	27
2.5.1	L'effondrement de Tafziouine à Guerrara, wilaya de Ghardaïa.	28
2.5.2	L'effondrement de Sahb-Elbir à Mansourah, wilaya de Ghardaïa	28
2.5.3	L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued	29
2.6	Les différents types des sols affaissables	31
2.6.1	Les lœss	31
2.6.2	Dépôts éoliens	31
2.6.3	Dépôts alluviaux	32
2.6.4	Les sols résiduels	32
2.6.5	Autres types des sols Affaissables	32
2.7	Phénomène d'effondrement et paramètres importants	32
2.7.1	Influence de la granulométrie	34
2.7.2	Influence de la nature géologique du sol	35
2.7.3	Influence de la nature des agents de cimentation	36
2.7.4	Influence du degré de saturation	37
2.7.5	Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP	38
2.8	Les différentes méthodes de prédiction	40
2.8.1	Méthodes empiriques	40
2.8.2	Méthodes expérimentales	45
2.8.2.1	Essais œdométrique simple	46
2.8.2.2	Méthode du double œdomètre	47
2.9	Etude de la succion	48
2.10	Etude de la microstructure du sol	53
2.11	Traitement des sols affaissables	55
2.11.1	Traitement par pré-mouillage	56

2.11.2	Traitement par pré chargement	56
2.11.3	Traitement chimique	56
2.11.4	Traitement par pieu de chaux	58
2.11.5	Traitement par pieu de sable	58
2.11.6	Traitement par substitution	58
2.11.7	Traitement par compactage	59
2.11.8	Traitement thermique	61
2.11.9	Evaluation des méthodes de traitement	61
2.12	Conclusion	63

2.1 INTRODUCTION

La mécanique des sols s'est longtemps intéressée à l'étude des sols saturés en raison des difficultés liées à l'étude expérimentale d'un sol non saturé et à l'interprétation des résultats qui doivent tenir compte de la cohabitation de trois phases (air, eau et grain solides). L'eau joue un rôle essentiel dans le comportement des sols non saturés de par sa coexistence avec l'air sous différentes formes dans les pores. Des phénomènes de capillarité peuvent se développer au contact des deux fluides, mais les réactions physico chimiques entre l'eau et les particules solides peuvent donner lieu à un gonflement ou un effondrement selon que le sol est argileux ou limoneux (Delage, 1989). Pour faciliter l'interprétation des résultats, le concept de contrainte effective aux sols partiellement saturés a été proposé par Bishop et d'autres chercheurs aux alentours des années soixante. Mais généralement l'étude des sols non saturés ne connut de développement important qu'au milieu des années 1980. En effet, nous pouvons citer ici le cas d'une étude faite par Sherif et al, (1977) et Chaney, (1978) qui a porté sur la susceptibilité du sol non saturé à la liquéfaction, et par laquelle ils affirment que le sol non saturé est plus résistant vis-à-vis des efforts provoquant la liquéfaction. Cette dernière a été contredite par une étude plus récente de Mathilde Vernay et al, (2015), et qui a abouti au résultat disant que les sols non saturés présentent eux aussi une vulnérabilité vis-à-vis des efforts provoquant la liquéfaction.

Après la constatation des désordres importants causés par l'effondrement des sols dans plusieurs régions du monde, notamment quand elles sont arides ou semi-arides, l'étude du cas des sols affaissables a été abordée. Les sols affaissables sont des sols non saturés caractérisés par une faible teneur en eau et une structure lâche et poreuse qui, suite à leur saturation, même sans ajout supplémentaire de charges, sont sujet à de grands tassements. Cette catégorie de sols inclue les loëss, les dépôts éoliens, les dépôts alluviaux ainsi que d'autres types de sols que nous allons citer dans ce chapitre.

Le problème de tassements excessifs dans plusieurs régions du monde, source de dégâts spectaculaires, a suscité l'intérêt des chercheurs géotechniciens qui se sont intéressés dans un premier temps à élaborer des méthodes d'identification pour pouvoir diagnostiquer d'abord ce type de sol. D'autres chercheurs ont tenté ensuite, par leurs études, d'apporter des solutions à ce phénomène à travers des méthodes de traitement appropriées aux spécifications de ces régions, (Abbeche 2005, Abbeche et al. 2007). Tandis que d'autres recherches ont été consacrées à l'étude et à l'explication du mécanisme d'affaissement.

Les investigations faites récemment dans la région Sud Est d'Algérie ont révélé que la majeure partie des dégâts causés par l'affaissement rencontrés dans cette région est dû au caractère effondrable de ces sols.

2.2 Définition des sols affaissables

Les sols affaissables sont définis comme étant des sols qui subissent un réarrangement des grains et une grande diminution de volume après inondation, avec ou sans chargement appliqué (Dudley, 1970). L'effondrement est défini comme étant l'affaissement brusque du sol sous une charge appliquée après inondation (Rizkallah et Kee (1989)). Day (2001) définit un sol affaissable comme étant un sol qui lors d'une inondation, subit une réduction importante et soudaine du volume. Les dépôts de sols sont reconnus affaissables s'ils satisfont les deux conditions de sols lâches et naturellement très secs. Lors d'une inondation, une diminution de la pression négative de l'eau interstitielle (tension capillaire) est observée, le remplissage devient humide ce qui conduit à son effondrement. Le potentiel d'effondrement augmente avec la diminution de la densité sèche et la teneur en eau et augmente avec la pression verticale. (Day, 2001), Zur et Wiseman (1973) avancent que l'effondrement peut être défini comme étant toute diminution rapide du volume de sol, causée par l'augmentation de l'un ou de tous les facteurs suivants : taux d'humidité (teneur en eau(w)), degré de saturation (Sr), contrainte tangentielle moyenne (σ_v), contrainte de compression (σ_c) et la pression interstitielle (U).

Les sols affaissables peuvent donc être définis comme étant des sols non saturés ayant une structure lâche et poreuse constituée dans une plus grande proportion de gros grains disposés en nid d'abeille cimentés par un faible pourcentage d'éléments fins, d'éléments chimiques ou de tensions capillaires. L'inondation de ces sols provoque la dissipation des liaisons et le réarrangement radical des grains donnant ainsi une grande diminution de volume et provoquant de grands dégâts aux structures fondées sur ces sols. Généralement ce type de sol est localisé dans les zones arides et semi arides.

2.3 Répartition des zones arides à travers le monde

La caractéristique commune à ces régions est le fait que les précipitations sont moindres que l'évapotranspiration, au moins durant une période plus ou moins longue de l'année. Trois domaines d'aridité sont distingués d'après la pluviométrie annuelle, 54 millions de km² est la superficie des zones arides se trouvant sur le globe terrestre dont la plus grande partie couvre les deux continents l'Asie et l'Afrique (White et Nackoney (2003)).

Dans l'Afrique, les zones arides représente 40% de l'ensemble de sa superficie. Dans le monde (Figure 2.1), les zones arides sont peuplées de plus d'un milliard de personnes. De nombreuses villes des zones arides, tant dans les pays développés que dans les pays en voie de développement, se sont considérablement développées au cours des 50 dernières années. En effet, l'urbanisation rapide est un problème particulier. Une pression de plus en plus grande sur les ressources des terres arides, dégradant souvent les terres et menaçant les moyens de subsistance des populations est dû à une croissance rapide conjuguée au changement climatique (David Thomas, 2006).

Les populations urbaines des zones arides ont augmenté de 4 à 16% au cours des 40 dernières années, contre environ 3,2% dans le reste du monde (White et Nackoney, (2003)) (Cooke, R.U et al, 1982).

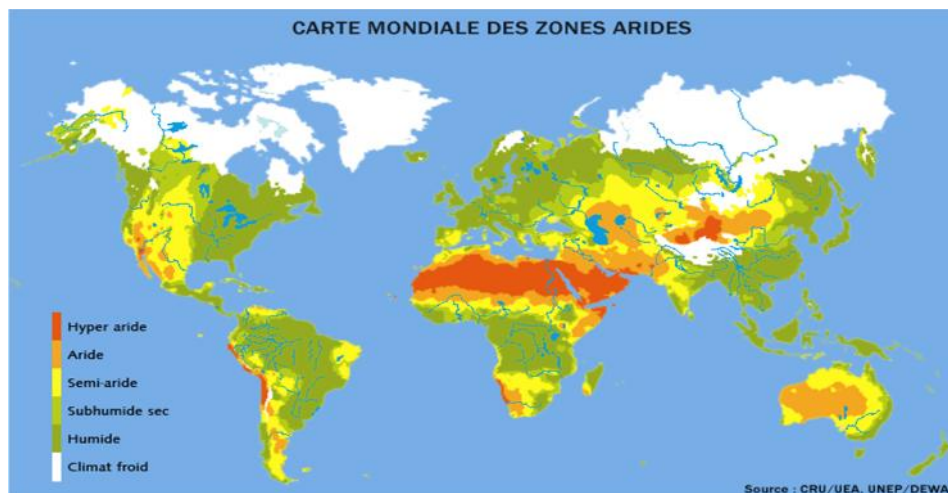


Figure 2.1 Carte mondiale moderne des zones arides.

Les régions arides de l'Afrique du Nord (Figure 2.2) se distinguent nettement par leur climat et leurs conditions écologiques des autres régions arides du globe. Elles ne sont homologues qu'à celles qui, dans les autres parties du monde, sont soumises au même climat (certaines régions de Californie, d'Australie). Ces territoires sont donc ceux soumis aux climats méditerranéens sahariens, arides et semi-arides (Louis, 1960).

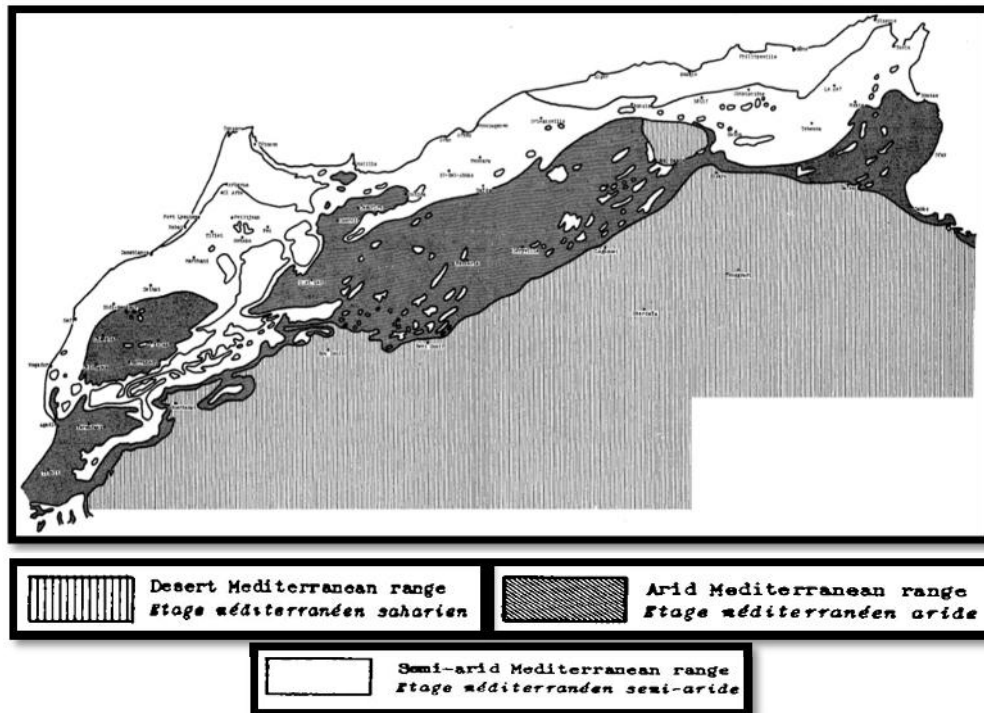


Figure 2.2 Carte des régions arides et semi-arides de l'Afrique du Nord, par l'Institut international de la zone aride (1950).

2.4 Cas d'effondrements de sols dans le monde

Le sol de certaines régions du monde a des propriétés particulières dont sols solubles ou sols macroporeux affaissables, dont l'évolution doit être prise en compte lors de l'élaboration des projets de construction, voire de mise en valeur des territoires (Magnan 2000). Un apport d'eau, dans le cas des sols lœssiques secs (construction de canaux, barrages, fuites des réseaux dans les villes) peut provoquer un effondrement d'environ 10% de l'épaisseur de la couche, chose qui peut induire de forts désordres dans toutes les constructions civiles et industrielles de la zone humidifiée.

Les sols affaissables ou métastables, ayant une teneur en eau faible et une structure lâche et poreuse se présentant dans la nature sous forme de dépôts, sont souvent sujets à d'importants dégâts suite à leur inondation. Ils couvrent une grande surface à travers le monde, dont les lœss qui occupent près de 13 million de kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, et qui se situent entre deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées (Abelev, 1975). De nombreux cas similaires existent en Russie, en Afghanistan, dans la chine, l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie

saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions (Abelev, 1975).

Différents cas de sols affaissables dans le monde peuvent être cités, par exemple celui du Koweït dont le sol était du sable calcaire faiblement compacté qui, suite aux dommages causés par son effondrement, la remise en forme des infrastructures routières et des bâtiments a coûté énormément cher (Ismael et al. 1987). Parmi les infrastructures construites en France et surtout au nord visant un échange économique entre la France et les pays du nord européen, on trouve le Train à Grande Vitesse TGV dont le tracé traverse des dépôts de loess susceptible d'effondrement et dont la ligne nord du TGV a subi des problèmes de tassement lors de périodes de fortes précipitations (Cui et al. 1995, Cui et al. 2004).

Actuellement en Égypte, des cartes de zonage géotechnique pour les sols potentiellement affaissables sont disponibles (The General Authority of Educational Building, 2003). Plusieurs études ont été réalisées au laboratoire et in situ pour de nouveaux aménagements urbains tels que le 6 Octobre, Nouvel Amereya, El-Suff, Nouveau Maady, 10^e de Ramadan, la ville Nasr, le Nouvel Borg el Arabe et el Obbor (figure 2.3), et le potentiel d'affaissement trouvé à l'issue de cette étude varie de 0.2% à 17% (Mossaad, 2006).

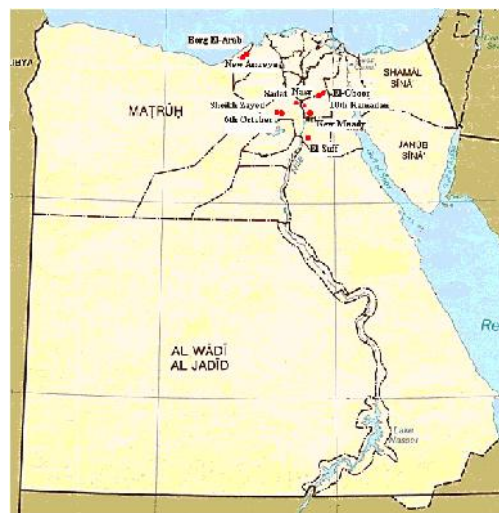


Figure 2.3. Les emplacements de nouvelles villes urbaines où des études détaillées sur des sols affaissables ont été exécutées (The General Authority of Educational Building 2003).

Les changements de conditions hydriques dans le sol initialement sec d'une argile du Pléistocène déposée dans un bassin sédimentaire par l'ensemble du réseau (canal, pipelines, irrigation par l'agriculture) ont engendré d'importants tassements (Prokopovich 1986). Pour résoudre le problème et stabiliser le sol l'inondation du sous-sol par la mise en place de bassins s'est avérée plus efficace que le compactage mécanique. Les tassements ont atteint 9 mètres de hauteur dans certains endroits, (voir figure 2.4).



Figure 2.4 Affaissement de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin d'après Muñoz-Castelblanco et al. (2011).

Parmi les exemples de dépôts de sols affaissables nous pouvons citer ceux du lœss qui sont constitués essentiellement de particules de taille de limon et qui sont produites par l'érosion. Les matériaux de lœss observés au Nigeria, Libye et Tunisie se sont formés suite au processus de l'érosion (Coudé-Gaussen 1990). Les dépôts de lœss de l'Amérique du Nord sont produits par l'écrasement glaciaire (Smalley 1966) et le lœss chinois des montagnes de Tibet est un dépôt de lœss produit par l'érosion.

2.5 Cas d'effondrement rencontrés en Algérie

Les tassements et effondrement de sols sont des mouvements verticaux causés par la circulation souterraine créant des vides au sous-sol par entrainement mécanique et hydraulique

de matériaux fins, ou par dissolution de roches solubles. L'évolution de ces processus peut être aggravée par l'intervention de l'homme (Kolli 2012).

2.5.1 L'effondrement de Tafziouine à Guerrara, wilaya de Ghardaïa.

Dans la région dite Tafziouine à 07 km au Sud-ouest de Guerrara, nous pouvons citer le cas d'un effondrement qui, d'après le témoignage des habitants de la région a eu lieu en 1997, engendrant ainsi un cratère de forme circulaire de 22 mètres de diamètres et de 13 mètres de profondeur avec un accès très difficile. Aucune fissuration de surface n'a été signalée indiquant l'évolution du cratère. Les eaux d'infiltration provenant d'un forage artésien jaillissant à 150 mètres de distance a été la principale cause de l'effondrement (Kolli 2012), (Figure 2.5).

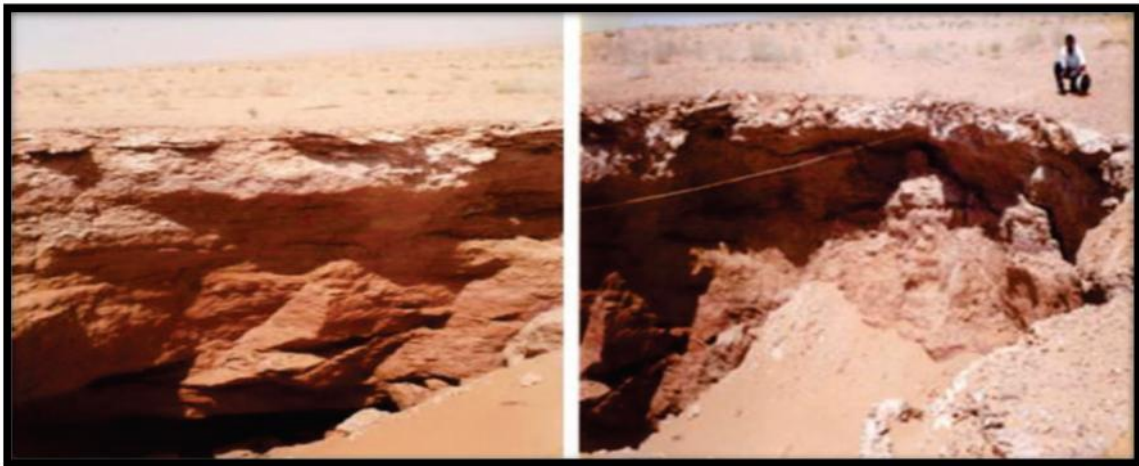


Figure 2.5 Photos de l'effondrement de Tafziouine (Kolli, 2012).

2.5.2 L'effondrement de Sahb-Elbir à Mansourah, wilaya de Ghardaïa

L'effondrement de Sahb-Elbir est situé à 50 km par la piste du village d'Ain Lossig. Lui-même distant de 2 km du chef-lieu communal de Mansourah. Cette région appartient à la wilaya de Ghardaïa.



Figure 2.6 Photos de l'effondrement Sahb-Elbir (Kolli 2012).

- L'effondrement de Sahb-Elbir (Figure 2.6) présente une forme circulaire avec un diamètre de 10m
- L'effondrement à une profondeur inconnue.
- Aucun indice de surface n'indique l'évolution du cratère ;
- On observe des failles de direction E-W et N-S connues dans la région ;
- D'après les habitants de Mansourah, l'effondrement de Sahb-Elbir est très ancien, de plus de 50 ans (Kolli 2012).

2.5.3 L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued

Le village de M'Rara peut être cité ici de par les différents cas d'effondrement qu'il a connu (figure 2.7). Cette région est située dans la wilaya d'El Oued (Nord-Est du Sahara algérien). La région de M'rara est caractérisée par un climat aride de type saharien avec des étés secs et chauds et des hivers plus doux. Les écarts entre les températures diurnes et nocturnes sont importants, ils dépassent souvent les 20°C (Guemache et al, 2008). L'eau de Oued Retem traverse des secteurs des M'Rara avec une certaine violence occasionnée par des pluies diluviennes ainsi que des crues torrentielles. Des structures ont été installées en amont de l'Oued pour contenir la force des torrents, mais elles n'ont pas pu résister (Kolli 2012).



Figure 2.7 Photos de l'affaissement d'EL M'Rara (Kolli, A. 2012).

Le laboratoire (LNHC Batna, 2000), dans une étude faite en vue de la réalisation d'une station de gaz naturel à Hassi Messoud a abouti au fait qu'il existe deux couches de nature affaissable, chose qui a conduit les ingénieurs à opter pour la solution de substituer la première couche et de prendre des mesures nécessaires afin d'éviter toute infiltration d'eau à la seconde couche.

Un autre cas plus récent d'affaissement brusque qui date du 18 novembre 2016, est celui qui a eu lieu à Alger sur l'autoroute au niveau de Ben Aknoun en direction de Zéralda. Cet incident a fait 11 blessés suite à la chute de leurs voitures dans l'immense trou causé par cet effondrement et qui était d'environ 9 m de diamètre et de 4 à 5 m de profondeur, qui est due selon les déclarations des médias, à un éclatement de la conduite principale d'alimentation en eau potable (figure 2.8).



Figure 2.8 effondrement récent à Alger.

2.6 Les différents types de sols affaissables

2.6.1 Les lœss

Le lœss est produit en grandes quantités à partir de l'écrasement glacière des roches, il est ensuite transporté par le vent pour former des dépôts de lœss. Ce procédé cité par Smalley (1966) n'est pas le seul car il a été prouvé par des recherches récentes que d'autres procédés peuvent conduire à la production du lœss. Le lœss est habituellement de couleur jaunâtre ou brun, il est formé principalement de silice et de carbonate de calcium (CaCO_3). C'est un sol détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne sédimentaire et se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne. Le lœss au niveau granulométrique est un limon. Le lœss est homogène sans stratifications, il contient en proportion moindre des sables et des argiles pouvant être agglomérés formant ainsi des grains de limon fin. Le lœss présente une très forte porosité dû à la cimentation carbonatée de ses grains. Il est accumulé au cours du pléistocène sous climat froid et sec à partir de grains de limons transportés par le vent depuis des zones sources. L'altération chimique a été citée par Trompette (1982) comme un agent actif de formation du limon, principalement dans les régions tropicales. Antoine et al. (2009) distinguent une granulométrie qui tend à être sableuse (lœss « sableux ») et qui est principalement due à la proximité de la zone source lœss et donc à un tri éolien moins poussé.

2.6.2 Dépôts éoliens

Quand sa vitesse diminue, le vent dépose sa charge dont tout obstacle peut produire une sédimentation dans la zone qu'il délimite. Ces dépôts sont souvent remis en mouvement s'ils ne sont pas fixés par une végétation par exemple. Les dépôts éoliens, sable et poussière, sont caractéristiques des régions arides. Constitués par des matériaux faiblement cimentés, fins et légers, ils sont transportés par le vent à partir des dunes, des plages ou de poussière volcanique. La faible cimentation des grains qui est généralement de nature argileuse se trouve dissipée après saturation menant ainsi le sol à la perte de sa résistance conduisant à un effondrement. Parfois ces dépôts sont protégés contre les précipitations par une couche d'argile imperméable qui préserve la structure naturelle du sol de l'entrée d'eau.

2.6.3 Dépôts alluviaux

Les alluvions sont des matériaux qui ont été déposés par des cours d'eau sur les parties inférieures du bassin versant lors d'une crue. Ils sont constitués par des sédiments lâches déposés par l'eau des inondations ou des écoulements de crues. Ces sols sont régulièrement rajeunis à l'arrivée de chaque crue, ils sont poreux et fortement perméables. Le mécanisme de dépôt des sols alluviaux fait que les éléments de ces matériaux soient déposés dans un ordre décroissant de masse, c'est-à-dire des plus grossiers au plus fins. L'argile confère à ces dépôts une faible consolidation qui a une importance considérable dans le comportement de ces sols.

2.6.4 Les sols résiduels

Les sols résiduels sont formés d'une couche dont l'épaisseur dépend de l'âge et du climat de la région, ils gardent toujours les traces de la roche native. Les sols résiduels sont causés par l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche-mère. Souvent, les sols résiduels se présentent sous forme de couches de différentes épaisseurs stratifiées. Les grandeurs des particules de ces sols varient du large fragment, gravillon, sable, silt, aux colloïdes et sont parfois composés de matières organiques. La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution, d'un soluble et de matière colloïdale. Cette structuration donne un indice des vides plus ou moins élevé et un arrangement instable.

2.6.5 Autres types des sols Affaissables

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

2.7 Paramètres essentiels intervenants dans le mécanisme d'effondrement

Les recherches consacrées à l'étude du phénomène d'effondrement affirment que ce dernier dépend de la combinaison de facteurs comme l'état naturel du sol et l'activité de sa fraction argileuse. Le type de sol (minéralogie, granulométrie), la nature des agents de cimentation, la contrainte appliquée, le degré de saturation et la densité initiale, la quantité et la dynamique de mouillage (nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies) sont aussi considérés comme facteurs importants d'effondrement (Yudhbir, 1982), ainsi que les agents de

liaison entre particules du sol.

Dudley (1970), Vargas (1973), Zur & Wiseman (1973), Prusza et Choudry (1979) Ganeshan (1982) se sont appuyés sur l'histoire de l'influence de la contrainte sur le potentiel d'affaissement des sols. Dudley (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) et Ganeshan (1982) ont ciblé 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.

Une étude à petite échelle réalisée grâce au microtomographe à rayon X (Bruchon 2014), et qui avait pour but la compréhension du phénomène d'effondrement capillaire en utilisant des essais au simple œdomètre, a montré l'influence de la méthode de préparation des échantillons, de la charge mécanique et de la vitesse d'imbibition sur le phénomène d'effondrement du sable d'Hostun.

Bruchon (2014) a pu vérifier que l'effondrement décroît avec le logarithme de la charge mécanique appliquée, croît linéairement avec le volume d'eau apporté et est la somme de micro effondrement potentiellement instable, ceci étant quel que soit la méthode de préparation d'échantillons assurant un indice des vides important.

Une étude faite par Barden et al. (1973) précise que les principales causes d'effondrement sont :

- une structure poreuse, potentiellement instable et partiellement saturée,
- une contrainte existante ou supplémentaire assez élevée conduisant à l'affaissement,
- une cimentation suffisamment résistante pour stabiliser les contacts inter granulaires et relativement faibles pour disparaître par inondation.

Les différents facteurs, fournis par la littérature, intervenant dans l'effondrement des sols affaissables sont cités dans ce qui suit.

2.7.1 Influence de la granulométrie

L'influence de la granulométrie sur le niveau d'effondrement est toujours un sujet qui doit être cerné de par son importance dans l'identification des sols affaissables. Beaucoup de chercheurs se sont penchés sur cette question dont Dudley (1970) qui a conclu que si le pourcentage de fines dans le sol était en dessous de 5 %, l'effondrement est peu important, mais s'il dépasse les 30% le sol gonflait. Bull (1964) a rajouté que le tassement maximal peut se produire, lorsque la proportion d'argile est de 12% des grains solides.

Handy (1973) a constaté que le sol à une grande aptitude à l'effondrement lorsque la teneur en argile est de 16%, entre 16 et 24% de teneur en fines il y a probabilité d'affaissement, alors qu'entre 24% et 30% il y'a une probabilité de 50% que le sol ne s'effondre.

Il a été constaté par Bell et Bruyn (1997) que si le pourcentage d'argile augmente l'effondrement diminue. Des essais œdométriques (simple et double) exécutés par Dibben et al (1998) sur des échantillons de lœss artificiels saturés à base de kaolinite chargés de 5 à 1600 KPa ont montré que le maximum de collapse est atteint lorsque le taux d'argile est de 25%, ce qui correspond expérimentalement à un taux de 18% de kaolinite. Bsma et Tuncer (1992) ont résumé les résultats de leur étude, mettant en évidence l'influence du pourcentage sable-argile sur le potentiel d'effondrement pour différents niveaux de contraintes d'inondation par des courbes présentées sur la figure 2.9.

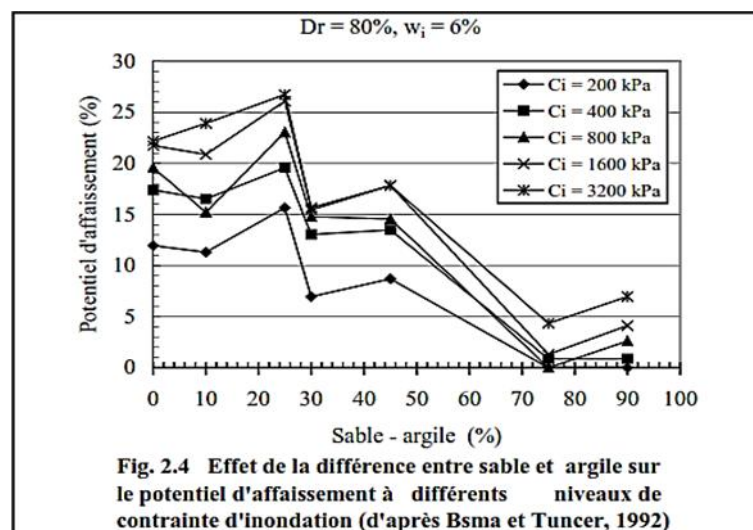


Figure 2.9. Influence du pourcentage sable-argile sur le potentiel d'effondrement à différents niveaux de contrainte d'inondation (Bsma et Tuncer (1992)).

Ayadat et Belouahri (1996) ont conclu que les sols ne sont pas susceptibles de s’effondrer lorsque le coefficient d’uniformité $C_u \leq 12$, quand ce coefficient $4 < C_u < 12$ le sol risque l’effondrement, si $C_u \leq 4$ le risque de l’effondrement est écarté.

Basma et Tuncer (1992) ont étudié l’effet du coefficient d’uniformité sur le potentiel d’affaissement à différents niveaux de contrainte d’inondation, et ont remarqué que les sol bien gradués ont tendance à s’affaisser plus que les sols mal gradués sous les mêmes conditions de chargement, même teneur en eau et même masse volumique sèche (Figure 2.10).

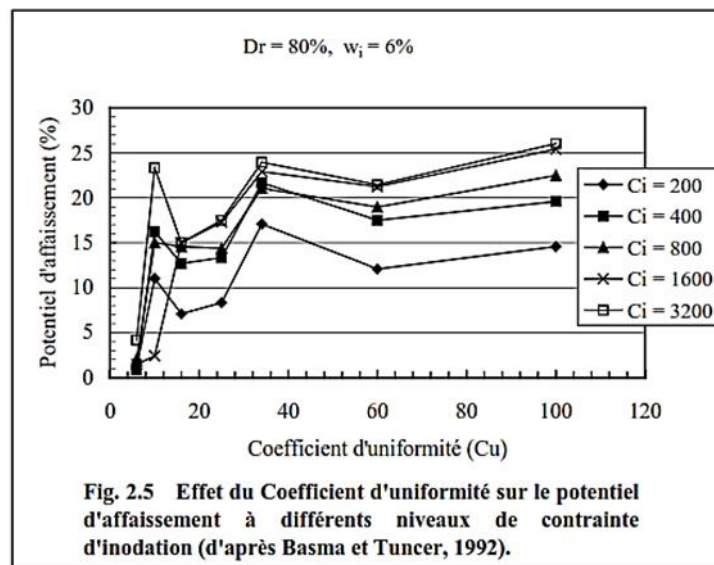


Figure 2.10 Influence du coefficient d’uniformité sur le potentiel d’affaissement à différents niveaux de contrainte d’inondation (d’après Basma et Tuncer, 1992).

2.7.2 Influence de la nature géologique du sol

La connaissance du type de dépôt géologique est importante car elle renseigne sur l’histoire du sol et son état physico-chimique, mais ne permet pas d’estimer le taux de l’effondrement. Les principaux dépôts géologique pour lesquels le phénomène d’effondrement a été observé est assez vaste (Dudley 1970, Clemence et Finbarr 1981, Alfi 1984), dont on peut citer les dépôts éolien (sables et loëss), dépôt aérien (cendres volcaniques), dépôt colluviale (débris de roche tombés par gravité d’une pente ou d’une falaise), dépôt alluviale (apporté par des coulées boueuses et des cours d’eau), résiduelle (altération physico-chimique des roches mères) et anthropique (sols compactés par l’homme). Ces sols sont généralement lâches poreux et très perméables dont certains d’entre eux ont été recouverts au fil du temps par des couches de sols plus imperméables. Ainsi, (Clemence et Finbarr 1981, Yudhbir 1982, Barksdale et Blight 1997)

ont vérifié que l'imbibition de ces sols sous contraintes mécaniques peut entraîner leur effondrement.

Une distinction a été faite entre les sols réellement effondrables et les sols potentiellement effondrables par Reginatto et Ferrero (1975), qui a avancé que les premiers sont ceux pouvant subir une réduction subite de volume lors de la saturation sans chargement mécanique supplémentaire et les seconds sont ceux qui doivent être surchargés pour s'effondrer par saturation. Ainsi les sols éoliens ont été reconnus comme réellement effondrables, et les sols résiduels comme des sols potentiellement effondrables.

2.7.3 Influence de la nature des agents de cimentation

Nous pouvons distinguer ici différentes liaisons assurant la cohésion inter granulaires dont la cohésion capillaire due aux ménisques d'eau présents entre grains de sable ou de limon (Figure 2.11a). La cohésion induite par des plaquettes d'argile qui, placées entre les grains de plus grosses tailles, assurent la résistance au cisaillement à faible teneur en eau (lorsque cette dernière augmente, les plaquettes d'argile libèrent les grains et provoquent l'effondrement). La répartition de la fraction argileuse dans le sol peut être soit en surface des grains (Figure 2.11c), soit sous forme floculée au niveau des contacts intergranulaires ou former des ponts d'argiles (Figure 2.11d). Et enfin une cohésion chimique (oxydes de fer, carbonates de calcium) ou mécanique par d'autres matériaux d'apports comme les liants hydrauliques.

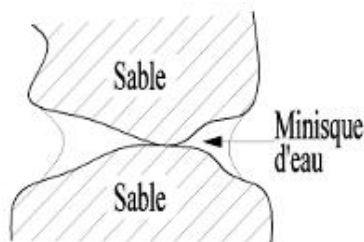


Figure 2.11 a

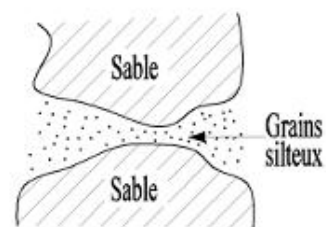


Figure 2.11b

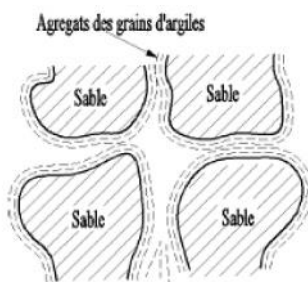


Figure 2.11 c

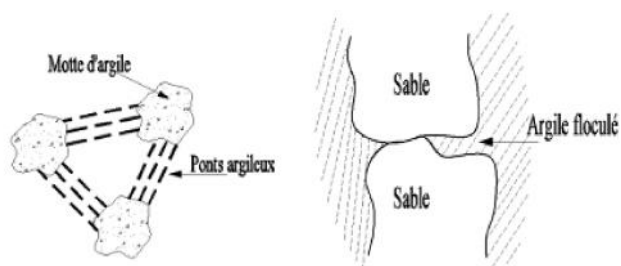


Figure 2.11 d liaisons d'argiles selon Barden et al(1973)

Figure 2.11 Les différentes liaisons existantes entre les grains du sol.

Ces types de liaisons n'ont pas la même résistance mécanique et le même processus de dégradation. Barden, MCGown et collins dans leur publication en (1973) 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 une micro échelle mais plutôt à des agrégats plat d'argile formés par des grains effectifs de la macrostructure.

La cinétique d'effondrement se trouve donc influencée par le type de liaison. L'effondrement sera qualifié de brutal si la cohésion est principalement capillaire, plus lent en présence d'argile et encore plus lent si la cimentation est de nature chimique (Barden et al. 1973). L'imperméabilité des ponts d'argiles (nature et fraction d'argile) est à l'origine de 20 à 30% d'effondrement différé dans le temps sur l'effondrement total (Booth 1973). Une étude des loëss éoliens venant de Belgique dont la cimentation des particules est assurée par 20% de carbonate de calcium et qui ont un indice de vide de 0.85 subissent un effondrement partiel (Fookes et Best 1996).

2.7.4 Influence du degré de saturation

Plusieurs recherches affirment qu'une augmentation du degré de saturation des sols non saturés présentant une structure naturellement lâche provoque leur effondrement (Holtz (1948), Jenning et Knight (1957), Burland (1961), Jenning (1961), Knight (1961), Wagener (1960), Jenning et Burland (1962), Lucas et al (1964), Jenning (1965)). L'apport supplémentaire d'eau entraîne la diminution de la valeur de la succion initiale conduisant à une densification conséquente du sol et à une compression volumique irréversible. L'amplitude des contraintes appliquées et la valeur de la succion initiale conditionne le risque et l'intensité de l'effondrement, ces facteurs varient d'un sol à l'autre. Le loëss par exemple, a tendance à subir ce phénomène du fait de ses caractéristiques spéciales telles qu'une condition in situ non saturée, une faible densité totale, une cimentation faible composée de carbonates ainsi qu'une structure particulière. La structure du loëss est caractérisée par un indice des vides élevé et un arrangement instable des particules (Cui et al, (2004), Delage et al, (2005)). Il a été remarqué dans les régions arides (Dudley, (1970)), que l'humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ était l'une des causes principales de l'effondrement dans les sols loëssiques.

Une limite supérieure de degré de saturation initial était fixée par Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), elle varie de 60% à 65%, au-delà de laquelle ils affirment que l'affaissement n'apparaît plus. Une limite de degré de saturation légèrement inférieure a été indiquée Mishu

(1963), Booth (1975), celle-ci varie de 50% à 60%. Le potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué pour les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette limite.

Holtz (1948), Barden et al (1969), Dudley (1970), Booth (1975), Lefebvre et al, (1989) et Lawton et al, (1989) ont remarqué l'influence de la densité sèche et la teneur en eau initiale sur la magnitude de l'affaissement. En effet, ils ont conclu que pour une teneur en eau donnée l'affaissement décroît quand la densité sèche initiale augmente, et il y a une teneur en eau critique au-dessus de laquelle l'effondrement ne se produit plus.

(Schwartz 1985) a résumé dans un tableau 2.1 pour certains types de sols, le degré de saturation fixé pour que le sol ne se déforme plus et qui est appelé degré de saturation critique.

Tableau 2.1 Valeurs critiques du degré de saturation au-dessus duquel le sol ne s'effondre pas d'après Schwartz (1985). Fines : particules inférieures à 0.075mm.

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

2.7.5 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, σ_{max} est essentiellement définie par la cohésion c .

Si la condition $\sigma > \sigma_{max}$ 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, σ_{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 $\sigma > \sigma_{max}$, donc l'effondrement.

Typiquement, l'intensité de l'effondrement augmente lorsque la contrainte de confinement croît (Jenning et Knight (1957), Blight (1965), Barden et al, (1969), Erol et El-Ruwaih (1982), Yuldhbir (1982)). Néanmoins, Yuldhbir (1982) a observé que l'intensité de l'effondrement atteint sa valeur maximale à une contrainte donnée, puis cette intensité décroît même si la contrainte continue à augmenter. Cette valeur maximale varie par rapport au type de sol et aux conditions initiales. Une fois saturé, l'échantillon effondré suit, de manière approximative, la trajectoire contrainte-déformation d'un échantillon initialement saturé sous compression (Jennings et Knight (1957), Erol et El-Ruwaih (1982), Maswoswe J. (1985)).

L'influence de la contrainte d'inondation sur le potentiel d'affaissement d'après Basma et Tunser, (1992) est illustrée par la figure 2.12.

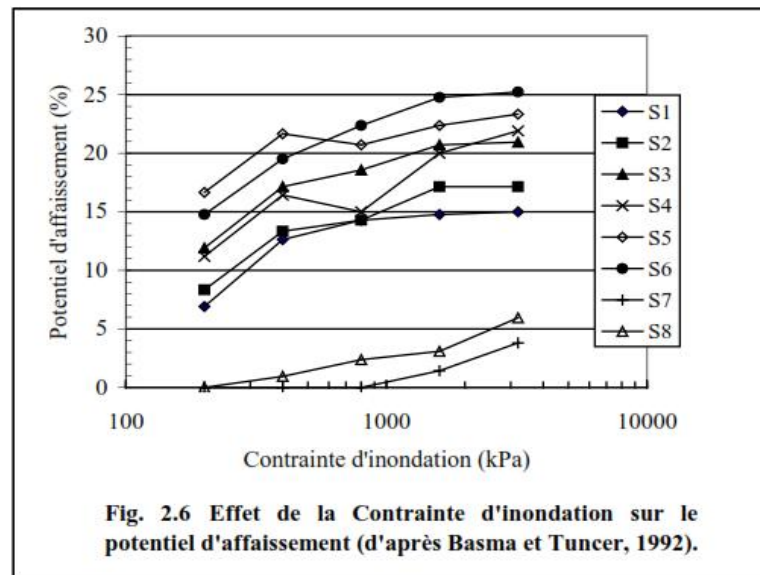


Figure 2.12 Influence de la contrainte d'inondation sur le potentiel d'affaissement (d'après Basma et Tunser, 1992).

2.8 Les différentes méthodes de prédiction

Il existe une littérature abondante sur les différentes méthodes d'identification et de prédiction des sols affaissables, et qui peuvent être classées en trois types.

2.8.1 Méthodes empiriques

L'inconvénient des méthodes expérimentales réside dans le caractère spécifique des essais et dans la consommation de temps à exécuter les essais, ce qui est souvent non économique surtout lorsque le programme d'essais concerne une zone particulièrement vaste où de grandes investigations géotechniques sont nécessaires. A cet effet, plusieurs critères ont été proposés par des chercheurs, dont la densité sèche, humide et les limites d'Atterberg, permettant de savoir si le sol est susceptible à l'effondrement. Ces critères basés sur plusieurs paramètres peuvent être résumés et donnés par ordre chronologique comme suit :

- Denisov (1951) a proposé une relation empirique qui se base essentiellement sur la limite de liquidité de la fraction argileuse w_l .

$$\text{Le coefficient de subsidence} \quad K = \frac{e(w_l)}{e(w_{nat})}$$

Avec :

$$e_{sat}(w_l) = w_l G_s, \quad G_s : \text{densité spécifique de la fraction solide}$$

$$e_{nat} = G_s w / d - 1$$

si : $K = 0,5-0,75$; le sol est fortement effondrable

si : $K = 1,5-2$; le sol est non effondrable.

- Prikloński (1952) se base uniquement sur la teneur en eau naturelle et les limites d'Atterberg. Un sol est considéré comme fortement effondrable si celui-ci a une teneur en eau supérieure à la limite de liquidité. Par contre il devient gonflant si la teneur en eau initiale est inférieure à la limite de plasticité

$$K_D = \frac{w_l - w_{nat}}{I_p}$$

$K_D < 0$; sol fortement effondrable

$K_D > 0,5$; sol non effondrable

$K_D > 1$; sol gonflant

- Clevenger (1958) définit son critère uniquement en fonction de la densité sèche du sol, il fixe la valeur de $14,1 \text{ kN/m}^3$ comme densité critique, les sols qui seraient plus denses seraient donc sans danger

$d < 12,6 \text{ kN/m}^3$; tassements importants

$d > 14,1 \text{ kN/m}^3$; tassements faible

- Gibbs et Bara (1962) ont proposé une relation se basant sur la limite de liquidité et la teneur en eau à l'état saturé. Avec cette définition, le sol est considéré comme effondrable si la teneur en eau est supérieure à la limite de liquidité.

$$R = \frac{w_{\text{sat}}}{w_l}$$

$R > 1$: effondrable

w_{sat} : teneur en eau à l'état saturé.

w_l : limite de liquidité

- Code Russe de la construction (1962) : Le code Russe de la construction reprend ce paramètre de limite de liquidité et ajoute un degré de saturation de 60%, au-delà duquel le sol n'est plus susceptible de s'effondrer

$$L = \frac{e(w_{\text{nat}}) - e(w_l)}{1 + e(w_{\text{nat}})}$$

$S_r < 60\%$ et $L > -0,1$: effondrable

- Fedá (1966) a utilisé le critère de la limite de liquidité, il affirme qu'un sol est affaissable si le coefficient K_L est supérieur à 0.85 et si le degré de saturation S_r est inférieur à 60%.

$$k_L = \frac{\frac{w_0}{S_0} - w_p}{I_p}$$

$S_r < 0.6$ et $K_L > 0,85$ effondrable

w_0 : teneur en eau naturelle.

w_p : limite de plasticité.

I_p : indice de plasticité.

S_0 : degré de saturation initial.

- Goldschtein (1969) a évalué un tassement relatif δ_w en fonction des teneurs en eau pour prédire si un sol est affaissable ou non.

$$\delta_w = \delta_k \cdot \left[\frac{(G_{cr} - G_w)}{(G_{cr} - w_0)} \right]$$

δ_w : tassement relatif

δ_k : tassement relatif à G_{cr}

$G_{cr} = 0.60$ à 0.70 (dépend de la charge),

w : teneur en eau

w_0 : teneur en eau initiale.

- Bally (1973) a défini le potentiel d'affaissement total tel que :

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

Avec : I_{mg} : le potentiel d'affaissement total.

i_{mgj} : coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous 2 à 3 kg/cm²

- Reginatto et Ferrero (1973)

$$C = \frac{(p_{cs} - p_0)}{(p_{cn} - p_0)}$$

Avec :

p_0 : pression de syrchage totale ;

p_{cn} : pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ;

p_{cs} : pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé ;

$C < 0$: le sol est très affaissable ;

$0 < C < 1$: le sol est conditionnellement affaissable ;

$p_{cn} = p_0$: pour un sol normalement consolidé ;

$p_{cs} > p_0$: le sol est capable de supporter des charges sous saturation ;

- Handy (1973) dévoile quant à lui, une dépendance entre le pourcentage d'argile et le potentiel d'effondrement d'un loess. En effet, même si les limites d'Atterberg

renseignent sur la sensibilité à l'eau de l'argile, le comportement du sol va certes dépendre de cette sensibilité mais aussi de sa fraction argileuse ($<2\mu\text{m}$)

- <16% : le collapse est très probable
- 16 – 24% : le collapse est probable.
- 24 – 32% : la probabilité du collapse est <50%.
- >32% : le sol est non collapsible.

➤ Jennings et Knight (1975) a défini un coefficient d'affaissement C_p comme suit :

$$C_p = \left[\frac{\Delta e_c}{(1 + e_0)} \right] \times 100$$

e_0 : indice des vides initial.

e_1 : indice des vides initial au début de la saturation.

e_2 : indice des vides initial à la fin de la saturation.

0 – 1% : pas de problème d'affaissement.

1 – 5% : troubles modérés.

5 – 10% : troubles.

10 – 20% : troubles sévère.

>20% : troubles très sévères.

➤ Krastilov (1980) a donné l'équation suivante qui dépend du degré de saturation et de l'indice de plasticité pour définir un seuil à partir duquel le sol est reconnu affaissable.

$$(3,5) = 0.166Sr^2 + 0.665I_p + 0.165Sr - 0.854 I_p \cdot Sr$$

Si $(3,5) > 2\%$; le sol est affaissable.

➤ Clevenger (1958) a évalué l'affaissabilité d'un sol en fonction d'une caractéristique physique qui est la densité sèche d'un sol :

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

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

Entre les deux limites l'effondrement peut avoir lieu.

➤ Lin et Wang (1988) ont défini un indice de collapse obtenu des résultats d'essai à l'œdomètre pour deux échantillons, l'un inondé et l'autre non.

$$i_{cz} = \frac{h_z - h_{cz}}{h_1}$$

Avec :

h_z et h_{zs} : les épaisseurs d'échantillon de sol dans l'essai œdométrique respectivement sous chargement et sous le même chargement inondé.

h_1 : l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol.

0 - 1% : sol non affaissable.

1 – 5% : l'affaissement peut se manifester

5 – 10% : sol affaissable

10 – 20% : sol très affaissable.

>20% : sol extrêmement affaissable.

- Ayadhat et Belouahri (1996) ont donné une estimation de l'affaissabilité du sol en fonction de son coefficient d'uniformité C_u , ainsi :

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

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

Si $C_u < 4$ le collapse ne se manifeste pas.

- Ayadat et Ouali (1999) se sont basés sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour dire si un sol est sujet à l'effondrement ou non.

Si $I_p < 20$; et $15\% < W_L < 35\%$, le sol est collapsible.

Si $I_p < 1$; le collapse est très probable.

La droite $I_p = 0.5W_L - 10$ est proposé comme limite entre les sols affaissables et les sols non affaissables.

- Abbeche et al (2005) ont conclu que l'activité du sol serait un paramètre pertinent car elle prend en compte la plasticité et le pourcentage des éléments fins inférieurs à $2\mu\text{m}$, ils ont donc défini les limites suivantes :

Si $5\% < (\% < 2\mu\text{m}) < 15\%$; et ; $W_L < 20\%$: l'effondrement est très probable.

Si $15\% < (\% < 2\mu\text{m}) < 30\%$; et ; $15\% < W_L < 30\%$: l'effondrement est probable.

Si $(\% < 2\mu\text{m}) > 30\%$ et $W_L < 35\%$: pas d'effondrement.

- Abbeche et al (2010) ont défini une méthode d'identification qui est basée essentiellement sur la vitesse de propagation de l'onde ultrasonique dont les limites sont :

Si $V < 400\text{m/s}$: l'affaissement se manifeste.

Si $400\text{m/s} < V < 1000\text{m/s}$: l'affaissement peut se produire.

Si $V > 1000\text{m/s}$: le risque d'affaissement est écarté.

Les critères énoncés ci-dessus favorisent généralement une propriété par rapport aux autres. Alfi (1984), Darwell et Denness (1976) préconisent de croiser plusieurs critères pour s'assurer du caractère affaissable du sol, sous peine de confondre des sols non effondrables. Ces critères peuvent éveiller l'attention du géotechnicien par rapport au caractère d'effondrement du sol considéré, il décidera alors de compléter ceux-ci par d'autres essais au laboratoire afin d'estimer l'amplitude de l'affaissement et le degré de danger qu'il peut présenter pour la structure. Sur site, des essais spécifiques sont réalisables comme l'essai à la plaque, cela nécessite un apport d'eau complémentaire (Houston et al. 1988), mais restent rarement utilisés car ces essais sont mal maîtrisés et difficilement exploitables.

2.8.2 Méthodes expérimentales

Pour estimer le taux d'effondrement, les principaux essais sont réalisés au laboratoire car les essais sur site comme celui par exemple de l'essai à la plaque, reste faisable mais avec un apport d'eau (Houston et al 1988), ces essais difficilement exploitables sont rarement utilisés. Les essais à l'œdomètre sont les plus utilisés, ils donnent une bonne estimation de l'effondrement et se résume en l'essai au simple et au double œdomètre.

La question n'est donc plus de savoir si le sol est problématique, mais de savoir de combien il risque de s'effondrer. En laboratoire, le test le plus utilisé pour caractériser le potentiel d'effondrement est l'essai œdométrique qui mesure la déformation verticale en fonction du chargement imposé. Cet essai est usuellement employé pour caractériser la compression et la consolidation des sols saturés. Pour évaluer le niveau d'effondrement, la conduite de l'essai est différente : le sol est comprimé puis mouillé sous une certaine contrainte verticale maintenue constante. On nomme cet essai "essai au simple œdomètre", en opposition à l'essai au double œdomètre (Jennings et Knight 1957). Ce dernier utilise deux échantillons, l'un saturé et l'autre non saturé, placés dans deux cellules œdométriques où le potentiel d'effondrement est déduit de la différence de hauteur

2.8.2.1 Essais œdométrique simple

Pour évaluer l'amplitude d'effondrement, Knight (1975) a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'à 200 KPa, charge à laquelle l'échantillon est inondée d'après Jennings et Knight (1975) et ASTM (1996), l'échantillon est ensuite laissé dans cet état 24 heures, puis l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure 2.13. Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p = \left[\frac{e_c}{1 + e_0} \right] \times 100 \quad (1-1)$$

Où : $e_c = e_1 - e_2$.

e_0 : indice des vides initial

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c / H_0 \quad (1.2)$$

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon.

H_c : variation de la hauteur après mouillage.

Le terme initial pour l'indice des vides et la hauteur de l'échantillon correspondent à un état sous une contrainte nulle (Abbeche et al. 2007, Ayadat et Hanna 2007, Vilar et Rodrigues 2011) ou proche de zéro (5 kPa d'après ASTM (1996), Basma et Tuncer (1992), Houston et al. (1988)).

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont représentées par le tableau 2.2.

Tableau 2-2 l'affaissement en fonction du C_p (Jennings & Knight, 1975)

Potentiel de collapse (% C_p)	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

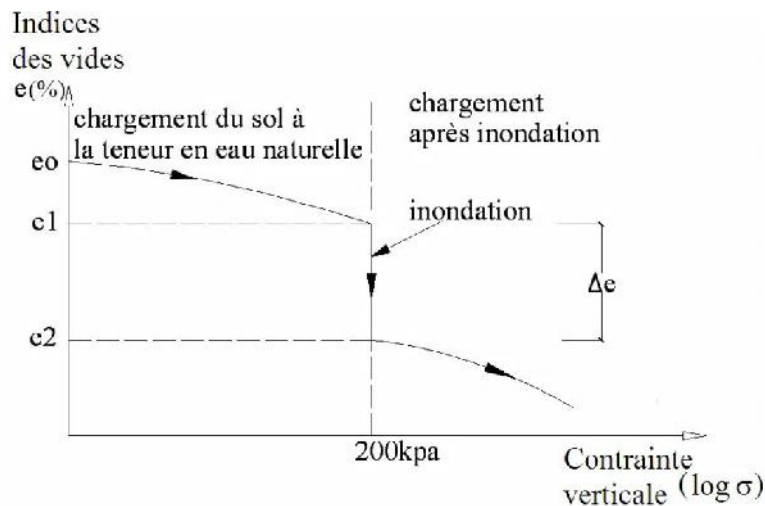


Figure 2.13 Courbe œdométrique de l'essai du simple œdomètre (Jennings et Knight (1975)).

En se basant sur l'étude d'Abelev (1988), Lutenegger et al (1988) ont proposé la saturation de l'échantillon soumis à l'essai œdométrique proposé par Jennings et Knight (1975) à un niveau de contrainte supérieur et qui est de 300 KPa.

2.8.2.2 Méthode du double œdomètre

Jennings et Knight (1957) ont proposé un essai de laboratoire, à partir de l'état in situ appelé le double œdomètre 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 en l'exécution de deux essais de compressions à l'œdomètre :

- l'un est mené à une teneur en eau naturelle constante, correspondant à l'état naturel initial du sol.
- et un deuxième essai dans lequel l'échantillon est saturé après 24 heures du début d'essai.

Les deux courbes de consolidation sont ensuite tracées dans le même repère : $e = f(\log \sigma)$ (Figure 2.14). L'effondrement en fonction de la contrainte appliquée est tiré de la différence entre l'indice des vides prélevé sur les deux courbes sous la pression correspondante pour la teneur en eau considérée. Jennings & Knight (1975) ont montré que le potentiel de collapsé (CP) est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Les études menées par Azur (1969), Luttenegger (1988) et Delage et al (2003) sur les différents types de sols affaissables sur lesquels ont été réalisés les deux types d'essais (simple et double œdomètre), ont abouti à la conclusion que l'affaissement donné par le double œdomètre est toujours supérieur à celui donné par l'essai du simple œdomètre.

De tous les essais œdométriques proposés pour l'évaluation du taux d'affaissement d'un sol, celui de la simple consolidation est le seul qui estime d'une façon directe l'amplitude de l'effondrement.

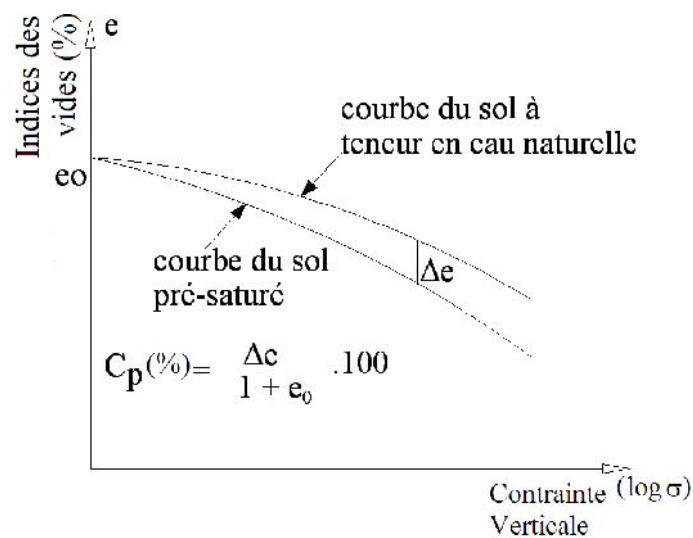


Figure 2.14 courbe œdométrique de l'essai de la double consolidation Jennings & Knight (1957).

2.9 Etude du Phénomène de succion dans les sols non saturés : cas des sols affaissables

Dans le cas des sols non saturés, l'eau coexiste avec l'air et l'interface entre l'air et l'eau est constitué de ménisques eau-air qui engendrent un état de succion de l'eau dans le sol ou pression négative. La succion matricielle correspond à une contrainte agissant sur la surface du ménisque, normale au contact entre les grains. (Jennings et Burland 1962) affirment que l'action de "collage" de la succion matricielle sur les contacts provoque l'augmentation de la résistance du sol. Alonso et al. (1987) jugent que le comportement mécanique des sols saturés et non saturés trouve son explication quand on fait intervenir la notion de potentiel d'eau dans le sol.

Les premières notions de la capillarité dans les sols non saturés ont été données en 1907 par Buckingham, Richard (1928), il est parvenu par la suite à définir le potentiel total de l'eau dans

les pores du sol non saturé comme étant la somme des potentiels capillaire et gravitationnel. Tandis que Aitchison (1965), Alonso et al. (1987), Delage et Cui (2000a) définissent le potentiel total ψ_t comme étant la somme d'un potentiel de pression externe ψ_p , d'un potentiel gravitationnel ψ_g , d'un potentiel matricielle ψ_m (résultant de la somme du potentiel capillaire et d'adsorption) et d'un potentiel osmotique ψ_o .

La succion totale d'un sol est définie comme étant la somme de deux composantes principales, la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchinson, 1965). La succion matricielle dépend des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption des particules d'un sol, ces dernières sont liées aux forces d'adsorption des minéraux argileux (forces de type électrique) et des ions superficiels développées par les particules d'un sol (forces de type Van de Waals). Les propriétés d'adsorption dépendent de la surface spécifique des particules du sol, et les propriétés capillaires quant à elles, sont caractérisées par le rayon de pores, soit par la structure du sol.

La composante osmotique met en évidence un déséquilibre de composition ionique entre l'eau interstitielle et la surface des particules solides. La succion matricielle décrit donc le comportement rhéologique du sol.

La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin, elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_c = 2.T_s \frac{\cos \alpha}{r} \text{ ou } P_c = u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

Où

P_c : pression capillaire [kPa]

T_s : tension superficielle de l'eau [Nm⁻¹]

α : angle de raccordement du ménisque [°]

r : rayon du tube capillaire équivalent [m]

u_a : pression de l'air au-dessus de l'interface [kPa]

u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface [kPa]

R_1, R_2 : rayons principaux de courbure [m]

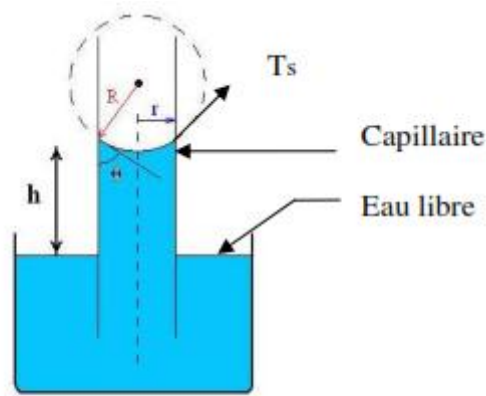


Figure 2.15 Loi de Laplace

La loi de Kelvin quant à elle exprime quantitativement la succion totale en fonction de l'humidité relative $\left(\frac{p}{p_0}\right)$

$$s = \left(\frac{RT}{V_w}\right) \ln\left(\frac{p}{p_0}\right)$$

Où :

s : succion [kPa]

R : constante de gaz parfaits (=8,3143 Jmol⁻¹ K⁻¹)

T : température absolue [K]

V_w : volume d'une mole d'eau (=1,8 10⁻⁵ m³ mol⁻¹)

p : pression de vapeur d'eau [kPa]

p₀ : pression de vapeur d'eau pure libre [kPa].

La succion totale d'un sol est formée de deux composantes principales : une succion matricielle et une succion osmotique (Aitchinson, 1965). La composante matricielle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Les propriétés capillaires sont caractérisées par le « rayon de pores », soit par la structure du sol. Les propriétés d'adsorption sont liées aux forces d'adsorption des minéraux argileux (forces de type électrique) et des ions superficiels développées par les particules d'un sol (forces de type Van de Waals); elles dépendent de la surface spécifique des particules du sol. La composante osmotique est due au déséquilibre de composition ionique entre l'eau interstitielle et la surface des particules solides. La succion matricielle

décrit le comportement rhéologique du sol, alors que la succion osmotique ne joue aucun rôle dans ce comportement.

Différentes techniques peuvent être adoptées pour la mesure de la succion dont nous pouvons citer ici celle exécutée avec le tensiomètre à eau, le tensiomètre osmotique, le psychromètre ou avec le papier filtre. Cette dernière permet d'évaluer la succion du sol indirectement en mesurant la teneur en eau massique du papier filtre à l'équilibre, qui est liée à la succion du sol par une courbe d'étalonnage prédéterminée entre la teneur en eau du papier filtre et la succion. Chacune de ces méthodes couvre un intervalle de mesure de succions. Une description des principales méthodes de mesure est présentée dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.3. Techniques de mesure de succion. Adapté de Delage et Cui (2000a), Townend et al. (2000), Delage (2002), Tarantino et al. (2008) et Delage et al. (2008)

Technique	Principe	Ordre de grandeur de succions
Tensiomètre	Mesure de la pression engendrée dans un réservoir d'eau placé derrière une pierre poreuse céramique qui est en contact direct avec le sol	0 – 80 kPa: tensiomètres classiques (limite classique de 80 kPa, due à l'apparition de la cavitation) 0 – 1500 kPa: tensiomètres de haute capacité, composés d'une pierre poreuse de haute valeur d'entrée d'air et d'un réservoir d'eau de très petite taille
Méthode du papier filtre	Transfert d'eau entre le sol et une pièce de papier filtre standardisé. La succion est déduite de la teneur en eau du papier filtre à l'équilibre (7 jours) par rapport à une courbe d'étalonnage	0 – 30 MPa
Psychromètre à thermocouple	Mesure de l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol à l'aide d'une thermocouple. On en déduit la succion par la loi de Kelvin	0,3 - 8 MPa
Hygromètre à point de rosée – psychromètre à miroir	Mesure de la température au point de rosée associé au début de la condensation. Ceci est réalisé par un miroir à température contrôlée, sur lequel est projeté un rayon optique dont on analyse la réflexion. L'humidité relative est déterminée par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, qui est d'autant plus faible que l'air est sec	1 - 60 MPa
Psychromètre SMI	Mesure indirecte de l'humidité relative à partir de la différence des températures mesurées par un thermomètre "sec" et un autre "humide", lesquels sont en équilibre avec l'échantillon. L'évaporation du thermomètre "humide" fait descendre sa température	1 - 70 MPa
Sonde de conductivité thermique	La mesure de succion est réalisée de façon indirecte par une pierre poreuse céramique et un capteur de conductivité thermique inséré dans la pierre. La conductivité thermique est associée à la succion à partir d'une courbe d'étalonnage proposée par Zhang <i>et al.</i> (2001)	1 – 1500 kPa
Sonde de conductivité électrique	La mesure de succion est réalisée de façon indirecte par une pierre poreuse céramique et deux électrodes concentriques insérées dans la pierre. He (1999) a proposé une courbe d'étalonnage afin d'obtenir la succion à partir de l'intensité du courant électrique qui traverse l'espace poreux du sol. Néanmoins, il faut tenir compte l'effet de la salinité de l'eau dans la mesure de la intensité.	0 – 300 kPa; la sensibilité de la sonde devienne très basse lorsque la succion dépasse 300 kPa

2.10 Etude de la microstructure du sol

Le microscope électronique à balayage (MEB) et le prosimètre par intrusion de mercure sont les méthodes les plus utilisées pour l'analyse de la microstructure des sols. McGown et Collins (1975) et Collins (1984) ont pu établir une classification des sols naturels, à partir d'observations microscopiques, par rapport à leur comportement gonflant ou effondrable. Cette classification est basée sur trois niveaux d'arrangements entre les particules du sol : l'espace poreux, l'arrangement des particules individuelles (comme dans un sable propre ou dans une argile pure), et les arrangements complexes entre les grains (sable, limon) et les particules argileuses (comme dans le loess). On peut dire que les sols gonflants sont généralement caractérisés par des arrangements simples entre particules argileuses, tandis que les sols effondrables ont des organisations plus complexes avec des arrangements des grains liés par des particules argileuses ou d'autres agents de cimentation.

La structure du sol peut être caractérisée, selon Alonso et al. (1987), par l'identification de différents éléments simples :

- grains ou particules individuelles ;
- matrice ou volume de sol composé par des particules distribuées de façon relativement homogène ;
- agrégations entre particules individuelles ;
- assemblages entre agrégations argileuses et grains de limon ou sable ;
- connecteurs entre les grains de limon ou sable ; ils peuvent être composés d'agrégations argileuses ou d'autres agents cimentant.

Le comportement mécanique d'un sol peut être mieux expliqué en étudiant sa structure et en remarquant les changements qui ont lieu à chaque fois qu'un paramètre change.

Une étude menée par Barden et al. (1973), Booth (1977), sur deux éprouvettes de même densité sèche, préparées à des teneurs en eau initiales différentes (l'une au-dessus de l'optimum Proctor et l'autre en dessous), a aboutie au fait qu'une éprouvette a été caractérisée par un effondrement mais pas l'autre. L'explication vient d'une organisation différente des grains à l'échelle microscopique. Pour l'échantillon compacté du côté du versant sec de l'optimum Proctor, on remarque que les grains et l'argile se réunissent pour former des agrégats créant de plus gros pores en libérant de l'espace par rapport à un sol de même densité mais plus homogène. Le

matériau présente donc une double porosité : une porosité intra-agrégat et une porosité inter-agrégat (Ahmed et al. (1974), Delage et al. (1996), Benahmed et al. (2004), Alonso et al. (2012) parmi d'autres). Une telle microstructure est systématiquement observée lorsque le sol est compacté du côté sec de l'optimum Proctor, qu'il soit sableux ou argileux.

Des images prises au MEB sont présentées sur la Figure 2.16 et qui correspondent à un échantillon de limon de Jossigny compacté des côtés sec et humide de l'optimum Proctor, tirées de Delage et al. (1996). la structure du même limon compacté, avec la même fraction d'argile, change s'il a été initialement humidifié. Dans le cas b de la Figure 2.16, on observe l'augmentation du volume des agrégats argileux, ceux-ci forment une matrice argileuse autour des grains de limon.

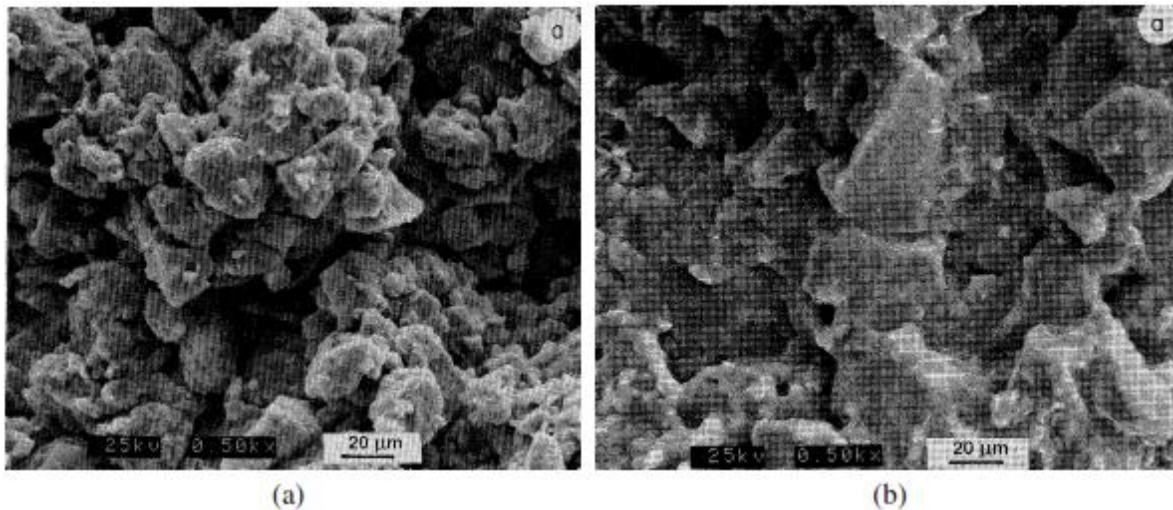


Figure 2.16. Observation au MEB de la structure d'un limon compacté : a) du côté sec de l'optimum; b) du côté humide (Delage et al. 1996).

La structure d'un échantillon de loess provenant du Nord de la France a été observée au microscope électronique à balayage MEB (Figure 2.17). Les images montrent que le matériau comporte de grosses agrégations de grains de limon liés par des agrégations argileuses. Des zones composées par des grains propres de limon avec quelques liaisons argileuses peuvent être remarquées, celles-ci sont distribuées de manière aléatoire. Le loess étudié présente de gros pores entre les agrégations ayant un diamètre supérieur à 100 µm. Ce type de structure de sol peut être qualifié d'effondrable (Muñoz-Castelblanco. 2011).

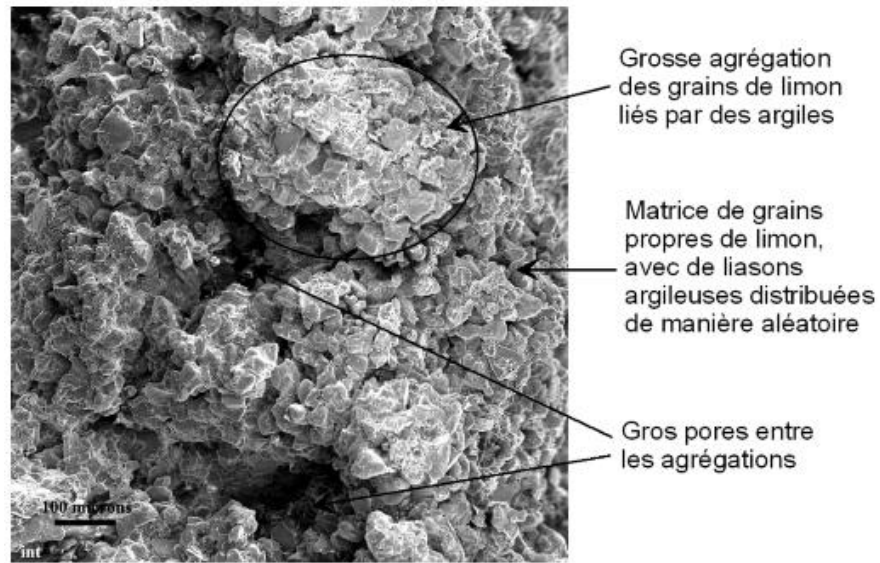


Figure 2.17. Structure d'un échantillon de loess du Nord de la France (Munoz-Castelblanco 2011)

2.11 Traitement des sols affaissables

Yu-Jun Cui et Jean-Pierre Magnan, (2001) proposent quand la réalisation d'ouvrage sur sol affaissable s'impose, d'adapter la structure des ouvrages afin de supporter les tassements importants, ou de traiter préalablement le sol.

Plusieurs chercheurs se sont consacrés à l'étude du traitement des sols collapsibles. La prise en considération de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on pourrait réaliser sur ces sols ou à proximité, fait que les ingénieurs et les géotechniciens optent pour tel ou tel choix de la méthode à adopter et qui obéit le plus souvent aux contraintes techniques et surtout économiques. Le choix de la méthode de traitement doit aussi répondre à des exigences de profondeur du sol et de capacité portante nécessaire à la réalisation de l'ouvrage. Différentes méthodes de traitement du sol en place ont été utilisées moyennant des techniques d'amélioration des caractéristiques du sol affaissables et qui sont résumées dans le tableau 2.4 suivant :

Tableau 2.4 Technique d'amélioration des sols Bruchon (2014).

Méthodes physiques	- traitement thermique (Bell et Bruyn 1997)
Méthodes chimiques	- injections de silice (Sokolovich et Semkin 1984, Semkin <i>et al.</i> 1986) - précipitation de calcite par des bactéries (Tagliaferri <i>et al.</i> 2011) - injections de suspensions
Méthodes mécaniques	- statiques avec apport d'eau (Holtz et Hilf 1961) - dynamiques : vibrocompactage, consolidation dynamique (Lutenegger 1986)
Inclusions	- colonnes ballastées (Gao et Wu 1995) - pieux
Méthodes mixtes	- Soil-mixing - pré-mouillage (Houston et Houston 1997, Prokopovich 1986)

2.11.1 Traitement par pré-mouillage

Cette méthode est efficace pour des sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exige une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre, elle est proscrite dans des sites urbains. Cette technique de traitement consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol affaissable, donc le poids propre du terrain et l'infiltration de l'eau sont les causes principales de l'affaissement.

2.11.2 Traitement par pré chargement

Le pré chargement est utilisé dans le but de conférer au sol une meilleure résistance. C'est un procédé qui consiste à placer sur un sol, dont la consolidation est lente, une charge supérieure ou égale au chargement définitif de ce dernier. Cette méthode est utilisée afin d'accélérer les tassements de consolidation primaires et de passer aux tassements secondaires assurant ainsi la consolidation du sol et évitant des tassements éventuels à long terme. Le pré chargement pourrait doter le sol en plus de sa consolidation d'une meilleure résistance au cisaillement.

2.11.3 Traitement chimique

Le traitement chimique du sol s'avère efficace car il peut améliorer sa résistance à la compression et atteindre dans le cas de la silicatisation 2Mpa. Cette technique s'effectue par injection dans le sol lœssique d'une solution de silicate de sodium. Abelev (1975) a pu atteindre la pression de 15 bars pour un sol lœssique qu'il a traité, en utilisant du verre soluble, avec des solutions chimiques injectées à travers des tubes perforés. Abelev rapporte qu'en Russie, plus

de 100.00m³ de sol affaissable sont traités par an par la technique de silicatation. Sokolovski et Semkin, (1984) rapportent que dans l'ancienne Union Soviétique, des essais effectués au laboratoire et in situ sur des sols lœssiques, prouvent que le pré mouillage avec 2% de solution de silicate de sodium améliore nettement leur résistance et diminue leur affaissabilité. Cette technique est exécutée en trois étapes, dont la première consiste en l'injection du dioxyde de carbone afin d'éliminer l'eau existante, une deuxième qui consiste en l'injection de coulis de silicate de sodium et une dernière étape qui se résume en l'injection de dioxyde de carbone afin de neutraliser l'alcali.

Le traitement par injection (Figure 2.18) est plus efficace si l'une ou plusieurs des techniques suivantes sont appliquées (Houston, 1997) :

- quand la perméabilité du sol est suffisante et que le coulis a une viscosité élevée, il rigidifie le sol en pénétrant dans ses pores.
- Un bulbe de coulis densifie le sol si la perméabilité de ce dernier est faible alors que la viscosité du coulis est élevée. Ce phénomène est appelé compactage par injection.
- La troisième technique se résume en l'injection de coulis dans des zones du sol et à des profondeurs bien déterminées afin de les rigidifier et de leur conférer une bonne portance vis-à-vis des surcharges et charges structurelles, alors que les zones lâches sont d'une certaine façon déchargées. Cette méthode est appelée renforcement du sol.

L'amélioration de 20 à 25% de la résistance d'un sol sablonneux du type non carbonaté et prétraité, a été confirmée par des essais in situ (Clemence et Finbarr, 1981). Evens et Bell (1981) rapportent que pour stabiliser les sols lœssiques en nouvelle Zélande, l'acide phosphorique a été utilisé.

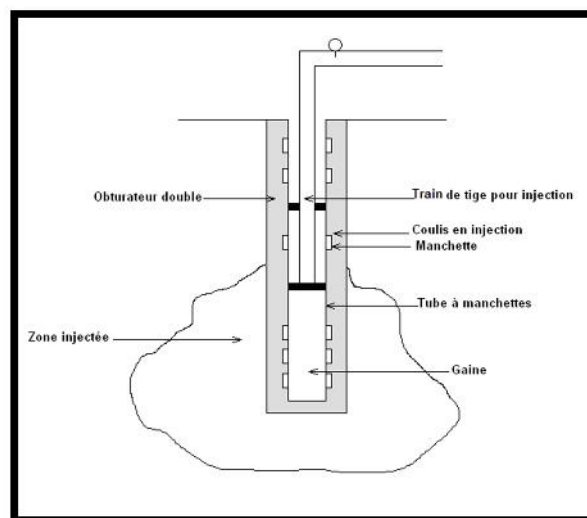


Figure 2.18 Traitement par injection.

2.11.4 Traitement par pieu de chaux

L'emploi de liants en technique routière a été récemment développé, elle est utilisée principalement pour les sols instables, les sols fins argileux ou limoneux et aussi les sols à effondrement brusque. Le liant, quand il est ajouté à un matériau et surtout à un sol, améliore nettement sa résistance. L'utilisation de la chaux comme liant a été pratiquée depuis très longtemps. Lorsqu'un sol effondrable est traité à la chaux, il perd une partie de sa sensibilité à l'eau et passe d'un état plastique à un état solide, on observe alors une augmentation de la cohésion, une amélioration de la résistance mécanique et au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 4 ou 10 au bout de deux heures), et une diminution du taux d'effondrement.

Lors de la réaction chimique, une grande quantité de chaleur est dégagée et peut atteindre 300C° selon Tkhirov (1971), ce qui diminue sensiblement la teneur en eau, le degré de saturation est alors inférieur ou égal à 60% chose qui facilite un pilonnage dynamique. Pendant le processus d'extinction, le diamètre du pieu de chaux augmente de 60 à 80%, d'où un apport non négligeable de compactage complémentaire.

2.11.5 Traitement par pieu de sable

Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, Le traitement par pieu de sable des sols effondrables est une technique qui a connu un développement très rapide et qui est encore destinée à connaître une importante croissance. Technique maintenant très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation. L'emploi de pieux de sables permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité.

2.11.6 Traitement par substitution

Parfois l'ingénieur se trouve obligé de recourir à la substitution du sol à problème. Il doit donc le remplacer par un autre de bonne qualité après décapage du sol existant, ou opter pour la reconstitution du sol existant avec un autre de bonne qualité. Dans les deux cas un compactage important doit être appliqué. En Algérie, dans un projet d'une station de carburant à Hassi R'mel, cette technique a été appliquée avec succès (rapport technique 1990). Cependant, l'exécution de cette méthode de traitement requiert des moyens logistiques ainsi que la

disponibilité du sol de substitution dans des zones à proximité afin de diminuer les coûts de l'opération. Ayadat et Gherabli (1995) préconisent, si les conditions précédentes ne sont pas satisfaites, d'utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant des proportions bien déterminées.

2.11.7 Traitement par compactage

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, resserre le squelette du matériau, réduit les possibilités de déformation (surtout le tassement) du terrain et améliore sa capacité portante. On distingue les procédés suivants :

➤ *Compactage dynamique*

Le Compactage Dynamique permet de densifier les sols à grande profondeur sous l'effet d'impacts de forte énergie obtenus par la chute d'une masse en surface. La technique a été développée et mise au point par M. Louis Menard depuis les années 70 (Gambin et col, 1981). Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance pour en améliorer les caractéristiques mécaniques en profondeur. Cette technique présente l'avantage de ne pas nécessiter l'apport de matériaux. Elle s'applique généralement sur des sols grenus (sables, remblais granulaires, sableux,...) et pour de vastes surfaces à traiter. Le Compactage Dynamique peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés ou saturés situés sous la nappe phréatique. L'énergie forte de l'impact est transmise depuis la surface aux couches plus profondes du sol par propagation d'ondes de compression. Pour créer ces ondes de hautes énergies dans le sol, des masses de 15 à 40 tonnes sont lâchées en chute libre depuis des hauteurs de 10 à 30 mètres. Le compactage dynamique est appliqué en plusieurs phases de pilonnage suivant un quadrillage défini au préalable. L'inter-distance de ce maillage est réduite à la passe suivante, où l'on compacte aux points intermédiaires du quadrillage précédent. Entre les passes, on procède à des tests de contrôle géotechniques dont les résultats détermineront les étapes de compactage suivantes. Les contrôles géotechniques sont ensuite prolongés pendant la phase d'exécution sur l'ensemble des surfaces traitées pour s'assurer de la bonne qualité du traitement.

➤ ***Vibro-compactage, vibroflotation***

Le Vibrocompactage (appelé aussi Vibroflotation) est une technique d'amélioration de sol utilisée pour densifier les sols granulaires lâches et propres sans l'ajout de matériaux importés. Les sols de fondation sont compactés à de grandes profondeurs par de puissantes secousses générées par le vibreur (le Vibroflot), provoquant la réorganisation des particules du sol en le densifiant. Le vibrocompactage ou le compactage par résonance est effectué par vibration d'un profilé métallique spécialement conçu. Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur. Dans cet état, les forces intergranulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus dense présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Cette technique est couramment mise en œuvre à très grande échelle pour le compactage de terre-pleins en sable sur la mer par remblaiement hydraulique. Pour se faire, le vibreur manipulé par une grue est mis en station au-dessus du point de compactage. Un profilé de conception spéciale (aiguille vibrante) est suspendu au vibreur et enfoncé à la profondeur requise par vibration. Lorsque le compactage du terrain sous l'effet des vibrations est atteint on procède à l'extraction du profilé. Le vibrocompactage est très recommandé pour les sables moyens à gros dont la granulométrie a 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 vibro-compactage 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 vibro-compactage réside dans le fait d'atteindre généralement une densité relative du sol amélioré qui varie de 75% à 100% selon le projet.

➤ ***Compactage par étincelle électrique***

Le principe de la méthode peut se résumer dans le fait qu'entre deux électrodes, placées dans un sol saturé, se produit une décharge de haute tension et qu'instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée agit sur le massif de sol environnant. La charge est répétée de nombreuses fois par suite de ces chocs répétés. Cette méthode proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962) est utilisée pour les sables lâches saturés. Sous l'action de la décharge, la structure du sol naturelle se brise, et le sol se compacte sous l'effet

de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges.

➤ ***Densification par Vibro-refoulement***

Quand certaines contraintes obligent l'ingénieur à construire un ouvrage sur un sol affaissable, la densification par Vibro-refoulement peut être adoptée comme solution pour la densification du sol. Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité créée par l'effet combiné du poids et de l'action du vibreur assisté au besoin d'injection d'air comprimé, ceci étant sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral du sol. Récemment de nouvelles sondes sont utilisées permettant l'injection de la pierre par le fond. Aussi, ces sondes permettent d'optimiser le remplacement et le refoulement du sol pour construire des colonnes plus profondes, si elles sont correctement utilisées. Ce procédé est très efficace dans le cas des sols affaissables car il ne réalise des colonnes profondes que dans les sols mous. Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes.

2.11.8 Traitement thermique

D'après le guide technique LCPC / SETRA (2000), ce procédé de traitement est réservé aux ouvrages importants, car le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement revient très cher et n'est rentable, en terme financier, que lorsque les volumes de sol à traiter sont importants. Ce type de traitement consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, en y injectant pendant plusieurs jours de l'air chauffé entre 200 et 800°C. La hausse de température fait fondre la structure du sol, par conséquent les particules se réarrangent de sorte qu'elles soient soudées les unes aux autres. Les sols traités thermiquement deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Ostashev a utilisé cette méthode de traitement pour la première fois en 1934.

2.11.9 Evaluation des méthodes de traitement

Le choix d'une technique de traitement de sol dépend des objectifs de modification de comportement et/ou d'état du sol visé en fonction du type d'ouvrage réalisé. En dehors de considérations économiques, qui restent le facteur prépondérant, tout choix de solution devra tenir compte du type d'ouvrage réalisé (ou les types d'efforts à reprendre), du type de sol

concerné, de la profondeur de sol concerné, et des impacts sur l'environnement et les constructions avoisinantes.

Des études comparatives sur l'efficacité et l'économie des diverses méthodes de traitement ont été rapportés dans la littérature, dont nous pouvons citer ici le cas de Rollin et Rogers (1994) qui ont étudié les avantages et les limites des diverses méthodes de traitement (tableau 2.5).

Tableau 2.5 Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1994)

Avantages	Limites
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures
Pré mouillage avec silicate de sodium	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements dus au fluage	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
Excavation partielle et remplacement avec remblai	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrable sous-adjacent Réduction des tassements pour des volumes d'eau limitée	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes Demande une grande expérience
Compactage dynamique à teneur naturelle	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Coût plus élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme
Compactage dynamique après pré mouillage	
Diminution significative d'affaissement Efficacité de compactage Réduction au niveau de vibration Plus grande uniformité dans la densification Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Coût plus élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut être assez longue

2.12 Conclusion

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

Chapitre 3

MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS

Table de matière

3.1	Introduction	65
3.2	Localisation des matériaux utilisés	65
3.3	Essais de caractérisation géotechnique	67
3.4	Analyse minéralogique et chimique	72
3.5	Méthode utilisé pour la mesure de la pression capillaire : la Succion	72
3.5.1	Essai de la succion par la méthode du papier filtre	73
3.5.1.1	Déroulement de l'essai	74
3.6	Méthode de préparation des échantillons et matériel utilisés pour l'étude de la microstructure du sol.....	76
3.6.1	Microscope électronique à balayage utilisé	76
3.6.2	Préparation des échantillons	77
3.7	Essai œdométrique	78
3.7.1	Appareil Œdométrique	79
3.7.2	Exécution de l'essai œdométrique	80
3.7.2.1	Préparation et mise en place des échantillons	80
3.7.2.2	Le programme des essais œdométriques réalisés	83
3.8	Conclusion	85

3.1 Introduction

Ce travail s'inscrit dans le cadre des recherches qui se sont fixé le but de trouver une solution à l'effondrement des sols affaissables par l'utilisation d'un ajout comme traitement. Dans notre cas les fibres de verre constituent le matériau de traitement choisi. Nous aspirons par cette étude à réduire l'effondrement à un degré acceptable et qui ne présente aucun danger pour les structures, tout en veillant à maintenir une teneur en eau et un degré de compactage qui restent dans les limites des spécifications des régions dans lesquelles ce type de sol est rencontré, à savoir les régions arides et semi arides.

Dans ce chapitre nous allons donc commencer par l'étude géotechnique des matériaux utilisés pour la reconstitution des échantillons de sol au laboratoire, ainsi que le matériau de traitement proposé. Dans ce cadre, nous allons présenter le programme d'essais suivi afin de faire une caractérisation physique, chimique et minéralogique des échantillons de sols affaissables. Dans cette rubrique nous avons étudié la succion du sol par la méthode du papier filtre. Les essais mécaniques sont ensuite décrits, ceux-ci vont nous permettre de nous assurer d'abord que les échantillons de sol préparés présentent les mêmes caractéristiques mécaniques qu'un sol affaissable naturel, chose qui va nous permettre par la suite de vérifier l'efficacité de notre traitement c'est à dire la réduction du taux d'effondrement de ces sols. Tout ceci a été finalisé par une étude microscopique au MEB dans le but d'explorer la microstructure de notre sol et d'avoir une idée sur le phénomène d'effondrement avant et après saturation, puis avec l'utilisation de la fibre de verre comme élément de traitement.

3.2 Localisation des matériaux utilisés

Les différents essais de cette étude ont portés sur l'utilisation de deux matériaux essentiels pour la confection de nos échantillons de sol, ce sont le sable avec un pourcentage en poids de 80%, et l'argile (Kaolin) avec 20% de la masse du sol utilisé. La fibre de verre moulu est utilisée comme élément de traitement des échantillons de sol.

- Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait d'oued Maytar de la ville de Boussaâda située vers le Sud dans la wilaya de M'sila. Ce sable est très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers de construction. Après son lavage puis passage à l'étuvage à 105°C pendant 24 heures on a procédé au tamisage de ce dernier au tamis de 2mm, les refus sont rejetés, et les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

- Le kaolin utilisé comme particules fines (inférieures à 80µm) (Figure 3.1) provient du gisement de Tamazert situé dans la région d'El-Milia localisée à l'Est Algérien (Figure 3.3). Ce dernier est exploité depuis 1932 mais sa découverte fut en 1925. (Bouyoucef.A, 2003). La roche brute du gisement de Tamazert présente une forte concentration en quartz, mais elle est pauvre en kaolinite, chose qui a fait que certains lui attribuent l'appellation de sable de Tamazert. Le kaolin brut est un mélange de plusieurs minéraux, il se compose principalement de la silice libre, du mica, de la kaolinite et des impuretés d'oxydes métalliques, avec une proportion appréciable d'oxyde de fer. Avec cette composition à l'état brut, le kaolin de Tamazert ne peut être utilisé en industrie et il est qualifié de médiocre. Une concentration de 3 à 5% en poids, d'impuretés d'oxydes métalliques dont la principale impureté est celle de l'oxyde de fer et qui peut dépasser 2% en poids, est mise en évidence par l'analyse chimique du kaolin dont les principaux résultats sont regroupés dans le tableau 3.1. (Bouyoucef. A, 2003).

Tableau 3.1 Compositions chimiques du kaolin de Tamazert brut (% en poids) (Bouyoucef. A, 2003)

kaolins	P. F	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O
K.T brut	5,32	71,51	18,48	0,58	0,15	0,22	0,26	3,15	0,10



Figure 3.1 Le kaolin d'El-Milia après broyage et tamisage à 80µm.

- Le traitement est réalisé avec une fibre de verre moulue (F_v). de couleur blanchâtre, elle est souvent utilisée pour sa résistance mécanique, thermique et chimique (verre E, spécification 1320 K, longueur des fibres : 180µm) (Figure 3.2).



Figure 3.2 Fibre de verre moulue utilisé pour le traitement du sol



Figure 3.3 Kaolin Naturel d'El-Milia.

3.3 Essais de caractérisation géotechnique

Les essais géotechniques constituent une base de données très importante qui peut servir pour l'interprétation des différents comportements du sol. Le premier essai que nous pouvons citer dans cette rubrique est :

- L'Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) pour les grains d'un diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$: L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.
- La sédimentométrie (NF P 94-057) : c'est un essai qui complète l'analyse granulométrique (Figure 3.4). Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm .

Les grains de diamètre différents sédimentent dans un milieu liquide au repos et à vitesse différente. La relation entre le diamètre des grains et la vitesse 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 n'obtiendra que " **Les diamètres équivalents**".

Les résultats trouvés à partir de cet essai vont servir à compléter la courbe granulométrique.



Figure 3.4 Appareillage de sédimentométrie.

- La masse volumique est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un matériau par unité de volume, les masses volumiques apparentes et absolues des différents matériaux ont été estimées à l'aide des différents essais normalisés :
 - La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou lâche.

Masse volumique apparent = masse/volume.

- Tandis que la masse volumique absolue (NF P 94-054) est définie comme étant la masse de l'unité de volume absolue du corps, c'est-à-dire de la matière qui constitue le corps, sans tenir compte du volume des vides. Elle est exprimée par ρ_s , qui est la

masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

- L'essai d'équivalent de sable (NF P 18-598) est ensuite exécuté, utilisé en géotechnique. Caractérisant la propreté d'un sable ou d'un grave, il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. On parle d'« essai d'équivalent de sable piston » ou, plus simplement, d'« essai d'équivalent de sable ».

L'interprétation des résultats d'un équivalent de sable est donnée dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 Interprétation des valeurs de l'équivalent de sable

Nature	Equivalent de sable
Argile pure	E.S = 0
Sol plastique	E.S = 20
Sol non plastique	E.S = 40
Sable pur et propre	E.S = 100

- Les limites de consistance : elles sont déterminées suivant les procédures standards (NFP 94-051). Cet essai se pratique sur la fraction de sol dont les particules ont une dimension inférieure à 0,42 mm (le mortier). Atterberg (agronome suédois) a défini En 1911 des teneurs en eau fixant les limites entre les 3 états (Figure 3.5). Si on fait croître la teneur en eau d'un échantillon de sol préalablement desséché et pulvérisé, par malaxage de façon homogène, il passe progressivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide.

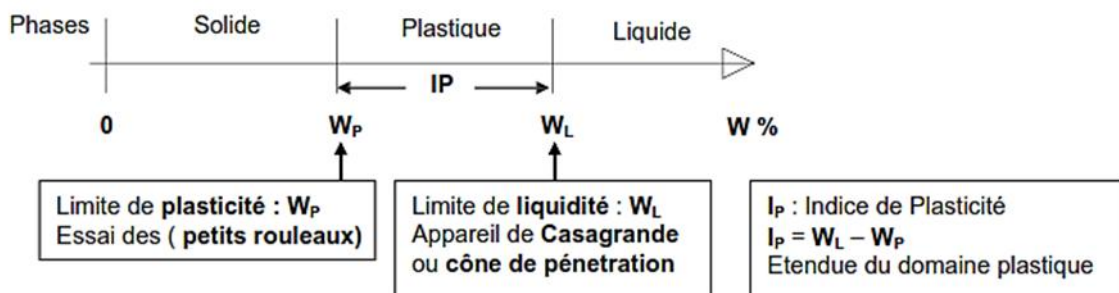


Figure 3.5 Représentation des limites d'Atterberg.

- La limite de liquidité W_L : Le sol est placé dans une coupelle et est séparé en 2 parties par une rainure. Des coups secs sont imprimés à la coupelle avec un appareillage spécial. Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau pour laquelle les deux lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur supérieure à 1 cm pour un nombre de coups donnés à la coupelle égale à 25.
- La limite de Plasticité W_P : C'est la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner des boudins de sol de 3 mm de diamètre sans qu'ils se rompent ou s'émiettent.
- L'indice de plasticité I_P : Il donne l'étendue du domaine plastique $I_P = W_L - W_P$. La plasticité d'un sol (c'est-à-dire sa faculté de devenir très déformable en absorbant de l'eau) est appréciée par le couple (W_L , I_P) qui dépendent de la nature des minéraux argileux contenus dans le sol et de leur quantité. C'est ainsi que Casagrande a défini un diagramme dit "Abaque de plasticité de Casagrande" qui permet de classer les sols fins (Figure 3.6).

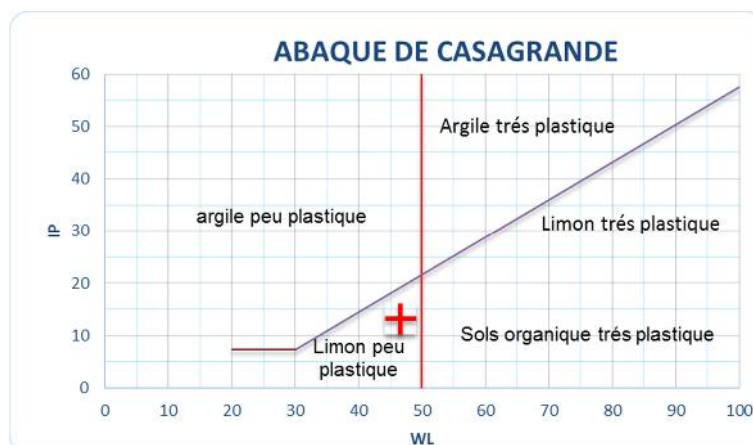


Figure 3.6 Abaque de Casagrande

- L'essai Proctor : Le principe de cet essai (NF P 94-093) consiste à compacter selon un processus bien défini, dans un moule normalisé, un matériau humidifié à plusieurs teneurs en eau, à l'aide d'une dame normalisée. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe de variation de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe qui a l'allure d'une cloche et qui présente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée est la densité sèche maximale (Figure 3.7).

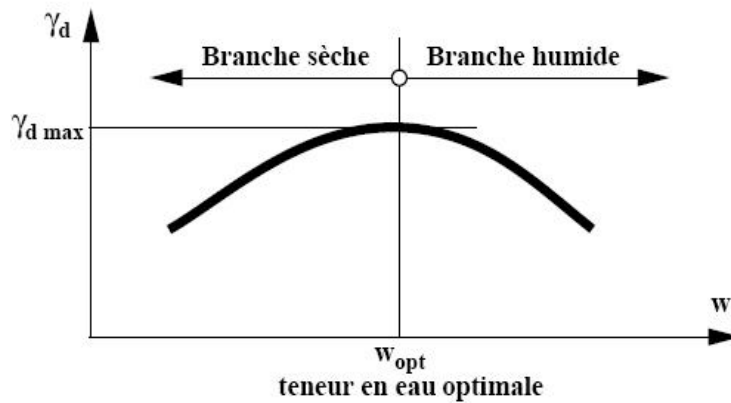


Figure 3.7 Courbe de Proctor.

- L'essai de bleu de méthylène (NF P 94-093) : il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en mesurant la quantité de colorant de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, de toutes les particules argileuses présentes dans la solution à étudier, par une monocouche de bleu de méthylène. On appelle cette quantité la valeur au bleu, notée VB et exprimée en grammes de bleu par grammes de sol, tel que montre l'équation :

$$VB = VBM/M_{sol}$$

Où : VBM : quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml)

M_{sol} : masse du sol sec de la prise d'essai (g)

L'interprétation donnant les différents types de sols et le degré de leur sensibilité à l'eau, en fonction des valeurs du VBS issus de l'essai au bleu de méthylène, sont résumés dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 Type de sol en fonction de la valeur «VBS »

VBS	Type de sol
0.1	Sol insensible à l'eau
0.2	Seuil au-dessus duquel le sol est sensible à l'eau.
1.5	Seuil distinguant les sols sablo- limoneux des sols sablo argileux.
2.5	Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques de sols limoneux moyennement plastiques
6	Seuil distinguant les sols limoneux et les sols argileux
8	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

3.4 Analyse minéralogique et chimique

La diffraction des rayons X constitue une des techniques les plus utiles et les plus répandues. La diffraction des rayons X est une méthode physique qui permet d'identifier les minéraux des roches sur la base de leur structure cristallographique, c'est-à-dire en s'appuyant sur la façon dont les atomes sont rangés et organisés au sein du minéral. Elle est basée sur la loi de Bragg. La diffraction des rayons X se base donc sur la structure atomique ordonnée (cristalline) des matériaux pour les identifier, et non sur la nature des atomes en présence. C'est donc une technique très complémentaire des techniques chimiques ou élémentaires, permettant de discriminer des minéraux qui ont la même composition mais pas la même structure (par exemple la calcite et l'aragonite).

L'analyse chimique est utilisée en vue de l'identification des différents composants chimiques constituant un matériau, et de donner leur proportions en pourcentage.

3.5 Méthode utilisée pour la mesure de la pression capillaire ou Succion

Dans un échantillon de sol sans contrainte extérieure, la succion représente un déficit de pression, défini par rapport à la pression atmosphérique (TAIBI, S., 1994). Elle est définie comme la différence entre la pression atmosphérique et la pression négative de l'eau dans un échantillon de sol.

La succion totale d'un sol varie dans une gamme très large, de 0 pour un sol saturé à 10^6 kPa pour un sol séché à l'étuve. Pour éviter l'utilisation de chiffres aussi importants, en 1935 le terme de « potentiel of free energy » noté pF a été introduit par Schofield (ED DINY, S., 1993). La succion totale quantifie le potentiel thermodynamique de l'eau interstitielle (eau

présente dans les pores du sol) par rapport au potentiel de l'eau libre, c'est-à-dire l'eau qui n'est pas en interaction avec d'autres phases et qui est soumise seulement à l'action de la force gravitationnelle. Le pF est défini par la relation : $pF = \log(s)$, où la succion « s » est exprimée en centimètres de colonne d'eau.

La méthode adoptée dans notre travail pour la mesure de la succion est une méthode indirecte, c'est celle du papier filtre dont nous présentons le principe d'exécution dans ce qui suit

3.5.1 Essai de la succion par la méthode du papier filtre

La technique de mesure de la succion avec le papier filtre (ASTM D 52980-094, 1995) repose sur la possibilité d'établir un équilibre hydrique entre le papier filtre et l'échantillon de sol ayant une succion donnée. A l'équilibre, la teneur en eau du papier filtre est égale à la teneur en eau de l'échantillon. Cette méthode permet de mesurer des succions allant jusqu'à 10 000kPa. Une courbe de rétention d'eau du papier filtre calibrée à l'avance, permet de mesurer la succion du sol.

La méthode consiste à insérer trois papiers filtres dans un échantillon formé de deux parties, puis à emballer le tout dans du papier aluminium afin d'éviter les pertes d'eau. L'eau circule de l'échantillon vers le papier filtre jusqu'à l'équilibre. La succion mesurée est la succion matricielle. Théoriquement, cette méthode permet de mesurer aussi bien la succion totale que la succion matricielle (Fredlund, et al. 1993). Pour mesurer une succion totale, le papier filtre est suspendu au-dessus de l'échantillon, sans contact avec l'échantillon. Dans ce cas, le transfert aura lieu en phase vapeur à partir de l'échantillon de sol jusqu'à l'équilibre hydrique.

Après le séchage à l'étuve, le matériau est mélangé avec différentes quantités d'eau correspondantes aux teneurs en eau étudiées, sans aucune forme de traitement, puis d'autres échantillons ont été testés à différentes teneurs en fibres de verres moulues sous différentes énergies de compactages et à différentes teneurs en eau.

Cette méthode est couramment utilisée en laboratoire, elle est simple et facile à mettre en œuvre. Dans notre cas, nous utilisons le papier initialement sec et la courbe de séchage pour l'appréciation des valeurs de la succion. La température est un facteur important pour la précision de la mesure ainsi que l'utilisation d'une balance de haute précision. Enfin, il faut s'assurer qu'aucun grain de sol ne reste collé sur le papier filtre.

3.5.1.1 Déroulement de l'essai

L'échantillon est préparé dans un mortier en porcelaine (Figure 3.8) dans ses proportions, sans traitement en première phase, puis avec traitement avec la fibre de verre moulue dans ses différentes proportions. L'échantillon est ramené à sa teneur en eau naturelle qui est de 2, 4 puis 6% en poids puis il est bien mélangé en vue d'obtenir un sol homogène. On place ensuite l'échantillon dans une bague qui a les dimensions de la cellule œdométrique c'est-à-dire de 7cm de diamètre et de 2cm de hauteur, il est mis en place en deux couches entre lesquelles on place les trois papiers filtres dont un papier filtre sandwich (Figure 3.8.a, b, c). Après cette opération on met l'échantillon dans un bocal en verre pour garder toute l'humidité à l'intérieur. Ce même bocal est mis dans un sachet en plastique et conservé dans une ambiance à température constante de $25^{\circ}\pm 1$ (Figure 3.8.d).



Figure 3.8 (a) Préparation de l'échantillon

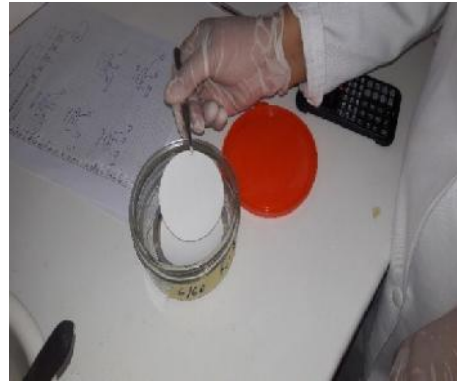


Figure 3.8(b) Mise en place du papier filtre



Figure 3.8 (c) Recouvrement de papier filtre



Figure 3.8(d) Conservation dans des bocaux en verre enveloppés de plastique.



Figure 3.8(e) Pesée de la tare



Figure 3.8(f) Pesée avec papier filtre

Figure 3.8 Différentes étapes de déroulement de l'essai de succion par papier filtre.

Après la durée de six jours les petites tares en aluminium sont pesées à froid (fig.3.8.e), puis elles sont pesées avec le papier filtre central qui été entre les deux couches de sol et qui s'est imprégné de l'humidité de ce dernier (fig. 3.8.f). L'ensemble est mis ensuite dans l'étuve à une température de 105° pour une période de 24 heures.

Après les 24 heures l'ensemble est pesé à l'aide d'une balance de précision du millième du gramme, puis la tare est pesée seule à chaud.

La teneur en eau du papier filtre est calculée ensuite par la formule suivante :

$$M_w/M_f$$

Avec $M_w = M_1 - M_2 - T_c + T_h$

Et : $M_f = M_2 - T_h$

T_c : Masse de la tare à froid.

M_1 : masse du papier filtre humide avec la tare à froid.

M_2 : masse du papier filtre sec avec la tare à chaud.

T_h : Masse de la tare à chaud.

La valeur de la succion de l'échantillon est ensuite calculée à partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre Wattman 42 (Figure 3.9)

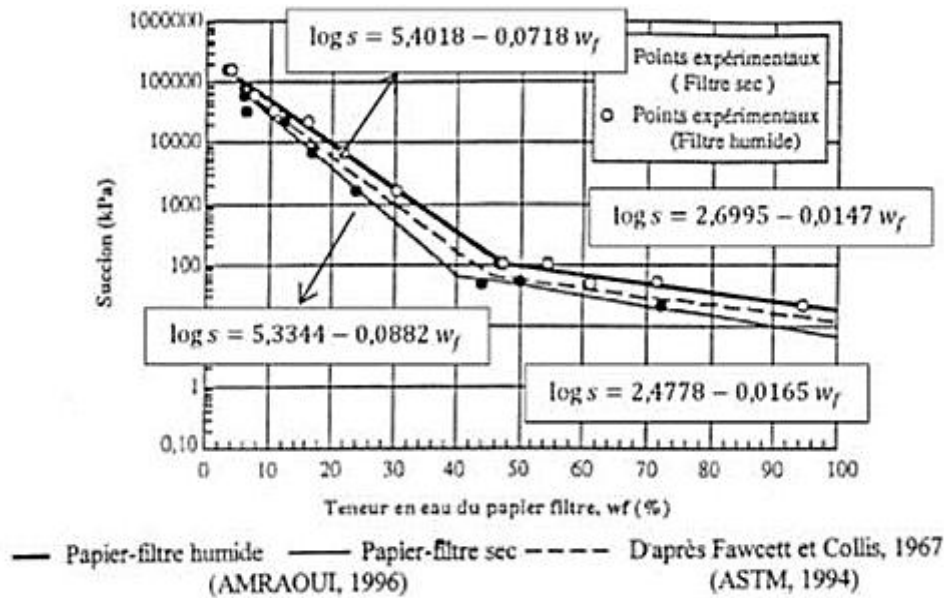


Figure 3.9 Courbe de la succion en fonction de la teneur en eau du papier filtre Wattman 42.

3.6 Méthode de préparation des échantillons et matériel utilisés pour l'étude de la microstructure du sol

Bien que les techniques développées en pédologie et en géologie de l'ingénieur pour l'étude de la microstructure des sols fins aient fait d'énormes progrès ces dernières années, il ne semble pas que leurs exploitation en géotechnique pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols ait été suffisamment développée. L'étude de la microstructure implique, cependant, des difficultés techniques.

Le MEB permet de décrire précisément mais qualitativement les microstructures, en observant la surface des échantillons tandis que la porosimétrie au mercure permet, au contraire, de décrire de manière quantitative la distribution des tailles de pores au sein de l'échantillon, sans donner toutefois d'indication sur leur répartition dans l'espace (Delage et al, 1996 d'après Thanh, 2014).

3.6.1 Microscope électronique à balayage utilisé

Sa grande commodité d'utilisation, sa souplesse pour visualiser des champs d'extension très variables sur des échantillons massifs et l'étendue de sa profondeur de champ font du MEB un outil indispensable dans l'exploration du monde microscopique.

Son utilisation est courante en biologie, chimie, médecine, géologie, métallurgie ainsi qu'en mécanique. Les premiers appareils ont été mis au point dans les années 40 mais les premiers appareils commerciaux ont été disponibles vers le milieu des années 60.

Le microscope électronique à balayage utilisé dans notre travail est la MEB Hitachi S800 FEG (figure 3.10) dont la résolution est de 2nm à 30kV pour une distance de travail de 5mm, la tension d'accélération possible est de 1 à 30kV et la détection d'électrons rétrodiffusés est assurée avec un détecteur Robinson.



Figure 3.10 Vue d'ensemble du MEB Hitachi S800 FEG.

3.6.2 Préparation des échantillons

Pour être observés au MEB, les échantillons ont été préparés au laboratoire aux teneurs en eau, et aux degrés de compactage puis, pour les échantillons traités, aux différents pourcentages de teneurs en fibre de verre moulue. Vu que notre sol est plutôt pulvérulent on a eu recours à l'utilisation de la résine, nous avons donc placé les différents échantillons dans une résine pour les fixer et de les repérés, puis nous avons coupé l'ensemble avec une scie à fil pour faire apparaître les échantillons, la section ainsi obtenue a été polie. Une fois ces opérations terminées nous avons placé nos échantillons sur des plots et nous les avons placés sous une cloche destiné à mettre les échantillons à vide et les imprégner d'atomes d'or. Les échantillons sont ensuite placés dans le MEB, et différentes images sont ensuite prises des échantillons pour explorer leur microstructure.

Les échantillons doivent être aussi représentatifs que possible et la préparation doit introduire

le minimum de changement possible dans la structure pour que les informations recueillies aient un sens dans l'interprétation du comportement mécanique.

3.7 Essai œdométrique

L'étude au laboratoire de la déformation verticale d'un sol peut être réalisée grâce à un appareil inventé au début du XXème siècle, il s'agit de l'œdomètre de Terzaghi.

L'essai œdométrique a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillons de sols intacts ou remaniés soumis à des charges verticales. L'œdomètre permet de suivre la consolidation du sol au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues.

Pour les sols affaissables, il existe deux types d'essais œdométriques pratiqués, l'essai au simple œdomètre, appelé aussi essai de la simple consolidation, et celui de la double consolidation. Ce dernier consiste à soumettre deux échantillons identiques à la consolidation dans deux œdomètres indépendants, tel que le premier échantillon est consolidé à sa teneur en eau naturelle tandis que le deuxième est saturé dès le début d'essais, cet essai permet d'avoir une idée sur l'effondrement de sol à chaque palier de chargement du sol.

L'essai œdométrique utilisé dans ce travail est celui de la simple consolidation, appelé «Standart Test Method For Measurement of Collapse Potentiel of Soils », il est exécuté suivant la norme ASTM D5333. Cet essai consiste à placer un échantillon à sa teneur en eau naturelle dans un œdomètre puis à lui appliquer la charge de : 25, 50, 100 puis 200 kPa, l'échantillon est alors inondé avec de l'eau (d'après Jennings et Knight 1975), et le nouveau tassement du sol est enregistré. Le chargement est ensuite mené à terme par l'application de la contrainte de 400 kPa. Durant l'essai, le tassement est enregistré à chaque chargement après 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min puis 24 h à partir du chargement. Le résultat est représenté par une courbe donnée par la figure 3.11, et le potentiel d'effondrement (C_p) est défini comme étant :

$$C_p(\%) = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \times 100$$

Avec :

$e = e_1 - e_2$,
 e_1 : indice des vides avant saturation
 e_2 : indice des vides après saturation
 e_0 : indice des vides initial

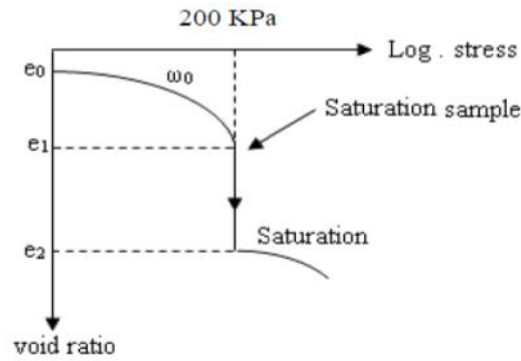


Figure 3.11 Courbe d'essai au simple œdomètre (Jennings et Knight, 1975).

3.7.1 Appareil Œdométrique

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique pour l'étude de la consolidation et la compressibilité du sol (Figure 3.12). L'œdomètre permet donc de mesurer le tassement d'un échantillon de sol sous un effort donné en fonction du temps afin d'en déterminer les propriétés mécaniques. Il est constitué principalement d'une cellule abritant l'échantillon, d'un bras de levier permettant de transmettre la charge à l'échantillon et de poids pour exécuter les différents paliers de chargement. L'appareil ainsi constitué est muni d'un dispositif permettant de suivre l'évolution du déplacement du sol sous différents chargements.

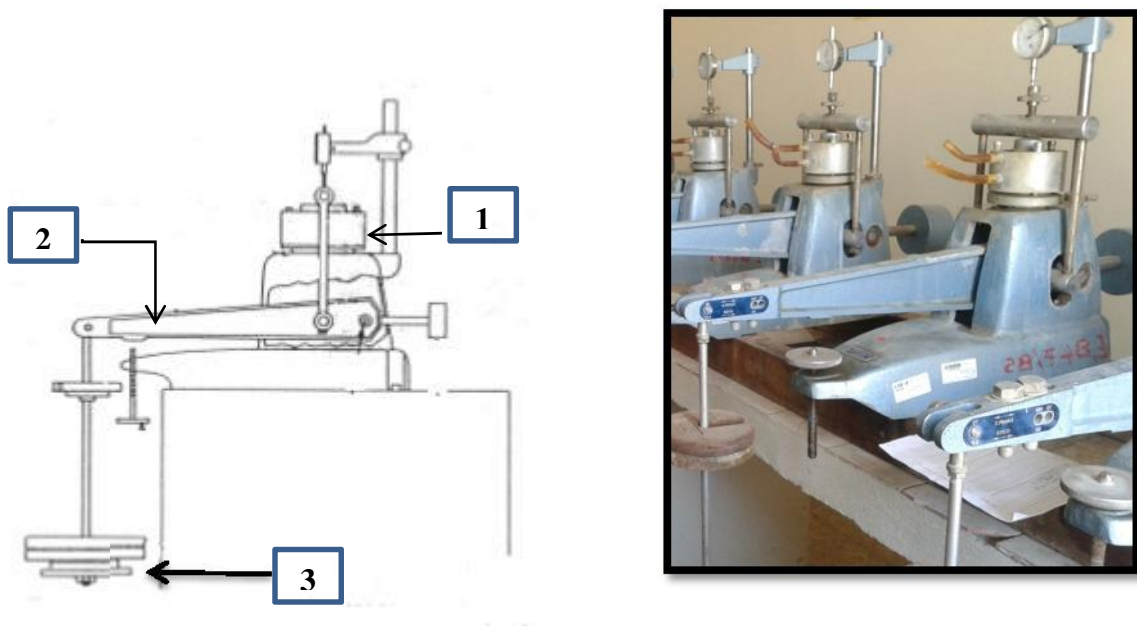


Figure 3.12 Œdomètre à chargement par palier.

- 1) Cellule œdométrique
- 2) Bras de levier
- 3) Poids ;

➤ Cellule œdométrique

Elle est composée d'une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol, sa hauteur est de 200mm, avec un diamètre intérieur de 50,47mm, de deux pierres poreuses assurant le drainage de l'éprouvette et d'un piston coulissant à l'intérieure de l'anneau permettant le chargement de l'éprouvette.

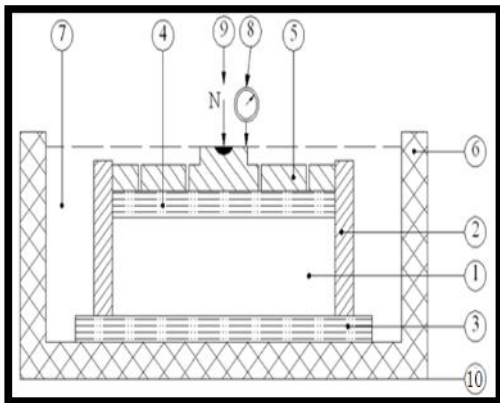


Figure 3.13 Cellule œdométrique

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

3.7.2 Exécution de l'essai œdométrique

3.7.2.1 Préparation et mise en place des échantillons

L'échantillon de sol reconstitué est préparé au laboratoire en mélangeant à sec, dans un mortier en porcelaine, 80% de sable et 20% d'argile (kaolin). L'échantillon est ensuite ramené à sa teneur en eau en rajoutant de l'eau distillée et est bien malaxé dans le but d'obtenir un mélange homogène. Le sol est ensuite placé dans une cellule métallique dans laquelle il est

compacté, ceci étant pour le cas du sol non traité. Pour les échantillons traités la fibre de verre moulue est rajoutée au sol dans le pourcentage voulu, bien malaxé puis placé dans la cellule pour être compacté.

Le compactage des échantillons de sol est assuré par une dame confectionnée au laboratoire qui est dotée d'un mouton de masse M (121g) qui coulisse à travers la tige et qui transmet le choc à l'échantillon en tombant d'une hauteur H de 15cm (figure 3.14). L'énergie de compactage E_c mise en jeu pour une éprouvette de sol est le travail de la masse M sur une hauteur h, elle s'exprime par la relation :

$$E_c = M g h n$$

Où : n est le nombre de coups de la masse M, et g l'accélération de la pesanteur.

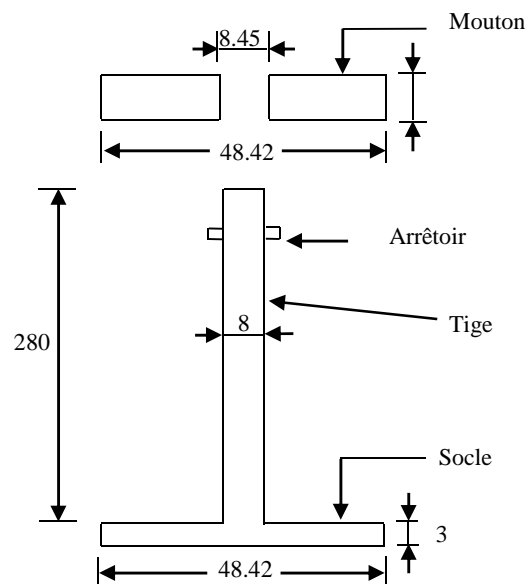


Figure 3.14 Dame de compactage.

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

- ✓ 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.
- ✓ 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

- ✓ La bague annulaire est placée dans la cellule, cette dernière est mise en place sur le bâti du chargement de l'œdomètre.
- ✓ On règle l'horizontalité du bras de levier puis on place le comparateur sur le niveau supérieur de l'échantillon et on le règle à 0.

Une fois la cellule est mise en place sur le bâti de chargement de l'œdomètre. Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double du précédent, (25-50-100-200 et 400kPa), les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur après chaque application de la charge. Les lectures sont levées aux instants : 0s-15s-30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h). Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kPa (suggérée par Knight) et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), l'échantillon est inondé par une eau distillée.

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

$$h \approx M / V$$

$$V = \frac{\pi d^2}{4} \times h_0$$

h: La masse volumique du sol humide.

M : la masse de l'éprouvette du sol.

V : volume de la bague annulaire.

d : diamètre de la cellule.

h₀ : hauteur de la cellule.

$$d = h / (1+w_0)$$

$$e_0 = (s / d) - 1$$

d : masse volumique du sol sec.

w₀ : teneur en eau initiale.

e₀ : indice des vides initial.

s : la masse volumique des grains solides.

L'indice des vides **e** peut être aussi calculé de la manière suivante :

$$e = (H - hp) / hp$$

$$hp = P_{sec} / (s \times S)$$

$$H = h_0 - h$$

P_{sec} : poids de sol sec.

S: section droite de l'éprouvette

h₀: hauteur initiale de la cellule œdométrique

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

Et le potentiel du collapse peut être obtenu par l'expression suivante :

$$C_p(\%) = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \times 100$$

3.7.2.2 Le programme des essais œdométriques réalisés

➤ *Pour un sol reconstitué sans traitement :*

Les échantillons de sol reconstitués au laboratoire à partir de 80% de sable et 20% de kaolin ont été humidifiés à différentes teneurs en eau et soumis à différents énergies de compactage. Ensuite le sol ainsi obtenu a été soumis au programme expérimental donné au tableau 3.4.

Tableau 3.4 Programme des essais œdométriques pour un sol reconstitué sans traitement.

Nbre d'échant de sol	W ₀ (%)	Ec	Hauteur de chute (cm)	Nbre total des essais
3	2	20	15	9
		40	15	
		60	15	
3	4	20	15	
		40	15	
		60	15	
3	6	20	15	
		40	15	
		60	15	

➤ *Pour un sol reconstitué avec traitement :*

A l'image de ce qui a été présenté comme programme d'essai œdométrique pour le sol reconstitué sans traitement, une série d'essais a été exécutée avec traitement. Le sol

soigneusement reconstitué au laboratoire avec 20% de kaolin et 80% de sable a été traité avec 3, 4, 5 et 6% de fibre de verre moulue, celle-ci a été rajoutée au sol préparé avec différentes teneurs en eau 2, 4, et 6% et compacté à 20, 40 puis 60 coups. Les résultats et l'interprétation sont présentés dans le chapitre réservé aux essais mécaniques.

Tableau 3.5 Programme des essais œdométriques Pour un sol reconstitué avec traitement.

Teneur en Fv (%)	w _o (%)	E _c	H(cm)	Nbre total des essais
3	2	20	15	36
		40		
		60		
	4	20	15	
		40		
		60		
	6	20	15	
		40		
		60		
4	2	20	15	
		40		
		60		
	4	20	15	
		40		
		60		
	6	20	15	
		40		
		60		
5	2	20	15	
		40		
		60		
	4	20	15	
		40		
		60		
	6	20	15	
		40		
		60		
6	2	20	15	
		40		
		60		
	4	20	15	
		40		
		60		
	6	20	15	
		40		
		60		

3.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents essais effectués dans cette étude, à savoir les essais d'identification physique, dont nous avons préféré donner une petite définition suivie de la norme qui s'y rapporte, car ils sont bien connus par les lecteurs géotechniciens. Par contre pour les essais les moins utilisés, nous avons essayé de donner quelques détails concernant le principe puis la façon d'exécuter ces essais. Pour les essais mécaniques dont l'essai principal est celui de l'œdomètre, nous avons présenté la méthode de la simple consolidation de Jennings et Knight (1975) car c'est celle-ci qui est normalisée et qui est la plus utilisée pour l'étude des sols affaissables.

Chapitre 4

Présentation Et Interprétation Des Résultats D'identification Physique

Table de matière

4.1	Introduction.....	87
4.2	Résultats des essais d'identification physique	87
4.2.1	Propriétés physiques du sable.....	87
4.2.2	Propriétés physiques du kaolin.....	89
4.2.3	Propriétés physiques du sol reconstitué	90
4.3	Résultats d'analyse chimiques.....	92
4.4	Résultats d'analyse minéralogique.....	93
4.5	Récapitulation des résultats des essais préliminaires.....	94
4.6	Etude de l'effet du traitement sur les limites de consistance du sol affaissable	95
4.6.1	Le sol reconstitué sans traitement	95
4.6.1.1	Limite de liquidité.....	95
4.6.1.2	Limite de plasticité_	96
4.6.2	Limites de consistance du sol traité à la fibre de verre moulue	97
4.7	Résultats et interprétation des essais de la succion.....	99
4.7.1	Discussion des résultats du sol non traité	100
4.7.1.1	Variation de la succion en fonction de la teneur en eau.....	100
4.7.1.2	Variation de la succion en fonction du degré de saturation.....	101
4.7.2	Discussion des résultats du sol traité à la fibre de verre.....	103
4.8	Conclusion.....	106

4.1 Introduction

Dans le but d'étudier l'influence de l'ajout de la fibre de verre sur l'amélioration des caractéristiques physiques du sol en vue de sa stabilisation vis-à-vis de l'effondrement brusque, on a tracé un protocole expérimental se basant sur des essais géotechniques standards et des techniques utilisées principalement dans la recherche. Le programme expérimental a été réalisé dans trois laboratoires différents, le premier est celui de la mécanique des sols du département de génie civil de l'université de M'sila, le deuxième est le laboratoire Central des Travaux Publics Antenne de M'sila (L.C.T.P), et pour l'analyse chimique on a eu recours au laboratoire de la cimenterie de Hammam Dalaâ (LAFARGE.) de M'sila.

A l'issue des résultats des essais exécutés, nous avons essayé de faire une analyse de l'influence du traitement par la fibre de verre sur les caractéristiques de consistance du sol traité, puis d'étudier par un essai indirect qui est l'essai de la succion par la méthode du papier filtre, afin de suivre l'évolution de la succion avec la teneur en eau, le degré de saturation puis de l'effondrement du sol non traité puis traité à la fibre de verre.

4.2 Résultats des essais d'identification physique

4.2.1 Propriétés physiques du sable

- ✓ Analyse granulométrique : Les matériaux essentiels utilisés pour la reconstitution de notre sol à savoir le sable et le kaolin, sont pris séparément. L'analyse granulométrique du sable a été faite par voie sèche, Les résultats obtenus montrent que c'est un sable relativement moyen, à granulométrie étalée avec un $C_u = 2,63$, et un $C_c = 1,62$ identifiant un matériau mal gradué. La granulométrique montre que plus de 50 % des éléments ont un diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$ et qui passent au tamis de 2mm et moins de 5% sont des tamisât à $80\mu\text{m}$ (Tableau 4.1). Notre sable est donc selon la classification L .P.C. est un sable propre mal gradué. La courbe granulométrique du sable est représentée par la figure 4.1

Tableau 4.1. Résultats de l'analyse granulométrique de sable.

Tamis (mm)	Refus cumulé		Tamisats (%)
	Gr	(%)	
2	85	7.08	92.92
1	123	10.25	91.82
0.5	183	15.25	84.75
0.2	883	75.58	24.24
0.1	1116	93	7
0.08	1188	99	1
Fond	1200	100	-

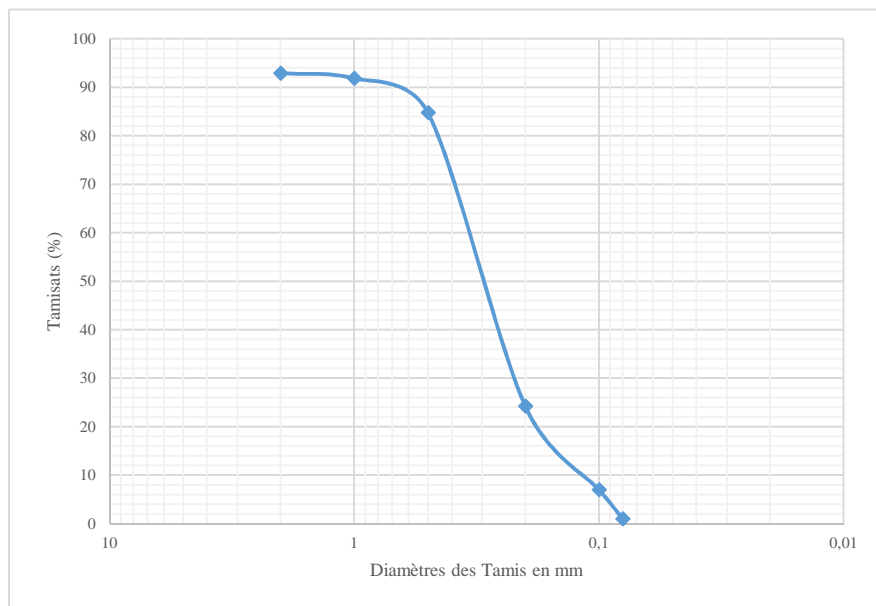


Figure 4.1 Courbe granulométrique du sable.

- ✓ Masse volumique apparente et absolue : la valeur de la masse volumique apparente du sable, déterminée au laboratoire, est de 1.38g/cm^3 . Tandis que la masse volumique absolue des grains solides Gs, elle a été déterminée par la méthode du pycnomètre et elle vaut 2.64g/cm^3 .
- ✓ Essai au Bleu de méthylène : Le VBS est une grandeur qui exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans le matériau étudié. La quantité d'éléments fins, inférieurs à $2\mu\text{m}$ est de 0.7%. Les résultats obtenus pour le sable sont présentés dans le tableau 4.2, dont la valeur moyenne est de 1.96, classant le sable dans l'intervalle d'un sable limoneux.

Tableau 4.2 Résultats d'essai au bleu de méthylène du sable.

	Masse du sol (g)	Volume de la	VBS (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	30	60	2,00	1,96
Essai 2	30	59	1,97	
Essai 3	30	57	1,90	

- ✓ Equivalent de sable : L'objectif de l'essai est de déterminer la propreté d'un sable. L'essai a été exécuté suivant la norme en vigueur NF P 18-598 sur un échantillon de sable. La valeur moyenne de ES par piston est de 79,4, donc le sable que nous avons utilisé est propre et contient un minimum d'impureté.

4.2.2 Propriétés physiques du kaolin

- ✓ Analyse granulométrique par laser : le kaolin a été broyé finement, tel que la totalité des grains sont de dimensions inférieures à 80 µm. L'analyse granulométrique par laser est une technique qui permet de mesurer la taille, ou le diamètre des particules dont les dimensions sont comprises entre 0,05 et 900µm. la granulométrie du kaolin a été exécutée au niveau du laboratoire Lafarge de Hammam Dalaâ, qui utilise cette technique et les résultats obtenus sont représentés sur la figure 4.2 :

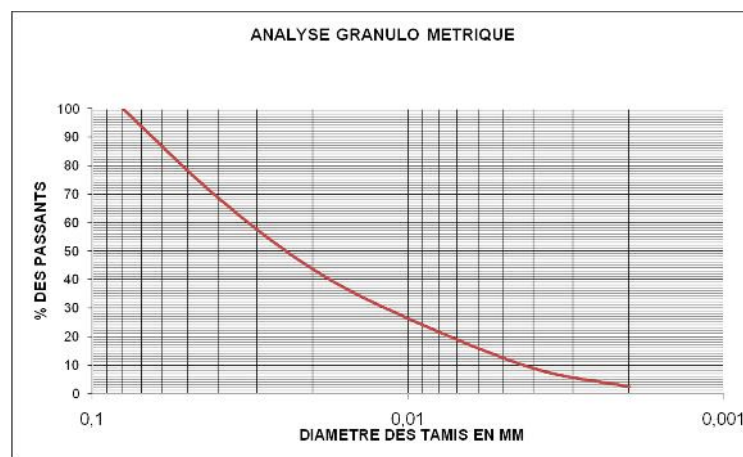


Figure 4.2 Courbe granulométrique par laser du kaolin.

- ✓ Masse volumique apparente et absolue : la valeur de la masse volumique apparente du kaolin est de 1.74g/cm^3 , et la masse volumique absolue des grains solides G_s déterminée au pycnomètre est de 2.67g/cm^3 .
- ✓ Essai au Bleu de méthylène : Les résultats du VBS obtenus pour le kaolin ont une valeur moyenne de 1.74, classant le kaolin dans l'intervalle d'un sol limoneux.
- ✓ Limites d'Atterberg : La consistance d'un sol fin ou cohérent peut être appréciée par un essai de limites d'Atterberg. La limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité ont été déterminées en utilisant l'eau distillée suivant la norme NF P 94-51, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 4.3, et représenté sur l'abaque de Casagrande par la figure 4.3

Tableau 4.3 Limites d'Atterberg du kaolin

$w_l(\%)$	$w_p(\%)$	$I_p(\%)$
46.5	33.3	13.2

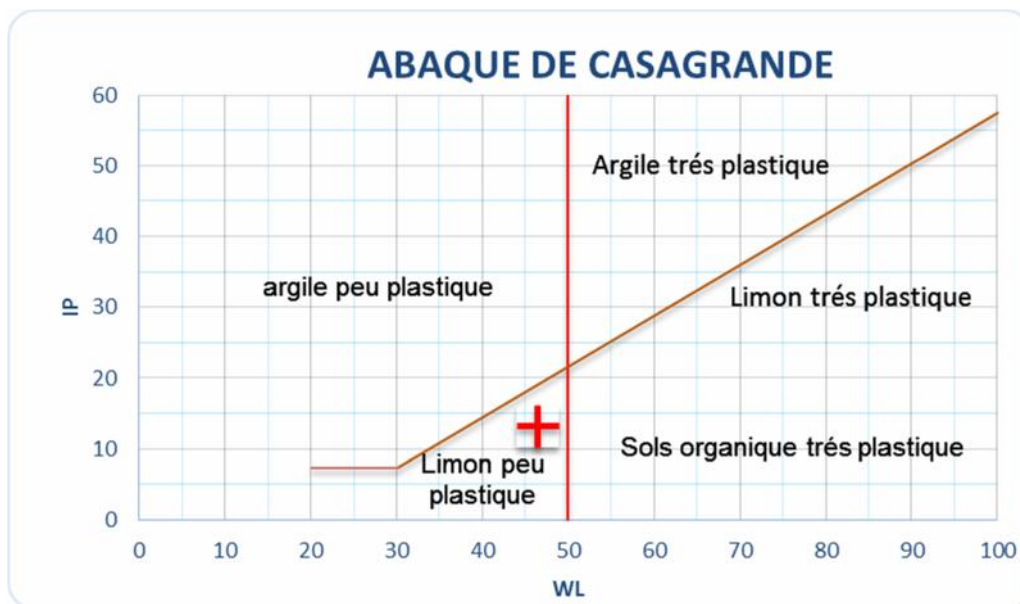


Figure 4.3 Position du kaolin testé dans l'abaque de Casagrande

4.2.3 Propriétés physiques du sol reconstitué

- ✓ Analyse granulométrique du sol reconstitué : L'essai de granulométrie a été exécuté cette fois ci pour le sol reconstitué au laboratoire à partir de 80% de sable et 20% de kaolin, le sol ainsi obtenu est bien malaxé afin d'obtenir un mélange homogène.

L'analyse granulométrique du sol a été faite par voie sèche, Les résultats obtenus donnent un $C_u = 9.44$, et un $C_c = 2.64$ qui selon le critère de Ayadat et Belouahri (1996) le sol présente une probabilité d'affaissement. La fraction passant au tamis 80 μm a été soumise à l'essai de sédimentométrie et la courbe granulométrique complète du sol est représentée par la figure 4.4

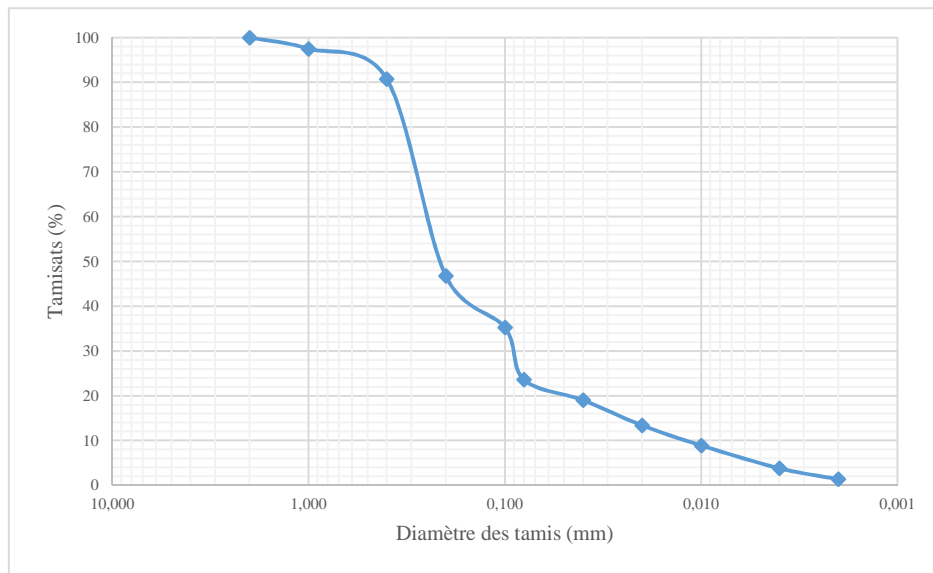


Figure 4.4 courbe granulométrique par tamisage du sol reconstitué.

- ✓ Masse volumique apparente et absolue : La masse volumique absolue des grains solides du sol reconstitué vaut 2.62g/cm^3 .
- ✓ Essai au Bleu de méthylène : Le résultat obtenu pour le sol reconstitué à partir de l'essai VBS est de 0.48, valeur comprise entre 0.2 et 1,5, classant le sol dans l'intervalle d'un sol sablo limoneux, sensible à l'eau.
- ✓ Essai de Proctor (NF P 94-093) : à partir de cet essai nous pouvons déterminer la masse volumique sèche maximale du matériau correspondant à la teneur en eau optimale, en traçant la courbe des variations de la masse volumique en fonction de la teneur en eau. (cet essai a été exécuté pour un sol reconstitué non traité). Les résultats obtenus de la courbe Proctor ainsi que les courbes de saturation à 100%, à 80% puis à 75% sont illustrés sur la figure 4.5.

Principaux résultats de l'essai Proctor :

- $\rho_d = 1.91 \text{ (g/cm}^3\text{)}$
- $W_{\text{opt}} = 10.1\%$.

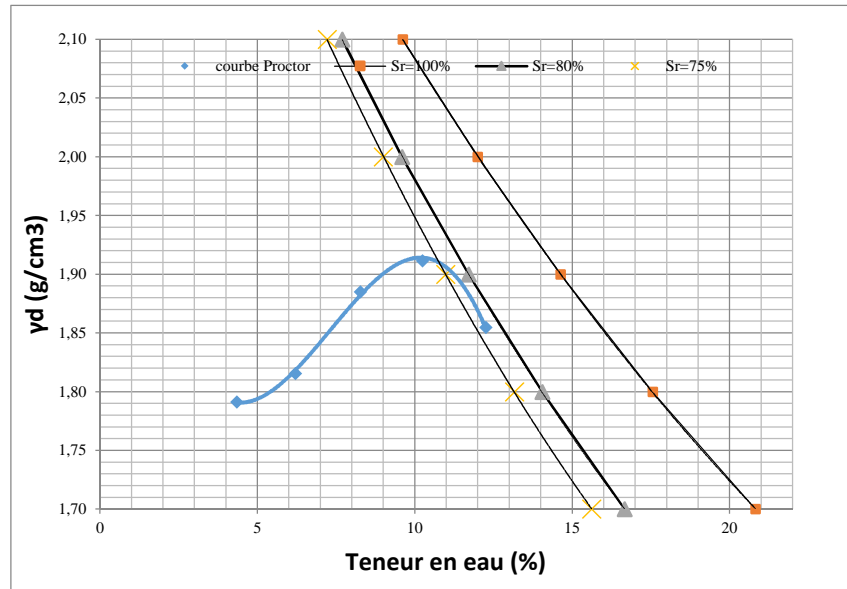


Figure 4.5 Courbe Proctor pour le sol rsconstitué.

4.3 Résultats d'analyse chimiques

La composition chimique d'un matériau permet d'avoir une idée sur ses différents constituants, à savoir les matières organiques et les minéraux. Les résultats d'analyses chimiques effectuées au laboratoire de la cimenterie LAFARGE (Cimenterie de Hammam Dalla) illustrée par le tableau 4.4 révèle pour le sable, l'existence de 95.02% SiO₂ avec quelques traces d'Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO, MgO, et pour le Kaolin 41.46% de SiO₂, 28.35% d'Al₂O₃ et quelques traces de Fe₂O₃, CaO, MgO.

Tableau 4.4 Composition chimique des constituants du sol.

	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO %	MgO	SO ₃ %	K ₂ O %	Na ₂ O
Sable	95.02	0.97	0.66	1.49	0.13	0.07	0.30	0.00
Kaolin	41.46	28.35	1.73	5.90	1.27	10.71	2.73	0,00
Fv	69.86	1.08	0.08	12.01	1.55	0.38	0.03	6.11

4.4 Résultats d'analyse minéralogique

La diffraction des rayons X (XRD, abréviation de l'anglais « *X-ray diffraction* ») est une puissante technique sans effets destructeurs destinée à caractériser les matériaux cristallins. Elle donne des informations sur les structures, les phases, les orientations privilégiées du cristal (texture) et d'autres paramètres structuraux comme la taille moyenne du grain, la cristallinité, la tension et les défauts des cristaux. Les pics de diffraction des rayons X sont produits par interférence constructive d'un faisceau monochromatique de rayons X diffusé à des angles spécifiques de chaque jeu de plans réticulaires compris dans un échantillon. Les intensités des pics sont déterminées par la distribution des atomes à l'intérieur du réseau. Par conséquent, le schéma de diffraction des rayons X est l'empreinte digitale du dispositif atomique périodique dans un matériau donné. Une recherche dans la base de données standard ICDD des schémas de diffraction des rayons X permet de faire une identification rapide de phase dans une grande quantité d'échantillons cristallins.

La diffraction aux rayons x des constituants du sol c'est-à-dire, du sable et du kaolin a été exécuté et les résultats de l'analyse de ces deux éléments est représenté sur les fig 4.5 puis 4.6

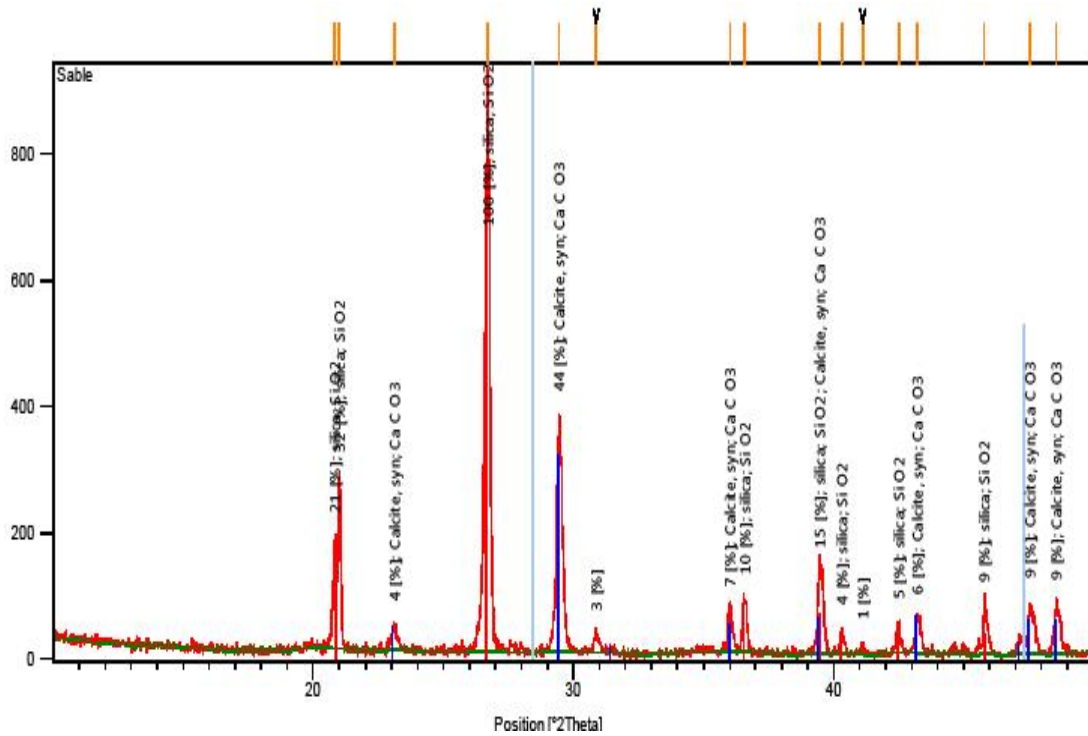


Figure 4.5 diffraction par rayon x du sable

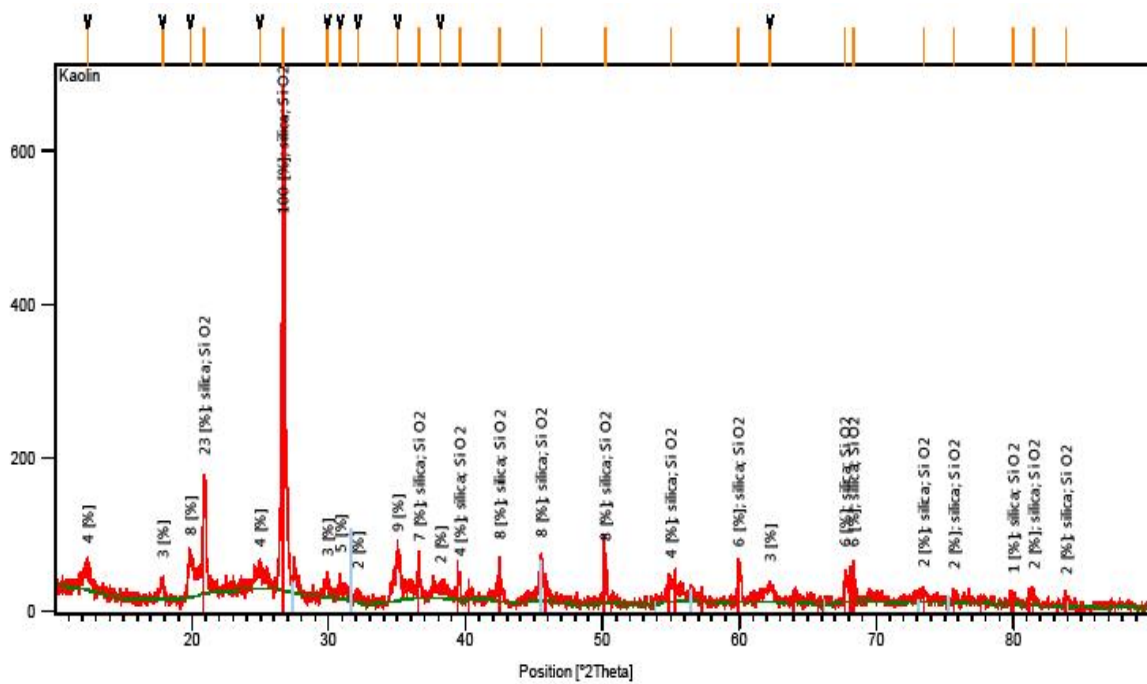


Figure 4.6 diffraction par rayon x du kaolin

4.5 Récapitulation des résultats des essais préliminaires

Les essais préliminaires représentent une plateforme nécessaire à l'élaboration de la suite des essais principaux, ils donnent une idée sur l'état de chaque sol. Une synthèse de ces résultats, pour le sable, le kaolin et les sols reconstitués, est présentée au tableau 4.5

Tableau 4.5 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.

Matériaux	Caractéristiques	
Sable d'Oued	Équivalent de sable $E_s = 79.38 \%$	
	Coefficient d'uniformité (de Hazan) $C_u = 2.63$	
	Coefficient de courbure $C_c = 1.62$	
	$s \text{ (g/cm}^3\text{)} = 2.64$	
Kaolin	Limite de liquidité $W_L = 46.5 \%$	
	Limite de plasticité $W_P = 33.30 \%$	
	Densité spécifique des grains $s \text{ (g/cm}^3\text{)} = 2.54$	
sol reconstitué	Désignation	valeurs
	Kaolin %	20
	Sable d'Oued %	80
	$s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.62
	C_u	9,44
C_c	2.64	

4.6 Etude de l'effet du traitement sur les limites de consistance du sol affaissable

Les limites de consistance d'un sol sont des paramètres important dans l'estimation de la probabilité d'affaissement d'un sol, ceci a été confirmé par plusieurs chercheurs qui a travers leurs travaux ont pu trouver une corrélation entre l'affaissement d'un sol et ses limites de consistance, on peut citer parmi d'autres le cas des travaux de Feda (1966), Prikloński d'après Huergo (1989), Ayadat et Ouali (1999), Abbeche et al, (2005), etc.

Dans ce chapitre, on étudie l'évolution des limites de consistance du sol reconstitué au laboratoire à partir de 80% de sable et 20% de kaolin (sol reconnu dans la littérature affaissable par sa constitution en ces pourcentages). Dans un premier temps on détermine les limites d'Atterberg pour un sol non traité puis on rajoute 2, 3, 4, 5 et 6% de fibre de verre moulue afin de déterminer l'influence du traitement sur la consistance du sol reconnu affaissable.

4.6.1 Le sol reconstitué sans traitement

4.6.1.1 Limite de liquidité : Les résultats obtenus à partir de l'essai exécuté sur le matériau de la présente étude suivant la norme NF P 94-051, sont résumés dans le tableau 4.6

Tableau 4.6 Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué

N°.de l'essai	1 ^{ère} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	19		22		28	
Poids de tare (g)	3,45	3,82	3,93	4,01	3,71	4,04
Poids totale humide (g)	14,97	12,31	13,06	12,54	13,82	14,54
Poids totale sec (g)	12,9	10,93	11,5	11,12	12,1	12,85
Poids de l'eau (g)	1,97	1,38	1,5	1,42	1,63	1,69
Poids du sol sec (g)	9,55	7,11	7,69	7,11	8,48	8,81
Teneurs en eau (g)	20,62	19,4	19,65	19,97	19,22	19,18
moy (%)	20,66		20,29		19,84	

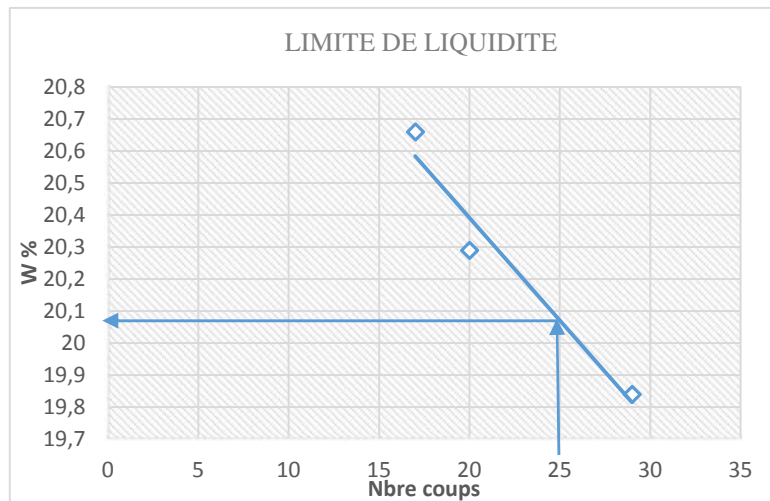


Figure 4.10 limite de liquidité du sol reconstitué

4.6.1.2 Limite de plasticité : Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau 4.7 la limite de plasticité du sol reconstitué

N°.de l'essai	1 ^{ème} essai	
Poids de tare (g)	3,68	4,04
Poids totale humide (g)	5,59	6,15
Poids totale sec (g)	5,33	5,86
Poids de l'eau (g)	0,26	0,29
Poids du sol sec (g)	1,65	1,82
Teneurs en eau (g)	15,76	15,93
moy (%)	15,85	

D'après la classification du sol reconstitué et à partir de sa position dans l'abaque de Casagrande (Figure 4.11) notre sol identifié comme étant un limon peu plastique. Les limites de consistance résumées dans le tableau 4.8, montrent que le sol a une limite de liquidité située entre 15 et 35% et un indice de plasticité I_p inférieur à 20 résultats qui classent le sol selon Ayadat et Ouali (1999) comme sol affaissable.

Tableau 4.8 limites de consistance du sol reconstitué.

w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)
20.07	15.85	4.22

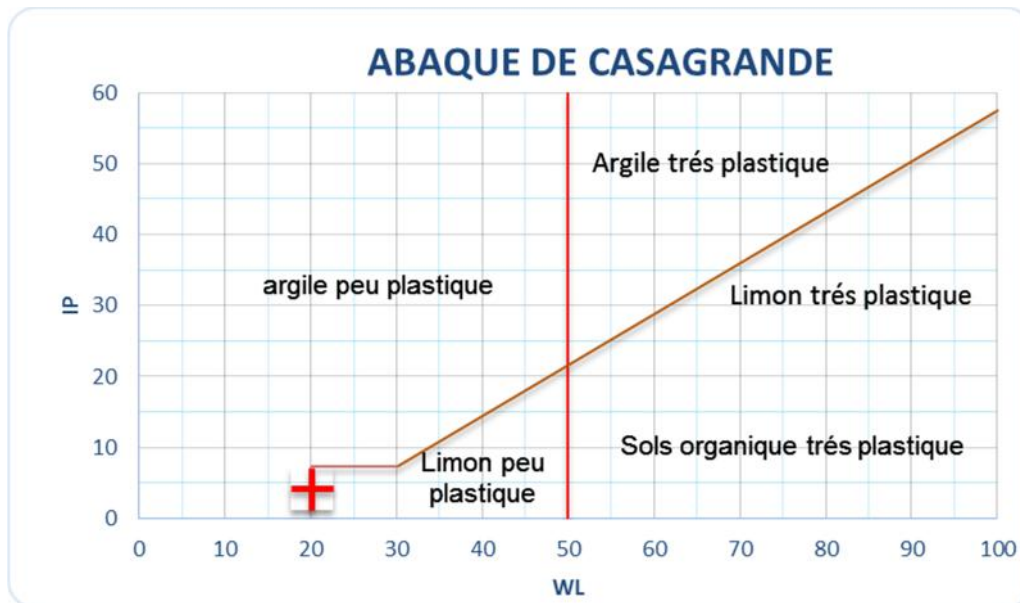


Figure 4.11 Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de Casagrande.

4.6.2 Limites de consistance du sol traité à la fibre de verre moulue

Dans ce qui suit nous allons étudier l'effet du traitement sur la consistance du sol. Pour ce faire, nous avons choisi les pourcentages de 2, 3, 4, 5 puis 6% de fibre de verre moulue qui a été rajouté au sol reconstitué au laboratoire et l'ensemble ainsi constitué a été soumis à l'essai de consistance par la méthode des limites d'Atterberg par la boîte de Casagrande. Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.9 Limites de consistance du sol traité à la fibre de verre moulue

% de fibre de verre	i_l (%)	i_p (%)	I_p (%)
2%	20.98	16.26	4.72
3%	20.88	16.10	4.78
4%	20.12	15.42	4.7
5%	21.02	15.83	5.19
6%	21.30	15.94	5.36

Les résultats obtenus des différents essais de limites d'Atterberg montrent une faible différence, ceci est justifié par l'effet négligeable de l'ajout de la fibre de verre sur le changement de consistance du sol étudié.

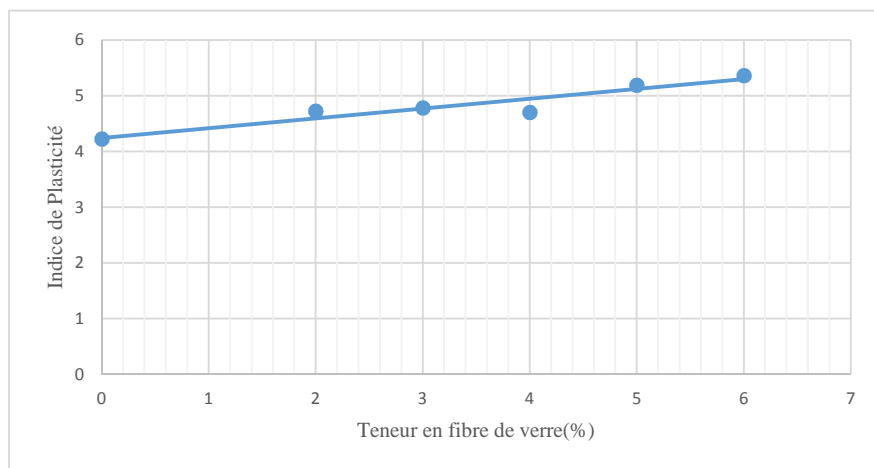


Figure 4.12 Variation de l'Indice de Plasticité en fonction du pourcentage de traitement

On peut noter pour l'indice de plasticité (figure 4.12), une légère amélioration par l'extension de la plage de plasticité mais cette amélioration reste elle aussi minime. Ceci est expliqué par le fait que le pourcentage de la fibre de verre ajoutée est très petit pour pouvoir changer la surface spécifique et de là changer la surface spécifique d'adsorption d'eau qui contribuent à l'augmentation de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité, paramètres qui selon Ayadat et Ouali (1999) peuvent prédire si un sol est affaissable ou non.

4.7 Résultats et interprétation des essais de la succion

Le champ de déformations et le comportement mécanique d'un sol non saturé se trouvent en général modifié par des contraintes sur le squelette du sol engendrés par des tensions superficielles dues aux ménisques créés entre les pores. La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. Il existe deux types de succions : la succion matricielle et la succion osmotique. La somme des deux est appelée la succion totale. Dans notre cas la succion étudiée est la succion matricielle. Pour les agronomes, la succion matricielle est, en fait, identique à la pression capillaire lorsque les contraintes externes sont nulles. Elle est notée s .

La méthode du papier filtre est une technique simple et prometteuse pour la détermination de la succion du sol, elle permet de balayer une large gamme de succion allant de $pF=\log(s)=1$ à $pF=6$ (Fredlund & Rahardjo 1993 ; Ed Diny 1993). Cependant, il est nécessaire d'utiliser une fonction d'étalonnage adaptée à la gamme de saturation du sol étudiée. L'évaluation de l'utilisation de six fonctions de calibrage pour le papier filtre Whatman42, pour la détermination indirecte de la succion d'un sable silteux compacté non saturé, a été étudiée par Katia V et al. (2011), en utilisant les résultats expérimentaux donnés par Fleureau et al. (2002), obtenus avec d'autres techniques employées pour mesurer ou contrôler la succion du sable vaseux compact. D'après cette étude Katia V et al. (2011) affirment que les résultats prouvent que les succions déduites de la méthode du papier filtre dépendent de la fonction de calibrage utilisée. A l'issue de cette étude ils ont proposé une fonction de calibrage modifiée, qui donne une meilleure évaluation de la courbe de succion de leur sol.

Dans notre cas, faute d'existence de résultats issus d'une autre méthode de mesure de succion, nous avons opté pour l'utilisation de la courbe d'étalonnage de la norme américaine ASTM D-5298-94 pour le papier filtre Whatman42 que nous avons utilisé dans l'évaluation de la succion de notre sol

Pour ce faire nous avons préparé le sol reconstitué au laboratoire dans les proportions de 80% de sable et 20% de kaolin, et nous l'avons malaxé à sec en vue d'avoir un mélange homogène, ensuite nous avons rajouté de l'eau distillée à l'ensemble afin d'obtenir des teneurs en eau de 2, 4 et 6%. Le mélange humidifié est malaxé encore une fois, ensuite les échantillons sont placés dans des cellules de 70mm de diamètre (égal au diamètre du papier filtre utilisé) et 20mm de hauteur, où ils sont soumis à différentes énergies de compactage (20, 40 et 60 coups) correspondants au différent nombre de coups est résumé dans le tableau 4.10. L'essai est ensuite

conduit comme il a été décrit au chapitre précédent. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux 4.11, 4.12 et 4.13

Tableau 4.10 Correspondance entre le nombre de coups de la dame et l'énergie de compactage

Nbre de coups	M (kg)	G(m/s ²)	H(m)	E (k.joule)
20	0.121	9.81	0.15	3.56
40	0.121	9.81	0.15	7.12
60	0.121	9.81	0.15	10.68

4.7.1 Discussion des résultats du sol non traité

4.7.1.1 Variation de la succion en fonction de la teneur en eau

- D'après les résultats donnés par le tableau 4.11 et illustrés par la figure 4.13, on remarque que les valeurs de la succion pour le sol non traité, varient de 8.82 MPa pour une teneur en eau de 2% et un degré de compactage de 20 coups à 0.79MPa pour une teneur en eau de 6% et une énergie de compactage de 60 coups. Ces résultats se trouvent bien situés d'après la courbe donnée par Duchaufour (1991) pour différentes textures du sol (figure 4.14).

Tableau 4.11 Résultats de l'essai de succion du sol non traité pour différents teneurs en eau et énergies de compactage.

	E=20 coups			E=40 coups			E=60 coups		
	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%
s(MPa) $F_v=0\%$	8,8163	4,2538	1,2562	8,2754	3,5617	1,0508	6,9539	2,6607	0,7904

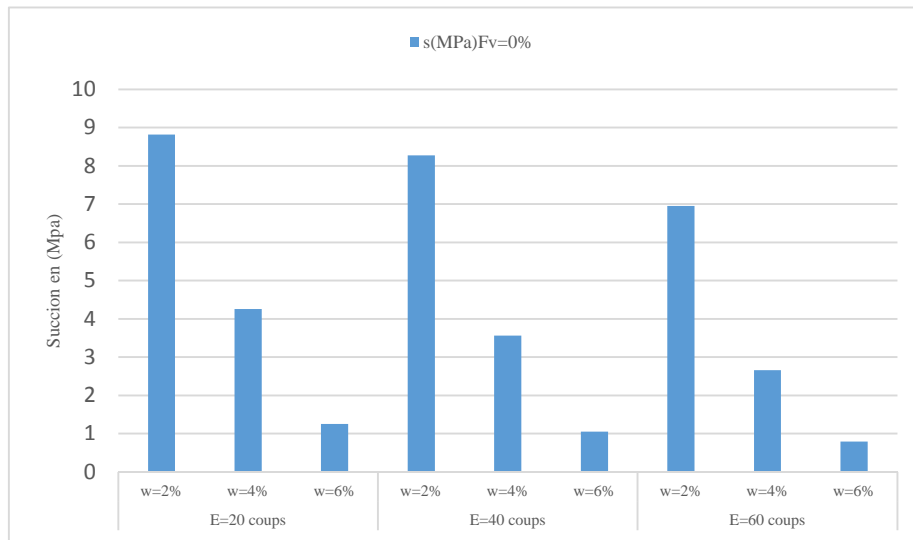


Figure 4.13. Variation de la succion du sol non traité en fonction de la teneur en eau sous différentes énergies de compactage.

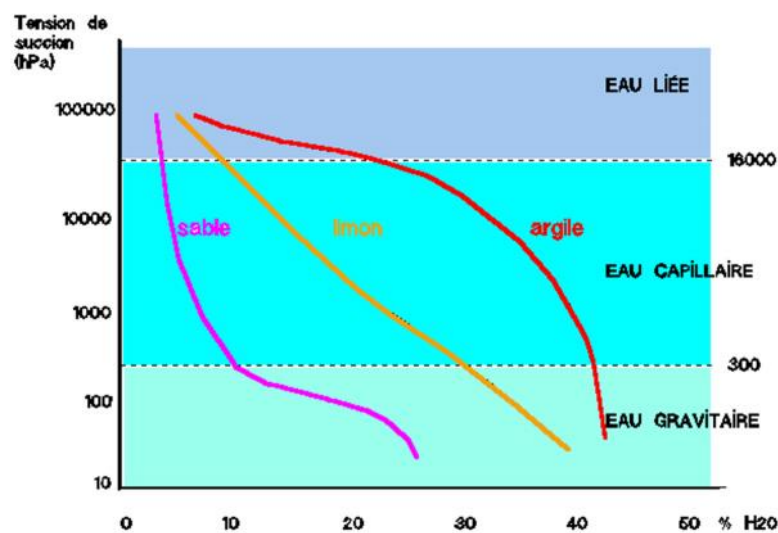


Figure 4.14 Tension de succion selon la texture du sol, d'après Duchaufour (1991).

4.7.1.2 Variation de la succion en fonction du degré de saturation

Le degré de saturation a été calculé à partir de la masse volumique sèche ρ_d du sol ayant 2, 4 et 6% comme teneur en eau et soumis à différentes énergies de compactage 20, 40 et 60 coups. L'étude de la variation de la succion en fonction du degré de saturation est résumée dans le tableau 4.12 et est illustrée par la figure 4.15.

Tableau 4.12 Résultats de la variation de la succion en fonction du degré de saturation.

	E=20 coups			E=40 coups			E=60 coups		
	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%
e_0	0,77	0,70	0,67	0,68	0,67	0,662	0,659	0,620	0,617
$d(g/cm^3)$	1,48	1,54	1,57	1,56	1,57	1,58	1,58	1,62	1,62
Sr (%)	6,80%	14,97%	23,46%	7,71%	15,76%	23,75%	7,95%	16,90%	25,48%
s(MPa),Fv=0%	8,82	4,25	1,26	8,28	3,56	1,05	6,95	2,66	0,79

- L'analyse des résultats donnés par l'essai indirect de l'évaluation de la succion d'un sol, qu'est la méthode du papier filtre, met clairement en évidence l'évolution de la succion en fonction du degré de saturation. En effet cette dernière varie de 8.82MPa pour un degré de saturation de 6.8% à 1.26MPa pour un degré de saturation de 24.7% sous une énergie de compactage de 20 coups. Puis de 8.28MPa pour un degré de saturation 7.7% à 1.05MPa pour un degré de saturation de 28.1% sous une énergie de compactage de 40 coups, et enfin elle passe de 6.95MPa pour un degré de saturation de 8.1% à 0.79MPa pour un degré de saturation de 32.2% sous une énergie de compactage de 60 coups. Nous pouvons donc dire que la succion diminue si le taux de saturation augmente, résultat valable pour les différentes énergies de compactage. Une étude similaire a été faite par Biarez et al. (1988) sur un limon de Sterrebeek, cette dernière confirme le sens et l'ordre de grandeur de la variation de la succion en fonction de la teneur en eau et du degré de saturation (figure 4.16).

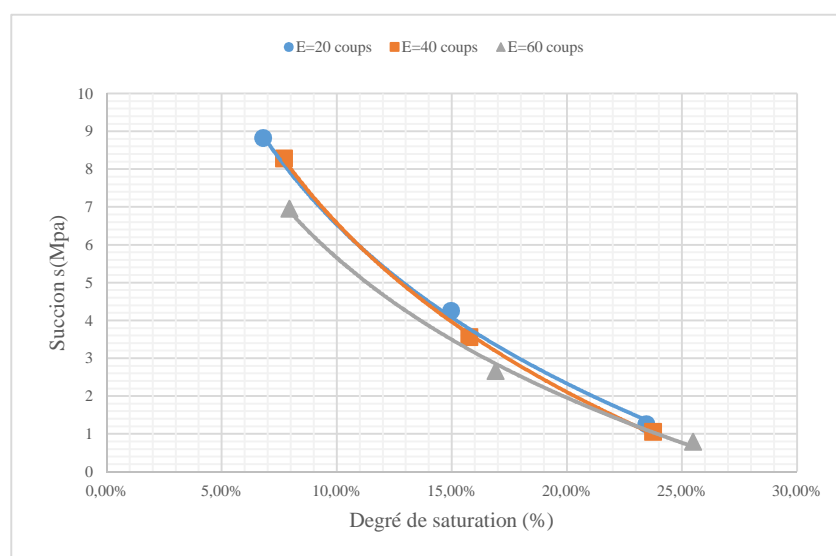


Figure 4.15 Variation de la succion en fonction du degré de saturation.

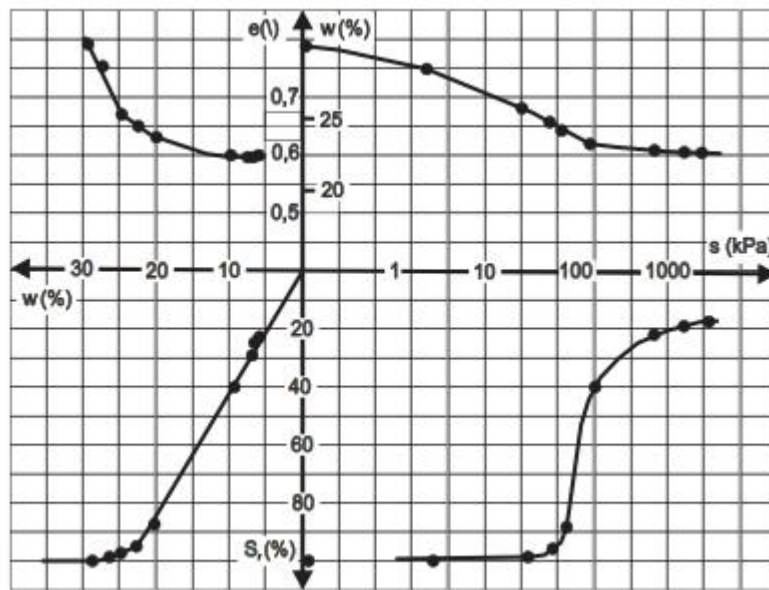


Figure 4.16 Chemin hydrique du limon de Sterrebeek dans les plans w-s, Sr-s, Sr-w, e-w (Biarez et al. (1988)).

4.7.2 Discussion des résultats du sol traité à la fibre de verre

- Les résultats obtenus après traitement par la fibre de verre moule sont présentés par le tableau 4.13 et illustrés par les figures 4.17, 4.18 et 4.19. Les histogrammes montrent clairement l'évolution de la succion en fonction du taux de traitement à la fibre de verre :
 - On remarque pour la figure 4.17 que pour une énergie de compactage de 20 coups, c'est-à-dire correspondant à un état lâche du sol, lorsque le sol est traité avec un ajout de 2%, la succion diminue de 8.82MPa, pour une teneur en eau de 2%, à 1.03MPa pour une teneur en eau de 6%. Pour 4% de traitement, la succion diminue de 8.28MPa, pour une teneur en eau de 2%, à 0.62MPa pour une teneur en eau de 6%. Enfin pour un taux de traitement de 6%, la succion diminue de 7.84MPa, pour une teneur en eau de 2%, à 0.3MPa pour une teneur en eau de 6%.
 - La même remarque pourrait être faite pour la figure 4.18. lorsque le sol est soumis à l'énergie de compactage de 40 coups, la succion diminue lorsque le taux de traitement varie de 2% avec une teneur en eau de 2% de 7.84MPa à 0.29MPa lorsque le taux de traitement est augmenté à 6% et la teneur en eau est de 6%. Ce qui confirme l'efficacité du traitement choisi.
 - L'histogramme de la figure 4.19. montre les résultats obtenus pour le traitement avec la fibre de verre sous une énergie de compactage de 60 coups. En effet, la

succion une fois encore diminue lorsque le taux de traitement varie de 2% avec une teneur en eau de 2% et ceci à partir de 4.99MPa pour atteindre 0.26MPa lorsque le taux de traitement est augmenté à 6% et la teneur en eau est de 6%.

Tableau 4.13 Résultats de l'essai de succion du sol traité à la fibre de verre, pour différentes teneurs en eau et énergies de compactage.

	E=20 coups			E=40 coups			E=60 coups		
	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%
s(MPa)Fv=2%	8,5462	2,2222	1,0313	7,4845	1,81449	0,77091	4,9991	1,2506	0,3716
s(MPa)Fv=4%	8,2754	2,102	0,61963	6,96635	1,5861	0,29806	4,6197	0,95986	0,30474
s(MPa)Fv=6%	7,48454	1,05181	0,30001	5,45835	1,02942	0,2901	3,4362	0,83904	0,25822

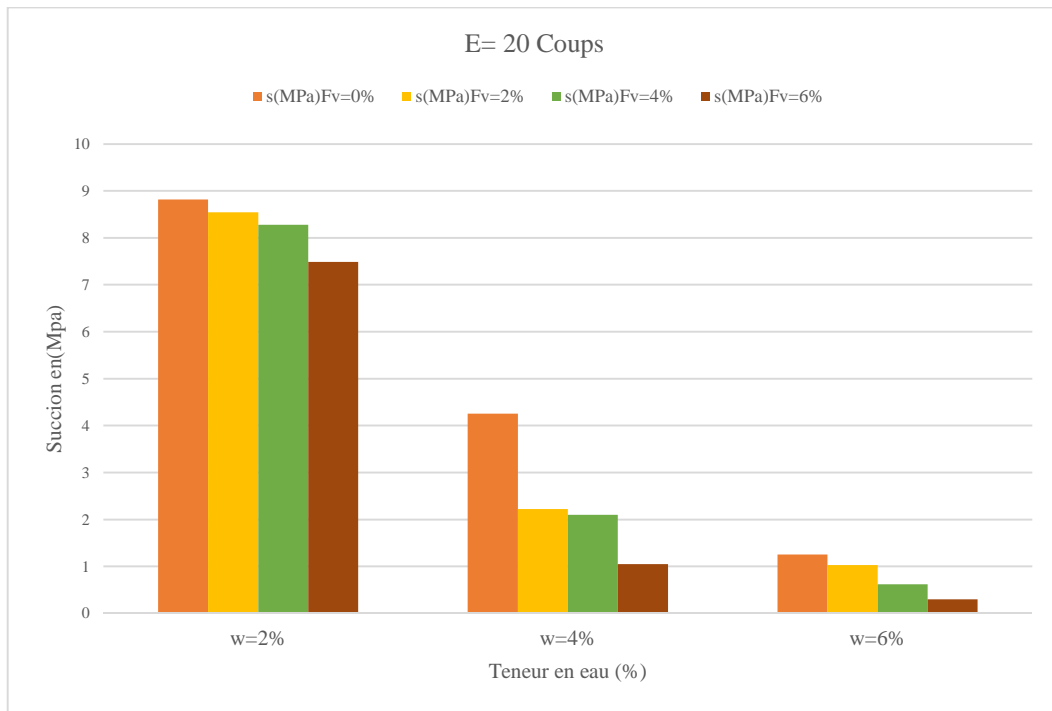


Figure 4.17. Variation de la succion en fonction de la teneur en eau (E=20coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre.

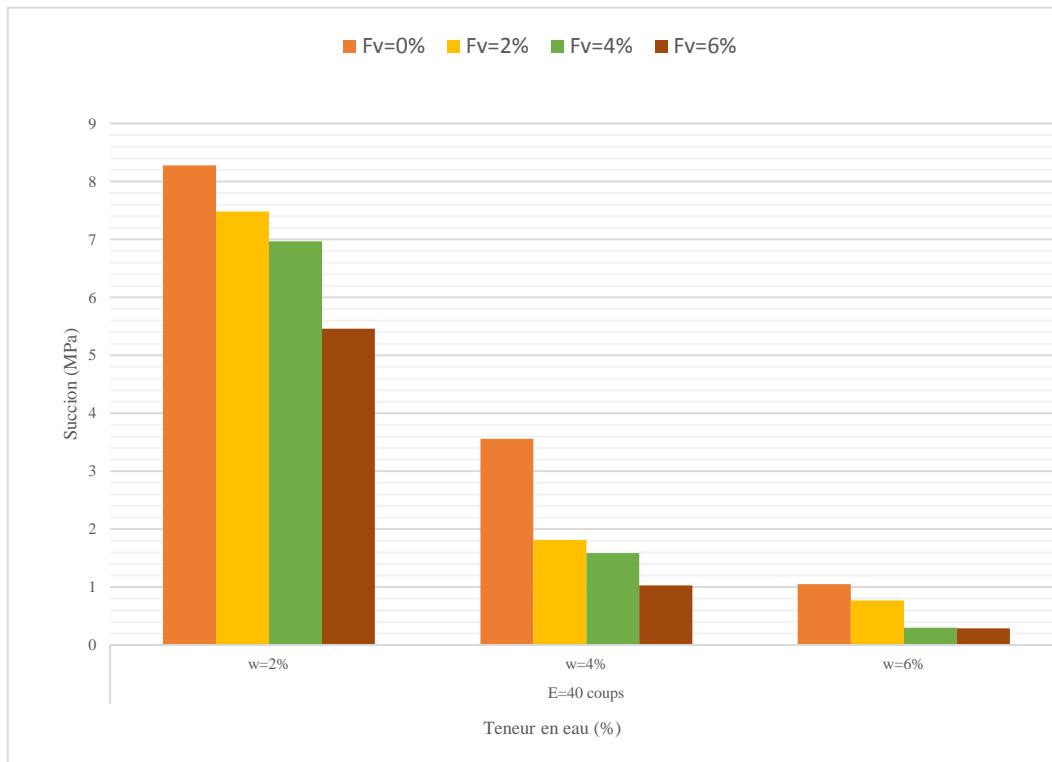


Figure 4.18. Variation de la succion en fonction de la teneur en eau (E=40coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre.

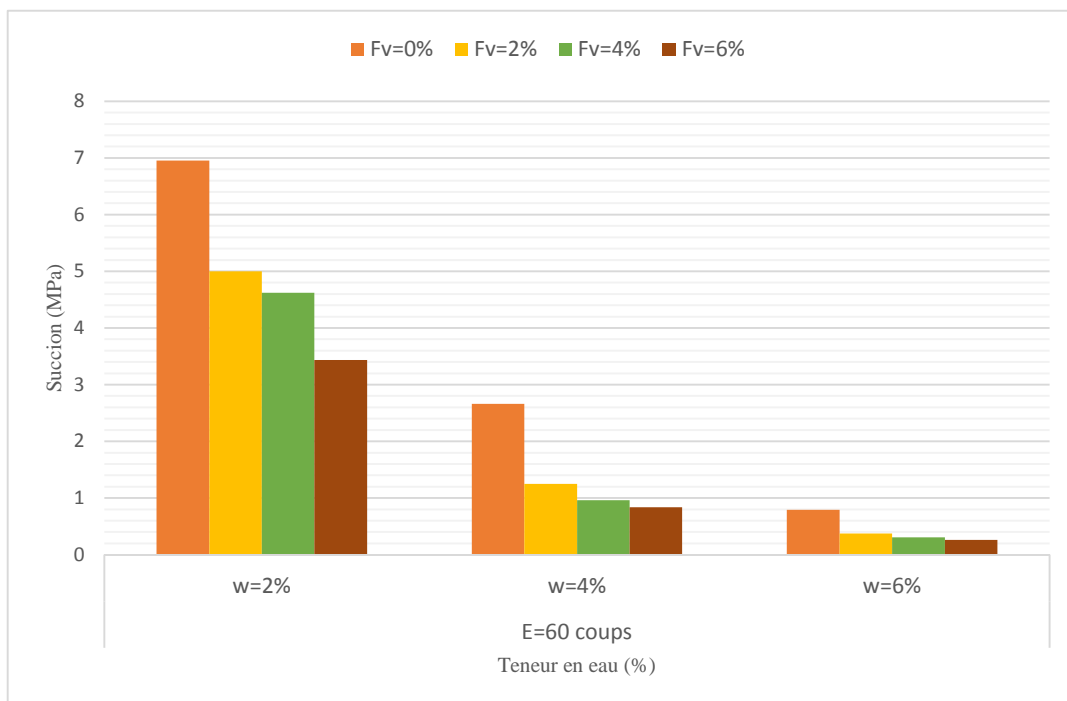


Figure 4.19. Variation de la succion en fonction de la teneur en eau (E=60coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre.

En conclusion, nous pouvons dire que les résultats obtenus pour le sol étudié (sol identifié par les essais œdométriques comme étant affaissable, c'est à dire que l'inondation provoque son effondrement), montrent que la succion du sol, qu'il soit traité ou non, augmente si la teneur en eau ou le degré de saturation diminue confirmant ainsi les travaux rencontrés dans la littérature. Et que le traitement avec la fibre de verre diminue la succion surtout si la teneur en eau est de 6% et le degré de compactage est de 60 coups.

4.8 Conclusion

En fin de ce chapitre nous pouvons dire en premier lieu que, compte tenu des résultats d'identification physique, le sol reconstitué au laboratoire peut être identifié comme affaissable suivant les méthodes de classification empirique. Ensuite d'après les résultats obtenus, nous avons pu constater que le traitement par la fibre de verre moulu n'a pas d'influence significative sur les limites de consistance du sol.

Pour l'essai de succion exécuté par la méthode indirecte qui est celle du papier filtre, nous avons pu constater que la succion augmente si la teneur en eau ou le degré de saturation diminuent confirmant ainsi les travaux de recherche antérieurs. Quant au taux de traitement par la fibre de verre, celui-ci agit favorablement sur le comportement mécanique du sol, c'est-à-dire que la tension capillaire ou succion diminue si le taux de traitement augmente.

Chapitre 5

Présentation Et Analyse Des Résultats D'essais Mécaniques Et De Microstructure.

Table de matière

5.1 Introduction.....	108
5.2 Résultats des essais œdométrique de simple consolidation.....	108
5.2.1 Résultats obtenus pour un sol sans traitement.....	108
5.2.1.1 Mise en évidence de l'affaissement du sol non traité.....	110
5.2.1.2 Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.....	111
5.2.2 Résultats obtenus pour un sol traité à la fibre de verre.....	113
5.2.2.1 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 3%	113
5.2.2.2 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 4%	114
5.2.2.3 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 5%	116
5.2.2.4 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 6%	118
5.2.3 Discussion des résultats œdométriques après traitement.....	120
5.2.3.1 Effet de la teneur en eau.....	120
5.2.3.2 Effet du degré de compactage.....	123
5.3 Discussion des résultats de variation du Cp en fonction de la succion.....	124
5.3.1 Discussion des résultats sans traitement.....	125
5.3.2 Discussion des résultats obtenus après traitement du sol.....	126
5.4 Exploration de la microstructure en utilisant le MEB (sol sans traitement).....	128
5.5 Microstructure du sol après traitement.....	130
5.6 Conclusion.....	131

5.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons donner les résultats d'essais œdométriques avant et après traitement du sol à différents pourcentages de fibre de verre. Ces derniers vont être discutés en vue de mettre en évidence l'effet du traitement sur le potentiel d'affaissement du sol, puis d'en tirer les conclusions nécessaires. Le potentiel d'affaissement du sol traité et non traité est ensuite étudié tout en prenant en considération l'effet de la succion et son évolution avec le traitement choisi. En fin, et en vue d'explorer la microstructure de notre sol avant et après traitement, nous allons présenter des photos prises au microscope électronique à balayage MEB effectué au laboratoire du centre technologique des microstructures de l'Université Claude Bernard Lyon1 par le MEB Hitachi S800 FEG.

5.2 Résultats des essais œdométriques

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

Le programme des essais a été effectué sur des sols reconstitués au laboratoire, avec 20% de kaolin et 80% de sable, à différentes teneurs en eau (2%, 4% et 6%), et différentes énergies de compactage (20, 40 et 60 coups), sans traitement en premier lieu. Puis, dans le but d'étudier l'influence du type de traitement choisi sur le comportement mécanique de notre sol, des échantillons ont été traités à différentes teneurs en fibre de verre moulue (3, 4, 5 et 6%), et ont été soumis à l'essai du simple œdomètre.

Les résultats sont résumés dans ce qui suit :

5.2.1 Résultats obtenus pour un sol non traité

Pour les sols non traités les résultats sont donnés au tableau 5.1 et représentés sur la figure 5.1, 5.2 et 5.3. Le potentiel d'effondrement (C_p) du sol est calculé selon la formule :

$$C_p(\%) = \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \times 100$$

Avec :

$$e = e_1 - e_2,$$

e_1 : indice des vides avant saturation

e_2 : indice des vides après saturation

e_0 : indice des vides initial

Tableau 5.1 Cp Résultats obtenus pour un sol non traité

Nombre de coups	20	40	60	20	40	60	20	40	60
w_0 (%)	2	2	2	4	4	4	6	6	6
e_0	0,77	0,70	0,67	0,68	0,67	0,662	0,659	0,620	0,617
d	1,48	1,54	1,57	1,56	1,57	1,58	1,58	1,62	1,62
C_p (%)	11,946	9,34	7,3	8,735	7,649	6,597	7,47	6,2	5,26

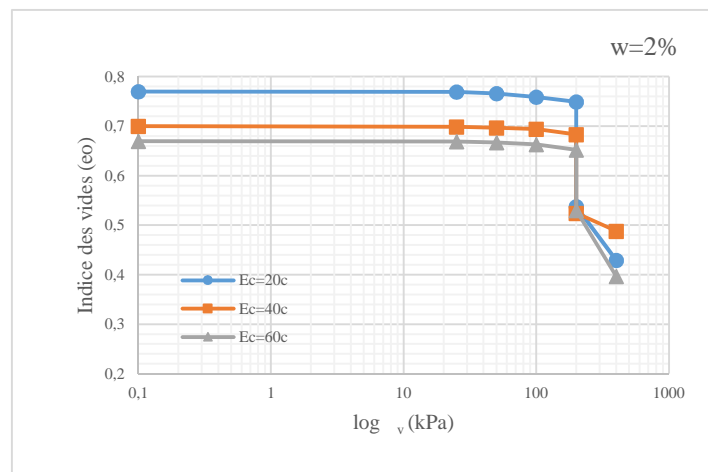


Figure 5.1 Mise en évidence du potentiel d'effondrement pour un sol non traité compacté à différentes énergies de compactage, $w=2\%$.

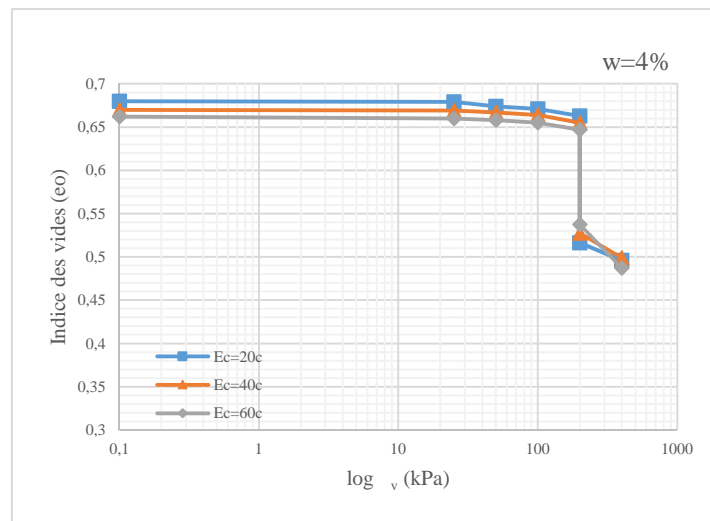


Figure 5.2 Mise en évidence du potentiel d'effondrement pour un sol non traité compacté à différentes énergies de compactage, w=4%.

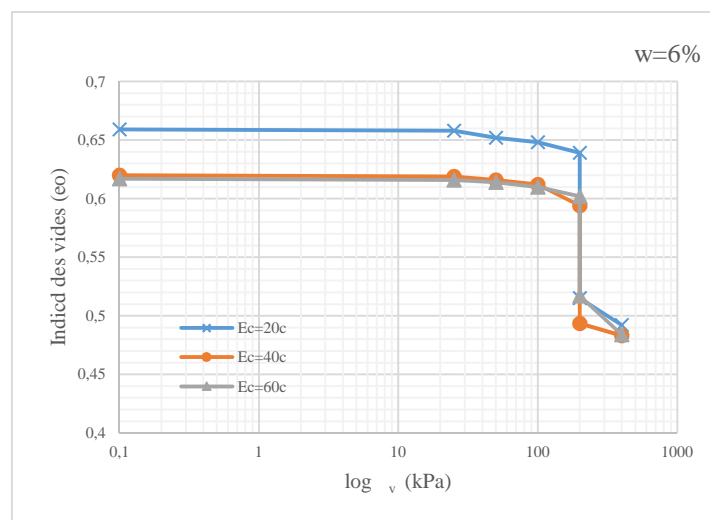


Figure 5.3 Mise en évidence du potentiel d'effondrement pour un sol non traité compacté à différentes énergies de compactage, w=6%.

5.2.1.1 Mise en évidence de l'affaissement du sol non traité

Pour mettre en évidence l'effondrement du sol reconstitué utilisé dans cette recherche, et pour pouvoir comparer les résultats à ceux trouvés pour un sol traité à la fibre de verre moulue, on a effectué des essais œdométriques. Reznik Y.M. (2000) affirme que l'essai le plus performant pour l'appréciation du potentiel d'effondrement des lœss et des sols effondrables

est celui de l'œdomètre. Pour se faire et pour nous assurer que le sol reconstitué au laboratoire est effondrable, nous avons préparé des échantillons de sol, en homogénéisant 80% de sable avec 20% de kaolin, nous les avons humidifiés à des teneurs en eau ($w=2, 4$ puis 6%) qui restent du côté du versant sec de la courbe Proctor du sol. Les échantillons ont subi ensuite un compactage à différentes énergies de compactage (20,40 et 60 coups) et ils ont été soumis à l'essai du simple œdomètre suivant la procédure de Jennings et Knight (1975). Les résultats sont résumés aux tableaux 5.1.

Après, le tracé des courbes œdométrique et le calcul des potentiels de l'affaissement respectifs a été effectué selon la formule citée ci-dessus. Nous avons constaté que les résultats varient de 11.95 à 7.3 pour une teneur en eau de 2%, de 8.74 à 6.6 pour une teneur en eau de 4% et de 7.47 à 5.26 pour une teneur en eau de 6%. Ce qui montre une tendance manifeste du sol à l'effondrement et qui correspond selon la classification de Jennings & Knight (1975) (tableau 5.2) à un potentiel d'affaissement allant de troubles modérés à Troubles très sévères.

Tableau 5.2 L'affaissement en fonction du C_p (Jennings & Knight, 1975)

Potentiel de collapse ($\%C_p$)	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sévères
> 20	Troubles très sévères

5.2.1.2 Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

L'influence de la variation de la teneur en eau, pour les différentes énergies de compactage, est clairement visible sur les figures 5.4 et 5.5. On remarque que la valeur de C_p décroît lorsque la teneur en eau augmente (figure 5.4). Il atteint le niveau de 5.26 % pour une teneur en eau maximum de 6% associée au niveau de compactage le plus haut c'est-à-dire $E_c=60$ coups. Ceci confirme les travaux de Tadepalli R et al. (1992), qui a conclu à partir d'essais œdométriques effectués sur un sol limoneux à deux différentes masses volumiques sèches, que la courbe schématisant la variation de l'amplitude de l'effondrement fonction de la teneur en eau initiale était une droite décroissante. De même, Delage P., et al. (2005) et Delage P., (2014) ont abouti, à partir de résultats d'essais effectués sur un sable limoneux à différentes

teneurs en eau initiales, à la conclusion que la teneur en eau initiale du sol est inversement proportionnelle à l'amplitude de l'effondrement.

Ce constat est identique quant aux énergies de compactage, car on peut noter à travers les résultats obtenus, que le degré d'affaissement est maximum pour une énergie de compactage de 20 coups c'est-à-dire pour un sol lâche à structure ouverte, et qu'il diminue progressivement jusqu'à atteindre sa valeur minimale, au fur et à mesure que le sol devienne plus dense c'est à dire pour une énergie de compactage maximal de 60 coups.

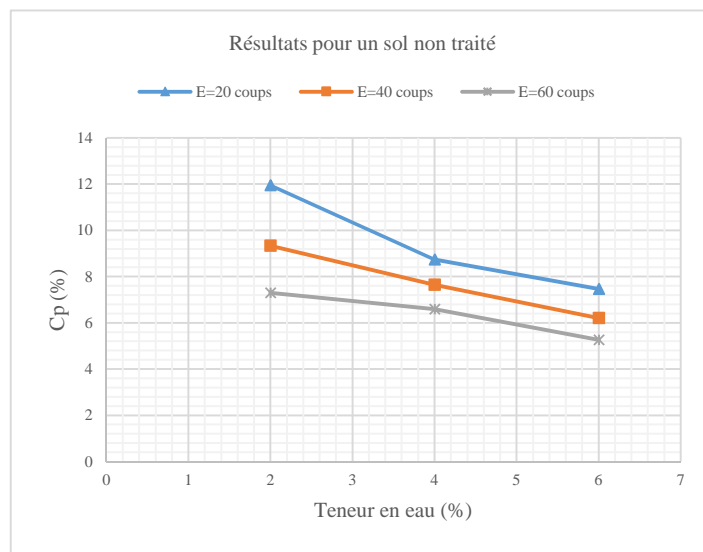


Figure 5.4 Influence de la teneur en eau sur le Cp

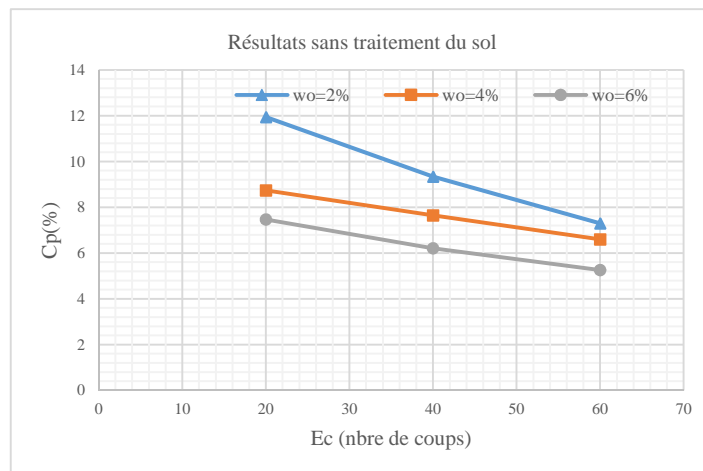


Figure 5.5 Influence de l'énergie de compactage sur le Cp.

5.2.2 Résultats obtenus pour un sol traité à la fibre de verre.

Les différents échantillons de sol préparés au laboratoire ont été traités à 3, 4, 5 puis à 6% de fibre de verre moulue et soumis à l'essai du simple œdomètre. Les différents résultats trouvés sont présentés dans ce qui suit :

5.2.2.1 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 3%

Les potentiels d'affaissement du sol reconstitué traité à 3% de fibre de verre moulue, obtenus pour les teneurs en eau de 2,4 et 6% et pour les différentes énergies de compactage sont résumés dans le tableau 5.3 et représentés sur les figure 5.6, 5.7 et 5.8.

Tableau 5.3 Cp pour un sol traité à 3% de fibre de verre.

Nbre de coups	20	40	60	20	40	60	20	40	60
w0 %	2	2	2	4	4	4	6	6	6
e0	0,73	0,675	0,659	0,67	0,662	0,655	0,643	0,618	0,609
d	1,51	1,56	1,58	1,57	1,58	1,58	1,59	1,62	1,63
Cp %	10,19	8,43	6,20	8,07	7,14	6,09	7,04	5,96	5,24

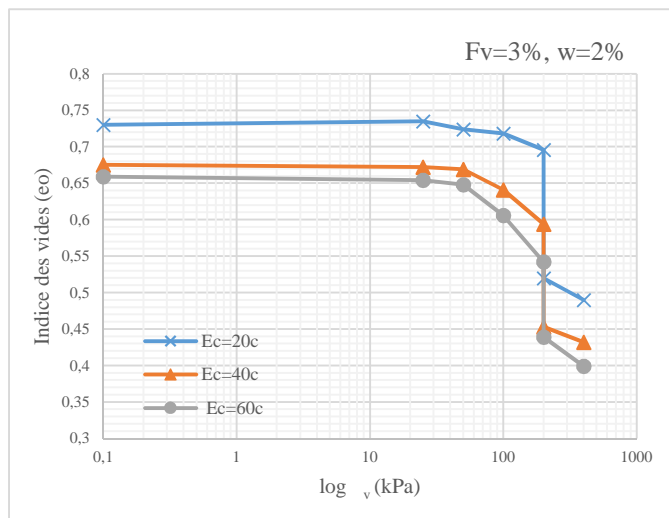


Figure 5.6 Courbe œdométrique d'un sol traité à 3% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=2%.

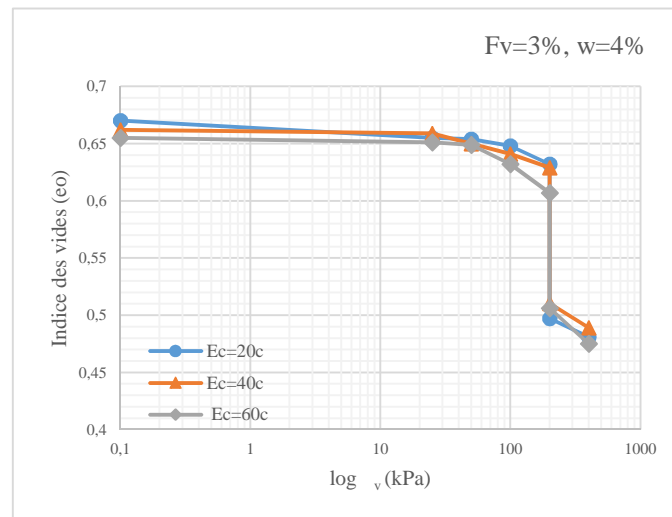


Figure 5.7 Courbe œdométrique d'un sol traité à 3% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=4%.

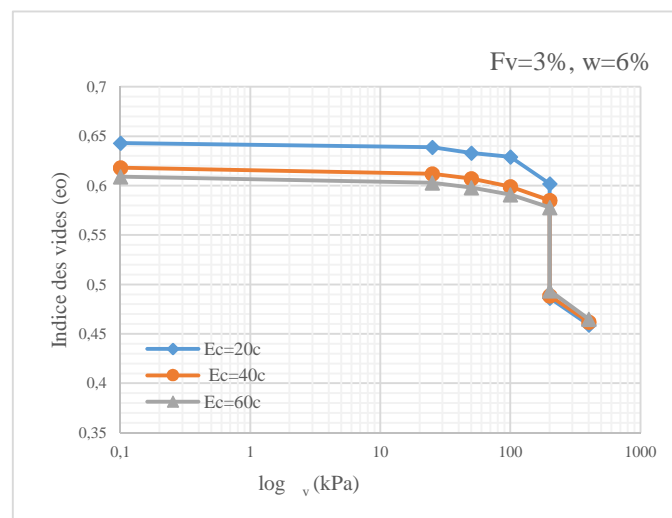


Figure 5.8 Courbe œdométrique d'un sol traité à 3% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=6%.

5.2.2.2 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 4%

Les potentiels d'affaissement du sol reconstitué traité à 4% de fibre de verre moulue, obtenus pour les teneurs en eau de 2,4 et 6% et pour différentes énergies de compactage 20, 40 et 60 coups, sont résumés dans le tableau 5.4 et représentés sur les figure 5.9, 5.10 et 5.11.

Tableau 5.4 Cp pour un sol traité à 4% de fibre de verre.

Nbre de coups	20	40	60	20	40	60	20	40	60
w0 %	2	2	2	4	4	4	6	6	6
e0	0,691	0,63	0,616	0,66	0,629	0,615	0,598	0,58	0,576
d	1,55	1,61	1,62	1,58	1,61	1,62	1,64	1,66	1,66
Cp %	9,79	8,20	6,02	8,03	5,39	4,71	6,70	5,23	4,27

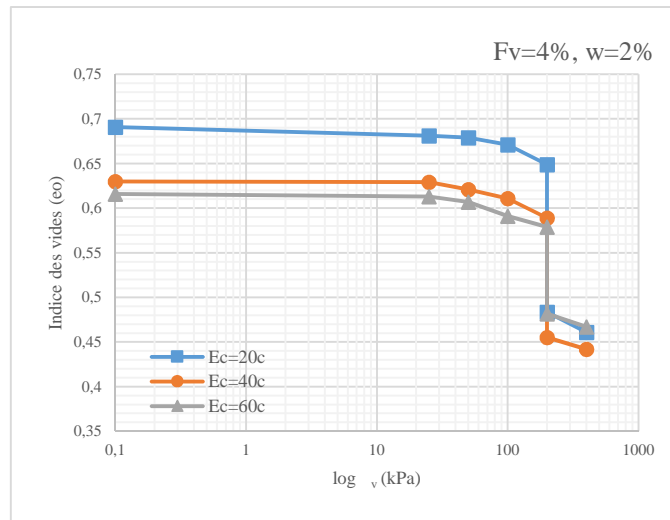


Figure 5.9 Courbe œdométrique d'un sol traité à 4% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=2%.

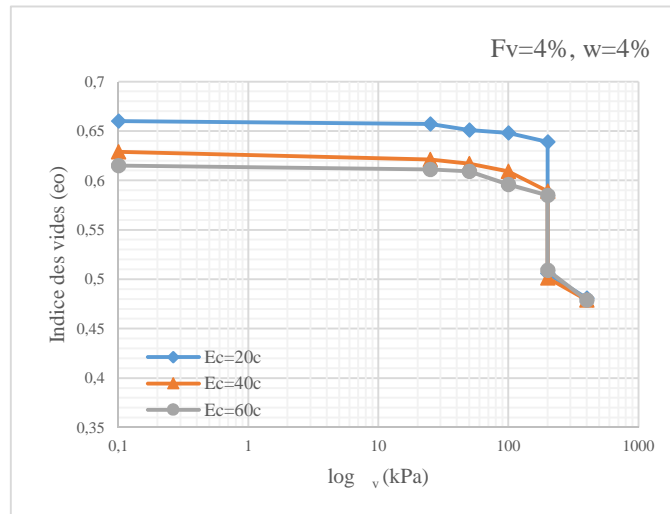


Figure 5.10 Courbe œdométrique d'un sol traité à 4% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=4%.

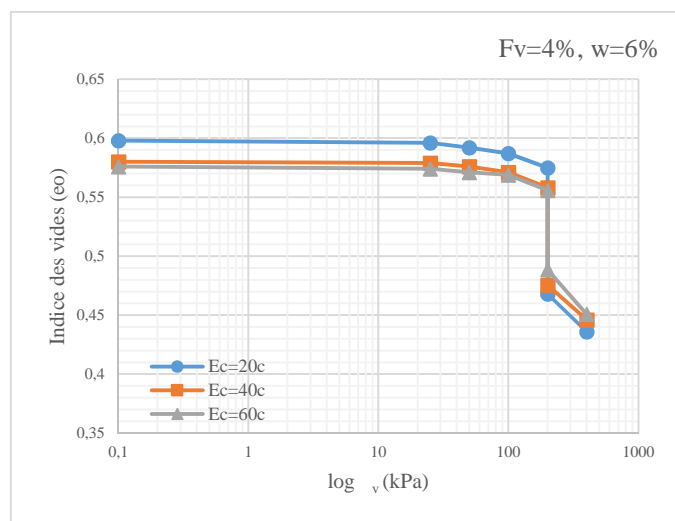


Figure 5.11 Courbe œdométrique d'un sol traité à 4% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=6%.

5.2.2.3 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 5%

Les potentiels d'affaissement du sol reconstitué au laboratoire traité à 5% de fibre de verre moulue, obtenus à partir de l'essai au simple œdomètre, pour les teneurs en eau de 2, 4 et 6% et pour différentes énergies de compactage 20, 40 et 60 coups, sont résumés dans le tableau 5.5 et représentés sur les figure 5.12, 5.13 et 5.14.

Tableau 5.5 Cp pour un sol traité à 5% de fibre de verre.

Nbre de coups	w0 = 2%			w0 = 4%			w0 = 6%		
	20	40	60	20	40	60	20	40	60
w0 %	2	2	2	4	4	4	6	6	6
e0	0,679	0,623	0,558	0,658	0,607	0,593	0,623	0,61	0,598
d	1,56	1,61	1,68	1,58	1,63	1,64	1,61	1,63	1,64
Cp %	5,70	5,17	4,37	4,63	4,07	3,54	4,10	3,29	2,92

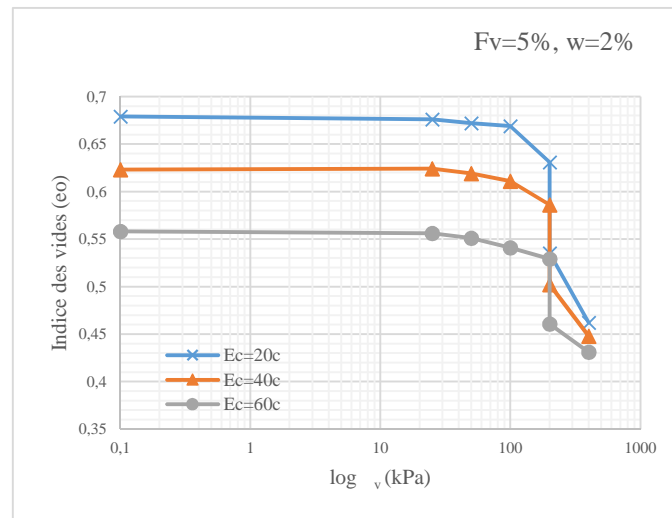


Figure 5.12 Courbe œdométrique d'un sol traité à 5% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=2%.

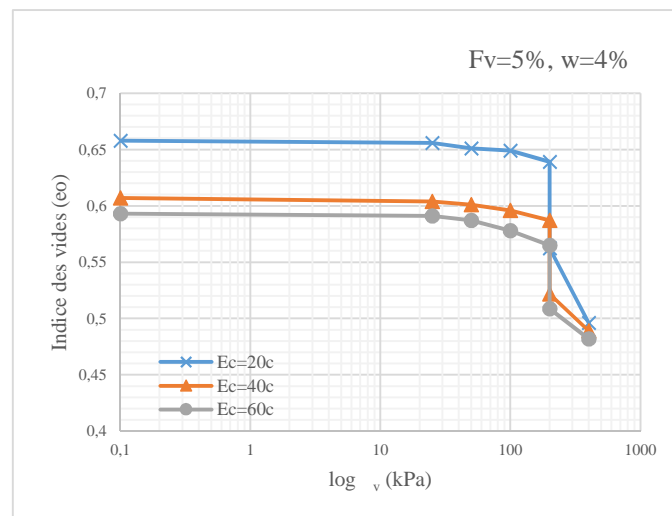


Figure 5.13 Courbe œdométrique d'un sol traité à 5% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=4%.

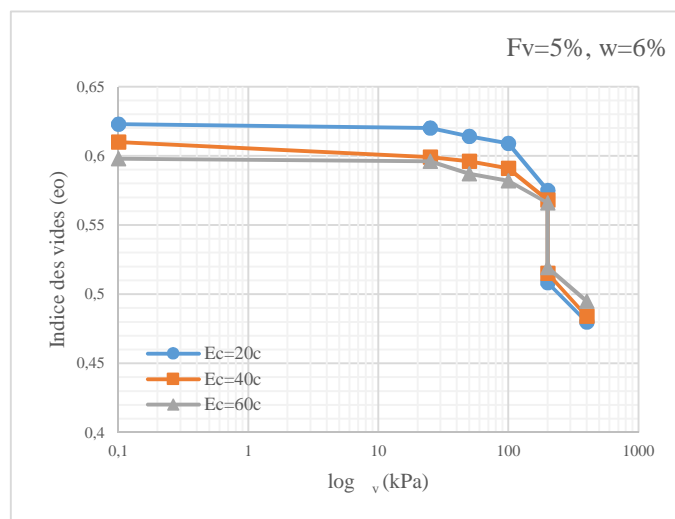


Figure 5.14 Courbe œdométrique d'un sol traité à 5% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=6%.

5.2.2.4 Résultats obtenus pour un traitement de fibre de verre de 6%

Les potentiels d'affaissement du sol reconstitué au laboratoire traité à 6% de fibre de verre moulue, obtenus à partir de l'essai au simple œdomètre suivant la procédure Jennings et Knight (1957), pour les teneurs en eau de 2, 4 et 6% et pour différentes énergies de compactage 20, 40 et 60 coups, sont résumés dans le tableau 5.6 et représentés sur les figure 5.15, 5.16 et 5.17.

Tableau 5.6 Cp pour un sol traité à 6% de fibre de verre.

Nbre de coups	20	40	60	20	40	60	20	40	60
w0 %	2	2	2	4	4	4	6	6	/
e0	0,634	0,598	0,566	0,618	0,596	0,589	0,56	0,506	0,488
d	1,56	1,64	1,67	1,62	1,64	1,65	1,68	1,74	1,76
Cp %	5,35	4,22	3,48	4,10	3,91	2,73	3,23	2,03	1,62

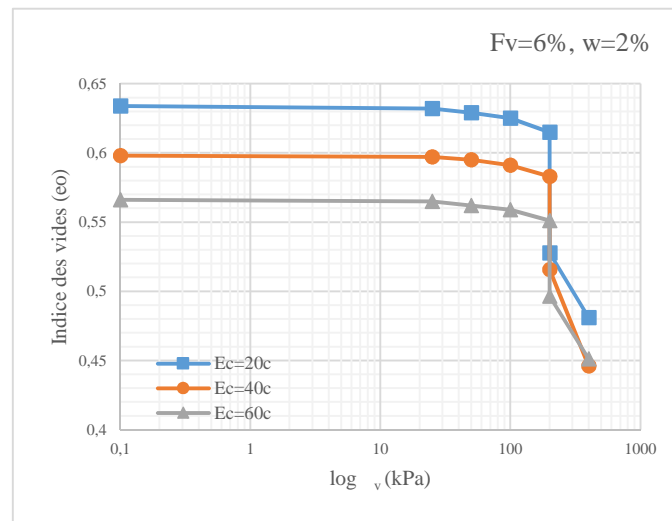


Figure 5.15 Courbe œdométrique d'un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=2%.

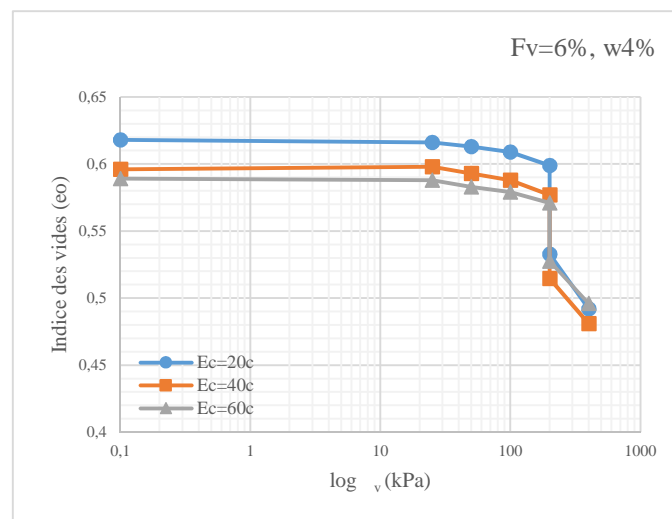


Figure 5.16 Courbe œdométrique d'un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=4%.

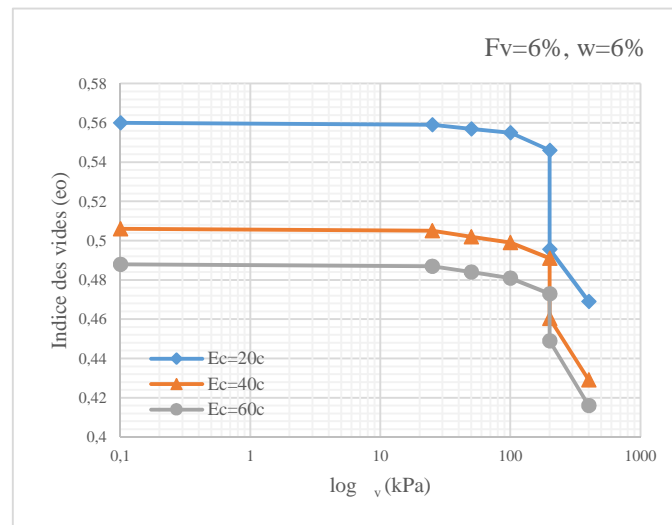


Figure 5.17 Courbe œdométrique d'un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, soumis à différentes énergies de compactage, w=6%.

5.2.3 Discussion des résultats œdométriques après traitement

5.2.3.1 Effet de la teneur en eau

Les résultats illustrés par les figures 5.18, 5.19 et 5.20 représentent la variation du potentiel d'affaissement C_p du sol reconstitué au laboratoire, en fonction du taux de fibre de verre moulue rajoutée aux échantillons qui ont été humidifiés à différentes teneurs en eau.

- On note que pour une teneur en eau de 2% et pour un ajout de 3% de fibre de verre, il y a eu une légère diminution du collapse. En effet, C_p diminue de 14.7% pour une énergie de compactage de 20 coups, jusqu'à 48.12% pour la même teneur en eau et une énergie de compactage de 60 coups par rapport à un sol non traité. Pour une addition de 6% de fibre de verre, C_p diminue de 55.2% pour une énergie de compactage de 20 coups, jusqu'à atteindre 70.88% pour la même teneur en eau et une énergie de compactage de 60 coups (Figure 5.18). Ceci étant, nous pouvons conclure que notre sol passe, après traitement de troubles sévères à troubles modérés suivant la classification de Jennings et Knight (1975), donné dans le tableau 5.2.
- Quand la teneur en eau est de 4% (Figure 5.19), les résultats obtenus à partir d'un traitement de sol avec 3% et 4% semblent être rapprochés pour une énergie de

compactage de 20 coups. Les valeurs donc du C_p diminuent de 7.67% pour un traitement de 3% de fibre de verre et une énergie de compactage de 20 coups, pour atteindre 8.12% pour 4% de fibre de verre pour la même énergie de compactage. La même remarque pourrait être faite pour un traitement de 5 et 6% de fibre de verre pour une énergie de compactage de 40 coups.

La différence est par contre plus prononcée pour le traitement à 6% de fibre de verre quand l'énergie de compactage passe de 20 à 60 coups pour la même teneur en eau c'est-à-dire $w=4\%$. En effet, le C_p est réduit de 68.75% par rapport à un sol lâche non traité. On peut donc noter que pour un sol traité à 6% de fibre de verre, compacté à 60 coups et humidifié à 4% de teneur en eau, le sol se trouve classé dans la rubrique de sol à troubles modérés selon la classification de Jennings et Knight (1975).

L'effet de la granularité et celui de la teneur en eau initiale sur le phénomène d'effondrement d'un milieu granulaire modèle, constitué par un échantillon de billes de verre, a été étudié par El Korchi et al. (2015). Ils ont remarqué que la perte de cohésion du milieu granulaire est due à la suppression des ponts capillaires au cours de l'humidification. L'auteur a jugé que ce phénomène est observé quand le sol atteint une teneur en eau critique qui mène à la dépression de l'eau des ponts capillaires, cette dernière diminue suffisamment pour ne plus assurer la tenue mécanique du milieu.

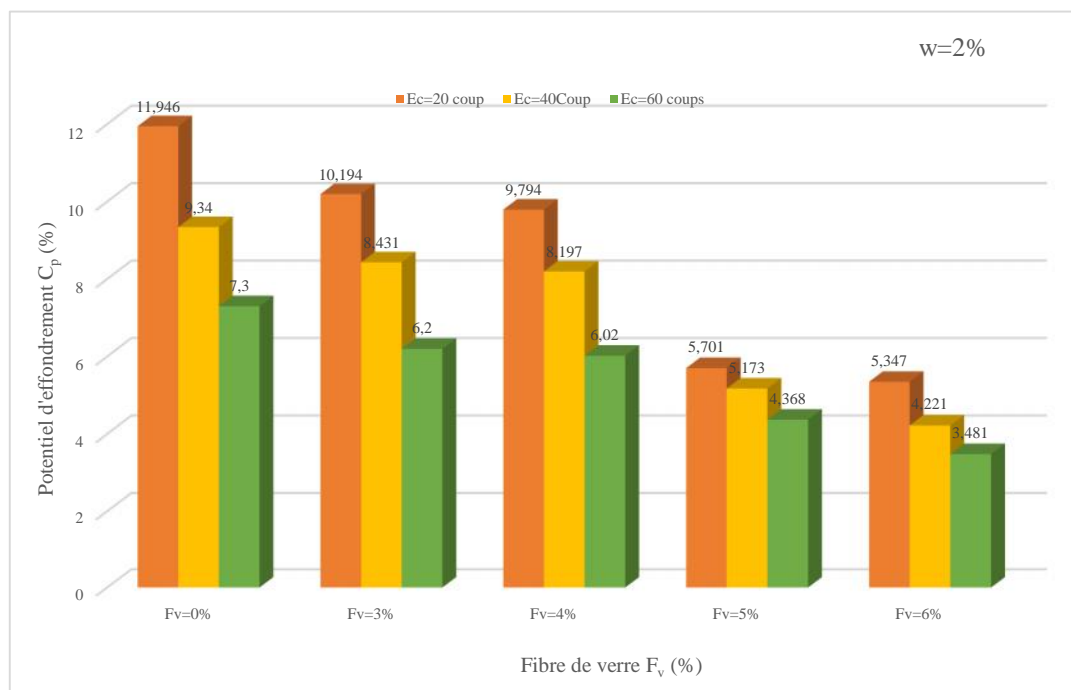


Figure 5.18 Potentiel d'effondrement du sol compacté à différentes énergies de compactage en fonction du taux de fibre de verre rajouté ($w=2\%$).

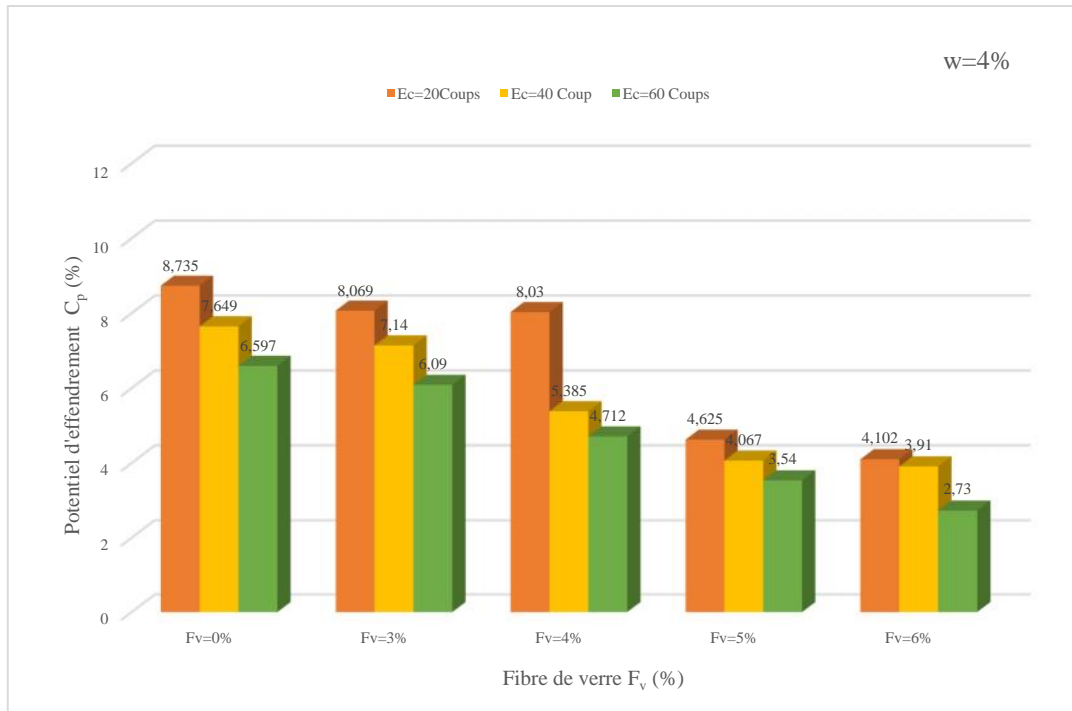


Figure 5.19 Potentiel d'effondrement du sol compacté à différentes énergies de compactage en fonction du taux de fibre de verre rajouté (w=4%)

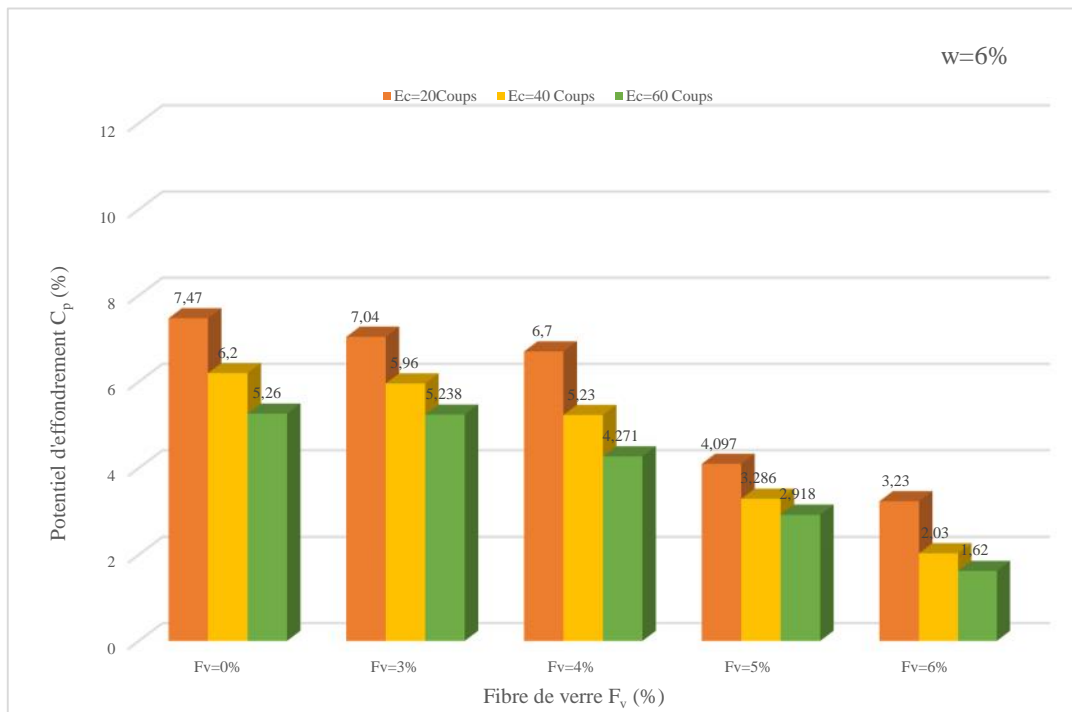


Figure 5.20 Potentiel d'effondrement du sol compacté à différentes énergies de compactage en fonction du taux de fibre de verre rajouté (w=6%).

- Pour 6% de teneur en eau (figure 5.20), le degré d'affaissement diminue jusqu'à ce qu'il devienne insignifiant à partir d'un traitement de 5% de fibre de verre et spécialement pour une énergie de compactage de 60 coups. La valeur du C_p est alors de 1.62% pour 6% de fibre de verre et une énergie de compactage de 60 coups.

5.2.3.2 Effet du degré de compactage

Les figures 5.21, 5.22, et 5.23, présentent la variation du potentiel d'effondrement C_p du sol traité avec la fibre de verre moulue, en fonction de la teneur en eau initiale sous différentes énergies de compactage. Le compactage du sol ayant la caractéristique de le densifier, son augmentation ne pourrait que diminuer le degré d'affaissement du sol, surtout si ce dernier a subit un traitement. Nous remarquons donc, dans chaque cas de ces figures, que l'effet du traitement est appréciable pour un taux allant de 5% à 6%. La valeur du degré d'effondrement est alors dans ce dernier cas de 1.62%, ce qui classifie notre sol selon Jennings et Knight (1975) comme sol à désordres modérés. Nous pouvons aussi remarquer que l'affaissement diminue quand l'énergie de compactage et la teneur en eau augmentent simultanément.

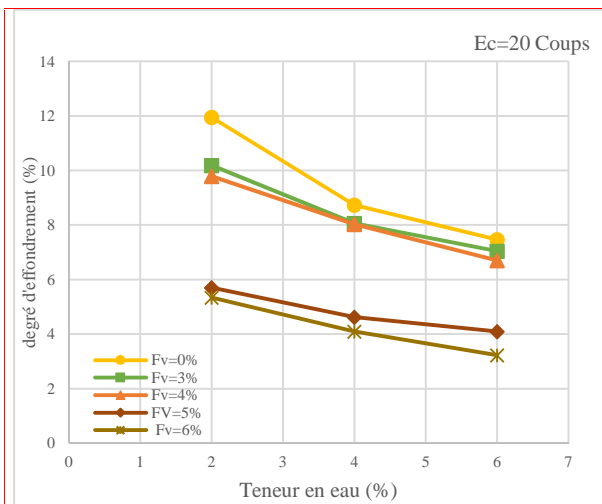


Figure 5.21 Influence de la teneur en eau initiale sur le degré d'effondrement d'un sol traité à la fibre de verre (Ec=20 coups).

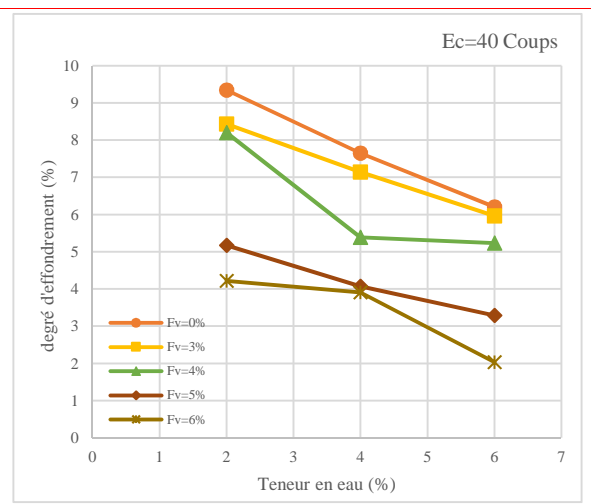
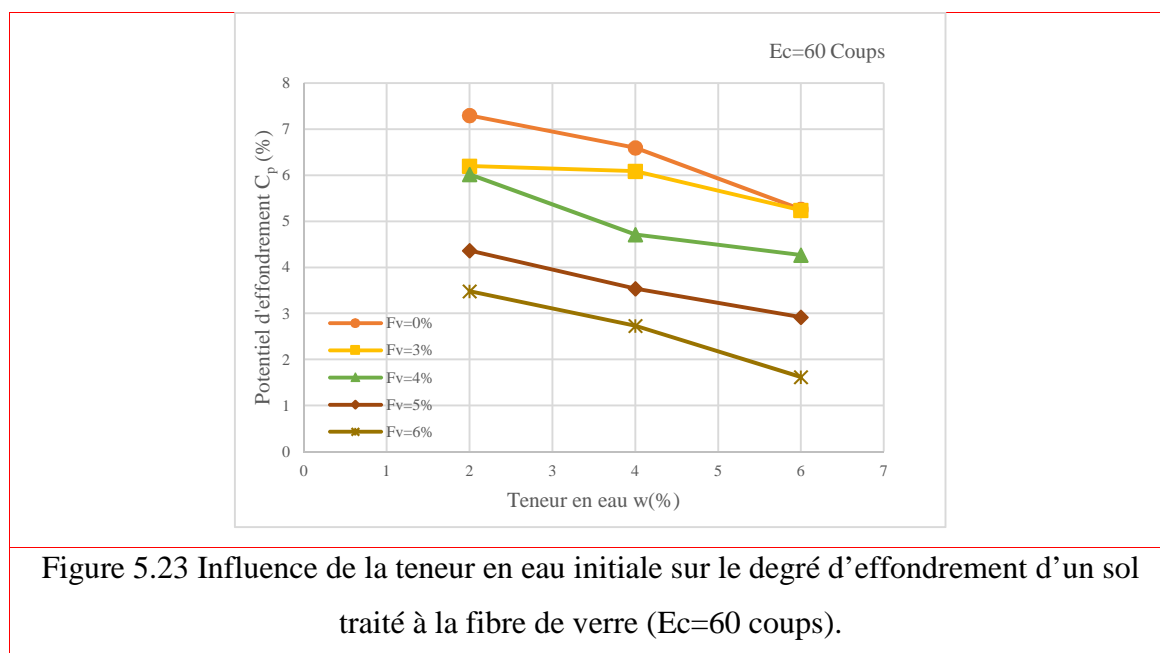


Figure 5.22 Influence de la teneur en eau initiale sur le degré d'effondrement d'un sol traité à la fibre de verre (Ec=40 coups).



5.3 Discussion des résultats de la variation du C_p en fonction de la succion

La succion a toujours été évoquée dans les travaux de recherche sur les sols affaissable comme étant l'un des facteurs essentiel intervenant dans l'effondrement des sols.

Les résultats obtenus à partir de l'essai de succion, essai qui a été exécuté par la méthode du papier filtre sur un sol reconstitué au laboratoire par 80% de sable et 20% de kaolin, sol identifié par les essais œdométriques comme étant affaissable, c'est à dire que l'inondation provoque son effondrement. Notre sol exhibe une résistance apparente que nous estimons due, entre autre, à la pression capillaire ou succion, chose qui confirme les travaux de Barden et al. (1973). Ce dernier juge que l'une des conditions qui peuvent mener à l'effondrement d'un sol reconnu affaissable est l'existence de liaisons ou de cimentation inter granulaires du sol et qui disparaissent lors d'une inondation conduisant à un effondrement.

Par les résultats que nous allons présenter dans ce qui suit, nous voulons dans un premier temps vérifier l'influence de la pression capillaire sur l'effondrement du sol, puis voir l'influence du traitement choisi sur l'évolution de la succion du sol.

5.3.1 Discussion des résultats sans traitement

Les différents résultats exprimant la variation du potentiel d'effondrement en fonction de la succion pour un sol non traité reconnu affaissable, sont donnés dans le tableau 5.7 et illustrés par la figure 5.24.

Tableau 5.7 Variation du C_p en fonction de la succion, sol non traité.

Nombre de coups	E=20 coups			E=40 coups			E=60 coups		
	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%	w=2%	w=4%	w=6%
e_0	0,77	0,68	0,659	0,70	0,67	0,620	0,67	0,662	0,617
C_p %	11,946	8,735	7,47	9,34	7,649	6,2	7,3	6,597	5,26
s(MPa), $F_v=0\%$	8,81633	4,25383	1,2562	8,2754	3,56171	1,05076	6,95386	2,66069	0,79041

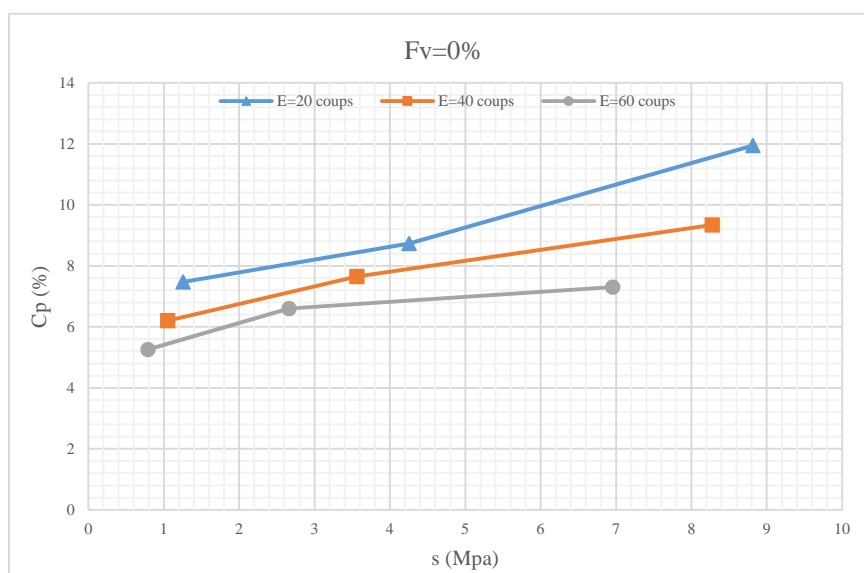


Figure 5.24 Variation du degré d'affaissement en fonction de la succion pour un sol non traité.

Les résultats obtenus montrent clairement l'influence de la succion sur le potentiel d'effondrement. On remarque alors que quand la succion augmente, le C_p augmente aussi. Nous pouvons remarquer pour le cas de la teneur en eau la plus basse (2%), que la succion passe de 6.95MPa pour un C_p de 7.3%, à 8.82MPa pour un C_p de 11.95%. ceci est vrai pour les différents cas de teneur en eau du sol.

Les travaux d'El Korchi et al. (2015) confirment ce résultat, car par son étude menée sur un milieu granulaire modèle, de type billes de verre où la cohésion des matériaux étudiés est due

uniquement aux ponts capillaires existants entre les grains, elle a pu vérifier l'effet purement hydrique sur l'effondrement des sols.

La deuxième remarque que nous pouvons faire est que quand la teneur en eau augmente la succion diminue et le potentiel d'effondrement diminue aussi. Les valeurs tirées du tableau 5.6 montrent que la succion passe de 8.82MPa à 1.26MPa, si la teneur en eau varie de 2 à 6% sous une énergie de compactage de 20 coups.

5.3.2 Discussion des résultats obtenus après traitement du sol

Les résultats donnés aux tableaux 5.8 puis 5.9 montrent la variation du potentiel d'affaissement du sol traité à 4% puis à 6% de fibre de verre moulue. Ces résultats sont représentés par les figures 4.25 et 4.26 respectivement.

Tableau 5.8 Variation du Cp en fonction de la succion, sol traité à 4% de fibre de verre.

Nombre de coups	20	20	20	40	40	40	60	60	60
w0 %	2	4	6	2	4	6	2	4	6
e0	0,691	0,66	0,598	0,63	0,629	0,58	0,616	0,615	0,576
Cp %, Fv=4%	9,794	8,03	6,7	8,196	5,385	5,23	6,02	4,712	4,271
s(MPa)Fv=4%	8,2754	2,102	0,61963	6,96635	1,5861	0,29806	4,6197	0,95986	0,30474

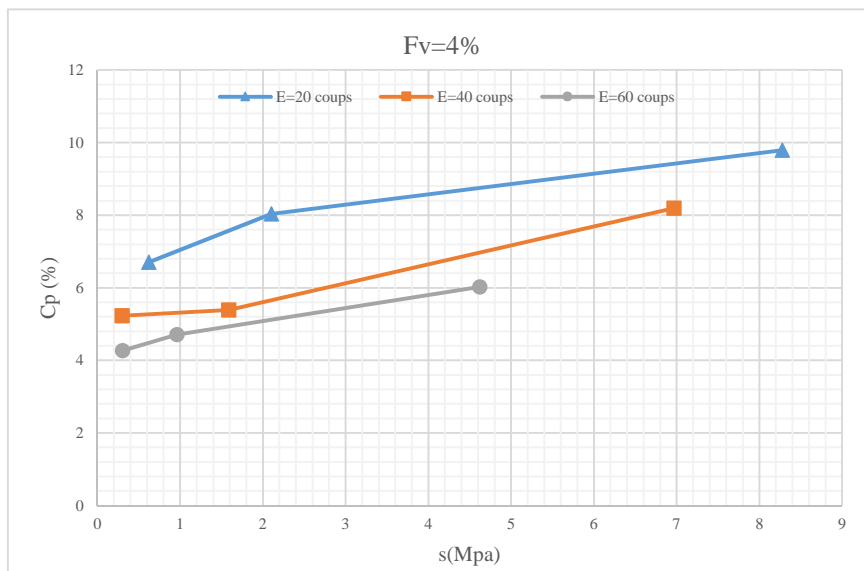


Figure 5.25 Variation du degré d'affaissement en fonction de la succion pour un sol traité à 4% de fibre de verre.

- Nous remarquons à partir des résultats obtenus au tableau 5.7, que la diminution du degré d'affaissement du sol traité à 4% de fibre de verre est due à une diminution de la succion du sol. En effet, cette dernière passe de 8.28MPa pour une Cp de 9.79 du sol confectionné à une teneur en eau de 2% et compacté à 20 coups, à 0.62MPa pour un Cp de 6.7 pour un sol humidifié à 6% de teneur en eau et sous les mêmes conditions de compactage.

L'ensemble des courbes données par la figure 5.25 montrent que le potentiel d'affaissement Cp et la succion diminuent tous deux quand le sol est traité à 4% de fibre de verre.

- la même remarque pourrait être faite quant au sol traité à 6% de fibre de verre moulue. En conclusion, nous pouvons dire que les résultats obtenus mettent en évidence une similitude de l'évolution de la succion du sol traité et celle du degré d'affaissement car tous deux ont subi une diminution lors de l'ajout du taux de traitement, mettant en évidence la pertinence de l'effet de la succion sur l'évolution du Cp et en deuxième lieu l'efficacité du traitement.

Tableau 5.9 Variation du Cp en fonction de la succion, sol traité à 6% de fibre de verre.

Nombre de coups	20	20	20	40	40	40	60	60	60
w0 %	2	4	6	2	4	6	2	4	6
e0	0,634	0,618	0,56	0,598	0,596	0,506	0,566	0,589	0,488
Cp %, Fv=6%	5,347	4,102	3,23	4,221	3,91	2,03	3,481	2,73	1,62
s(MPa)Fv=6%	7,48454	1,05181	0,30001	5,45835	1,02942	0,2901	3,4362	0,83904	0,25822

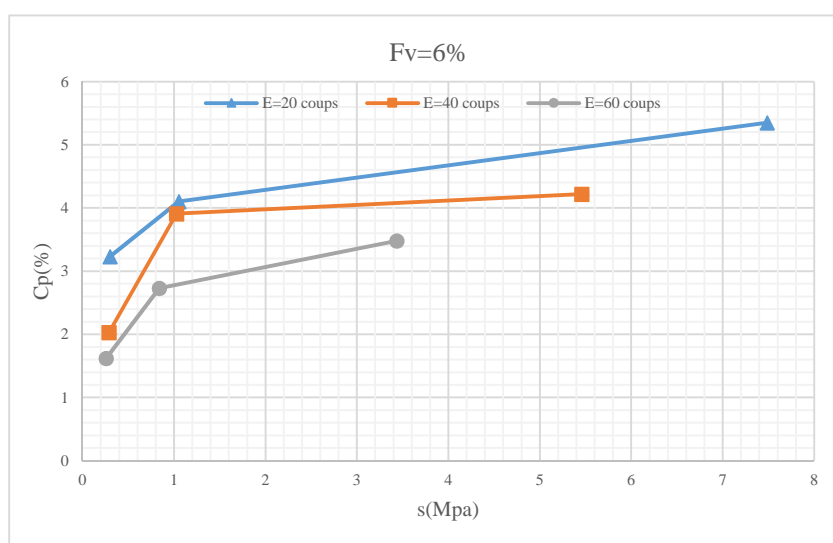


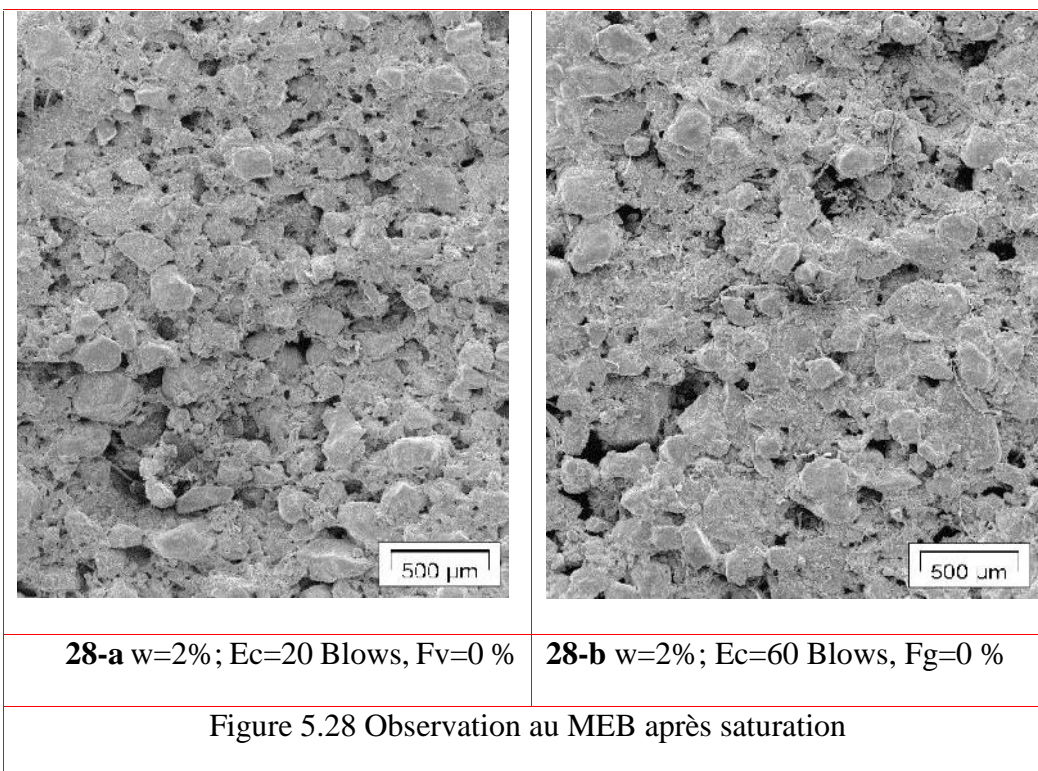
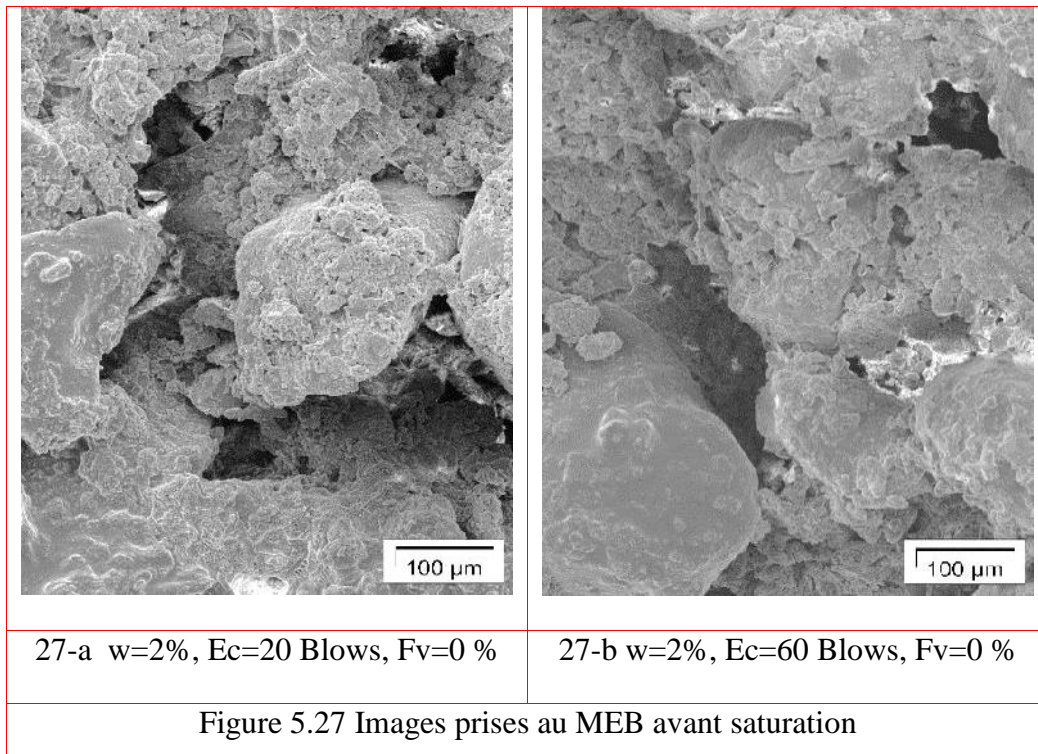
Figure 5.26 Variation du degré d'affaissement en fonction de la succion pour un sol traité à 6% de fibre de verre.

5.4 Exploration de la microstructure en utilisant le MEB (sol sans traitement)

La microscopie électronique à balayage (MEB ou SEM pour *Scanning Electron Microscopy* en anglais) est une technique de microscopie électronique capable de produire des images en haute résolution de la surface d'un échantillon en utilisant le principe des interactions électrons-matière.

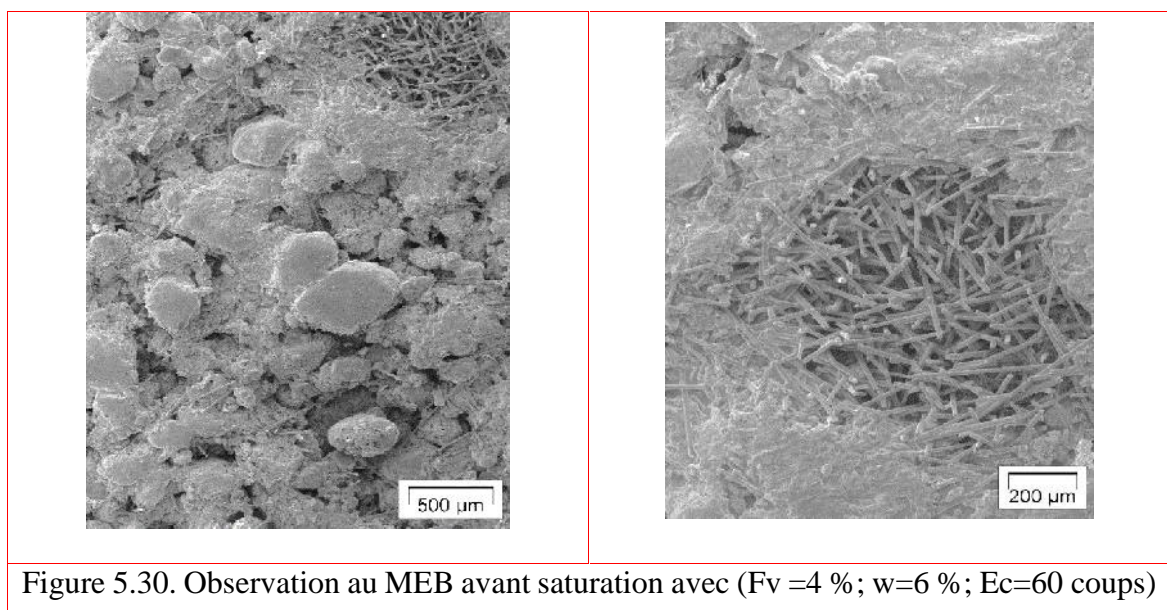
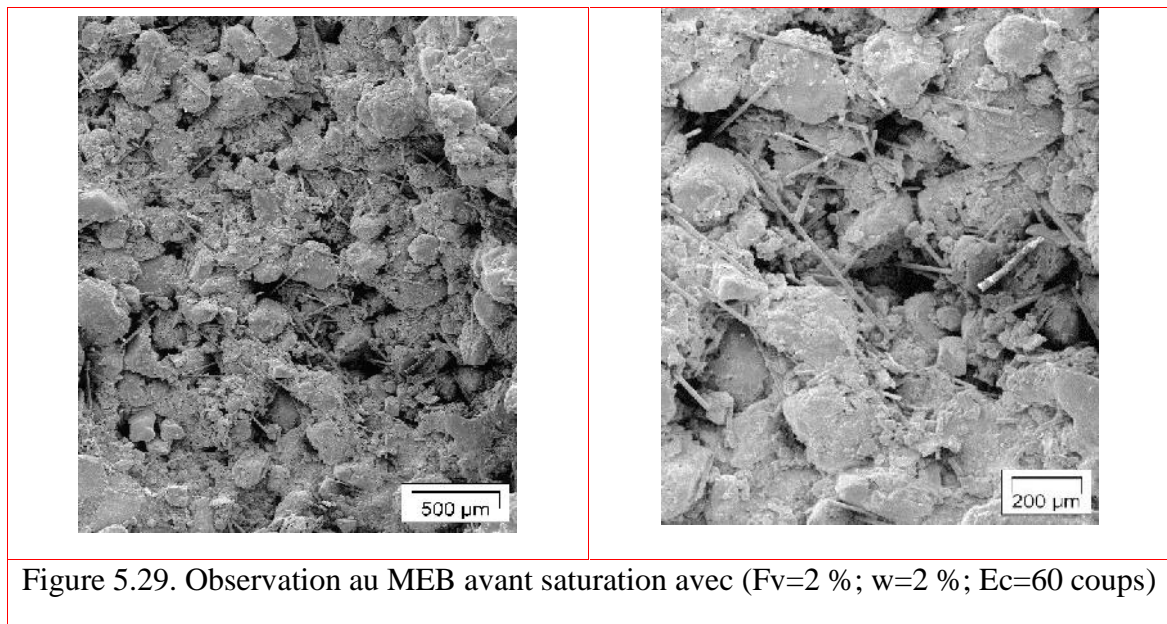
Les images prises au MEB des échantillons confectionnés à une teneur en eau de 2% et compactés à 20 puis 60 coups comme énergie de compactage, ont pu confirmer les résultats donnés dans le paragraphe précédent. En effet, nous pouvons voir clairement sur les figures 27(a)-(b) donnés avant saturation, la structure lâche et poreuse du sol dans laquelle les gros grains sont reliés par les fines particules des ponts d'argile (kaolin). La structure poreuse ouverte est plus prononcée dans le premier cas, soulignant ainsi l'importance de la densification de la structure par un compactage sur la réduction des tailles des pores.

Après avoir terminé les essais œdométriques, nous avons taillé des échantillons pour les observer au microscope à balayage électronique (MEB). Les images obtenues de la microstructure sont présentées sur les figures 28(a)-(b). Ces dernières montrent clairement les modifications subies par le sol après inondation. La réduction du nombre et de la taille des vides peut être expliquée par le réarrangement du squelette granulaire, par l'élimination des forces capillaires et par la destruction des ponts d'argile entre les gros grains du sol. Néanmoins, il reste quand même quelques pores qui sont dus probablement à la forme de grains et leur arrangement les uns par rapport aux autres.



5.5 Microstructure du sol après traitement

Pour les photos prises au MEB pour un sol traité, la figure 5.29, présente le cas de traitement à 2% de fibre de verre moulue pour un sol compacté à 60 coups, et confectionné avec une teneur en eau initiale de 2%. Sur cette figure nous pouvons remarquer la distribution de la fibre de verre à travers le volume de l'échantillon, chose qui lui a conféré probablement une certaine résistance et a, par conséquent, diminué le degré d'affaissement. Dans la photo prise pour 4 % de fibre de verre moulue et 6% de teneur en eau (Figure.5.30), les images montrent clairement l'enchevêtrement des fibres de verre, ces derniers sont tantôt rassemblés dans les vides, tantôt répartis dans l'espace conférant ainsi au sol un surplus de résistance.



5.6 Conclusion

À travers les résultats obtenus à partir des différents essais exécutés le long de cette étude, nous avons pu nous assurer que les échantillons reconstitués au laboratoire présentaient les mêmes caractéristiques mécaniques (vis-à-vis de l'effondrement) qu'un sol naturel. Ceci nous a permis de poursuivre notre recherche par le traitement de nos échantillons de sol par différents pourcentages de fibre de verre (3, 4, 5 puis 6%) dans le but de voir la réaction mécanique du sol vis-à-vis du traitement choisi.

Au terme de cette étude nous pouvons conclure que si de l'ajout du traitement n'avait pas une influence significative sur les limites de consistance du sol, son augmentation a diminué la succion, facteur important intervenant dans l'effondrement du sol. Les caractéristiques mécaniques ont eux aussi été nettement améliorées. Notre sol traité est passé alors d'un état de sol à risques sévères lorsqu'il était sans traitement, à sol à risque d'effondrement modéré après avoir subi un traitement à 6% de fibre de verre. Ceci nous permet de diminuer le problème d'effondrement à un niveau acceptable et d'avoir un sol sur lequel nous pouvons bâtir nos structures sans aucun souci. Nous avons complété cette recherche par des observations au microscope électronique à balayage (MEB) de la structure du sol afin d'avoir une meilleure compréhension de l'effet du traitement sur le sol effondrable.

Chapitre 6

Conclusion Générale

Le travail présenté dans cette étude est de caractère essentiellement expérimental, c'est une contribution modeste à la technique de stabilisation d'un sol reconnu affaissable par l'ajout de la fibre de verre. Plus particulièrement, l'objet de ce travail est d'apporter quelques éléments de réponse quant à l'influence de l'apport du matériau de traitement sur l'effondrement du sol affaissable. La technique du traitement des sols a été principalement appliquée à la réutilisation en remblai, elle a ainsi permis de réaliser, dans de bons délais et avec de bonnes conditions techniques et économiques, de grands travaux de terrassement nécessités par la construction des programmes surtout autoroutiers.

Les zones sensibles à l'effondrement peuvent être suspectées par une étude géologique préalable, complétée par l'examen de paramètres géotechniques du sol. L'effondrement des sols est un phénomène complexe qui fait intervenir plusieurs paramètres intrinsèques et environnants dont il faut maîtriser l'interprétation en vue de dégager les conclusions nécessaires et de donner les solutions efficaces pour palier à ce problème.

Le manuscrit est constitué principalement de deux volets, le premier a été consacré à une synthèse de connaissances relatives au phénomène d'effondrement des sols affaissables (recherche bibliographique). En effet, divers procédés de prédiction de ce type de sols trouvent leurs places dans ce volet. Ces derniers sont fondés sur des approches théoriques et des essais de caractérisation. La littérature offre aussi certaines solutions aux problèmes géotechniques propres à ce type de sols qui basés essentiellement sur des méthodes de substitution, de traitement et de renforcement. L'étude bibliographique, montrent que l'effondrement est un phénomène complexe pouvant être abordé de différentes manières. Dans le cas du géotechnicien, sensible aux problèmes de tassement à court et à long termes, il cherchera à évaluer, au laboratoire ou sur site, l'amplitude des tassements attendus et proposera le cas échéant des solutions de

traitements adaptées au site et à son environnement, le chercheur quant à lui, étudie l'influence de certains paramètres sur l'effondrement pour essayer d'en tirer des conclusions nécessaires sur l'aspect surtout physique du phénomène à différentes échelles. Comme le géotechnicien, il exploite les résultats d'essais de laboratoire, mais il a comme objectif de formuler un cadre scientifique capable d'expliquer et de modéliser le phénomène.

Le deuxième volet, partie essentielle de cette étude, est basé sur les différentes expérimentations réalisées. Cependant, les différents essais effectués dans cette étude, à savoir les essais d'identification physique, dont nous avons préféré donner une petite définition suivie de la norme qui s'y rapporte, car ils sont bien connus par les lecteurs géotechniciens. Par contre pour les essais les moins utilisés, nous avons essayé de donner quelques détails concernant le principe puis la façon d'exécuter ces essais. Pour les essais mécaniques dont l'essai principal est celui de l'œdomètre, nous avons présenté la méthode de la simple consolidation de Jennings et Knight (1975) car c'est cette dernière, parmi d'autres, qui est préconisée pour l'étude des sols affaissables.

Par ailleurs, et compte tenu des résultats d'identification physique, le sol reconstitué au laboratoire peut être identifié comme affaissable suivant les méthodes de classification empirique. Les résultats obtenus à partir de l'essai de consistance montrent que le traitement par la fibre de verre n'a pas une influence significative sur le sol traité. La méthode du papier exécutée dans le but d'évaluer la succion du sol, nous a permis de constater que la pression capillaire augmente quand la teneur en eau ou le degré de saturation diminuent confirmant ainsi les travaux de recherche antérieurs. Quant à l'ajout du traitement, celui-ci agit favorablement sur le comportement mécanique du sol, c'est-à-dire que la pression capillaire ou succion diminue si le taux de traitement augmente.

À travers les résultats obtenus, nous avons pu nous assurer que nos échantillons reconstitués au laboratoire présentent des caractéristiques d'un sol affaissable naturel. Ce qui nous a permis de poursuivre notre recherche par le traitement de nos échantillons de sol par différents pourcentages de fibre de verre (3, 4, 5 puis 6%), ceci étant exécuté dans le but de voir les réactions mécaniques du sol vis-à-vis du traitement choisi.

Au terme de cette étude nous pouvons conclure que l'influence de l'ajout des fibres de verre sur la consistance du sol était insignifiante, et que l'augmentation du taux de traitement rajouté avait pour effet de diminuer la pression capillaire du sol ce qui rendait le sol moins effondrable. Les caractéristiques mécaniques se trouvent par conséquent améliorées. Chose qui a été vérifiée grâce aux essais œdométriques dont les résultats du C_p du sol passaient d'un état de sol à risques sévères sans traitement, à sol à risque d'effondrement modéré selon la

classification de Jennings et Knight (1975), pour un sol traité à 6% de fibre de verre moulue, nous permettant ainsi de palier au problème d'effondrement et d'avoir un sol sur lequel nous pouvons bâtir nos structures sans aucun souci. Nous avons achevé cette recherche par des images faites au microscope électronique à balayage (MEB) dans le but d'avoir une meilleure compréhension de l'effet du traitement sur la microstructure du sol effondrable. Ces derniers ont montré une distribution simulant un armement de la structure du sol par les fibres de verre rajoutés.

En fin, et du point de vue pratique et suite aux couts élevés de la fibre de verre, nous recommandons de l'utiliser comme mélange avec d'autres stabilisants comme par exemple les liants hydrauliques, et ce pour réduire le taux de fibre de verre utilisée et par conséquent le coût. D'autre part le mélange nous permet d'améliorer les caractéristiques de consistance du sol traité, car les liants hydrauliques sont généralement connus par leur efficacité dans l'amélioration des caractéristiques géotechniques des sols faisant objet de ce genre de traitement.

Pour les perspectives de ce travail, nous proposons la réalisation du traitement avec la fibre de verre sur un sol naturel, et de compléter l'étude par des essais triaxiaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbeche K. (2005), « Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols ». PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Abbeche, K., Hammoud, F. et Ayadat, T. (2007), "Influence of relative density and clay fraction on soils collapse". In *Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, pages 3–9. Springer.
- Abbeche K., Mokrani L. and Boumekik A. (2005). "Contribution à l'identification des sols effondrables ». *Revue Française de Géotechnique* 110:85-90.
- Abbeche, K. Laouar, M S. and Messaoud, F. (2010). "Prediction of collapsible soils by cone penetrometer and ultrasonic tests", In *Studia Geotechnica & Mechanica*, **32**(2), 3-21.
- Abelev, Y.M. (1975) "Compacting Loess Soils in the USSR", *Geotechnique*, 25, N° 1, pp. 79-82.
- Ahmed, S., Lovell, C. W. Diamond, S. (1974), "Pore sizes and strength of compacted clay". *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(4):407–425.
- Aitchinson G.D. (1965). Editeur scientifique. « Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas". A Symposium in print, convened by Soil mechanics section, Commonwealth scientific and industrial research Organization, Australia. 278p.
- Alfi, A. A. S. (1984): Mechanical and electron optical properties of a stabilized collapsible soil in tucson, arizona (microscopy, lime-stabilization). Thèse de doctorat.
- Alonso E., Gens A. et Hight D.W. (1987). « Special problem soils". General Report. 9th European Conference on Soil Mechanics, Dublin, vol. 3.
- Alonso, E., Pinyol, N. et Gens, A. (2012) : Compacted soil behaviour : initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 63(6):463–478.
- Antoine P., Rousseau, Moine, O., D.D. Kunesch, S., Hatté, C., Lang, A., Tissoux, H & Zoller, L., (2009), "Rapid and cyclic aeolian deposition during the Last Glacial in

- European loess series (Loess Events)”: a high-resolution records from Nussloch (Germany), *Quaternary Science Reviews*, Elsevier, Volume 28, Issue 25, p. 2955-2973.
- ASTM, D. (1996): Standard test method for measurement of collapse potential of soils. The American Society for Testing and Materials, (D 5333 – 92).
 - ASTM D-5298-094, 1995: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.
 - Ayadat T. Belouahri B. (1996). « Influence du coefficient d'uniformite sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols ». *Revue Française de Géotechnique*, 76:25-34.
 - Ayadat T Ouali S. (1999), Identification des sols affaissables basée sur *Revue française de géotechnique*.
 - Ayadat, T. et Hanna, A. (2007), “Prediction of collapse behaviour in soil”. *Revue européenne de génie civil*, 11(5):603–619.
 - Bally R.J, Antonescu I.P, Andrei S.V, Dron A, Popescu D, *Hidrotechnical*, (1973) “structures on loessial collapsible soils” in: *Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscou, pp. 17-22.
 - Barden L., Madedor A.O. et Sides G.R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clays. *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Sot. Civ. Engrs* 95, SM1. 33-51.
 - Barden, L., McGown, A. et Collins, K. (1973) : The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7(1):49–60.
 - Barksdale, R. et Blight, G. (1997) : Compressibility and settlement of residual soils. *Mechanics of residual soils*, Balkema, Rotterdam.
 - Basma A. A. & Tuncer E. R. (1992). « Evaluation and control of collapsible soils”. *Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE*, 118 (10), 1491-1504.
 - Bell, F. et Bruyn, I. d. (1997), “Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils”. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, (56):19–38.
 - Benahmed, N., Canou, J. et Dupla, J.-C. (2004), « Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d’un sable ». *Comptes rendus mécanique*, 332(11):887–894.
 - Blight G.E. (1965). “A study of effective stress for volume change”. In *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*, Sydney: Butterworths. 259-269.
 - Booth, A. (1973), “The factors influencing collapse settlement in compacted soils”. In *Pells, P. et A.G.*

- Booth AR. (1975). "The factors influencing collapse settlement in compacted soils". In proceedings of the 6th regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering. Dublin South Africa. 57-63.
- Booth, A. (1977), "Collapse settlement in compacted soils". Bulletin/National Institute for Transport and Road Research, (13).
- Bouyoucef. A, Thèse Doctorat d'Etat, Univ. Mentouri, (2003)
- Bruchon, J.-F. (2014) : « Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires », Thèse de doctorat, Université Paris-Est.
- Buckingham E. (1907). "Studies on the movement of soil moisture". Bur. Of Soils Bull. 38, U.S. Dept. of Agric. Washington, D.C.
- Bull W. B. (1964). "Alluvial fans and near surface subsidence in Western Fresno County, California, USA". US Geol. Survey Prof. Paper N°. 437-A, 72.
- Burland J.B. (1961). "The concept of effective stress in partly saturated soils". Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand.
- Chaney R.C., "Saturation effects on the cyclic strength of sands", ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, California.
- Clemence, S. P. et Finbarr, A. O. (1981), "Design considerations for collapsible soils". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 107(ASCE 16106).
- Clevenger, W. A. (1958), "Experiences with loess as foundation material". Transactions of the American Society of Civil Engineers, 123(1):151–169.
- Collins K. (1984). "Characterisation of expansive soil microfabric". Proc. 5Int. Conf. Expansive soils, adelaide. 37-41.
- Coudé- Guassen G. (1990). "The loess and loess-like deposits along the sides of the western Mediterranean Sea": Genetic and palaeoclimatic significance. Quaternary International, 5, 1-8.
- Cooke, R.U., Brunsten, D., Doornkamp J.C. et al. Urban Geomorphology in Drylands, pp324. Oxford University Press, Oxford (1982)
- Cui Y.J., Schlosser F., Delage P., Wojnarowicz M. et Durand F. 1995. Comportement mécanique des loess sur le tracé du TGV Nord. Proc. 11th Eur. CSMFE, 11 : 45-50.
- Cui Y.J., Marcial M., Terpereau J.M., Delage P., Antoine P., Marchadier G. et Ye W.M. (2004). A geological and geotechnical characterisation of the loess of Northern France. A.W. Skempton memorial conference, vol. 1. 417-428.

- Darwell, J. L. et Denness, B. (1976) : Prediction of metastable soil collapse. In Proceedings of the Anaheim Symposium December 1976 : International Association of Hydrologic Sciences Publication, numéro 121, pages 544–552.
- David Thomas (01/10/2006), “people, deserts and drylands in the developing world”. page 3.
- Day, R.W., 2001. “Soil Testing Manual”. 1st Edn., McGraw- Hill, New York, ISBN: 0-07-136363-7.
- Delage, P. (1989) : « Effondrement d’un matériau de remblai compacté trop sec ». ICSMFE, Rio.
- Delage P., Cui Y.J. et Antoine P. (2005). “Geotechnical Problems related with Loess deposits in Northern France”. Proceedings of international conference on problematic soils. 517-540.
- Delage, P. et Cui, Y. J. (2003), « Comportement mécanique des sols non saturés ». Techniques de l’Ingénieur, Structures et gros œuvre : C302 :1–19.
- Delage, P. et Cui, Y. (2000a). « L’eau dans les sols non saturés. » C 301, Traite Construction, vol. C2.
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. et Howat, M. D. (1996) : “Microstructure of a compacted silt”. Canadian Geotechnical Journal, 33(1):150–158.
- Delage P. (2002). “Experimental unsaturated soil mechanics. Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils”, UNSAT’2002, (eds. Juca J.F.T., De Campos T.M.P., Marinho F.A.M.), Recife, Brazil, Balkema, 3. 973-996. (1.2.1).
- Delage P., Romero E. et Tarantino S. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. Keynote Lecture, Proc. 1st Eur. Conf. on Unsaturated Soils, Durham, CRC Press. 33-52. (1.2.1).
- Delage P., « Geotechnical problems due to the collapse of unsaturated soils: the case of loess from northern France », Journal of Applied Science & Engineering Technology, 17-22, 2014.
- Denisov, N. (1951), “The engineering properties of loess and loess loams”. Gosstroilzdat, Moscow.
- Duchaufour P. (1991) - Pédologie. Masson.
- Dudley, J. H. (1970) : Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96(3):925–947.

- Ed Diny S., 1993, Etude expérimentale des transferts hydriques et du comportement mécanique d'un limon non saturé, Thèse de I.N.P.L Ecole Nationale de Géologie – Nancy, 177p.
- El Korchi F.Z., Jamin F., El Youssoufi M.S. (2015), « Processus d'effondrement d'origine hydrique dans les milieux granulaires ». 33èmes Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, 27 au 29 mai 2015.
- Erol O.A. et El-Ruwaih I.A. (1982). "Collapse behaviour of desert loess". Proc. 4th Cong. IAEG 1. 443- 448.
- Evans G.L. and Bell D.H. (1981). "Chemical stabilization of loess in New Zealand". Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 3, 649-658.
- Fedá, J. (1966), "Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice". Engineering Geology, 1 (3):201–219.
- Fleureau, J.-M., Hadiwardoyo, S., Dufour-Laridan, E.Langlois, V, and Gomes Correia, A., (2002), "Influence of suction on the dynamic properties of a silty sand". Unsaturated Soils, Jucá, de Campos and Marinho (eds), Sweets and Zeitlinger, Lisse, 2, 463-471.
- Fookes P. G. and Best R. (1969). "Consolidation characteristics of some late Pleistocene peri-glacial metastable soils of East Kent". Q. J. Eng. Geolo., 2 103-128.
- Fredlund D. G. & Rahardjo H., (1993), "Soil mechanics for unsaturated soils", John Wiley-Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC.
- Ganeshan, V. (1982) : Strength and collapse characteristics of compacted residual soils. Thèse de doctorat, Asian Institute of Technology.
- "Geotechnical Encyclopedia of Egypt," The General Au-thority of Educational Building, Cairo, 2003.
- Gibbs, H. J. et Bara, J. P. (1962), "Predicting surface subsidence from basic soil tests". US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories.
- Goldschtein, M. (1969), "Principles of building design on soils prone to slump-type settlement owing to wetting". Osnovaniya Fundamenty i Mekhanika Bruntov, 6:25–27.
- Guemache M. A., Bouzid A. et Abtout A., 2008. « Etude géophysique à M'Rara, Daïra de Djâmaa, W. El Oued », rap inédit. Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique, 124 p.
- Handy R. L. (1973). "Collapsible loess in Iowa". Soil Science Society of America Journal, 37(2):281–284.

- Holtz W.G. (1948). "The determination of limits for the control of placement moisture in high rolled-earth dams". Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. 48. 1240-1248.
- Houston, S. L., Houston, W. N. et Spadola, D. J. (1988), "Prediction of field collapse of soils due to wetting". Journal of Geotechnical Engineering, 114(1):40–58.
- Houston, S. L. et Houston, W. N. (1997), "Collapsible soils engineering". In Unsaturated Soil Engineering Practice, pages 199–232. ASCE.
- Ismael, N., Jeragh, A., Mollah, M. et Khalidi, O. (1987), "Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands". In Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, volume 1, pages 5–147.
- Jennings J.E. (1961). "A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils". Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, Londres. 26-30.
- Jennings J.E. (1965). "The theory and practice of construction on partly saturated soils as applied to South African conditions". Engineering Effects of Moisture Changes 152 in Soils; Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A & M Press. 345-363.
- Jennings J.E. et Knight K. (1957). "The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting". Proc. 4th ICSMFE 1. 316-319.
- Jennings J.E. et Burland J.B. (1962). "Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils". Géotechnique 12 (2), 125-144.
- Katia V. Bicalho, Kamila F. Cupertino & Adelmo I. Bertolde, (2011) "Evaluation of suction-water content calibrations of filter paper". Pan-Am CGS Geotechnical conference.
- Knight K. (1961). "The collapse of structure of sandy subsoils on wetting". Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand.
- Kolli Adil, (2012) « Etude des effondrements du sahara septentrional cas : M'Rara Guerrara et Mansourah » mémoire de Magistère en géoscience et environnement Université Kasdi Merbah Ouargla, soutenu en 2012.
- Lawton E C, Fragaszi R J. James H. (1989), "Collapse of Compacted Clayey Sand [J]". Journal of Geotech. Eng ASCE. Vol 155. N° 9 1252-1267.
- Lefebvre G, Ben Belfadhel M. (1989), "Collapse at permeation for a compacted non plastic till". 12th ICSMEF, Rio de janeiro.pp619-622.
- Lin Z.G., Wang S. J. (1988), "Collapsibility and deformation characteristics of deep-seated loess in China". Engineering Geology, Vol. 25, 271-282.

- LNHC. (2000), Projet extension des gazoducs à Hassi Messaoud. Rapport de reconnaissance de sol. struction de Batna, Algérie.
- Louis E. (1960), Rapport sur les régions arides et semi-arides de l’Afrique du Nord, Institut international de la zone aride.
- Lucas C.V. et al. (1964). “Design and construction studies of shallow land subsidence for the California aqueduct in the San Joaquin Valley”. California Department of Water Resources, Sacramento, California. (1.4).
- Lutenegger A. J., Saber R. T. (1988), “Determination of collapse potential of soils”. Geotechnical Testing Journal, Vol. 11 (3), 173, 178.
- Magnan J. P. (2000), Cours de mécanique des sols et des roches, Ecole National des ponts et Chaussées, Paris (France).
- Markin BP. (1969). “Discussion on standard criteria of sag in loess soils”. Soil mechanics and foundation engineering, N 2, 137p.
- Maswoswe J. (1985). “Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting”. Thèse de doctorat, Imperial College, London.
- Mathilde Vernay, Mathilde Morvan, Pierre Breul.(2015), « Etude du comportement des sols non satures a la liquéfaction ». Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France.
- McGown A. et Collins K. (1975). « The microfabrics of some expansive and collapsing soils”. Proc. 5th Pan. Am. Conf. SMFE 1, Buenos Aires. 323-332.
- Milovic S. (1969). “Engineering properties of loess and other collapsible structures”. 7. Soil mechanics and foundation engineering, Moscow.
- Mishu L P. (1963), “Collapse in one dimensional compression of compacted clay on wetting” Sc thesis, Purdue University, at West Lafayette.
- Morgenstern N, DE Matos M.M. (1975), “Stability of slopes in residual soils”. proc.5th.Pan American conf.on soil Mech.and Found Eng. Buenos Aires Argentina.3, p.367-383.
- Mossaad, M. E. Hussein, A. K. Elkady, T. Y. Moddather A. H. and Galla, A. M. “A Study on Collapsing Soils in Egypt,” Report, National Academy for Scientific Research and Technology, Cairo, 2006.
- Muñoz-Castelblanco, J., Delage, P., Pereira, J., Cui, Y. et al. (2011), “Some aspects of the compression and collapse behaviour of an unsaturated natural loess”. Géotechnique Letters, 1:17–22.

- Muñoz-Castelblanco J. (2011), « Comportement hydromécanique d'un loess naturel ». Autre. Université Paris-Est, 2011. Français.
- Okamura M. and Soga Y., "Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand", *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 5, 695-700, Oct. 2006.
- Priklonskij, V. (1952) : *Gruntovedenie* (en russe). Vtoriaia Chast (Soil Science II), Gosgeolizdat, Moscow.:37
- Prokopovich, N. P. (1986), "Origin and treatment of hydrocompaction in the san joaquin valley, ca, usa". *Proc 3rd Int AHS Syrap Land Subsidence (Int Assoc Hydrol) Venice*, AHS Pub, 151:537–546.
- Prusza, A. et Choudry, T. (1979), "Collapsibility of residual soils". In *Proc. 13th congress on large dams, New Delhi, India, Q*, volume 49, pages 117–130.
- Reginatto, A. R. et Ferrero, J. C. (1975) : Collapse potential of soils and soil-water chemistry. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 12, page 59. Pergamon.
- Reginatto A.R., Ferrero J.C. (1973), « Collapse potential of land soil water chemistry », *Proceedings of the 8th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, p. 177-183.
- Reznik Y.M. (2000), "Engineering approach to interpretation of oedometer tests performed on collapsible soils" Elsevier Science, *Engineering Geology* 57 pp: 205-213.
- Richards L.A. (1928). The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators. *J. Agric. Res.* 37. 719-742.
- Rizkallah V. and Keese K. (1989). "Geotechnical properties of collapsible soils". *Proc. 12th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundations Engineering, August, 1989, Rio de Janeiro, Brazil; Rotterdam Brookfield: A. A. BALKEMA*, 1, 101-104.
- Robertson. Balkema, Rotterdam, t. N., éditeurs : In *Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa, September 1975.*, volume 1, page 57–63.
- Rollins, K., Wayne, M. and Rogers, G. (1994). "Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils". *Journal of geotechnical engineering*, vol 120, 9 paper N°1016.
- Schwartz, K. (1985) : "Collapsible soils". *The Civil Engineer in South Africa*, 27(7):379–393.

- Sherif M.A., Ishibashi I. and Tsuchiya C., “Saturation effect on initial soil liquefaction”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 103, No. 8, August 1977, pp. 914-917.
- Smalley, I. J. (1966). “The properties of glacial loess and the formation of loess deposits”, *Journal of sedimentary Petrology*, 36, 669-676.
- Sokolovich, V. & Semkin, V. (1984), “Chemical stabilization of loess soils”. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 21(4):149–154.
- Taibi, S., 1994, ‘Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative’, thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.
- Tadeballi R., Rahardjo H., Fredlund D. G., « Measurement of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soils », *Geotechnical Testing Journal*, 15: 115-122, 1992.
- Tarantino A., Romero E. et Cui Y.J. (2008). « Laboratory and field testing of unsaturated soils”. Reprinted from *Geotechnical and Geological Engineering* 26 (6), 2008, Springer. (1.2.1).
- Ting W A. (1979), “Consolidation of a partially saturated residual soil”.*proc.6th Asian Reg conf on soil Mech and found.Eng.,Singapore*, vol.1, p.95-98.
- Townend J., Reeve M.J. et Carter A. (2000). “Soil and environmental analysis”. Chap. 3. *Water Release Characteristic*. Marcel Dekker Inc., New York, Etats Unis. (1.2.1).
- Vargas, M. (1973): “Structurally unstable soils in southern brazil”: Conference. Session four. 11f, 2t, 4r. *proc.eighth int. conf. on soil mech. found. engng, moscow*, v2. 2, 1973, p239–246. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 12, page 54. Pergamon.
- Vilar, O. et Rodrigues, R. (2011): “Collapse behavior of soil in a brazilian region affected by a rising water table”. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(2):226–233.
- Wagener F. (1960). “Consolidation settlement of soils under repetitive loading as experienced in road foundations”. *Master of Science Thesis*, Univ. of Witwatersrand.
- White R. and Nackoney, J. “Drylands, People, and Ecosystem Goods and Services: A Web-Based Geospatial Analysis”. *World Resources Institute*. PubID=3813 (2003).
- Yudhbir (1982). “Collapsing behaviour of residual soils”. *Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong-Kong* 1. 915-930.
- Zur A. and Wiseman G. (1973). “A study of collapse phenomena of an undisturbed loess” *Proceedings, 8th Conference, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, 2(2), 265-269.

