République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux en génie civil

Thème :

Renforcement de sable d'oued Mzipar des limons artificiels : Utilisation des déchets de briques cuites

Etudié par :

Mr. MEGHRAOUI Bilal

Co-Encadrépar:

Mr.BENYAHIA Ahmed Bilal

Encadré par :

Dr. IRKIIyes

Promotion Septembre 2018

DEDICACES

DEDICACES

Je dédié ce travail aux personnes les plus chères au monde après mon Dieu :

A mes chers parents que dieu les gardes et préserve ;

A mes frères, mes sœurs et toute ma famille MEGHRAOUI ;

A toutes les chères personnes dans ma vie ;

À tous mes professeurs surtout Dr : **IRKI Ilyes**;

A tous mes collègues de promotion de « juin etseptembre 2018» ;

REMERCIMENTS

REMERCIMENTS

Nous remercions avant tout, « Dieu » le tout puissant, pour avoir permis de présenter ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs Remerciements et notre profonde Gratitude à mes promoteurs Dr. IRKI.Ilyes et BENYAHIA Ahmed Bilal pour leurs disponibilités, aides durant tout le déroulement de tout ce projet. Grâce à leurs dévouements, conseils scientifiques et suivis, nous avons pu mener à terme notre travail.

Un grand merci est adressé à tous les ingénieurs et les travailleurs du hall technologique pour son aide et sa disponibilité.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil qui nous ont offert tout ce savoir.

Enfin nous remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Nous lesdit merci de tout notre cœur.

RESUMES

ملخص

تعد انزلاقات التربة من المشاكل الكبر بالنسبة لثبات المنحدرات خاصة تلك المتعلقة بالجسور المنشأة في أرضيات رملية أو رملية ممزوجة بالطمي، بتواجد الماء تختلف خصائصها الميكانيكية.

من خلال هته المذكرة، اقترحنا تقوية رمل **واد مزي** بإضافة طمي صناعي، هذا الأخير مستخرج من تكسير و طحن مخلفات الأجر. ومن أجل هذا، تمت دراسة الأثر المزدوج للنسب المئوية للطمي و كمية المياه في الخليط المنتج.

هاذا الخليط قد حضر بتبديل رمل الوادي بنسب كتلية من بقايا الأجر محصورة من 0 إلى 35%. من أجل كل خليط قما ب تغيير كمية المياه المستعملة مجاورة لنسبة الذروة المائية الخاصة بتجربة **بروكتور**، $(W_{opt} \pm 4\%)$ *وهذا بفارق يقدر ب 2%* .الخلائط المتحصل عليها قد عوينت بعلبة القص المباشر و هذا باستعمال قى ضغط مختلفة 100، 200 و 300 كيلو باسكال، و هذا من أجل دراسة الخصائص الميكانيكية للرمال ذوات الطمي.

برهنت النتائج العملية على أن الزيادة في نسبة الطمي الصناعي يعطي تغيرات منحنية فيما يخص مقاومة القص، التماسك و زاوية الاحتكاك، من هذه النتائج وجدنا الخليط الأحسن قد تحصل عليه من أجل نسبة 20% من الطمي الصناعي، مرتبطا مع كمية الماء الذروة الخاصة بتجربة**بروكتور** .

Résumé :

Le glissement des sols est un problème majeur dans la stabilité des talus, surtout en ce qui concerne les pentes conçues par des sols sableux ou par des sables limoneux. En présence de l'eau, le comportement mécaniques des sols se déférent.

Dans ce mémoire, on a proposé un renforcement du sable **d'oued MZI** par un limon artificiel, ce limon est issu du concassage et du broyage des déchets de briques cuites. Pour cela, on a étudié l'effet combiné du pourcentage et de la teneur en eau des mélanges (sable-limon), ces mélanges ont été conçus par la substitution du sable d'oued par des pourcentages massiques des déchets de briques variant de 0% à 35%. Pour chaque mélange on a varié la teneur en eau au voisinant du da teneur en eau optimale issue de l'essai du Proctor normalisé ($W_{opt}\pm$ 4%) avec un pas de 2%. Les mélanges obtenus ont été testés à la boite de cisaillement direct avec différentes pressions de confinement de 100, 200 et 300 kPa, à fin d'obtenir les caractéristiques mécaniques des sables limoneux.

Les résultats expérimentaux ont montré que l'augmentation du pourcentage de limons conduit à des variations curvilignesen termes de résistance au cisaillement, cohésion et angle de frottement, selon les résultats expérimentaux, on a trouvé que l'optimum des optimums est obtenu pour une teneur en fines de briques cuites de **20% lié avec leur teneur en eau optimum Proctor.**

Abstract

Soil slippage is a major problem in slope stability, especially on slopes designed on sandy soils or silty sands. In the presence of water, the mechanical behaviour of the soil defers.

In this paper, a reinforcement of the MZI river sand with an artificial silt was proposed, this silt is derived from the crushing and grinding of the clay brick waste. For this purpose, the combined effect of the percentage and water content of the mixtures (sand and silt) was studied; these mixtures were designed by substituting river sand with mass percentages of brick waste varying from 0% to 35%. For each mixture the water content was varied to the nearest optimal water content from the standardized Proctor test (Wopt ± 4%) with a 2% step. The mixtures obtained were tested at the direct shear box with different confinement pressures of 100, 200 and 300 kPa, in order to obtain the mechanical characteristics of the silty sands.

The experimental results showed that the increase in the percentage of silts leads to curvilinear variations in terms of shear strength, cohesion and angle of friction, according to the experimental results, it was found that the optimum of the optimums is obtained for a clay brick fines content of 20% correlated with their optimum Proctor water content.

SOMMAIRE

Sommaire

DEDICACES

REMERCIMENTS

RESUMES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

Liste des symboles et des abréviation

Introduction général 1

Chapitre I : SYNTHESE BIBLIGRAPHIQUE 3

1. Introduction 4

1.1. Risque des mouvements des sols 5

1.1.1. Variation dimensionnelle : 5

1.1.3. Tassement de sol 6

1.2. Techniques d'amélioration et de renforcement des sols 7

1.2.1. Procédé physique 7

1.2.1.1. Drainage 7

1.2.1.2. Compactage 8

1.2.1.3. Vibrocompactage 9

1.2.1.4. Compactage dynamique : 10

1.2.1.5. Vibro-flotation 11

1.2.2. Amélioration par inclusions 12

1.2.2.1. Inclusion rigide 12

1.2.2.2. Inclusion souple 13

I.2.3. Procèdes Chimiques : 14

1.2.3.1. Congélation 14

I.3. Renforcements des talus 16

I.3.1. Renforcement des talus par le clouage 16

I.3.2.La terre armée 17

I.3.3.Le Renforcement Des Talus Par Les Geosynthétiques 17
I.4.sable limoneux 18
I.4.1.Utilisation du Kaolin comme limon dans les sables limoneux 18
I.4.1.1.Effet de la teneur en humidité 18
a). Cohésion 19
b). Angle de frottement 20
c). module de cisaillement et la contrainte de cisaillement 21
I.4.1.2.Effet de la teneur en fine 23
a). la cohésion 24
b). l'angle de frottement 26
Chapitre II : Matériaux et essais 28
II.1. Introduction 29
II.2. Matériaux utilisés 29
II.2.1. Le sable 29
II.2.2. Fines de briques 30
II.3. protocole expérimentale 30
II.3.1.Essai Proctor 30
II.3.3.Limite de plasticité et limite de liquidité de notre limon étudié 38
II.3.4.Essai cisaillement direct 39
II.3.4.1.Objet de l'essai 39
II.3.4.2.Principe de l'essai 39
Chapitre III : Résultats et interprétations 42
III.1. Proctor normalisé 43
III.2. Cisaillement direct 44
III.2.1. Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique 44
III.2.1.1. Angle de frottement 44
III.2.1.2. Cohésion 46
III.2.1.3. Résistance de cisaillement 48
III.3.2. Effet de la Teneur en fines Sur Le Comportement mécanique des sables limoneux..... 50

III.3.2.1. Angle de frottement 50
III.3.2.2. Résistance de cisaillement 51
Conclusions et Recommandations 53
Références bibliographiques 53

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau II. 2 Caractéristique physique du sable d'oued MZI 29
Tableau II. 3. Caractéristiques physiques des fines déches de briques 30
Tableau II. 4. Dimensions de moule Proctor et moule CBR.....31
Tableau II. 5. Caractéristiques des essais de compactage Proctor 31
Tableau II. 6. Limite de plasticité et limite de liquidité de notre limon étudier 38

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.

Figure I. 1**.** Retrait et gonflement 5
Figure I. 2**.** Phénomène de tassement 7
Figure I. 3. Drainage souterrain.....8
Figure I. 4.Procédé d'exécution de vibro-compactage.....9
Figure I. 5. Compactage dynamique.....10
Figure I. 6. Procédé d'exécution de compactage dynamique.....11
Figure I. 7. le vibro-flotation et leur mode opératoire.....12
Figure I. 8. Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée.....14
Figure I. 9. Congélations des sols.....15
Figure I. 10. Le renforcement des talus par le clouage. 16
Figure I. 11. Cohésion par rapport à la teneur en humidité à différentes teneurs fines 20
Figure I. 12. Angle de frottement en fonction de la teneur en humidité à différentes teneurs fines 21
Figure I. 13.Module de cisaillement en fonction de la teneur en humidité 22
Figure I. 14. Résistance au cisaillement en fonction de la teneur en humidité.....23
Figure I. 15.Cohésion par rapport la teneur en fine à différents teneur d'humidité. 25
Figure I. 16..Angle de frottement par rapport la teneur en fine à différents teneur d'humidité 26

Figure II. 1. Courbe granulométrique des matériaux utilisés.....29
Figure II. 2.Moule proctor et moule CBR 31
Figure II. 3. Appareillage pour l'essai Proctor.....32
Figure II. 4. Appareille de casagrande 34
Figure II. 5. Boite de casagrande 36
Figure II. 6. Courbe de détermination de la teneur en eau de l'échantillon.....37
Figure II. 7. Etapes d'essai de limite de plasticité.....38
Figure II. 8. Boite de cisaillement.....40
Figure II. 9. Composants et échantillons de la boîte de cisaillement directe 41
Figure III.1.Courbes de Proctor normalisé……..…….43
Figure III.2.Effet de la teneur en eau sur l'angle de frottement. 46
Figure III.4. Effet de la teneur en eau la cohésion 47
Figure III.5. Résistance au cisaillement direct en fonction de la teneur en eau.....49
Figure III.6.Effet de la teneur en fine sur l'angle de frottement.....50
Figure III.7. Effet de la teneur en fine sur la résistance au cisaillement.....52

Liste des symboles et des abréviations

Liste des Symboles et des Abréviations

τ **:**contrainte de cisaillement

c:la cohésion

Ø:l'angle de frottement

G : module de cisaillement

FC:le pourcentage des fines

W: la teneur en eau

L'ENTPE:École nationale des travaux publics de l'État

Ic : l'indice de consistance

Ip : l'indice de plasticité

IL : l'indice de liquidité

WL : la limite de liquidité

WP : la limite en plasticité

T : poids de la tare

Wd : poids de l'échantillon sec

Sigma (σ) : résistance de cisaillement

Gamma d (γd) : densité sèche

Pc : pression de confinement

CU : consolidé non drainé

σ_N : contrainte normal

Introduction générale

INTRODUCTION GENERAL

Dans le domaine de génie civil, la réalisation des grands ouvrages nécessite une compréhension générale sur l'identification des sols qui est toujours basée sur des observations et des mesures in situ ou bien en laboratoire. Les sols couramment trouvés dans la nature constituent des mélanges et des minéraux différents. Ils constituent également les éléments de base d´une large gamme de construction en géotechnique et ils sont usuellement déterminés de manière simplifiée en fonction du pourcentage des différents constituants.
Le comportement mécanique des interfaces sable-limon, a fait l'objet de nombreuses études tant au niveau expérimental, que théorique ou numérique. Cependant, la plupart des études expérimentales menées ne permettent pas de réaliser un essai où les critères suivants soient respectés simultanément :

- conditions aux limites parfaitement contrôlées,

- visualisation du mouvement des grains dans l'échantillon et, en particulier, dans la couche d'interface.

- grands déplacements de cisaillement possibles sans perte de matériau,

La résistance au cisaillement est l'une des propriétés physiques les plus importantes du sol. L'évaluation de la résistance du sol est nécessaire pour évaluer l'utilisation du sol dans le domaine gène civil. Dans le test de cisaillement direct, il Ya des nombreux facteurs influent sur la résistance au cisaillement, la cohésion et l'angle de frottement (par exemple, contrainte normale appliquée, taille et forme des particules, teneur en fine, vitesse de cisaillement et teneur en humidité).

Ce travail est constitué de trois chapitres :
Le premier chapitre, présente une synthèse bibliographique d'amélioration et de renforcement des sols par plusieurs méthodes pour éviter les déférents mouvements des sols. Ainsi des interprétations sur le comportement de sable limoneux de plusieurs paramètres qui peuvent influence ces caractéristiques mécaniques, a sa voir la résistance au cisaillement, la cohésion, l'angle de frottement.
Le deuxième chapitre décrit les essais pour la réalisation de cette étude (Proctor normal, cisaillement direct, limite d'Aterberg), ainsi que les méthodes adoptées pour la préparation de nos échantillons et les différentes étapes et procédures liées à la réalisation de nos essais.
Le dernier chapitre est consacré à une présentation des résultats d´une série d'essais

Cisaillement direct non drainés pour évaluer le comportement mécanique (résistance au cisaillement en condition non drainée) des mélanges sable-limon. Les échantillons à une densité relative initiale moyenne (Dr = 50%) et soumis à trois pressions de confinement (100 kPa, 200kPa et300kPa) considérant différentes teneurs en fines (FC = 10%, 15% ,20%, 25%, 30%, et 35). Une relation entre la résistance au cisaillement des sols.

Et on termine notre travail par des conclusions et des recommandations.

Chapitre I : SYNTHESE BIBLIGRAPHIQUE

1. Introduction

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.

Depuis les années 1950 des recherches ont été élaborée pour valoriser ces méthodes
En 1989, la Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation a créé le Comité Technique n° 17 sur l'amélioration et le renforcement des sols. Sous l'égide de ce Comité Technique, trois congrès internationaux ont été organisés : - en 1992 à New Orléans sur les injections, le renforcement et les géosynthétiques, -en 1996 à Tokyo sur les injections et le traitement en profondeur des sols, -en 1997 à Londres sur la densification et le renforcement des sols.

Ils ont travaillé sur deux grandes classes d'amélioration des sols :

- les procédés d'amélioration du sol en masse (compactage dynamique, vibroflotation, compactage statique en profondeur, consolidation ,drains verticaux)
- les procédé d'amélioration du sol par inclusion (inclusion rigide ; inclusion souple)

Concernant la première utilisation de ces procédés de renforcement démarrent dans les années 1930 et se développent, dès les années 1950, en Allemagne et ailleurs :

- compactage des sables sur une profondeur de 16 m pour fonder un bâtiment important à Nuremberg (Allemagne) en 1936.
- vibroflotation de sables moyens pour fonder la cité de la rue Vahrer à Brême et la centrale électrique d'Ellgau au Lech,
- vibro-compactage par la Société SOFREPIK (Société Française d' Exploitation des Procédés Johann Keller), dans les années 1950

D'autres procédés voient le jour et se développent dès les années 1960 et 1970 :

- les colonnes ballastées réalisées par des vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivé (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936
- les inclusions rigides, dont la naissance remonte aux années 1990 pour des applications ferroviaires à la suite de la réunification des deux Allemagnes

- la congélation d'horizons aquifères pour rendre l'environnement proche « solide » et stable avant de procéder à des excavations en site souvent de géologie et d'accès complexes.

1.1.Risque des mouvements des sols :

1.1.1. Variationdimensionnelle

Les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel. En géotechnique de l'environnement, les sols argileux sont utilisés dans les barrières ouvragées au voisinage des galeries de stockage de déchets en profondeurs. Ils constituent également les couches imperméables des casiers de stockage en surface. Il est admis qu'un matériau argileux voit sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau : dur et cassant lorsqu'il est desséché, il devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume, dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire[1].

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est lié à la nature du sol et à la géométrie des couches [2]Contribuent à l'étude quantitative du gonflement des sols argileux : application à des sols intacts de la zone urbaine du Caire.

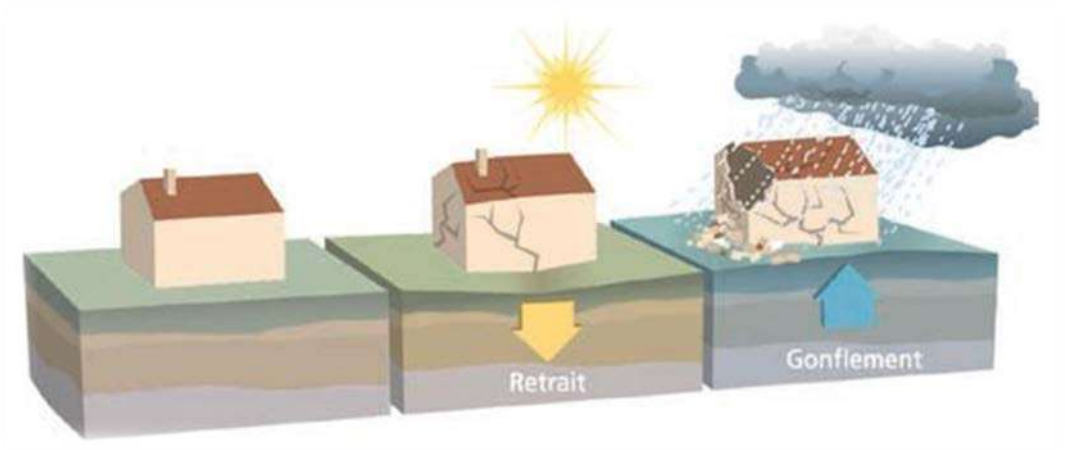


Figure I. 1**.** Retrait et gonflement

1.1.2. Glissement de surface

Les glissements de terrain sont liés à la nature argileuse des terrains, qui par saturation se déplacent progressivement vers l'aval en rotation et translation [3, 4]. Parmi ces quatre secteurs actifs, deux cirques, de part et d'autre, se distinguent par leur chronologie et leur dynamique saisonnière fortement perturbée par d'importantes crises d'accélérations L'activité saisonnière mais surtout les différentes accélérations s'expliquent en partie par des conditions hydrométéorologiques avec le rôle majeur de la pluviométrie. Aperçu des dommages structurels provoqués lors de l'accélération, la plupart du temps ces instabilités se manifestent par des déplacements saisonniers de faible intensité. Des accélérations brusques et peu fréquentes engendrent des déplacements de forte intensité avec d'importants décrochements de plusieurs mètres. Ces derniers qui donnent à ces instabilités un caractère spectaculaire en détruisant totalement ou partiellement le bâti et les infrastructures, alors que les déplacements saisonniers se traduisent par une simple fissuration progressive du bâti et des voies de communication[5].

1.1.3. Tassement de sol

Le compactage du sol est un problème communément associé à l'agriculture. Cela est généralement dû au fait que de l'équipement lourd est utilisé pour semer, appliquer des engrais, récolter et tasser, ce qui provoque la condensation des particules du sol, laissant un plus petit espace poreux. Cela conduit à des difficultés avec l'eau, les nutriments et les entités biologiques, tels que les bioturbateurs et les racines, pénétrant les horizons du sol [6]. Le pâturage intensif est un autre élément qui produit le compactage du sol[6]. Cela se produit lorsque le bétail est distribué et déplacé vers des endroits particuliers pour pâturer. Le piétinement du sol par les animaux brouteurs entraîne la dégradation de la structure du sol, facteur contribuant au compactage du sol. Cet effet n'est pas sans rappeler celui des zones urbaines achalandées, où les sentiers sociaux sont continuellement utilisés par les passants. Les sentiers sociaux sont des sentiers développés par l'érosion causée par les pas des animaux ou des humains, représentent généralementla route la plus courte ou la plus facile à naviguer entre une origine et une destination[7].

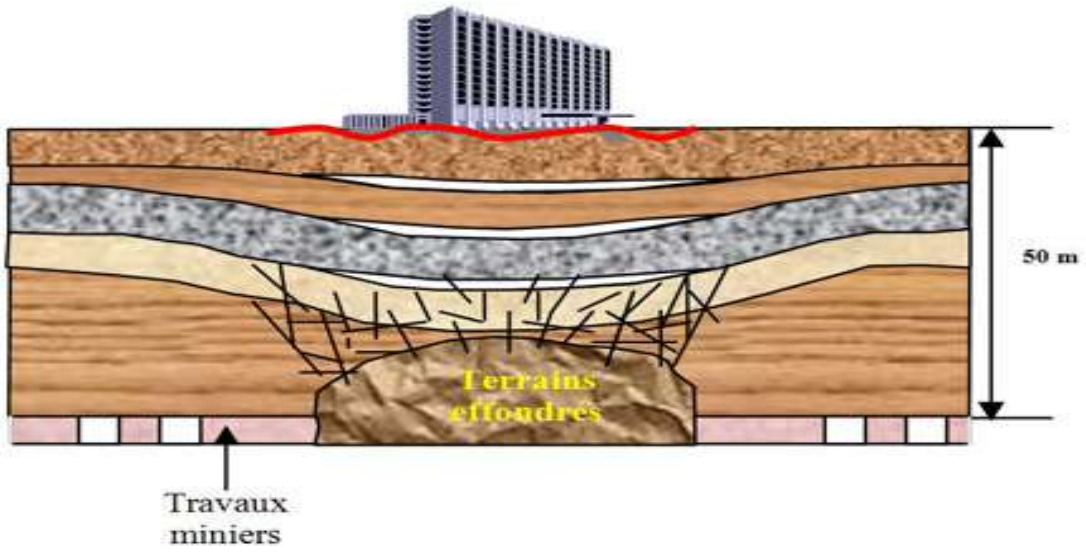


Figure I. 2.Phénomène de tassement

1.2. Techniques d'amélioration et de renforcement des sols

1.2.1. Procédéphysique

1.2.1.1. Drainage

Pour éviter que l'eau n'endommage les sous-sols et leur contenu, il doit y avoir des stratégies appropriées de nivellement du terrain et de drainage des fondations. Ce numéro des Solutions constructives passe en revue les pratiques actuelles de construction des sous-sols, traite de certaines questions primordiales et défaillances à l'origine de certains problèmes, et propose des suggestions pratiques relativement à l'amélioration du drainage et de la construction[8].

Les causes des problèmes d'humidité dans les sous-sols sont surtout externes, mais il est possible de les éliminer en éloignant l'eau du bâtiment, en prévoyant un drainage le long du pourtour du sous-sol, en protégeant les murs de fondation de l'humidité, de même qu'en nivelant le terrain de façon efficace et durable près du sous-sol et sur tout le lot.

L'impact du drainage souterrain sur le fonctionnement du sol est d'abord examiné en termes de flux d'eau dans les sols puis en termes de qualité de l'eau. Les auteurs se concentrent d'abord sur les études portant sur les changements dans la porosité et la structure du sol, puis

avec le comportement hydrologique des parcelles drainées. Par la suite, l'impact du drainage souterrain en termes de transport de matières dissoutes ou particulaires est examiné en

considérant successivement la quantité et la dynamique de la matière transportée, la nature de la matière transportée, et sonorigine.

Deux formes principales de drainage sont utilisées dans les installations de surface de gazon et de surface :

1. Dans le drainage de surface, les surfaces des terres sont remodelées, inclinées et lissées selon les besoins afin d'éliminer les mares et d'induire un écoulement gravitationnel par voie de terre jusqu'à un exutoire. Le détournement et l'exclusion de l'eau d'une zone implique souvent des détournements, des baissières et des inondations.

2. Avec le drainage souterrain, les sols peuvent être modifiés pour induire l'infiltration de l'eau de surface et la percolation à travers la zone des racines vers les drains enterrés qui collectent et transportent l'excès d'eau du sol vers un exutoire. La chute de pression (ou potentiel d'eau) due à l'écoulement de sortie provoque un écoulement excessif de l'eau du sol dans les drains.

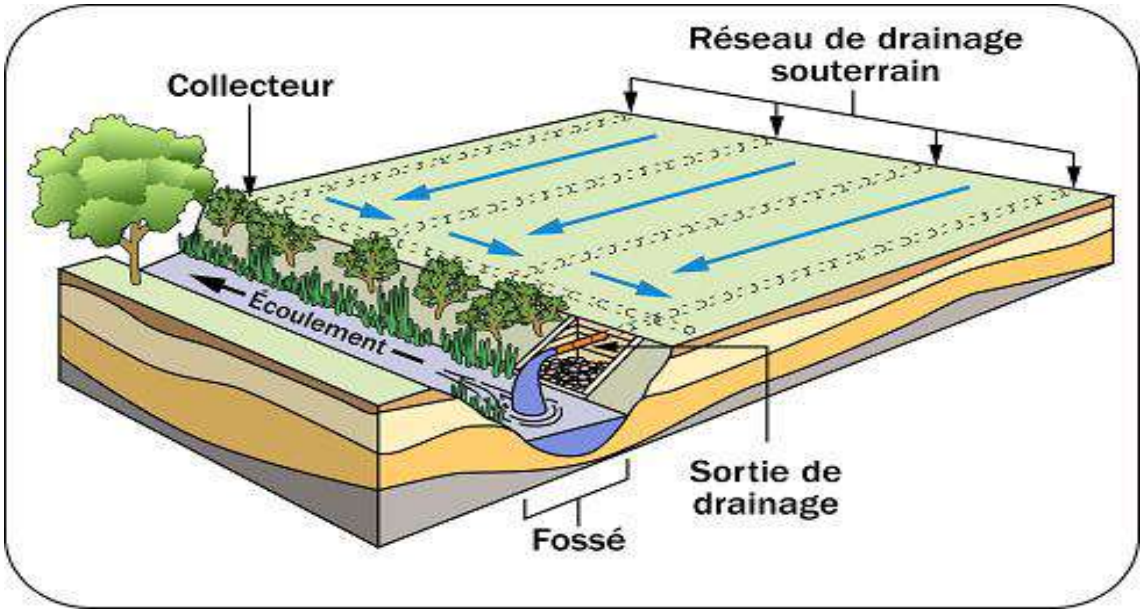


Figure I. 3. Drainage souterrain

1.2.1.2. Compactage

Le compactage du sol entraîne une dégradation physique du sol et une modification de la structure des pores. L'examen de la matrice du sol révèle une réduction de la taille et du nombre de macropores et un changement de forme et de continuité des pores.

Compacter un matériau granulaire c'est pour aussi :

- diminuer les déformations permanentes ultérieures du milieu compacté (tassements différés sous charges mobiles, fluage, etc.) et maintenir ainsi une géométrie préconçue ;

- diminuer les déformations réversibles sous charges répétées afin de limiter la fatigue des corps sollicité s (couches souples de chaussées et d'aérodromes) ;

- augmenter la résistance à la rupture et l'étanchéité des structures telles que les barrages en terre et les couches bitumineuses des chaussées[9].

1.2.1.3. Vibrocompactage

La technique de vibrocompactage consiste à foncer dans le sol un vibreur relativement puissant, qui densifie l'empilement des particules du sol, et à procéder à un apport de matériaux pour atteindre le niveau final de la plate-forme.La densification du sol crée autour du vibreur un cône d'affaissement (Figure. I.4), qui l'on remplit de matériau granulaire de granularité comparable. L'application du procédé de vibrocompactage nécessite généralement deux caractérisations principales : une analyse granulométrique et des mesures mécaniques[10].

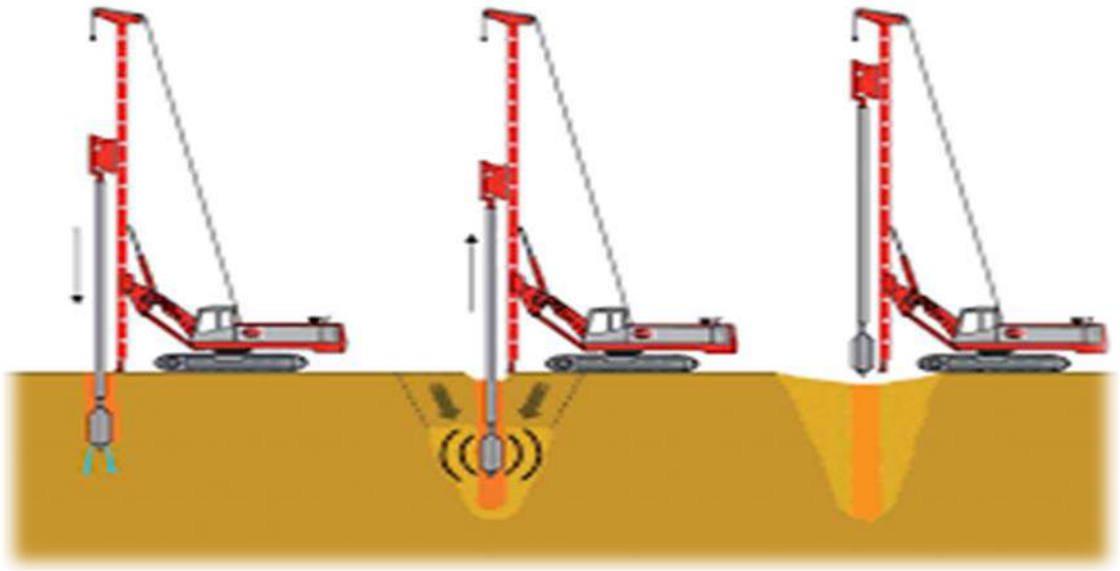


Figure I. 4.Procédé d'exécution de vibro-compactage

1.2.1.4. Compactage dynamique :

L'utilisation du compactage dynamique pour modifier la capacité portanteet les caractéristiques de tassement des sols granulaires lâches et faible cohésionles sols sont bien documentés dans la littérature.

Le compactage dynamique permet de densifier les sols à grande profondeur grâce à l'impact d'une masse de métal depuis une grande hauteur générant la création d'ondes de choc de très haute énergie. La technique a été inventée et développée parLouisMenard dans les années 60).L'utilisation du compactage dynamique pour modifier la capacité portante et les caractéristiques de tassement des sols granulaires lâches et des sols cohésifs faibles est bien documentée dans la littérature[11].



Figure I. 5. Compactage dynamique

Il est Inventé par Ménard en 1974 le compactage dynamique consiste à faire tomber sur le sol des blocs en béton ou métalliques d'un poids de 100 à 400 kN d'une hauteur de 10 à 30 m[12]. Le sol est compacté par des chutes répétées sur des points espacés de 5 à 10 m par passe. Plusieurs passes sont nécessaires pour compacter l'ensemble d'une couche. Le développement et l'application du compactage dynamique ont été particulièrement étudiés par Gambin (1979, 1984, 1987)[13-15].La méthode d'amélioration des sols Par compactage dynamique repose surla transmission de chocs de forte énergie au terrain[16].



Figure I. 6. Procédé d’exécution de compactage dynamique

1.2.1.5. Vibro-flotation

Vibro-flotation est l'une des techniques d'amélioration du sol pour augmenter la force du sol et la capacité portante debroyé en utilisant la vibration et le jet d'eau. C'est une méthode efficace pour protéger le sol tels que la liquéfaction sous sismique. Il a d'abord été proposé par Steuerman en 1936, et biendéveloppé en Amérique[17].

La première vibro-clé a été développée en Allemagne au début1930 et le premier projet de compactage de sable a été réaliséen 1936.

La pointe du vibro-vibreur vibre horizontalement, avec une amplitudede 23 mm (32 mm pour V32) dans l'air. Réaliserle compactage est abaissé au fond de la couche de sol,en utilisant les jets d'eau comme nécessaire pour pénétrer, puisprogressivement retiré par étapes de 0,5 ± 1,0 m. La longueur dele temps passé à chaque étape dépend de la réaction du sol.

En règle générale, plus le sol est long, plus le temps nécessaire pouratteindre le même degré de compactage. Le électriquele courant tiré par le moteur est surveillé et enregistré. Comme

le sol autour de la vibro-clé est densifié, donc le courantdessiné par le moteur augmente. Cet enregistrement de l'apport énergétiquecontre laprofondeur pour chaque point de compactage est un précieuxoutil de contrôle de qualité [18].

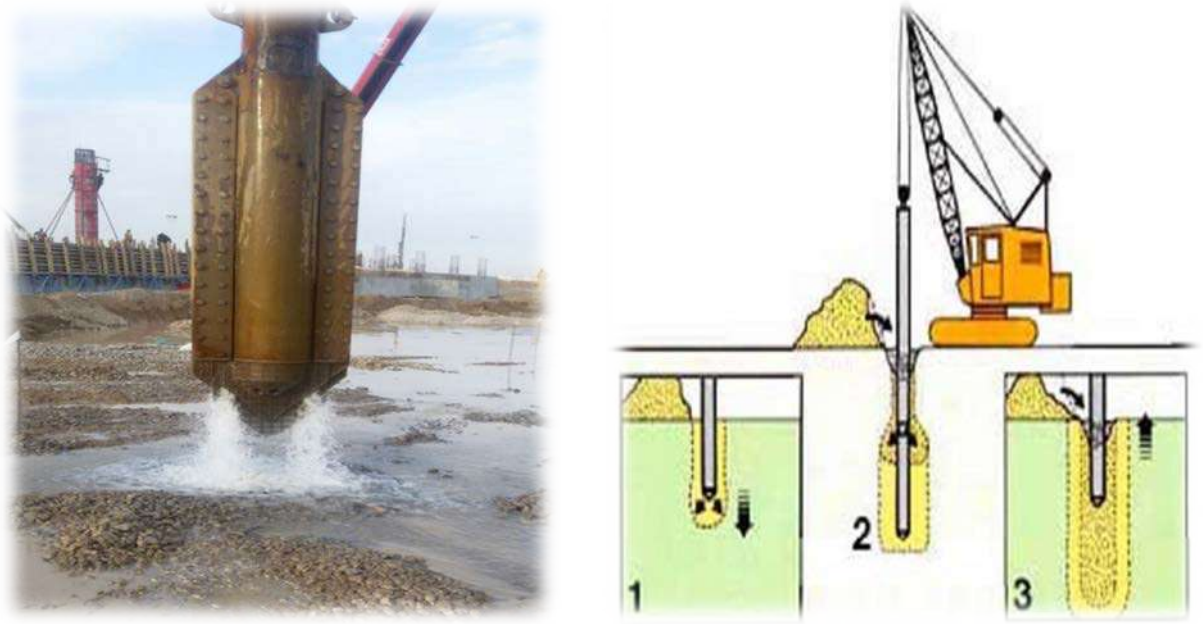


Figure I. 7. Levibro-flotation et leur mode opératoire

1.2.2. Amélioration par inclusions (renforcement) :

1.2.2.1. Inclusion rigide

Les inclusions rigides est un procédé de renforcement de sol de but d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols en place par l'incorporation d'un maillage d'éléments verticaux cylindriques de diamètre 250 à 600mm, constitués d'un matériau à base de liant hydraulique (mortier, coulis, béton,…)[18].

. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites *in situ*. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonnede soilmixing) et 200 GPa (pieu métallique).

-Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par Battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint).

Les inclusions sont généralement réalisées jusqu'à un substratum plus rigide sur lequel elles reposent ou sont ancrées. Le réseau d'inclusions et le diamètre des inclusions sont dimensionnés en tenant compte d'un coefficient de sécurité. Nous pouvons énoncer deux approches de dimensionnement des inclusions :

1. Les inclusions sont supposées reprendre la totalité des charges appliquées par le matelas,

Le remblai et l'ouvrage en surface, plus particulièrement dans le cas de la mise en placed'une nappe de renforcement géosynthétique en base du remblai qui transfère aux inclusions toutes les charges qui n'ont pas été transférées par effet de voûte. Dans ce cas

la contribution du sol de fondation est négligée[19].
2. Le système peut être optimisé en tenant compte du support partiel apporté par le sol de fondation, même en présence d'un géosynthétique.

1.2.2.2. Inclusion souple :

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples [20]; que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées). Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques.

Parmi ces inclusions on a :

A. Colonne ballastée

Les colonnes ballastées sont largement utilisées dans la pratique des travaux de génie civil. Elles permettent de réduire l'amplitude des tassements et d'améliorer la portance du sol sous les bâtiments, les dallages, les fondations d'ouvrages et les remblais. Les méthodes de calcul sont simples et permettent de déterminer les caractéristiques d'un réseau de colonnes ballastées à partir de la déformabilité et de la résistance du sol, et des valeurs admissibles des tassements global et différentiels de l'ouvrage[21].

Ce renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction (bâtiments de logements, industriels et commerciaux, ouvrages génie civil, remblais routiers et ferroviaires, plateformes portuaires). Il est une alternative, souvent très rentable, aux substitutions, puits béton et pieux. Toute extraction de déblais est évitée. Les colonnes ballastées permettent aussi de lutter contre la liquéfaction des sols et les argiles gonflantes).
La mise en place de ce matériau se fait en deux étapes principales, schématisées sur la Figure I.8. En premier lieu, un corps cylindrique (de plusieurs dizaines de centimètres de diamètre) est introduit dans le sol. La pénétration de cette aiguille vibrante est assurée à la fois par l'effet de son poids propre et par un lançage, réalisé à l'eau ou à l'air. La profondeur de forage peut atteindre une trentaine de mètres au maximum. La seconde étape consiste à remplir cette cavité créée avec un matériau d'apport. Celui-ci est amené directement en fond de forage par l'outil servant à creuser. En remontant au fur et à mesure, l'aiguille permet de vibrocompacterce matériau granulaire (graviers ou ballast). Le diamètre final de la colonne

varie suivant le type de sol qui l'entoure, en général dans un intervalle compris entre 60cm et 1m.

On répète alors cette opération de façon à obtenir des colonnes réparties périodiquement sur toute la zone à traiter. L'espacement entre les colonnes varie entre 1m et 6m, suivant les performances souhaitées. Cela représente une fraction volumique de renforcement comprise entre 10% et 40%.



Figure I. 8. Principe de réalisationd'une colonne ballastée vibrée

I.2.3. Procèdes Chimiques :

1.2.3.1. Congélation

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement de fouilles, de puits ou de galeries, Elle rend le sol plus étanche et plus résistant[22].

Le principe de la congélation des sols consiste à transformer l'eau interstitielle du sol en glace, assurer une liaison résistante entre les grains cette méthode utilisé dans les travaux sous terrain. La technique de congélation des terrains offre un moyen de se prémunir contre ces difficultés grâce à ses deux effets. Le premier, le plus important, est de rendre le terrain congelé étanche grâce à la présence de glace bouchant ses pores. Le second effet, plus incertain, est de renforcer la roche congelée.

La méthode la plus ancienne de congélation du sol utilise une solution de saumure réfrigérée. Conventionnelles usines de réfrigération, utilisant normalement l'ammoniac, peuvent réduire la température de la saumure jusqu'a 408C, bien qu'une température de 258C est susceptible de convenir dans la plupart conditions. Le fluide de refroidissement est ensuite pompé autour du circuit pour geler le sol entourant les tuyaux enterrés. Le processus nécessite diverses composantes deusine, y compris : compresseur ; condenseur; évaporateur; pompe; et les tuyaux de distribution.

La nouvelle méthode de congélation utilise le schéma suivant :

- exécution de sondages encaissant l'ouvrage à construire, sur la hauteur des couches aquifères, espacement des forages voisin de 1 m,
- mise en place de tubes réfrigérants (sondes) : fermés à leur base, ils contiennent des tubes plus petits ouverts à leur partie inférieure,
- mise en circulation d'un liquide à basse température arrivant par le tube intérieur et remontant dans l'espace annulaire en empruntant la chaleur au terrain encaissant,
- congélation progressive des couches autour des sondes, obtention d'une paroi de terrain gelé dur et imperméable,
- maintien de cette paroi durant les travaux de génie civil



Figure I. 9. Congélations des sols.

I.3. Renforcements des talus :

I.3.1. Renforcement des talus par le clouage

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol. Dans un massif renforcé, on qualifie d'activé la zone qui se déforme et de résistante, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les inclusions sont mises en place de manière à ce que leurs extrémités soient ancrées (par frottement) dans la zone résistante. Elles sont ainsi capables de reprendre les efforts moteurs dus au poids de la zone active. La surface qui sépare les deux parties est la surface de rupture potentielle (ligne en bidimensionnel). Les termes cloutage ou boutonnage sont parfois utilisés pour désigner cette technique bien que clouage soit maintenant consacré par l'usage, à juste titre d'ailleurs. Notons à ce sujet que le boulonnage désigne la technique similaire employée dans les roches et en travaux souterrains, et que clouter signifie garnir de clous, ce qui n'est pas le but de la méthode étudiée[23].



Figure I. 10. Le renforcement des talus par le clouage.

I.3.2.La terre armée

La terre armée est inventé par henrividal, dont il a déposé le brevet en 1963. En 1965, un premier ouvrage de soutènement expérimental est construit à Pragnères dans les Pyrénées. la terre armée est un massif de terre dans lequel on a disposé à Intervalles réguliers, et selon un plan de pose bien défini, des armatures métalliques plates permettant à ce nouveau matériau composite de résister aux efforts de traction, donc de pouvoir tenir verticalement. Ce dispositif est complété par une « peau » qui n'est qu'un parement très léger destiné à protéger la surface de l'érosion mais qui n'est en aucun cas, et malgré les apparences, un soutènement. Cette peau est souvent constituée d'écailles préfabriquées en béton sur lesquelles les architectes apportent un effet décoratif. Cette invention française a des applications dans le monde entier et notamment aux USA[24].

I.3.3.Le Renforcement Des Talus Par Les Geosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques, utilisés en relation avec les sols et les roches dans les domaines suivants : géotechnique, génie civil (Constructions lourdes et bâtiment), hydrogéologie, environnement [25]. Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique[26].

I.3.3.a. Les géotextiles *:*

Sont des textiles au sens propre du mot, constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton ou la jute. Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible et poreux, par tissage, par tricotage et par liaison de voile ou de nappes de fibres. Il existe 2 types de géotextile :

A- Non-tissés:

Un est une nappe de textile obtenue par mise en place, généralement au hasard, de fibres ou de fils liés entre eux par trois types de techniques : liaison mécanique, liaison chimique ou liaison thermique.

B-Tissés :

Un géotextile tissé est une nappe de textile produite avec les techniques classiques de Tissage, c'est à dire par entrelacement de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants.

C.Tricotés *:*

Un géotextile tricoté est obtenu par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.

I.3.3.b. Géogrilles *:*

Une géogrille est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elle est fabriquée à partir de bandes de polymères de haut module.

Il existe deux types de géogrilles :

A.Géogrilles mono-axiales : Leur conception présentant une forte orientation dans un axe leur procure une résistance maximale à l'allongement lorsqu'elles sont soumises à des charges de traction élevées pendant de longues périodes. Ce type de géogrille est idéal pour la construction de murs et de talus renforcés (MSE et RSS) à des angles allant jusqu'à 90°.

B.Géogrilles bi axiale : Les ouvertures de cette géogrille permettent l'imbrication de granulats, formant ainsi un système composite solide qui permet d'augmenter la capacité portante des sols.

I.4.sable limoneux :

Le comportement des sables limoneux dépend de plusieurs paramètres qui peuvent influence ces caractéristiques mécaniques, a sa voir la résistance au cisaillement, laconsolidation, la cohésion, l'angle de frottement.

I.4.1.Utilisation du Kaolin comme limon dans les sables limoneux :

BadeeAlshameriet al.[27]ont mélangé (141) échantillons répartis entre les six mélanges de sol (Sand-kaolin) et utilisés dans cette recherche pour évaluer l'effet de la teneur fine (FC) et de l'humidité (w) vers la résistance au cisaillement (τ), le module de cisaillement (G), l'angle de frottement (Ø) et la cohésion (c) .

I.4.1.1.Effet de la teneur en humidité :

- Généralement, la présence d'eau provoquait la lubrification de la surface entre les particules [28, 29]. Omidvar et al. ont déclaré que l'eau joue un rôle d'agent lubrifiant entre les particules du sol (particules de sable); par conséquent, réduire le frottement entre les particules de sable[29].
- Des chercheurs antérieurs ont indiqué que l'augmentation de la teneur en eau entraînait une diminution de la résistance au cisaillement [30, 31]. De plus, une diminution de

l'angle de frottement [31, 32].En outre, Bai et al. ; Matsushi et Matsukura ; Mohamad et al. (2011) ont indiqué que l'augmentation de la teneur en eau provoquait une diminution de l'angle de frottement et de la cohésion en même temps[30, 31, 33].

- Mouazen et al. ont déclaré que l'augmentation de la teneur en eau entraînait une diminution de la cohésion et du module d'Young (c'est-à-dire une diminution de la cohésion et de la résistance au cisaillement) des sols sablo-limoneux[34].
- Mais dans une autre étude par Farooq et al. ont proposé une relation entre la teneur en eau et la cohésion. Au cours de l'augmentation de la teneur en eau, la cohésion augmente jusqu'à la valeur la plus élevée, alors lorsque la teneur en eau devient supérieure à 40%, la cohésion a tendance à diminuer avec l'augmentation de la teneur en eau[32].

a).Cohésion :

En se référant aux résultats des figures**I.11,** l'effet de la teneur en eau sur la cohésion des déférents sables limoneux réalisés par badée et al .montrent qu'il ya une relation inversement proportionnelle entre la cohésion et la teneur en eau. Ou la cohésion diminue en augmentant la teneur en eau (w).les résultats montrant qu'il ya une variation curviligne par les pourcentages des fins variant de 30 a 60% .en générale, l'effet de la teneur en eau sur la cohésion dépend du pourcentage des fins[27].

Pour des pourcentages faibles en fins, la cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, lors, pour des pourcentages élevés de limons, la cohésion augmente avec l'augmentation de la teneur en eau. Le phénomène et du a l'interface entre le pourcentage des fins et la teneur en eau, pour des pourcentages des fins, l'augmentation de la teneur en eau mène à la séparation des particules et diminue la force d'attraction entre les particules qui peut causer la diminution des forces de cohésion[28],un pourcentage élevé des fins permettent une absorbation majeur d'eau. Par conséquence, en premier lieu, l'augmentation de la teneur en eau(w)ajoute des forces d'adhésion sans augmenter la distance entre les fins. Le cas général ; ils sont existé deux types de force, la cohésion des particules fins, et la force d'attraction moléculaire de l'eau ; dont une augmentation additionnelles de la teneur en eau, la force d'attraction moléculaire d'eau diminue et la distance entre le kaolin augmente[28, 30].

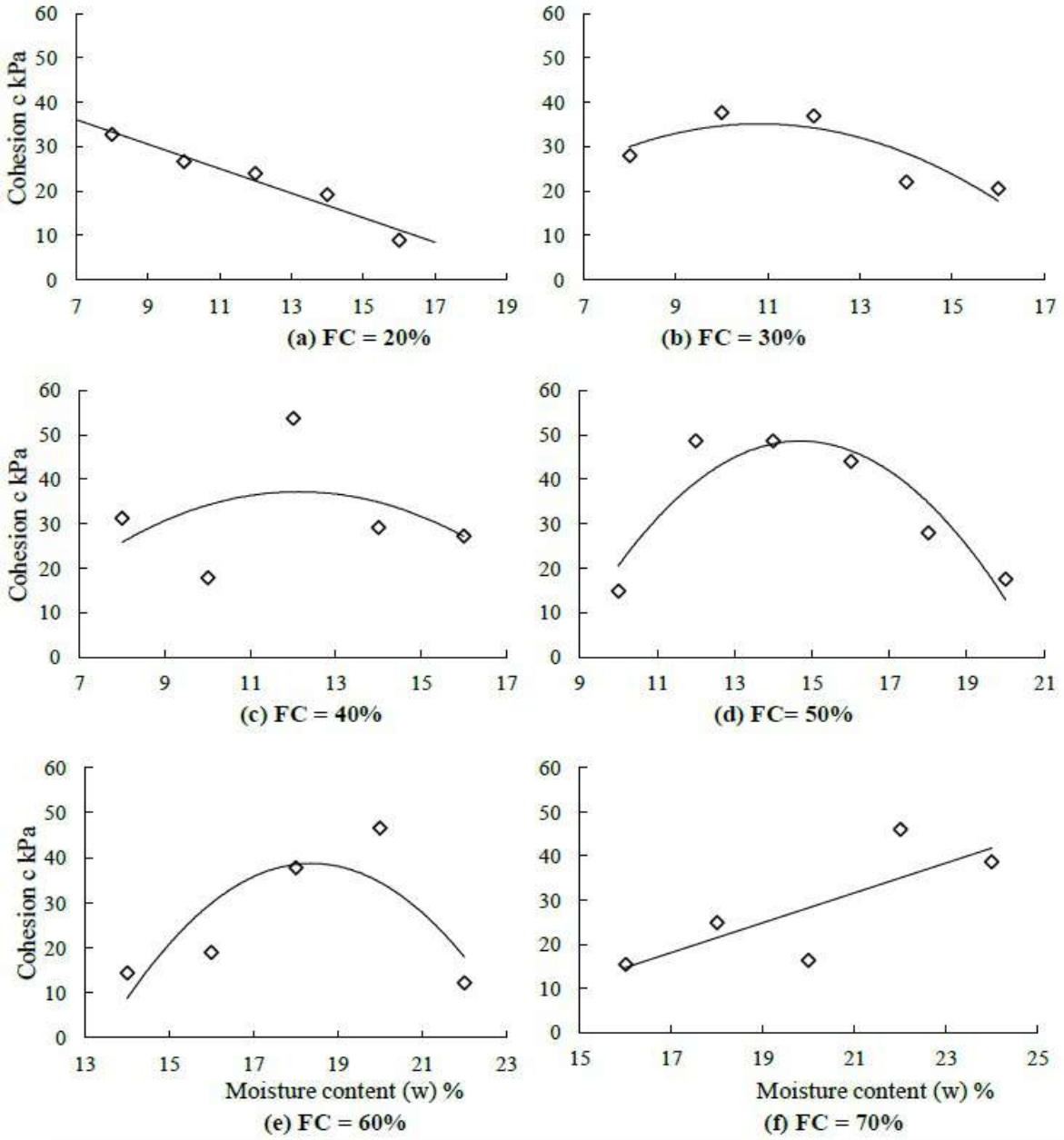


Figure I. 11. Cohésion par rapport à la teneur en humidité à différentes teneurs fines[27]

b).Angle de frottement :

Généralement, les résultats dans la fig. **I.11** ont montré une relation régressive entre l'angle de frottement et la teneur eneau. Par des faibles pourcentages des fins(inferieur a 50%), la teneur en eau à un effet mineur sur la cohésion, elle devient plus importante par des pourcentages élevés, ou l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Quand on augmente les deux paramètres (Fc et w%), a une augmentation de l'effet de lubrification de la teneur en eau et les pourcentages des fins sur les gros granulats, diminue l'angle de frottement [28-30, 35].

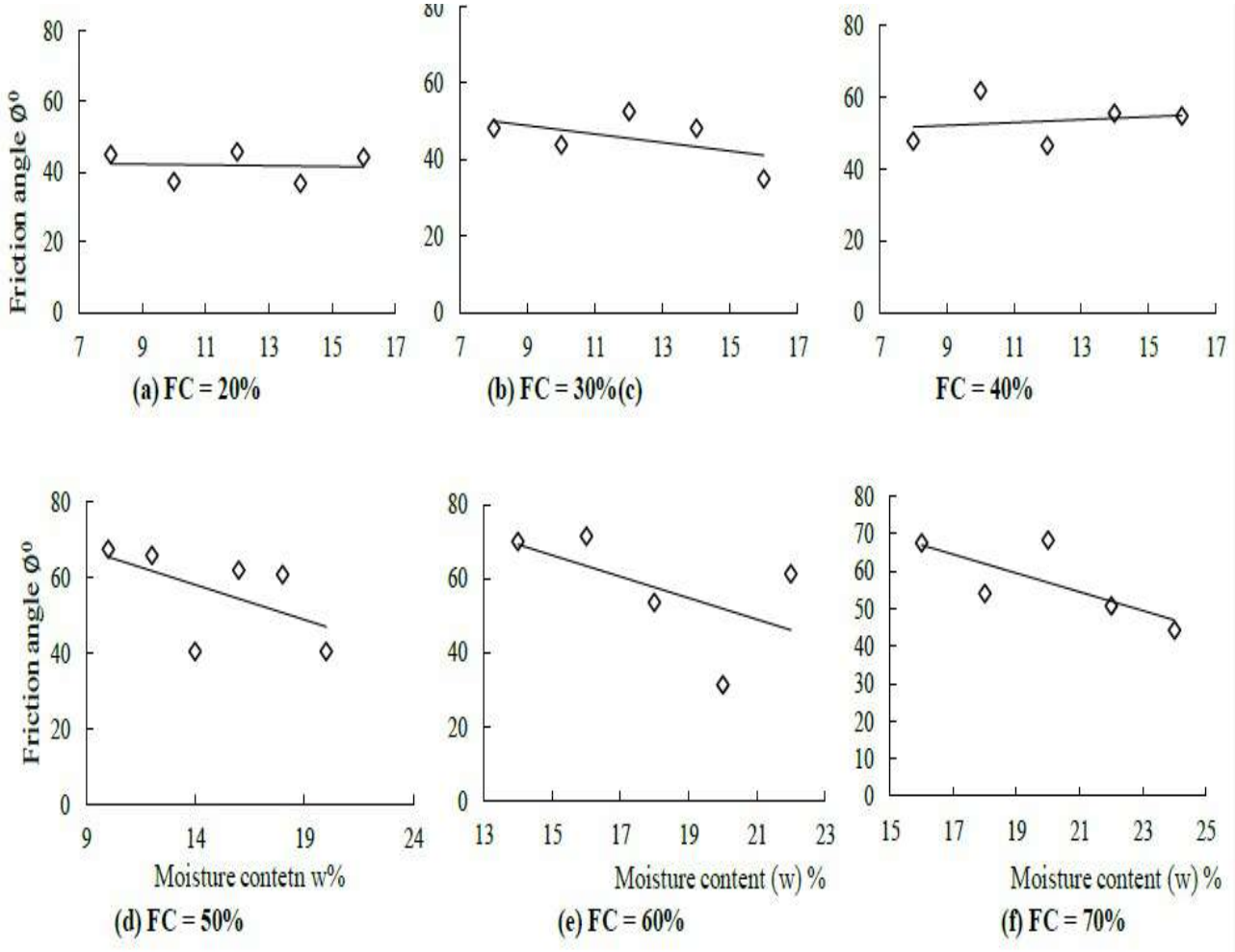


Figure I. 12. Angle de frottement en fonction de la teneur en humidité à différentes teneurs fines[27]

c).module de cisaillement et la contrainte de cisaillement :

La comparaison entre la contrainte de cisaillement et la teneur en eau pour les différents pourcentages des finesappliquées .par pourcentage entre 20 et 60% il est noté qu'il ya une relation régressive entre la contrainte de cisaillement et la teneur en eau, la contrainte de cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Par des pourcentages des fins entre 30 et 50%,le module de cisaillement présente une variation curviligne avec la teneur en eau, le module de cisaillement augmente par une valeur optimum, puis il diminue avec l'augmentation de la teneur en eau.

Les deux paramètres (τ et G) s'augmente jusqu'au leur seuil, puis plus on ajoute de l'eau ces dernier paramètres diminuent ensemble. Ce résultat peut être justifié comme suit :

Par des faibles teneur en eau, la force moléculaire d'eau augmenté entre le sable et le kaolin par la force d'attraction, mais si on augmenter la teneur en eau, l'eau commence a augmenter distance entre le kaolin et les particules, et par conséquence, diminution de la force moléculaire [28, 36].

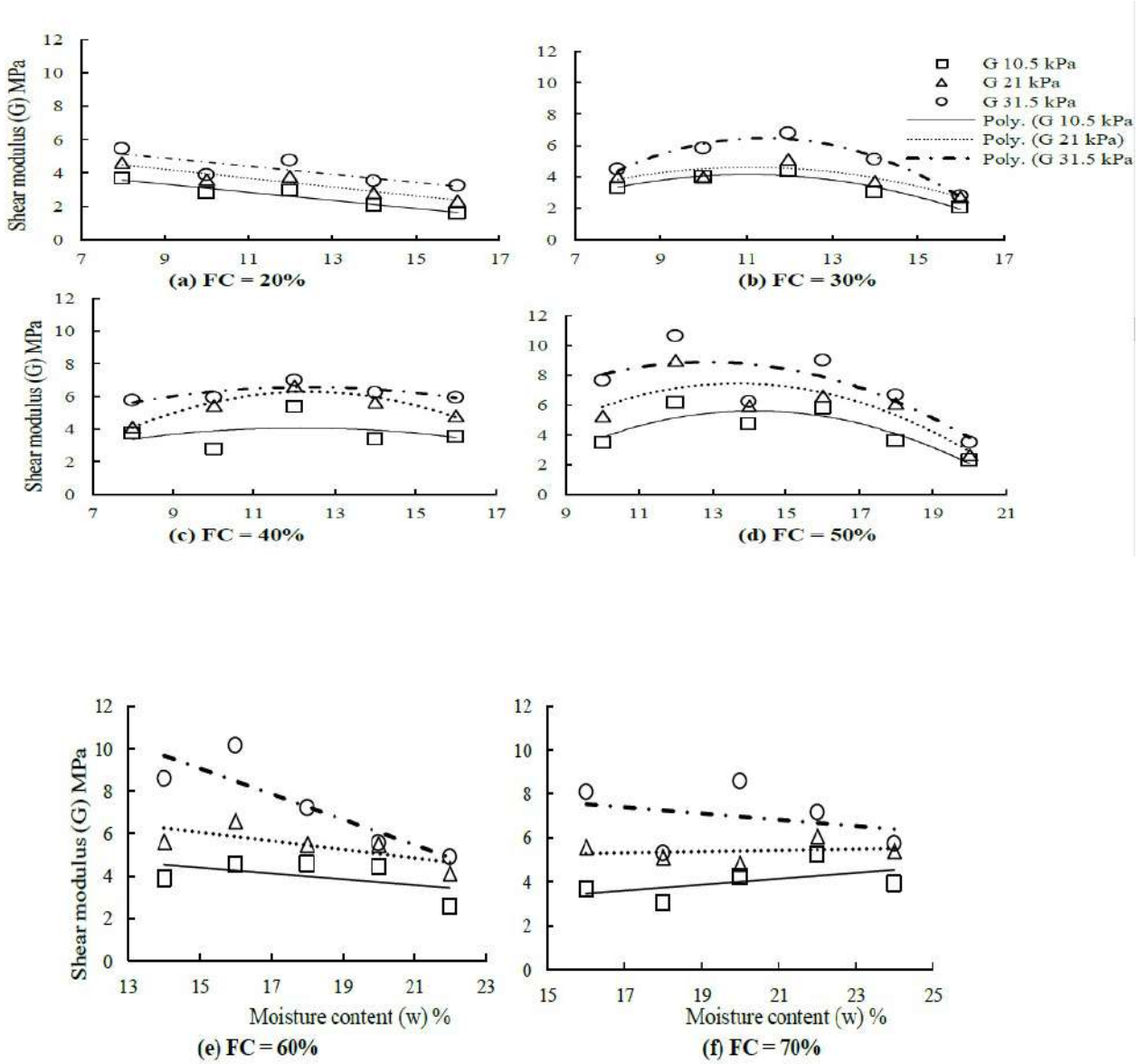


Figure I. 13.Module de cisaillement en fonction de la teneur en humidité[27]

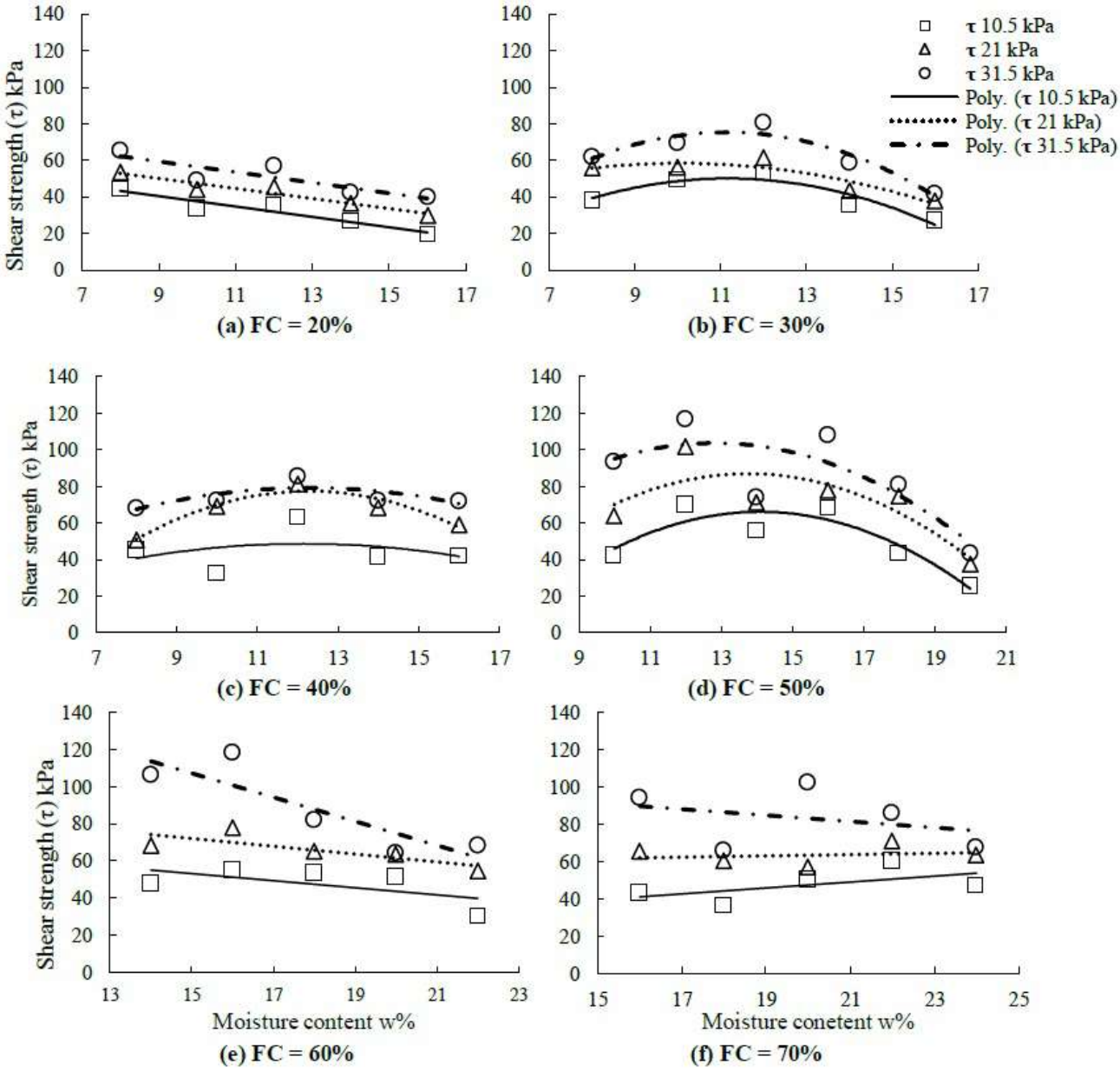


Figure I. 14. Résistance au cisaillement en fonction de la teneur en humidité[27]

I.4.1.2.Effet de la teneur en fine :

Ueda et al. (2011) a déclaré qu'une petite quantité des fines a une contribution significative à la résistance au cisaillement. Parce qu'il a causé de diminution des frictions entre les particules grossières[37]. Mais Selon les chercheurs précédents, la résistance au cisaillement diminuait avec l'augmentation de la teneur en particules fines (FC) [27, 38-41]. Simpson et Evans ont émis l'hypothèse que ce comportement était dû à la présence de particules fines qui causent la décroissance régulière des particules grossières et réduisaient ainsi la force de cisaillement sur le squelette des particules grossières seulement[41].

Cubrinovski et Rees ont indiqué que l'augmentation de la teneur en fines (FC) entraînait une diminution de la densité, ce qui diminuait la résistance au cisaillement[42]. De plus, Bensoula et al. etBelkhatir et al. (2014) et ont exprimé ce problème est lié à l'indice de vide inter-granulaire équivalent[43, 44].

L'augmentation de la teneur en fines a provoqué l'incrément de l'indice de vide inter-granulaire équivalent, diminuant ainsi la résistance critique au cisaillement non drainé [45].

a).la cohésion :

L'augmentation de la teneur en fine (Fc entre 12 et 20%).indique qu'il ya une relation curviligne entre l'angle de frottement et le pourcentage des fines. Oùla cohésion augmente jusqu'au la valeur maximale avec l'augmentation de la teneur en fine, puis elle diminue. On augmentant de plus le pourcentage [27]. Pour des faibles teneuses en eau de (8 à 10%) la cohésion ne représente aucun effet on variant le pourcentage des fines. Si on augmente la teneur en eau de 12 à 20% ; il ya une relation curviligne entre la cohésion et la teneur en fine, ou la cohésion augmente vers la valeur maximale avec l'augmentation de la teneur en fine.

Après ce pourcentage, la cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en fine. Ce comportement peut être justifié parl'attraction moléculaireet l'indice de vide inter granulaire. Avec l'augmentation de la teneur en fine, le vide et rempli par les éléments ajouté ; avec un pourcentage élevé de la teneur en eau (w) la distance entre les fines particules augmente la zone effective.(la zone ou la cohésion entre les particules),qui mettre l'effet de l'attraction de l'eau et par conséquence, diminuer la force de cohésion[28, 36].

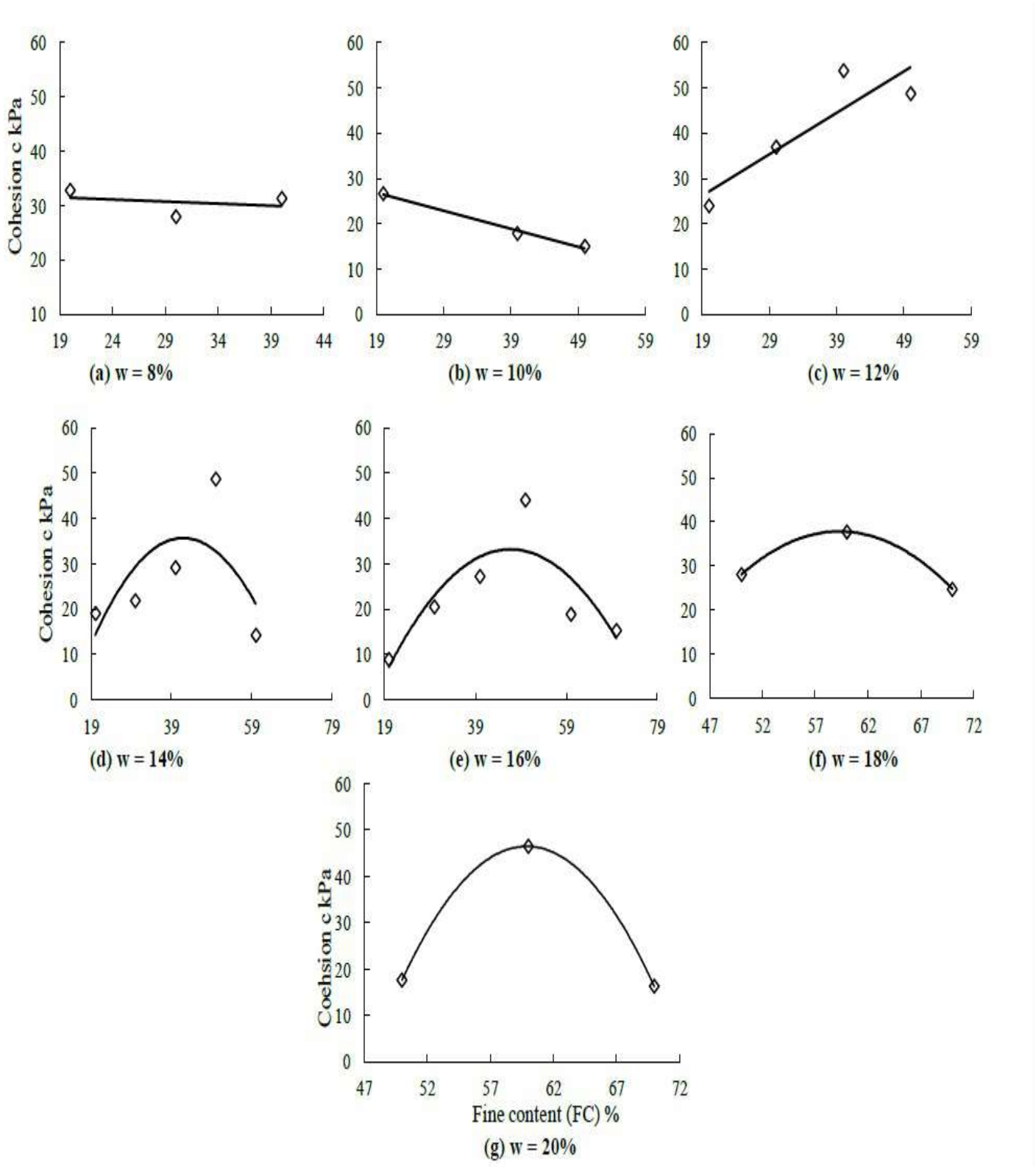


Figure I. 15.Cohésion par rapport la teneur en fine à différents teneurd'humidité.[27]

b).l'angle de frottement :

Généralement l'effet du pourcentage des fins sur l'angle de frottement est proportionnelle la teneur en eau est entre (10 et 16%);l'utilisation d'un même effort de compactage et différent pourcentage des fins et teneurs en eau. même à un changement de la structure de particules de sol, qui est plus significatif sur les contraintes de cisaillement [43, 44].

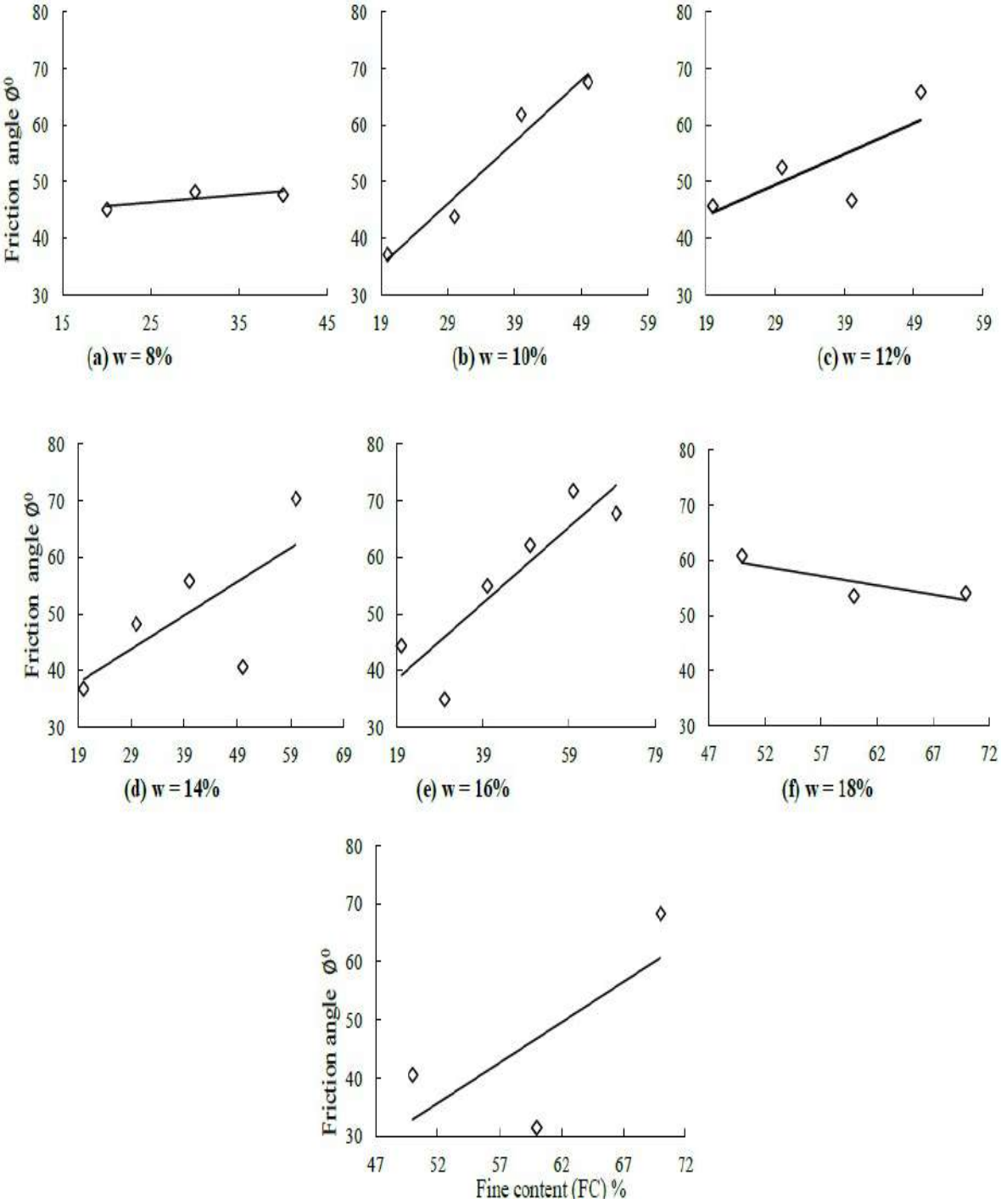


Figure I. 16.Angle de frottement par rapport la teneur en fine à différents teneur d'humidité[27]

A travers les résultats de synthèse bibliographique, on a utilisé le même protocole expérimental de BadeeAlshameri et al.avec l'utilisation d'un métakaolin (poudre de brique cuite) comme un limon artificiel, une méthode pour laquelle on peut valoriser ces déchets dans le renforcement des sable limoneux[27].

Dans cette étude, on va varier en combinaison le pourcentage des fines (FC) et la teneur en eau des mélanges pour pouvoir conclure le pourcentage optimum des deux variables (FC%, W%).

Le protocole expérimental considéré pour la caractérisation physico-mécanique des mélanges (sable-limon) sera détaillé dans le chapitre II : Matériaux et essais.

Chapitre II : Matériaux et essais

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons le déroulement de la procédure expérimentale de notreétude. Nous présentons en détail tout d'abord les méthodes de caractérisations physique des sables et de limon, le dispositif expérimentalutilisé afin de réaliser notre programme d'essais de cisaillement direct pour étudier le comportement mécanique du mélange des sables limoneux. Nous présentons ensuite les techniques de préparation de nos échantillons et les différentes étapes et procédures liées à la réalisation de nos essais.

II.2. Matériaux utilisés :

II.2.1. Le sable :

Le sable utilisé dans cette étude est un sable de carrière d'Oued Mzià Laghouat. L'analyse granulométrique de sable et les fines de briques cuite utiliséessontprésentées sur la fig. II.1

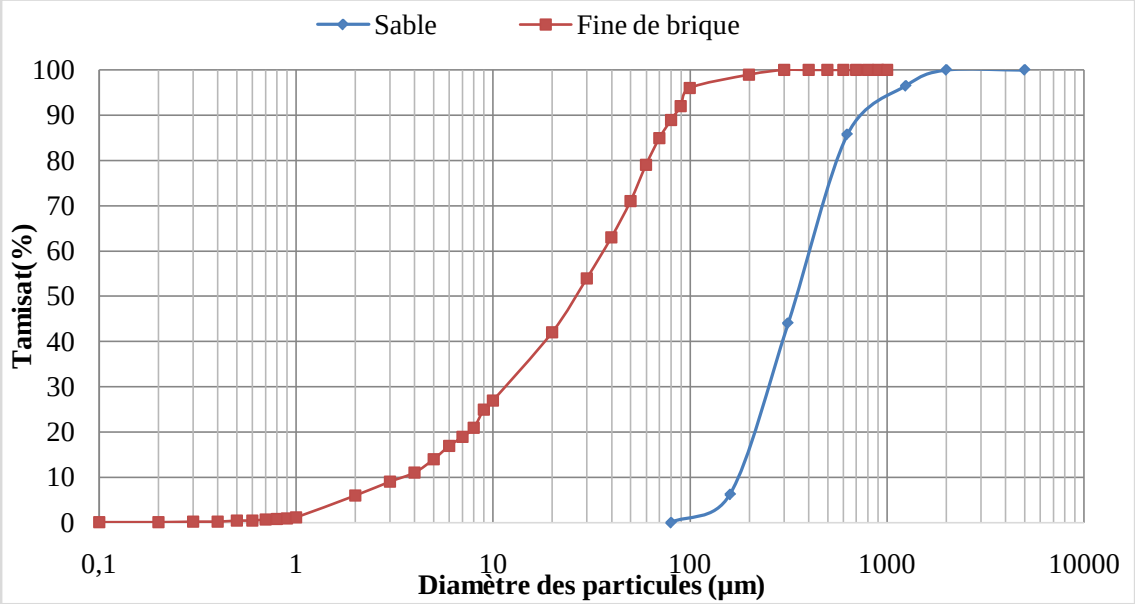


Figure II. 1. Courbe granulométrique des matériaux utilisés

Les caractéristiques physiques du sable utilisé sont regroupées dans le tableau**II.2.** Les valeurs de l'équivalent de mettent en évidence la propreté des sables utilisé (sable pur et propre)

Tableau II. 1Caractéristique physique du sable d'oued MZI

Caractéristiques	**Sable**
Indice de vide	0,515
Masse volumique absolu (Kg/m^3)	2,646
Equivalent de sable (%)	100

II.2.2. Fines de briques :

Ces fines sont obtenues par concassage suivi d'un broyage de ces déchets à l'aide d'un concasseur à marteaux, le broyage se fait sur les graviers issus du concassage en utilisant un broyeur à boulet (Los-Angles).

Ces opérations sont suivies d'un tamisage manuel du produit broyé et les fines récupérées ont un diamètre (Ømaille< 80µm) dont les caractéristiques physiques sont récapitulées dans le (Tableau II.3)

Tableau II. 2. Caractéristiques physiques des fines déches de briques

Poids spécifique(g/cm^3)	Surface spécifique Blaine(g/cm^2)<80 µm
2.5	**3300**

II.3. protocole expérimentale :

II.3.1.Essai Proctor : (NFP94-093)[46]

II.3.1.1.Principe de l'essai

Selon la norme française NF P94-093, les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais de Proctor normal ou de Proctor modifié. Ces deux essais sont identiques dans leur principe de réalisation avec différentes énergies de compactage.

Le principe de ces essais est d'effectuer des mesures de masse volumique sèche d'un matériau à plusieurs teneurs en eau à l'énergie de compactage constante, et représenter une courbe de variation de masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau à partir de ces points de mesure. Cette courbe s'appelle la courbe de Proctor, et le point maximal de la courbe Proctor s'appelle l'Optimum Proctor (OP).Il existe plusieurs types d'essais Proctor (Proctor Normal où Proctor Modifié), donc le pointOptimum peut être appelé l'Optimum Proctor Normal (OPN) ou l'Optimum Proctor Modifié(OPM).On note que la norme française NF P94-093 envisage plus particulièrement la détermination de la courbe Proctor en cinq points de mesure correspondant à cinq teneurs en eau différentes.

II.3.1.2.Appareillage spécifique

Selon NF P94-093, l'appareillage spécifique de l'essai Proctor comporte :

Un socle de compactage constitué d'un bloc de béton présentant une surface plane horizontale d'au moins 30 cm x 30 cm et une épaisseur d'au moins 30 cm. A l'ENTPE, le plancher du laboratoire est assez dur et plat pour effectuer les essais, sans déplacer le moule.

Deux modèles de moules (Tableau II-4):

- Moule Proctor**Figure II- 2.a.**

- Moule CBR (California Bearing Ratio).**Figure II- 2.b**

Les deux modèles sont constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu. Les formes et les dimensions fonctionnelles deces éléments doivent être conformes aux indications portées sur la Figure II-1.

Le moule CBR comporte en plus un disque d'espacement (épaisseur : 25.4 mm) ; ce qui conduit à un volume effectif du moule de 2296 cm3 (Tableau II-3).

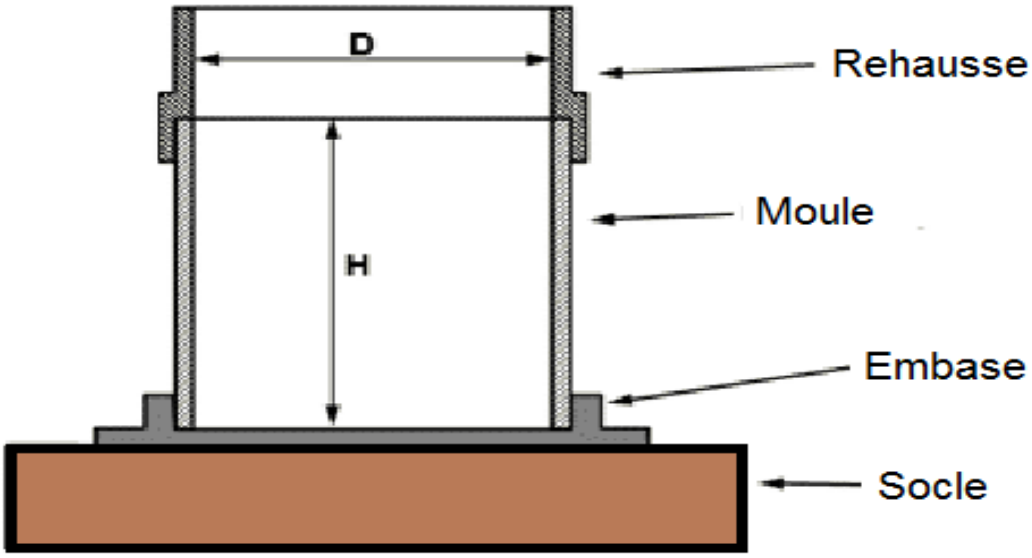


Figure II. 2.Moule proctor et moule CBR

Tableau II. 3. Dimensions de moule Proctor et moule CBR

Moule	**H (mm)**	**D (mm)**
Proctor	116.5	101.5
CBR	152	152

Tableau II. 4. Caractéristiques des essais de compactage Proctor

Caractéristiques de l'essai	**Proctor normal**		**Proctor modifié**	
Moule	Proctor	CBR	Proctor	CBR
Masse de la dame (g)	2490	2490	4535	4535
Diamètre du mouton (mm)	51	51	51	51
Hauteur de chute (mm)	305	305	305	305
Nombre de couches	3	3	5	5
Nombre de coups par couche	25	56	25	56
Volume éprouvette (cm^3)	933	2296	933	2296

Lors de nos essais, nous avons opté pour le moule Proctor. Il existe deux modèles de dame pour le compactage manuel :

- La dame pour les essais Proctor normal constituée d'un mouton cylindrique de 51mm de diamètre et d'un poids mobile de 2490 g. L'énergie de compactage est déterminée à partir de la hauteur de chute imposée constante et égale à 305 mm eten fonction du nombre de coups par couche de sol. Le mouton coulis dans unfourreau métallique pour cibler plus facilement l'endroit de la chute et répartir lenombre de coups. Les formes et autres dimensions fonctionnelles de cette damedoivent être conformes aux indications portées dans le tableau II-4. Nous avons utilisé ce type de dame lors de l'ensemble de nos essais de compactage au moule Proctor.

- La dame de Proctor modifié présente une hauteur de chute et une masse mobile supérieure à celle de la dame du Proctor normal. Ses dimensions sont spécifiées dans le tableau (II-4).



Figure II. 3. Appareillage pour l'essai Proctor

II.3.1.3.Préparation des échantillons soumis à l'essai :

- on prend une quantité de sable limoneux préalablement préparé.
- On ajoute une certaine quantité d'eau proportionnelle au poids du mélange utilisé.
- A l'aide de la truelle on malaxe bien le mélange sable-limon
- On remplit le moule Proctor normalisé en trois couches puis après avoir versé chaque couche on compacte l'aide de la dame Proctor normal en 25 coups en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On Procède de la même manière après la mise en place de la 2eme et 3eme couche.

II.3.2.Essai limites d'Atterberg (NFP 94-051) [47]

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance (Ic). Celles deux limites sont :

- limite de liquidité à la coupelle (WL) ;
- limite de plasticité du rouleau (WP) ;

et elles s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 μm.

II.3.2.1.Principe de l'essai :

L'essai s'effectue en deux phases

1. recherche de la teneur en eau W_l pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de casagrande se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués de manière normalisée.
2. recherche de la teneur en eau W_p pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3 mm, confectionné se fissure lorsqu'on le soulève.

II.3.2.1.Equipement nécessaire :

. Pour la préparation du sol :

-tamis à mailles carrées de 400 μm d'ouverture,

-bac de manutention (30x20x8cm) ;

-récipient 2 litres

. Ladétermination de W_l :

-appareil de casagrande (Figure II-4).il constitué d'une coupelle normalisée, montrée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois bakélisé. L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10 mm sur le bloc de bois dur, chaque choc entrainant la fermeture progressive de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectuée a l'aide de l'outil a rainurer.



Figure II. 4. Appareille de casagrande

L'appareille est livré avec deux coupelles, l'une ayant une surface lisse (majorité des essais) et l'autre une surface rugueuse pour les échantillons sableux qui ont tendance à glisser sur la surface de la coupelle lors de chaque choc.

. La détermination de WP :

-une plaque lisse en marbre pour le malaxage du sol et la confection des rouleaux de sol,

-une plaque de verre et sa cale pour l'évaluation du diamètre du rouleau de sol.

Pour la mesure des teneurs en eau (W) :

-une étuve de dessiccation pouvant être réglée a 105 C et a 50 C

-une balance permettant les pesées avec une incertitude maximale de 1/1000 de la pesé,

-des capsules en verre ou boites de pétri, des spatules, une truelle.

II.3.2.2. Conduit de l'essai :

a). Préparation de l'échantillon :

1- Prendre un échantillon représentatif du sol et le mettre à imbiber dans un récipient plein d'eau pendant 24 heures

2- Tamiser ce mâtereau imbibé par voie humide sur un tamis de 400 μm, l'ensemble du tamisât et deux eaux de lavage étant ensuite décanté pendent 12 heure

3- l'eau claire surnageant est siphonnée en prenant garde de ne pas entrainer de particules solides fines, l'eau excédentaire étant évaporée a l'étuve a 50 C jusqu'à obtenir un mortier mou.

L'échantillon ainsi préparé doit contenir environ 200 g de particules solides.

b). Détermination de la limite de liquidité Wl :

b-1). Mise en place des échantillons :

Il est mis en place à la spatule, de façon bien homogène. L'épaisseur au centre est de 15 à 20 mm, le pourtour étant sensiblement horizontal (fig. II-5)

A l'aide de l'outil a rainure ; on creuse ensuite une rainure dans le mortier contenu dans la coupelle ; puis on tourne la manivelle afin de provoquer le choc de celle-ci sur le bloc de bois dur

Par définition. La limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à la fermeture de la rainure sur 1 cm de longueur en 25 chocs.

L'échantillon doit être à une teneur en eau légèrement supérieure à la limite de liquidité, afin de pouvoir commencer l'essai avec une fermeture du sillon en 15 coups environ.

b-2).Description de l'essai :

1. Faire une rainure dans l'axe de la coupelle, l'outil étant sensiblement perpendiculaire a celle-ci.
2. Tourner la manivelle, de manière très régulière, à raison de deux chocs par seconde. On observe le fond de la rainure et on compte le nombre de chocs nécessaires pour que celle-ci se referme sur 1 cm environ. La limite de liquidité est la teneur en eau de l'échantillon lorsque la fermeture se produit en 25 chocs
3. Recommencer l'opération 4 à 5 fois avec des teneurs en eau décroissantes et telles que le nombre de chocs à chaque essai soit compris entre 15 et 35 :

- si le nombre de chocs (n) a été inférieur à 15, laissé sécher un peu

- si le nombre de chocs (n) est supérieurà 35, humidifier légèrement et bien homogénéiser le sol avant de reprendre l'essai.

Pour chaque essai tel que $15<n<35$, déterminer la teneur en eau w.

b-3).Détermination de la teneur en eau w :

1. Prélever un peu de mortier de part et d'autre de la rainure
2. Placer l'ensemble du prélèvement sur un verre de montre de poids T
3. Peser immédiatement, soit w
4. Mettre à l'étuve a 60 C jusqu'à dessiccation complète et poids stable (24 h environ).
5. Peser l'échantillon sec immédiatement à la sortie de l'étuve ou alors âpre refroidissement dans un dessiccateur, soit Wd.
6. En déduire la teneur en eau w de l'échantillon :

$$w = \frac{(w-T)-(Wd-T)}{(Wd-T)}\ 100 \quad \text{..... eq II.1}$$

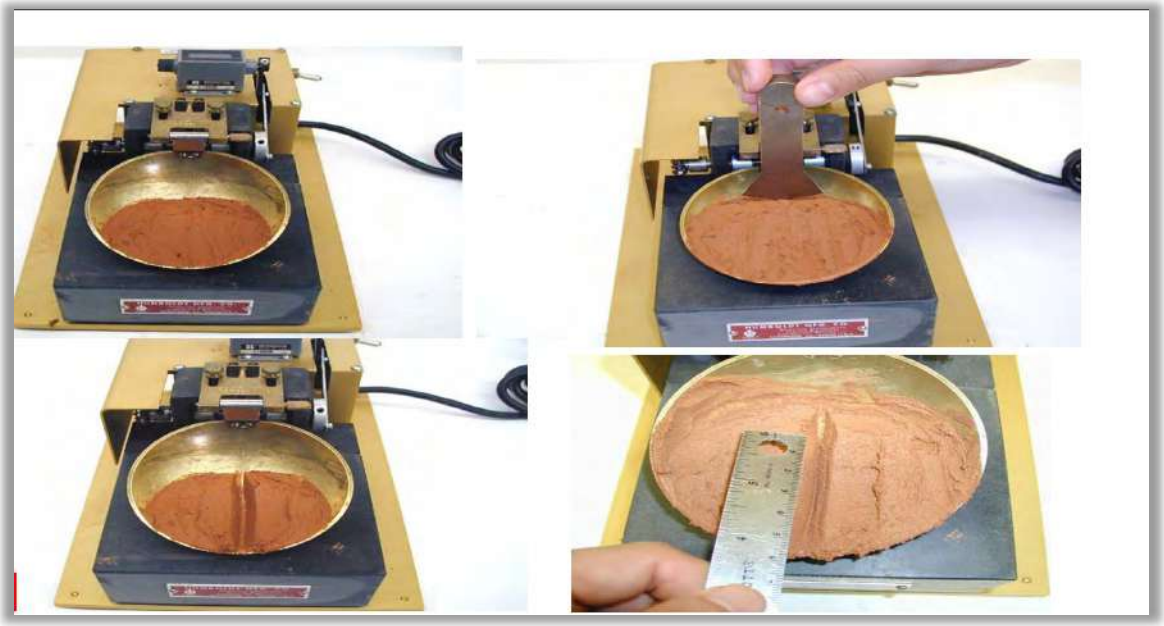


Figure II. 5. Boite decasagrande

w: teneur en eau (exprimé en %),

T : poids de la tare,

W : poids de l'échantillon humide, y compris la tare,

Wd : poids de l'échantillon sec, y compris la tare.

La limite de liquidité est déterminée à partir de la représentation graphique de la teneur en eau w, mesurée a chaque essai, en fonction du logarithme du nombre de coups correspondant.

La limite de liquidité est la teneur en eau lue sur le graphique pour N=25 coups. Elle s'exprime en pourcentage arrondi au nombre entier le plus proche (figure II-5)

. **c). Détermination de la limite de plasticité Wp :**

La limite de plasticité (Wp) est inferieur a (w_l).il faut donc laisser sécher l'échantillon un peu plus. Quand sa teneur en eau est correcte, faire une boulette de mortier grosse comme une noisette (environ 12 mm de diamètre) et en faire un cylindre en la roulant sur la plaque de marbre propre, lisse et sèche. Ceci se fait à la main, ou en utilisant une plaque plane, par un mouvement alternatif d'environ un aller et retour par seconde.

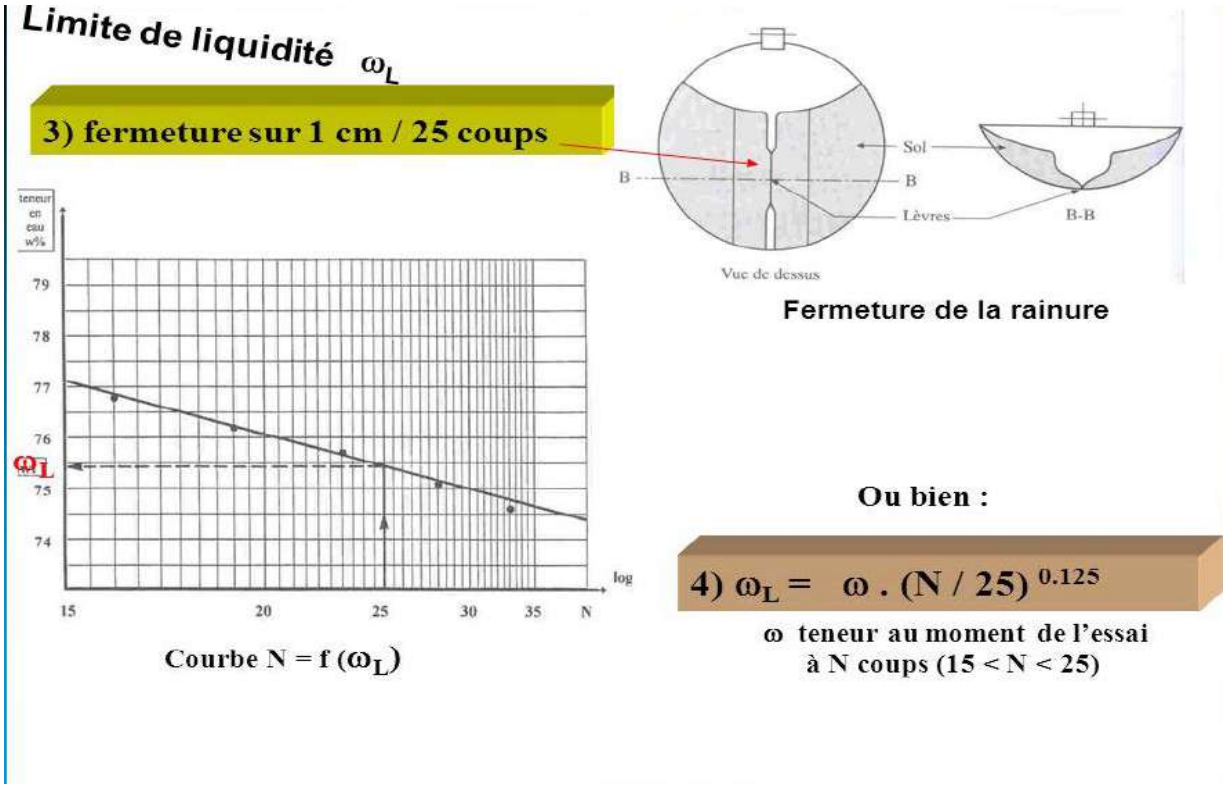


Figure II. 6. Courbe de détermination de la teneur en eau de l'échantillon

Par définition, la limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise lorsque son diamètre atteint 3 mm Cette teneur en eau doit être déterminée immédiatement après le test selon la procédure décrite lors de la détermination de (wl).

Le cylindre terminé doit avoir de 10 à 15 cm de longueur.

Dans lapratique, procéder ainsi :

- confectionner le cylindre de 3 mm
- s'il se brise avant d'atteindre ce diamètre, la teneur en eau est trop faible ;
- s'il ne s'est pas brisé, le soulever en son milieu de 15 à 20 mm.la limite de plasticité est atteinte si les ruptures produites pendent ce soulèvement,

- si la rupture ne se produit pas, laisser la teneur en eau diminuer.

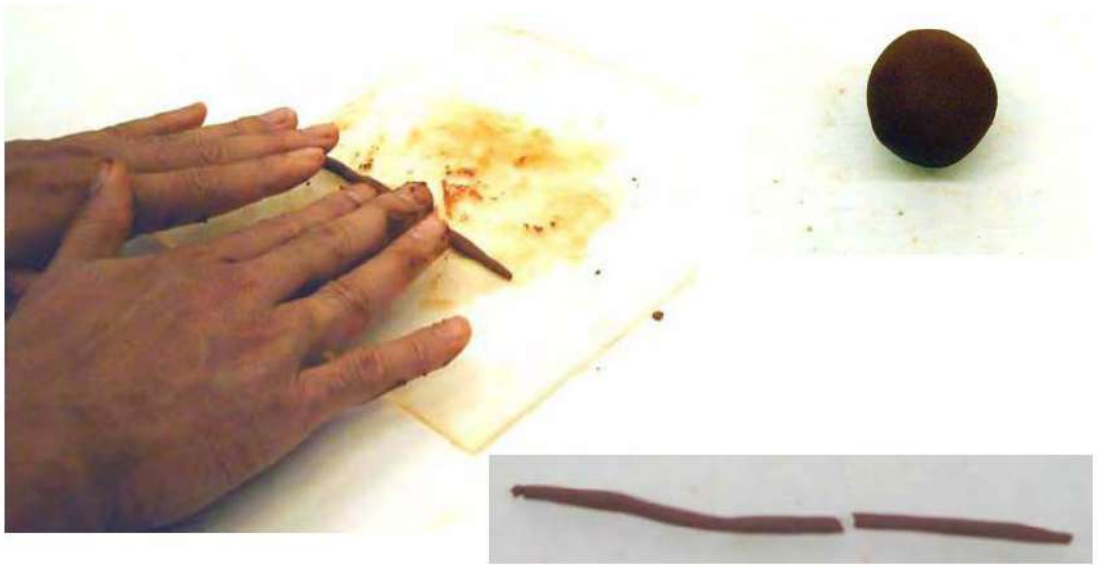


Figure II. 7. Etapes d'essai de limite de plasticité

II.3.3. Limite de plasticité et limite de liquidité de notre limon étudié :

Le tableau II.5. Présente les limites d'Atterberg, ainsi que l'indice de plasticité, l'indice de Liquidité et l'indice de consistance pour l'échantillon testé. L'indice de plasticité (IP) est la différence entre la limite de liquidité (WL) et la limite de plasticité (WP), présentant l'étendue de la plage de plasticité et définissant l'argilosité des sols.

L'indice de liquidité (IL). (IL) présente le rapport de la différence entre la teneur en eau et la limite de plasticité, et lavaleur de l'indice de plasticité. Il est une indication sur l'état de la consistance d'un sol et ledegré d'adhérence entre les particules, comme l'indique aussi l'indice de consistance.

IC = 1 – IL…….**eq II.2**

Tableau II. 5. Limite de plasticité et limite de liquidité de notre limon étudier

	Teneur en eau (W %)	Limite de plasticité Wp (%)	Limite de liquidité WL (%)	Indice de plasticité Ip	Indice de liquidité IL	Indice de consistance Ic
Echantillon de limon étudié	24	28	100	0.72	0	1

Les résultats présentés dans le tableau ci-dessus ont été obtenus suite à des essais répétitifs pour limiter les marges d'erreur, vu qu'ils dépendent beaucoup de l'exécution. La répétabilité et la reproductibilité des essais ont été vérifiées.
Les résultats montrent que les échantillons de brique ont une valeurd'indice de plasticité élevée, ceci permet de les classer parmi les sols plastiques.

II.3.4.Essai cisaillement direct : [48]

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol. L'échantillon est donc décomprimé puisqu'il est soumis à une contrainte totale nulle. L'eau interstitielle est alors mise en tension. On effectue une remise sous contrainte qui a pour but, en revenant aux conditions in-situ de pression interstitielle et de contrainte effective, de modifier le moins possible les valeurs des paramètres qui pourraient influer sur la résistance au cisaillement. Cette remise sous contraintes est effectuée avant tout essai de résistance au cisaillement et particulièrement dans le cas des essais lents, c'est à dire drainés. Pour déterminer la résistance au cisaillement, deux types d'appareils sont couramment utilisés :

- l'appareil de cisaillement direct ou appareil de Casagrande ;

- l'appareil triaxial.

II.3.4.1. Objet de l'essai :

L'essai de cisaillement direct est réalisé au laboratoire pour évaluer les caractéristiques de rupture (plasticité) des sols intacts soumisà un cisaillement direct dans un plan imposé.

A partir de cet essai, on peut déduire les caractéristiques mécaniques des sols a savoir ; la résistance au cisaillement, angle de frottement, et la cohésion, utilisé en suite pour le calcul des fondations, la stabilité des talus, le poussée des terre.

II.3.4.2. Principe de l'essai :

L'essai cisaillement direct fait pour introduire le sol à étudier entre les deux demi-boites qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre (Fig. II.7). Un piston sous forme d'étrier permet d'exercer sur le sol une contrainte normale (N). La demi-boite inférieure est entraînée Horizontalement à vitesse constante la force totale du cisaillement est mesurer par anneau dynamique fixé à la demi-boite Supérieur et les déplacements verticaux (τ) sont mesurer par un micromètre placé sur la demi-boite supérieur (Fig. II.7). Dans le plant de cisaillement l'état de la contrainte est :

$$\sigma = \frac{N}{A} \text{ ..... eq II.3}$$

$$\tau = \frac{F}{A} \text{ ..... eq II.4}$$

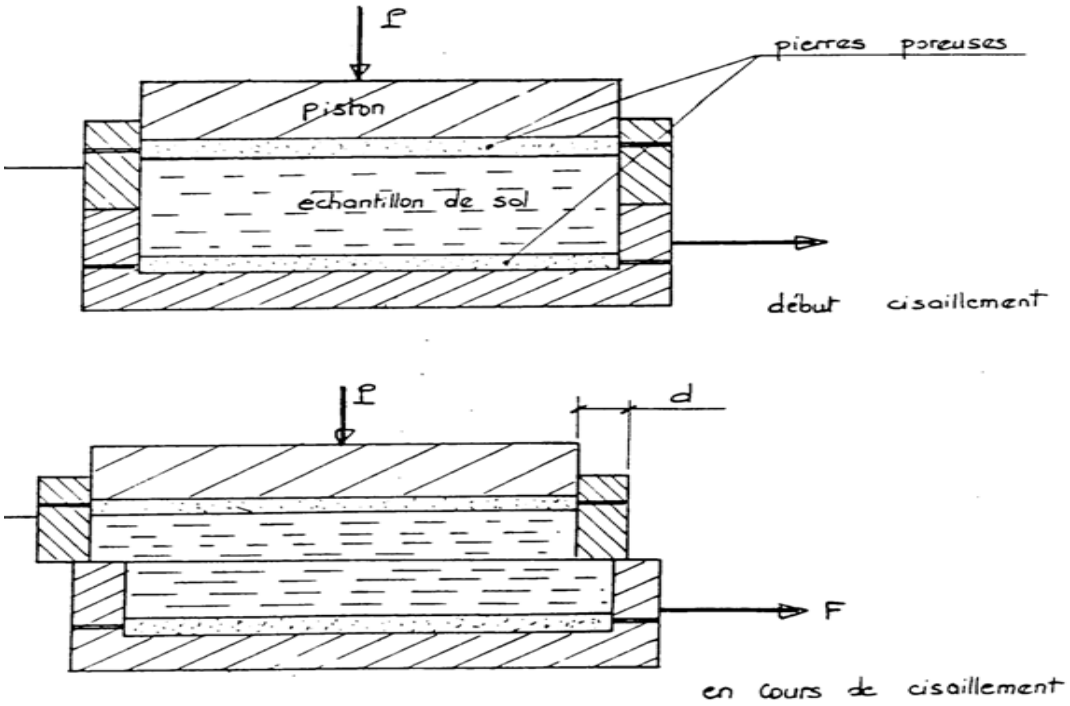


Figure II. 8. Boite de cisaillement

II.3.4.3.Variable étudié :

Dans cette étude, 105 échantillons ont été répartis entre sept familles de sable limoneux, pour évaluer l'effet de la teneur fine (FC) et de l'humidité (w)sur la résistance au cisaillement (τ), l'angle de frottement ($\emptyset$).

Les échantillons ont été soumis à un cisaillement sous cisaillement direct. Pendant ce temps, tous les mélanges sable-limon ont été testés avec différentes teneurs en humidité et trois contraintes normales appliquées (Pc) égales à 100, 200 et 300 kPa et avec unevitesse de cisaillement fixe égal à 1 mm / min.

II.3.4.4. Préparation des échantillons :

a.Préparer environ 1 kg de sable limoneux sec tamisé a inferieur de 80 um

b. Solidariser les 2 demi boîtes et vérifier que le piston coulisse bien dans la demi boîte (à chaque boîte correspond un piston repéré par un numéro)

c. Mettre en place une plaque dans le fond de la demi- boîte inférieure

d.Remplir la boîte avec du sable limoneux compacté ou non (Le plan de cisaillement doit se trouver sensiblement à mi-hauteur de l'éprouvette (Après mise en place le piston doit dépasser de 1cm).

e. Araser avec soin la surface du matériau et placer la plaque supérieure et le piston.

f. Déterminer la hauteur et la masse initiale de l'échantillon. En déduire son poids volumique

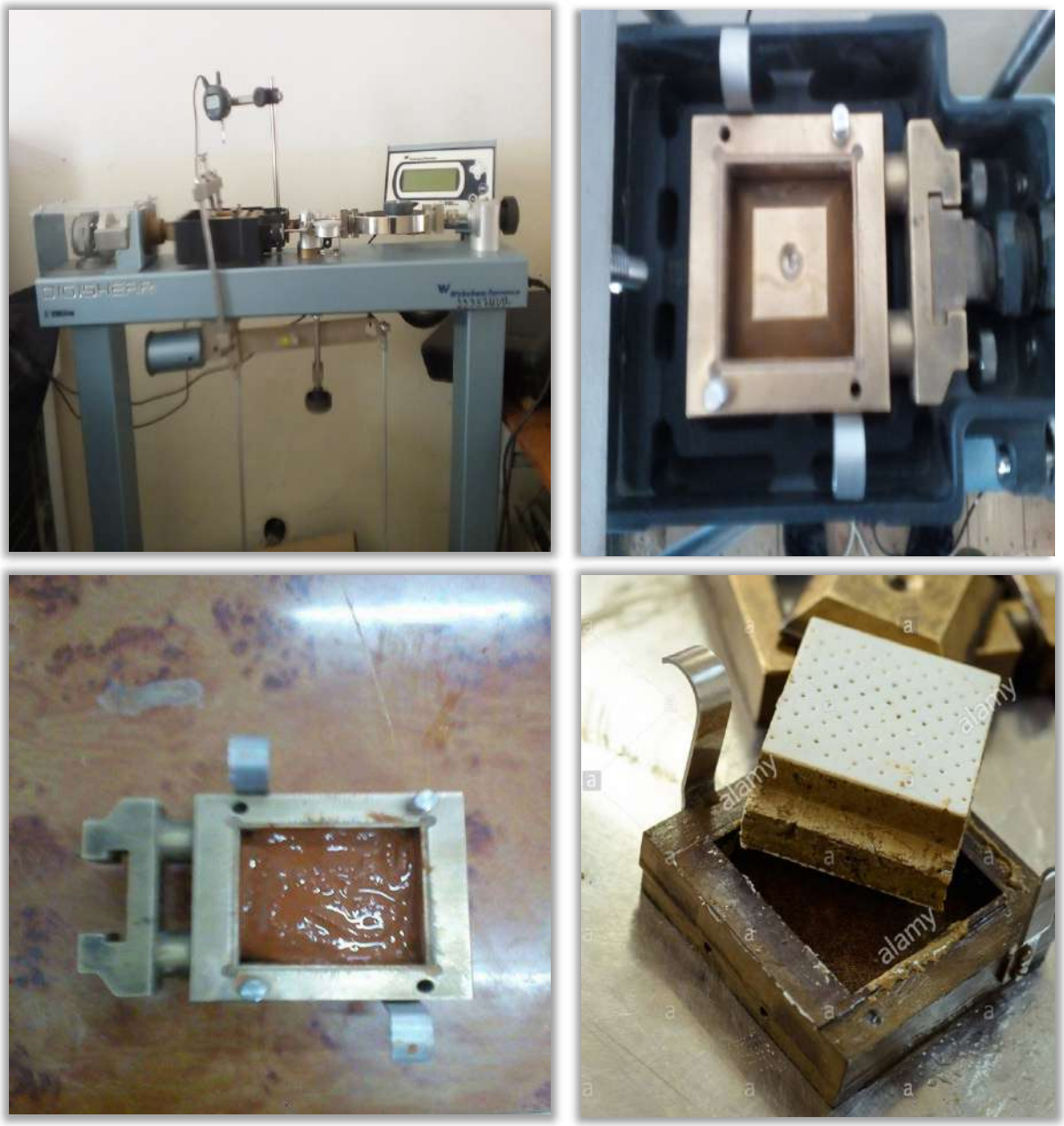


Figure II. 9. Composants et échantillons de la boîte de cisaillement directe

Chapitre III : Résultats et interprétations

Cette partie consiste à étudier l'effet de variation combinée de la teneur en fine (FC) de briques cuite et la teneur en eau W% correspondante sur un sable d'oued MZI. Pour pouvoir conclure le pourcentage optimum des deux variables (FC%, W%), on a procéder à la caractérisation du sable et de la poudre de brique cuite. En suite la caractérisation mécaniques des mélanges.

III.1. Proctor normalisé

On a réaliséecinq familles d'échantillonsde sables reconstituent avec des déférentspourcentages de limons (0%, 10% ,20, 30% et 35%), cet essai réalise pour déterminer la teneur en eau optimum et la densité sèchemaximale, et par définition la teneur en eau est le paramètre fondamental pour le compactage des sols, surtout dans le cas des sols fins pour lesquels ce paramètre ne peut changer que lentement en raison de l'affinité de l'eau avec les particules limoneux, il est répété plusieurs fois sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau et les points obtenus de cette manière forment une courbe dans l'espace (γ_d; w) et le point dont l'ordonnée est la densité sèche maximale et l'abscisse est la teneur en eau correspondante représente l'Optimum Proctor.

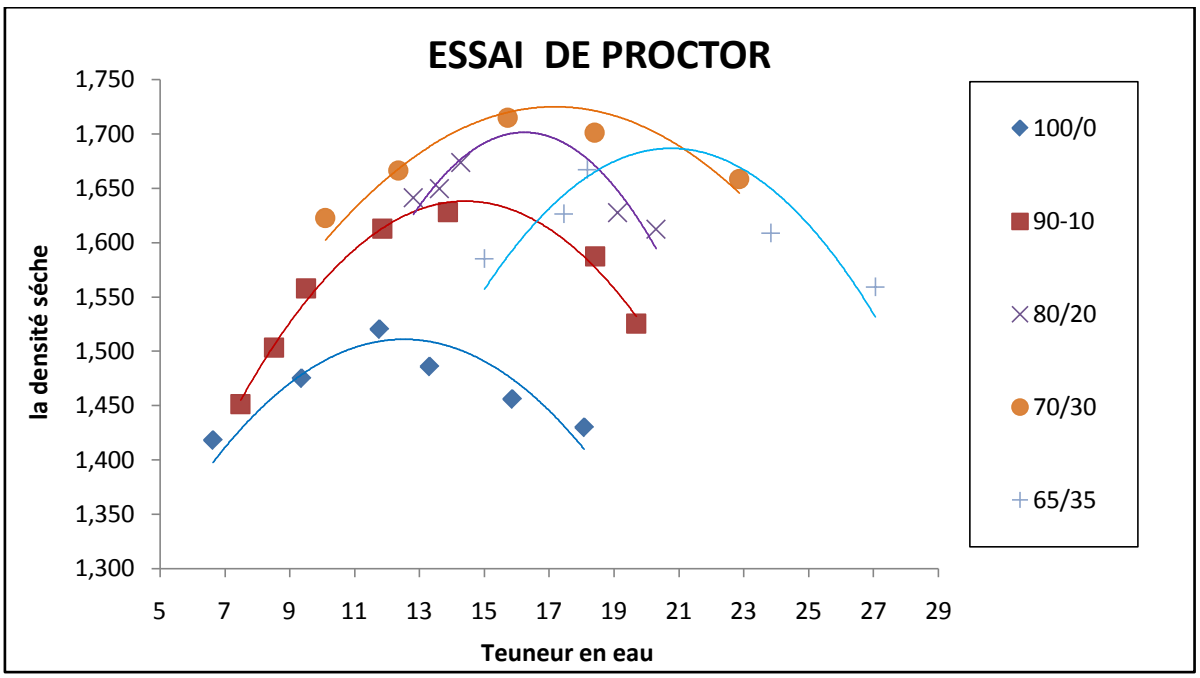


Figure III.1.Courbes de Proctor normalisé.

La figure III.1 représente les séries d'essais de Proctor normalisé des différentes familles, on a constaté que la densité sèche maximale pour les mélanges ayant FC=0, 10, 20, 30 et 35% était respectivement de1.52, 1,63 ; 1,67 ; 1,71 et 1,67 g/cm^3. Ces résultats corresponds au teneur en eau optimales de 12.23 ; 13,89 ; 14,29 ; 15,72 et 18,18% respectivement.

Toutes les courbes obtenues à une forme de cloche. Elles sont indiquées que dans un premier temps, lorsqu'on augmente la teneur en eau du matériau, sa densité sèche augmente, ce qui signifie que le matériau devient plus dur, plus compact et plus portant. Puis la courbe arrive à un maximum obtenu pour une valeur précise de la teneur en eau (w) appelée l'optimum Proctor. Si on poursuit l'augmentation de la teneur en eau, à nouveau le sol se fragilise[27].

III.2. Cisaillement direct :

On a réalisé 140 tests de cisaillement direct avec une condition (CU) consolidé non drainé sur des échantillons (sable-limon) avec déférentes pourcentage de limons (FC= 0 à 35%), cisaillé à une vitesse de 1 mm /min. sous des pressions de confinements de (P_c=100, 200 et 300 kPa). L'essai de cisaillement direct à la boîte consiste à cisailler l'éprouvette de sol, qui est placée entre deux demi boîtes, suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une force normale N et une force tangentielle (τ).

La demi-boîte inférieure peut se déplacer horizontalement. Cet essai permet de représenter la résistance au cisaillement du sol par une relation entre la contrainte tangentielle :

$\tau = (c + \sigma \tan\emptyset)$ --------(1)

Et la contrainte normale :

$\sigma_N = (F/A)$ ----------(2).

III.2.1. Effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique

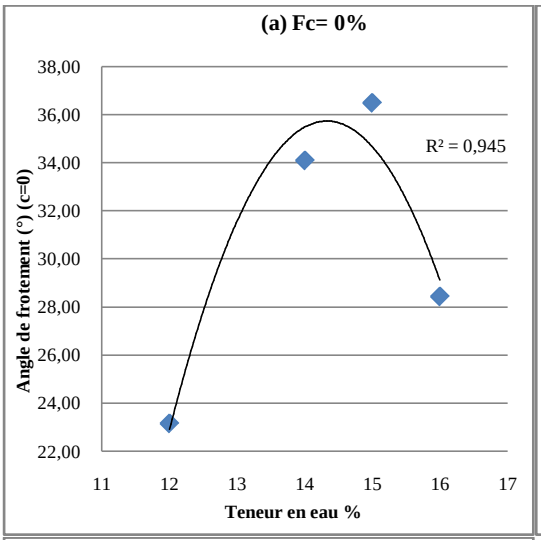
Le comportement mécanique des mélanges de sables limoneux est basé sur l'étude les trois paramètres ; l'angle de frottement ; la cohésion et la résistance au cisaillement.

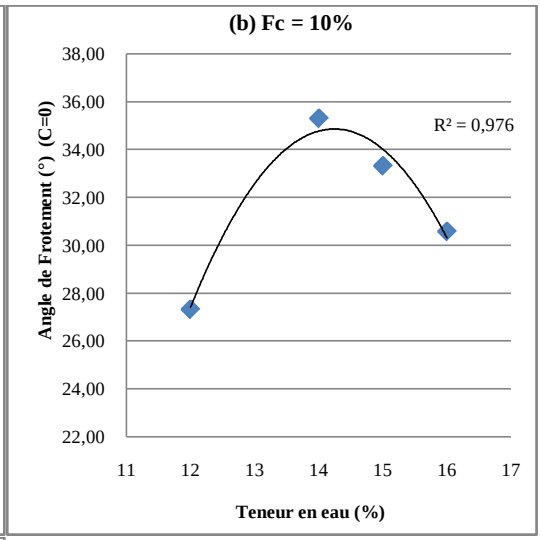
III.2.1.1. Angle de frottement

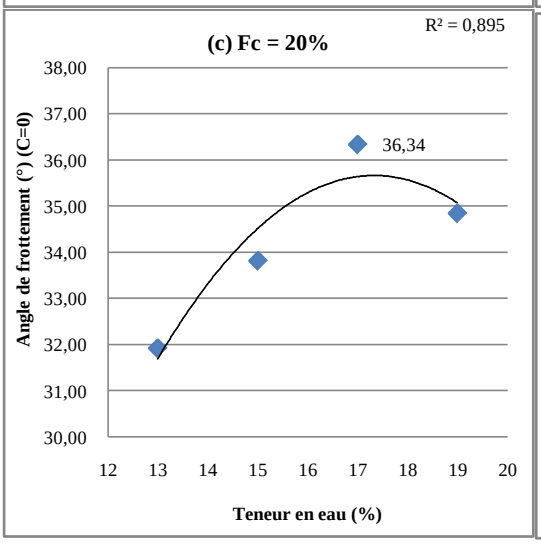
Les résultats expérimentaux de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau pour les différentes teneurs en fines sont montrés aux figures **III.2.a jusqu'au III.2.e.**

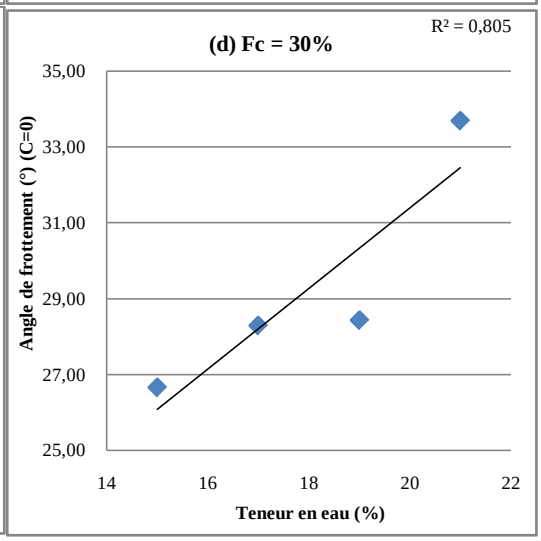
Selon les figures **III.2.(a, b et c**), dont Fc= 0%, 10% et 20%, il existe une relation curviligne et proportionnel entre l'angle de frottement et le teneur en eau, jusqu'au une teneur en eau de

15%, 14 % et 17% respectivement, après ces valeur, on constate une diminution de l'angle de frottement .









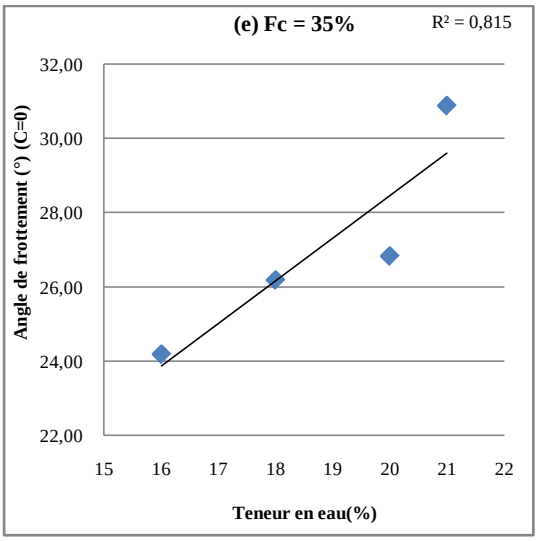


Figure III.2.Effet de la teneur en eau sur l'angle de frottement.

Alors qu'à partir de 30% (Fc= 30 et 35 %), la variation devient une relation proportionnellement linéaire entre l'angle de frottement et le teneur en eau où l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de la teneur en eau.

A partir des résultats obtenus, on constate que l'effet de la teneur eau se différent en variant la teneur en fines, on a constaté que l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à la valeur optimum Proctor (Wopt), l'angle de frottement atteint son maximum, au de la de ces Wopt, l'angle de frottement a la tendance de diminuer.

Hors, pour de teneurs en fines supérieurs ou égale à 30%, on a une variation linéaire croissante, pour ces deux cas, les fines ont la tendance d'absorber une quantité supplémentaire de l'eau, à faibles teneurs en eaux,

Le rôle de l'humidification constitue un film d'eau qui peut provoquer des forces d'attraction moléculaires entres les grains, sans l'augmentation de la distance entre les particules entre eux, il existe deux force de cohésions : (1) la cohésion du contenu fin, et (2) la force d'attraction moléculaire de l'eau. Une augmentation supplémentaire de la teneur en eau diminue la force d'attraction moléculaire et sépare plus les grains, diminuant ainsi l'adhérence entre les particules [28, 30, 33].

Lorsque la teneur en humidité augmente, la force de frottement entre les grains du sol sera plus faible en raison de l'eau plus épaisse entre les grains du sol. Sous la condition de pression efficace externe constante. L'angle de frottement sera plus petit en conséquence[49].

III.2.1.2. Cohésion

Les résultats expérimentaux de la cohésion en fonction de la teneur en eau pour les différentes teneurs en fines sont montrés a la figure III.3

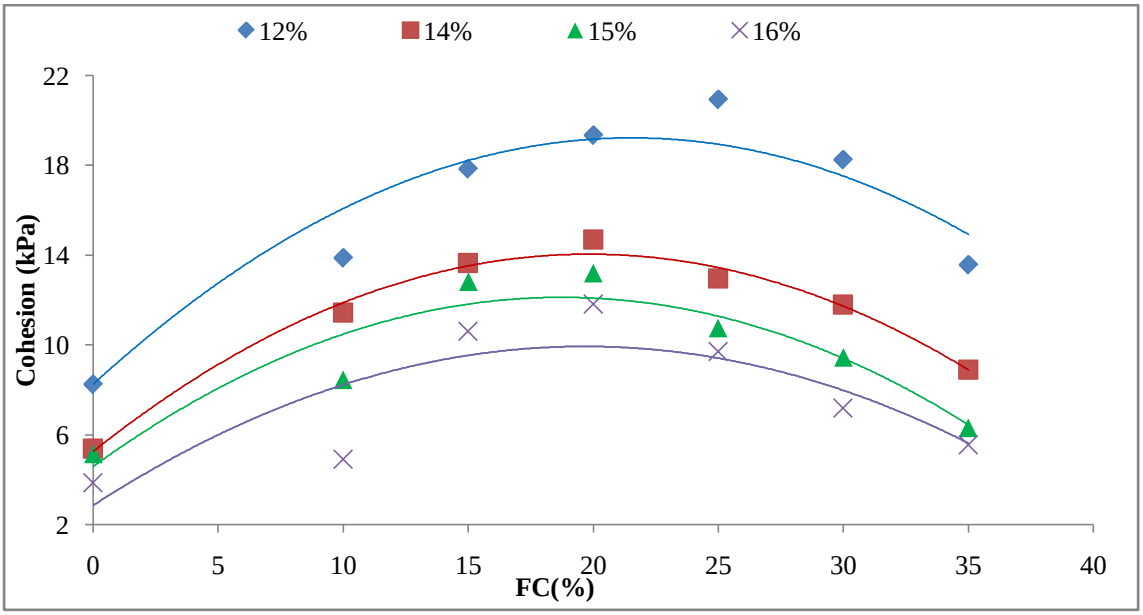


Figure III.3. Effet de la teneur en eau la cohésion

La structure du sol après compactage et la minéralogie sont les variables fondamentales qui gouvernent le comportement vis-à-vis des changements de la teneur en eau. Les structures ouvertes, qui correspondent à des faibles densités, sont sujettes à l'effondrement quand les forces internes d'origine capillaire, capables de rigidifier le sol, diminuent, suite à une humidification. Ce sont surtout les sables limoneux qui sont capables de maintenir des microstructures relativement ouvertes en état non saturé, très résistantes à l'action des contraintes extérieures. Cependant, la destruction des ménisques, des ponts et des agglomérats argileux entre grains, qui d'ordinaire accompagne un processus d'imbibition peut provoquer d'importantes réductions de volume. Si la plage des contraintes appliquées est vaste, on constate que l'effondrement après l'imbibition augmente avec la contrainte appliquée jusqu'à atteindre un maximum, puis diminue pour des contraintes de confinement supérieures. Ce comportement est logique du point de vue physique: à une succion donnée, la contrainte croissante arrivera à rompre la structure du sol, mais simultanément provoquera des états denses qui, progressivement, résisteront à d'autres imbibitions.

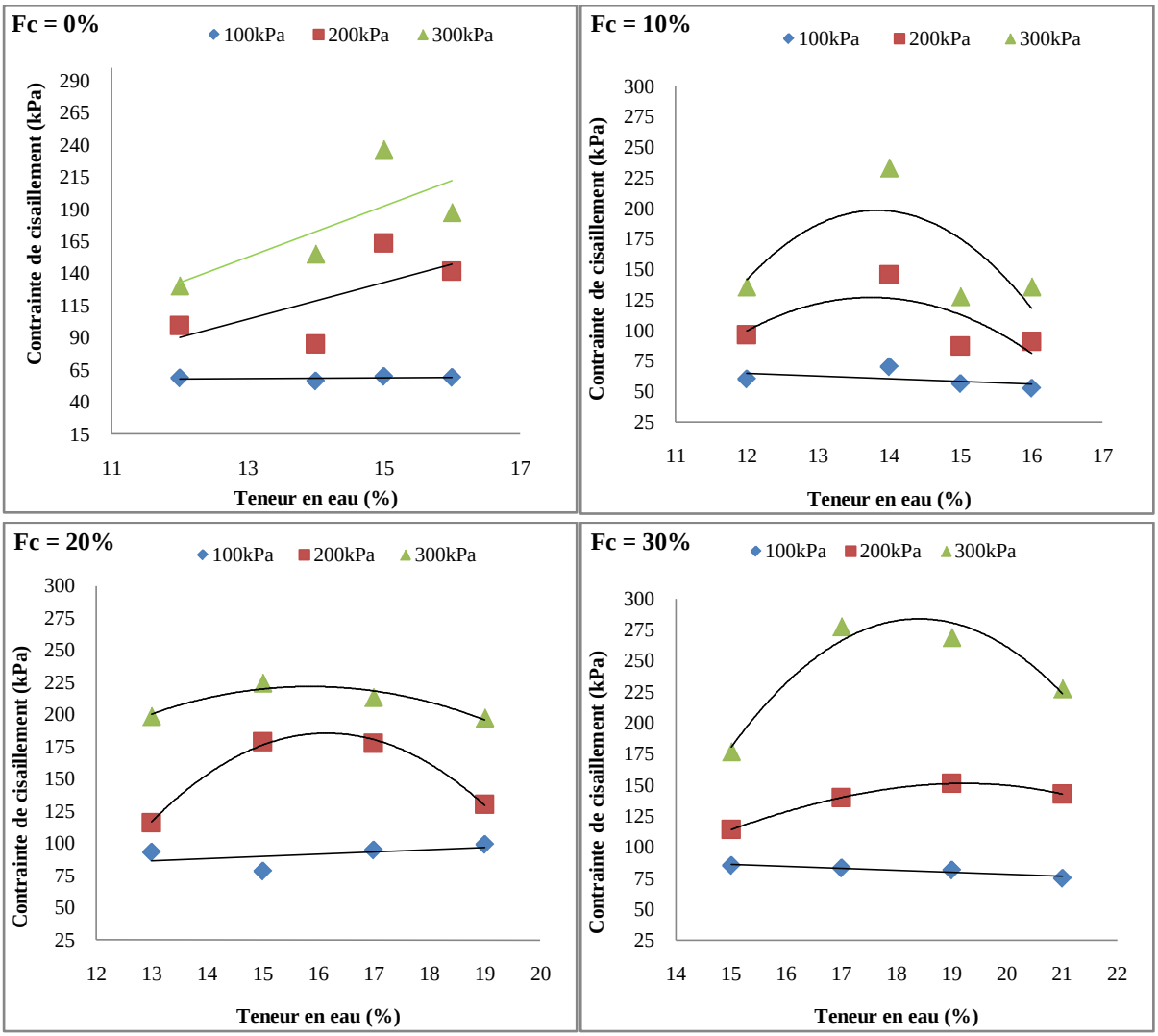
Mouazen et al. (2002) ont déclaré que **l'augmentation** de la teneur en eau entraînait **une diminution** de la cohésion et du module d'Young (c'est-à-dire une diminution de la cohésion et de la résistance au cisaillement) des sols sablo-limoneux[34].

Mais dans une autre étude par Farooq et al.ont constaté une relation entre la teneur en eau et la cohésion. Au cours de l'augmentation de la teneur en eau, la cohésion augmente jusqu'à la

valeur la plus élevée, alors lorsque la teneur en eau devient supérieure à 40%, la cohésion a tendance à diminuer avec l'augmentation de la teneur en eau[32].

III.2.1.3. Résistance de cisaillement:

Les résultats de résistance de cisaillement en fonction de la teneur en eau pour différentes teneurs fines sont montrés aux figures Fig. III.4 :



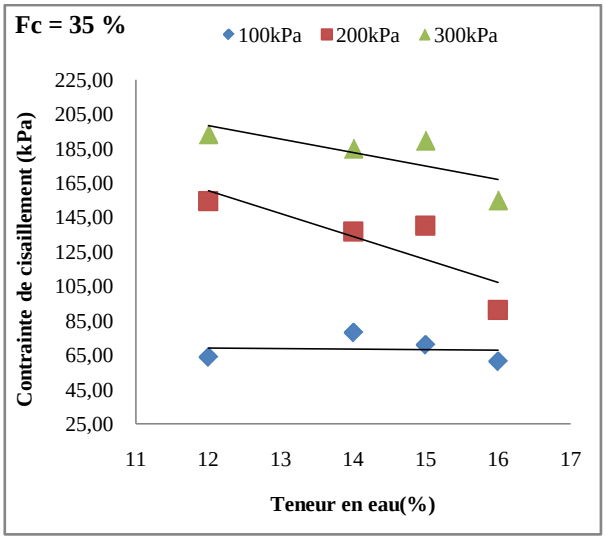


Figure III.4. Résistance au cisaillement direct en fonction de la teneur en eau

D'après les résultats obtenus, on constate que pour un sable d'oued en l'absence des fines de briques cuite, les mélanges présentent une variation linéaire croissante, sauf pour les faibles pressions de confinement (100 kPa), où on a constaté qu'il n'a pas une variation significatif, dont la résistance au cisaillement maximal varie entre 58 et 59 kPa.

D'autre part, plus on augmente la teneur en fine, les mélanges présentent une variation curvilignes, présentant des résistances optimums, il est à signalé que les résistances optimales sont enregistrés pour des teneurs en eau proches des Wopt Proctor, cela peut signifier que lors de cisaillement de l'éprouvette, la teneur en eau adéquate (proche du optimum Proctor) permet un meilleur compactage des mélanges ce qui provoque l'augmentation de la résistance, ces résultats sont valables pour des teneur en fines inferieur ou égale à 30%. Après ce pourcentage, les résistances mécaniques présentent une diminution linéaire.

Pour des faibles teneurs en eau, la force moléculaire d'attraction d'eau est augmenté entre le sable et les fins de briques, en augmentant la teneur en eau, ce dernier commence à augmenter la distance entre les fins et les particules, et par conséquence, diminution de la force moléculaire [28, 36]. Ce résultat est confirmé par d'autres recherches antérieures, justifiant la diminution de la résistance au cisaillement et dû à l'augmentation des distances entres les particules et gonflement des mélanges [30, 31, 34].

Généralement, la présence d'eau provoquait la lubrification de la surface entre les particules Omidvar et al. ont déclaré que l'eau joue un rôle d'agent lubrifiant entre les particules du sol (particules de sable); par conséquent, réduire le frottement entre les particules de sable[29].

On peut expliquer que les fines de brique à une teneur plus de 30% provoquent une diminution des frottements entre les particules grossières et diminuent l'effet de lubrifiant d'eau par l'absorbation.

III.2.2.Effet de la Teneur en fines Sur Le Comportement mécanique des sables limoneux

Dans cette partie, on va étudier le comportement mécanique des mélanges de sables limoneux sous l'effet de variation de la teneur en fine .

III.2.2.1. Angle de frottement

Les résultats expérimentaux de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau pour les différentes teneurs en fines sont montrés aux figures **III.5**

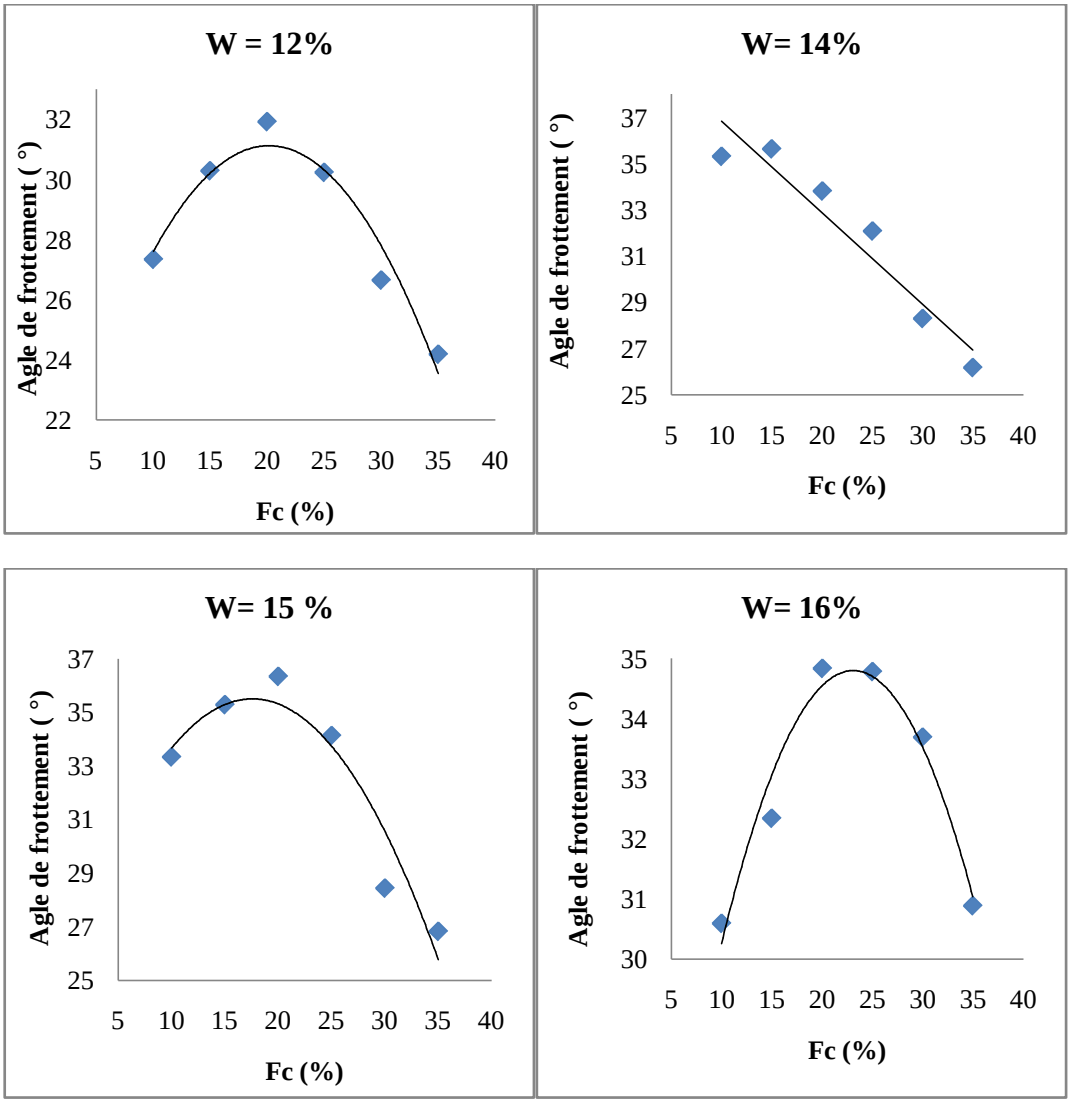


Figure III.5.Effet de la teneur en fine sur l'angle de frottement.

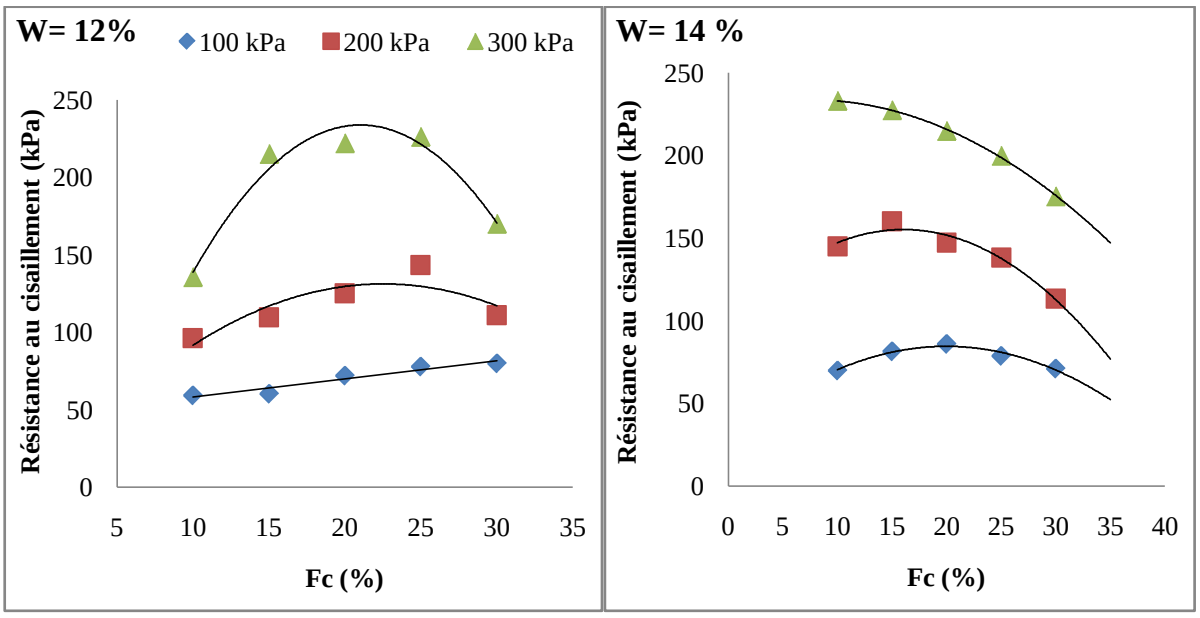
Les figures III.5.a/d représente l'influence de la teneur en fine sur la variation de l'angle de frottement pour une plage de teneur en eau entre 12 et 16%, on aconstaté que la variation de l'angle de frottement est curviligne pour tous les teneurs en eaux utilisées, sauf pour la teneur en eau W= 14% où on a enregistré une variation linaire décroissante.

A travers les résultats obtenus, on a enregistré une augmentation de l'angle de frottement jusqu'au 36.69 et 36.13° pour des teneurs en eau de 15 et 16 % respectivement utilisées avec une teneur en fine Fc = 20%, au-delà de ce pourcentage (Fc> 20%), l'angle de frottement diminue.

Bayoglo et al.[51] ont rapporté que l'utilisation des fines avec des pourcentages inferieur ou égale à 20% améliore l'angle de frottement pour atteindre des valeurs supérieur à 38°, après ce pourcentage, l'angle frottement interne diminue. D'autre part Ahmad arab et al. Ont montré que l'augmentation de la teneur en fine induit une réduction de l'angle de frottement interne des sables limoneux[50].

III.2.2.2. Résistance de cisaillement

L'effet de la teneur en fine sur la résistance au cisaillement est représenté sur la figureIII.6.Pour une teneur en eau égale à 12%, et une pression de confinement Pc=100kPa, plus on augmente la teneur en fines, la résistance au cisaillement augmente linéairement jusqu'à une valeur de 80 kPa pour une teneur en fine de 30%, la résistance au cisaillement présente une variation curviligne avec des optimums de 143.39 et 226.16 kPa pour des pressions de 200 et 300kPa respectivement, il est à signalé que ces optimums sont obtenue pour teneur en fine égal à 20%.



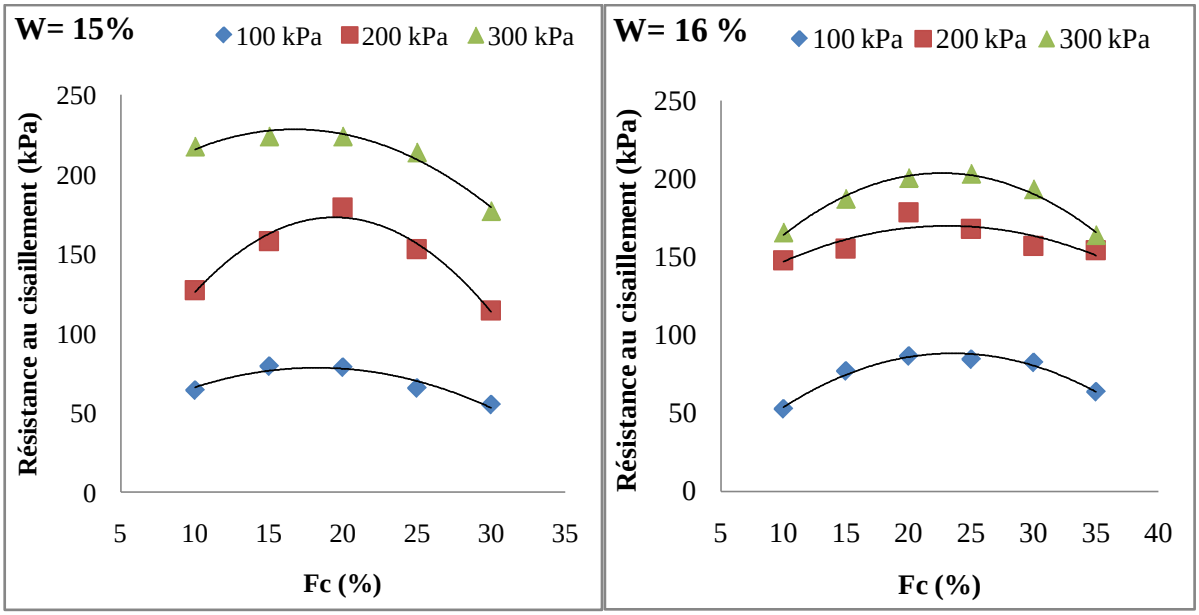


Figure III.6.Effet de la teneur en fine sur la résistance au cisaillement.

En ce qui concerne des teneurs en eau de 14, 15 et 16 % la variation obtenu est une relation curviligne pour les trois pression de confinements utilisés,

On a enregistré des optimums de résistance répartie comme suit :

- Pour W=14% : on a constaté que l'optimum de la résistance varie en fonction de l'augmentation de la pression de confinement, on a trouvé qu'à 100kPa l'optimum est de 20% de fine avec une résistance égal à 82 kPa, alors que pour une pression moyenne de 200kPa l'optimum est de 15% de fine avec une résistance égal à 145 kPa, tandis que pour une pression de confinement de 300 kPa on a trouvé que l'optimum est obtenu pour une teneur de fine de 10% avec une résistance de 235kPa.

- Pour W=15% et 16 %: il existe une relation de curviligne entre la teneur en fines et la résistance de cisaillement qui augmente avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à une valeur maximale pour les trois pressions de confinements, obtenues à une teneur en fine de 20 %.L'augmentation supplémentaire de Fc, provoque une diminution de la résistance de cisaillement.

Ces résultats sont en concordance avec de Ueda et al., qui ont déclaré qu'à une petite quantité des fines a une contribution significative à la résistance au cisaillement. Parce qu'il a causé de diminution des frottements entre les particules grossières[37]. Mais Selon les chercheurs précédents, la résistance au cisaillement diminuent avec l'augmentation de la teneur en particules fines (FC).[27, 38-41].Simpson et Evans (2015) ont émis l'hypothèse que ce

comportement était dû à la présence de particules fines qui causent la décroissance régulière des particules grossières et réduisaient ainsi la force de cisaillement sur le squelette des particules grossières seulement[41].

Cubrinovski et Rees ont indiqué que l'augmentation de la teneur en fines (FC) entraînait une diminution de la densité, ce qui diminuait la résistance au cisaillement[42]. De plus, Bensoula et al. etBelkhatir et al. et ont exprimé ce problème est lié à l'indice de vide inter-granulaire équivalent[43, 44].L'augmentation de la teneur en fines a provoqué l'augmentation de l'indice de vide inter-granulaire équivalent, diminuant ainsi la résistance critique au cisaillement non drainé [45].

Conclusions et Recommandations

IV. Conclusions

L'objectif de ce travail était de déterminer l'influence de la teneur en eau et la tenur en fines de briques cuites sur le comportement physico-mécanique des sables limoneux

Sur la base des résultats expérimentaux obtenus on peut tirer les conclusions suivantes :

1- Effet de la teneur en eau

- Lorsque la teneur en humidité augmente, la force de frottement entre les grains du sol sera plus faible en raison de l'eau plus épaisse entre les grains du sol. Sous la condition de pression efficace externe constante. L'angle de frottement sera plus petit en conséquence.
- Au cours de l'augmentation de la teneur en eau, la cohésion diminue jusqu'à la valeur la plus élevée, alors lorsque la teneur en fine devient supérieure à 20%, la cohésion a tendance à diminuer avec l'augmentation de la teneur en eau
- En augmentant la teneur en eau, ce dernier commence à augmenter la distance entre les fins et les particules, et par conséquence, diminution de la force moléculaire, ce qui diminue la résistance au cisaillement. Cette diminution est dû à l'augmentation des distances entres les particules et le gonflement des mélanges.

2- Effet de la teneur en fines (FC)

- l'utilisation des fines avec des pourcentages inferieur ou égale à 20% améliore l'angle de frottement pour atteindre des valeurs supérieur à 36°, après ce pourcentage, l'angle frottement interne diminue. Ces résultats sont dû à l'augmentation de la teneur en fines qui a provoqué l'augmentation de l'indice de vide inter-granulaire équivalent.
- la présence de particules fines qui causent la décroissance régulière des particules grossières et réduisaient ainsi la force de cisaillement sur le squelette des particules grossières seulement.

Le meilleur pourcentage pour les fines de briques pour l'amélioration des sols et de 20%

V. Recommandations

D’après les conclusions ci-dessus on recommande les utilisateurs du domaine du BTP d’utiliser les fines de briques cuites pour l’amélioration des sables limoneux, avec un pourcentage de 20%. Et de confirmer ces résultats par un essai triaxial en variant :

- Les conditions de drainages et de consolidations.
- Etudier l’effet des briques cuite à long terme.
- Utiliser d’autres types de fines, comme la pouzzolane naturelle,… etc.

Références bibliographiques

VI.Références bibliographiques

[1] H. Nowamooz, Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels, Institut National Polytechnique de Lorraine-INPL, 2007.
[2] M. Aboushook, Contribution à l'étude quantitative du gonflement des sols argileux: application à des sols intacts de la zone urbaine du Caire, 1984.
[3] J.-C. Flageollet, Les mouvements de terrain et leur prévention, Masson1989.
[4] O. Maquaire, Les mouvements de terrain de la côte du Calvados: recherche et prévention, Editions du BRGM1990.
[5] C. Lissak, Les glissements de terrain des versants côtiers du Pays d'Auge (Calvados): Morphologie, fonctionnement et gestion du risque, Université de Caen, 2012.
[6] M. Hamza, W. Anderson, Soil compaction in cropping systems: A review of the nature, causes and possible solutions, Soil and tillage research 82(2) (2005) 121-145.
[7] W. Dossou-Yovo, Fertilisation phosphatée du maïs selon les conditions pédoclimatiques au Québec, (2018).
[8] M. Swinton, T.J. Kesik, Nivellement du terrain et drainage pour des sous-sols performants, Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches Canada2008.
[9] O. Farzaneh, Compactage par vibration des matériaux granulaires. Etude sur le comportement de l'ensemble sol-rouleau vibrant, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1981.
[10] A. Dhouib, J.-P. Magnan, A. Guilloux, Procédés d'amélioration des sols: Historique, methods de reconessance, applications et donnés économique, Symposium International ASEP–GI, 2004, pp. 577-598.
[11] A.J. Lutenegger, Dynamic compaction in friable loess, Journal of Geotechnical Engineering 112(6) (1986) 663-667.
[12] L. Ménard, Le pressiomètre éclateur de roches, Notice technique Etudes Pressiométriques Louis Ménard D 23 (1974).
[13] M. Gambin, Vingt ans d'usage du pressiomètre en Europe, PROCEEDINGS OF THE SEVENTH EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING HELD AT BRIGHTON, ENGLAND, SEPTEMBER 1979, VOL II, 1979.
[14] M. Gambin, Ten years of dynamic consolidation, Regional conference for Africa. 8, 1984, pp. 363-370.
[15] M. Gambin, Consolidation dynamique en Thailande, Travaux (626) (1987).
[16] F. Schlosser, Exposé sur te thème: Amélioration et renforcement des sols, Comptes rendus du quatorzième conférence internationale de Mécanique des sols et des travaux de fondation, Hambourg, 6-12 septembre 1997, CRC Press, 1999, p. 2445.
[17] M. Jiang, W. Liu, J. He, Y. Sun, A simplified DEM numerical simulation of vibroflotation without backfill, IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, IOP Publishing, 2015, p. 012044.
[18] J.-M. Debats, M. Sims, Vibroflotation in reclamations in Hong Kong, Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement 1(3) (1997) 127-145.
[19] J. Collin, C. Watson, J. Han, Column-supported embankment solves time constraint for new road construction, Contemporary issues in foundation engineering2005, pp. 1-10.
[20] A. Dhouib, F. Blondeau, Colonnes ballastées: techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées2005.
[21] J. Magnan, N. Droniuc, Y. Canepa, A. Dhouib, Réflexions sur la conception des colonnes ballastées, 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 2005, pp. 1377-1380.

[22] J. Hislam, N. Smith, Jet grouting, Temporary Works, pp. 101-107.
[23] D. Fau, Le clouage des sols. Application au soutenement de fouille. Etude expérimentale et dimensionnement, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987.
[24] S.f. Vidal, La terre armée, , bull. Liaison labo. Routier (1969) p.41.
[25] G.R. Koemer, R.M. Koemer, The installation survivability of geotextiles and geogrids, Geotextiles, Geomembranes, and Related Products: Canals, reservoirs and dams. Waste disposal. Geomembrane properties and testing. Mechanical damage. Creep and durability. Miscellaneous tests. Special products and applications 2 (1990) 597.
[26] A. Sere, Ouvrages renforcés par géotextiles charges en tête: comportement et dimensionnement, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
[27] B. Alshameri, A. Madun, I. Bakar, Comparison of the Effect of Fine Content and Density towards the Shear Strength Parameters, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA 48(2) (2017) 104-110.
[28] J.K. Mitchell, K. Soga, Fundamentals of soil behavior, John Wiley & Sons New York2005.
[29] M. Omidvar, M. Iskander, S. Bless, Stress-strain behavior of sand at high strain rates, International journal of impact engineering 49 (2012) 192-213.
[30] F. Bai, S. Liu, Measurement of the shear strength of an expansive soil by combining a filter paper method and direct shear tests, Geotechnical Testing Journal 35(3) (2012) 451-459.
[31] E.T. Mohamad, B.A. Alshameri, K.A. Kassim, N. Gofar, Shear strength behaviour for older alluvium under different moisture content, Electronic Journal of Geotechnical Engineering 16 (2011) 605-617.
[32] K. Farooq, J.D. Rogers, M.F. Ahmed, Effect of densification on the shear strength of landslide material: A case study from salt range, Pakistan, Earth Science Research 4(1) (2015) 113.
[33] Y. Matsushi, Y. Matsukura, Cohesion of unsaturated residual soils as a function of volumetric water content, Bulletin of Engineering Geology and the Environment 65(4) (2006) 449.
[34] A.M. Mouazen, H. Ramon, J. De Baerdemaeker, SW—Soil and Water: Effects of Bulk Density and Moisture Content on Selected Mechanical Properties of Sandy Loam Soil, Biosystems Engineering 83(2) (2002) 217-224.
[35] F. Okonta, Preliminary laboratory assessments of a lightweight geocomposite material for embankment fill application, South African Journal of Science 111(3-4) (2015) 1-9.
[36] B.M. Das, Advanced soil mechanics, Crc Press2013.
[37] T. Ueda, T. Matsushima, Y. Yamada, Effect of particle size ratio and volume fraction on shear strength of binary granular mixture, Granular Matter 13(6) (2011) 731-742.
[38] B. Alshameri, I. Bakar, A. Madun, L. Abdeldjouad, S.H. Dahlan, Effect of Coarse Materials Percentage in the Shear Strength, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, IOP Publishing, 2016, p. 012017.
[39] Y. Li, R. Huang, L.S. Chan, J. Chen, Effects of particle shape on shear strength of clay-gravel mixture, KSCE Journal of Civil Engineering 17(4) (2013) 712-717.
[40] T. Omar, A. Sadrekarimi, Specimen size effects on behavior of loose sand in triaxial compression tests, Canadian Geotechnical Journal 52(6) (2014) 732-746.
[41] D. Simpson, T. Evans, Behavioral thresholds in mixtures of sand and kaolinite clay, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 142(2) (2015) 04015073.
[42] M. Cubrinovski, S. Rees, Effects of fines on undrained behaviour of sands, Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics IV2008, pp. 1-11.
[43] M. Belkhatir, T. Schanz, A. Arab, N. Della, Experimental Study on the Pore Water Pressure Generation Characteristics of Saturated Silty Sands, Arabian Journal for Science and Engineering 39(8) (2014) 6055-6067.

[44] M. Bensoula, H. Missoum, K. Bendani, Critical undrained shear strength of loose-medium sand-silt mixtures under monotonic loadings, Journal of Theoretical and Applied Mechanics 53(2) (2015) 331-344.
[45] M.M. Monkul, J.A. Yamamuro, Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands, Canadian Geotechnical Journal 48(6) (2011) 931-942.
[46] N. Norme, P 94-093,(1999), AFNOR, Sols: reconnaissance et essais-Détermination des références de compactage d'un matériau-Essai Proctor normal, Essai Proctor modifié.
[47] N. AFNOR, 94-051, 1995c, Sols: Reconnaissance et Essais. Détermination des Limites d'Atterberg. Limite de Liquidité ala Coupelle-Limite de Plasticité au Rouleau.
[48] G. BIGOT, Les nouvelles normes françaises des essais de mesure en laboratoire de la résistance au cisaillement des sols, BULLETIN DE LIAISON DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES (199) (1995).
[49] Y. Yong-hong, Z. Jian-guo, Z. Jian-hui, L. Shu-zhen, W. Cheng-hua, X. Qing-hua, Impacts of soil moisture content and vegetation on shear strength of unsaturated soil, Wuhan University Journal of Natural Sciences 10(4) (2005) 682-688.
[50] M. Belkhatir, T. Schanz, A. Arab, Effect of fines content and void ratio on the saturated hydraulic conductivity and undrained shear strength of sand–silt mixtures, Environmental earth sciences 70(6) (2013) 2469-2479.

[51] Bayolu et al. (1995), Shear Strength and Compressibility Behavior of Sand Clay Mixtures, M.S. Thesis, Middle East Technical University, Turkey.