

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
جامعة سعد دحلب البليدة  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

## MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

### Thème

UTILISATION DE L'ESSAI AU PENETROMETRE A CÔNE COMME  
MOYEN DE MESURE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES  
SOLS FINS SATURÉS

Présenté par :

**MOUACI Mohamed**

**KHALFI Ali**

Devant les membres de jury :

**M<sup>me</sup>: ADJLAN. N**

U. Saad Dahleb-Blida

President

**M<sup>me</sup>: TOUMI. I**

U. Saad Dahleb-Blida

Examineur

**D<sup>r</sup>: ABED Younes**

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

**M<sup>r</sup>: MALKI Karim**

U. Saad Dahleb-Blida

Co- Promoteur

**Blida, Novembre 2021**

## ملخص

---

تعد مقاومة القص للتربة وحدود اتربرغ من العوامل الأساسية لأي تصميم للهياكل الجيوتقنية. تتوفر عدة أنواع من الاختبارات لتحديد هذه المعلمات، وهي الاختبارات في الموقع (مقياس المقص، ومقياس الاختراق الديناميكي، ومقياس الاختراق الساكن)، والاختبارات المعملية (ثلاثي المحاور، والقص المباشر، ومقياس الاختراق المخروطي).

تتكون هذه الدراسة من إجراء الاختبارات المعملية باستخدام اختبار السقوط المخروطي (FCT) من أجل قياس حدود اتربرغ والتماسك غير المصقول. تم تحليل تأثير بعض المتغيرات على القياسات التي تم إجراؤها، مثل كتلة المخروط، إضافة الرمل. تم تفسير النتائج التي تم الحصول عليها والتعليق عليها.

**الكلمات المفتاحية:** الإجهاد العادي والضغط العرضي، اختبار FCT، حدود اتربرغ، قوة القص، الاختبارات المعملية، الاختبارات في الموقع.

## RESUMÉ

---

La résistance au cisaillement des sols et les limites d'Atterberg sont des paramètres indispensables à tout dimensionnement d'ouvrages géotechniques. Pour déterminer ces paramètres on dispose de plusieurs types d'essais, en l'occurrence les essais in situ (scissomètre, pénétromètre dynamique, pénétromètre statique), et les essais de laboratoires (triaxial, cisaillement direct, pénétromètre à cône).

Le présent travail consiste à la réalisation des essais de laboratoire au Fall Cone Test (FCT) dans le but de mesurer les limites d'Atterberg et la cohésion non drainée. L'effet de certains paramètres sur les mesures effectuées, a été analysé, tels que, la masse en cône, l'ajout du sable. Les résultats obtenus ont été interprétés et commentés.

**Mots clés :** Contrainte normale et contrainte tangentielle, l'essai FCT les limites d'Atterberg, résistance au cisaillement, essais de laboratoires, essais in situ.

## Abstract

---

The shear strength of soils and the Atterberg limits are essential parameters for any design of geotechnical structures. Several types of tests are available to determine these parameters, namely in situ tests (scissometer, dynamic penetrometer, static penetrometer), and laboratory tests (triaxial, direct shear, cone penetrometer).

This study consists of performing laboratory tests with the Fall Cone Test (FCT) in order to measure the limits of Atterberg and the undrained cohesion. The effect of certain parameters on the measurements carried out was analyzed, such as; cone mass, addition of sand. The results obtained were interpreted and commented on.

**Keywords:** Normal stress and tangential stress, FCT test, Atterberg limits, shear strength, laboratory tests, and in situ tests.

## *Remerciements*

C'est grâce à l'aide de dieu tout puissant que nous avons pu réaliser cette étude dans le cadre de mémoire de mastre, master en génie civil option géotechnique.

Au terme de cette modeste étude, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nous vifs remerciements à notre Promoteur ABED Younes, et le co-promoteur MALKI Karim, qui ont acceptés de superviser ce modeste travail, ils ont toujours été patients et encourageants.

Nous remercions également tous nos professeurs pour l'aide précieuse, qu'ils nous ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail.

Aussi, nous remerciements sont adressés aux membres de jury d'avoir accepté d'évaluer le présent travail.

ALI ET MOHAMED

*Merci*

# *Dédicace*

*Je dédie avant tout cet humble travail,*

*Et je remercie ma mère et mon père qui ont tout sacrifié pour moi.*

*Et que Dieu les protège et leur accorde santé et bonheur,*

*Si Dieu le veut.*

*Je dédie ce travail à tous mes frères et sœurs qui m'ont aidé et encouragé à  
étudier.*

*À mon binôme Khalfi Ali*

*A tous mes amis et collègues sans exception*

*Mohamed*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail avant tout à  
Mes chers parents, qui ont tout sacrifié pour mon  
Bien et qui ont éclairé ma toute par leur  
Compréhension, leur soutien mes frères ainsi que mes sœurs ;  
Mes binômes Mouaci Mohamed ;  
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin  
Pour que ce projet soit possible*

*Ali*

# Table des matières

---

<b>Résumé</b>	
<b>Remerciements</b>	
<b>Dédicaces</b>	
<b>Sommaire</b>	
<b>List des tableaux</b>	
<b>List des figures</b>	
<b>Liste des symboles</b>	
<b>Introduction générale</b>	15

## CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1	Introduction	17
I.2	La Reconnaissance Géotechnique	17
I.3	Résistance au Cisaillement Des Sols	18
I.3.1	Introduction	18
	1) Rappel sur les contraintes	18
	2) Cercle de Mohr	19
I.3.2	Résistance et rupture des sols	20
	1) Définition de la rupture du sol	21
	2) Modes de rupture possibles d'un sol	21
	3) Comportement non drainée d'un sol	22
I.3.3	Détermination de la résistance au cisaillement	23
	1) Essai in-situ	23
	A- Le scissomètre	23
	B- Pénétrromètre dynamique standard	24
	C- Pénétrromètre statique	27
	2) Essai de laboratoire	28
	A- L'essai de cisaillement direct	29
	B- L'essai triaxial	31
	C- L'essai du pénétromètre à cône	34
	Conclusion	40

## CHAPITRE II : REALISATION DE LA CAMPAGNE D'ESSAI, FCT

II.1	Caractérisation des matériaux utilisés	42
II.1.1	Argile blanche	42
	1) Analyse minéralogique	42
	2) Analyse chimique	43
	3) Microscope électronique à balayage	43
	4) Densité des grains solides	44
	5) Essai au bleu de méthylène	44
	6) Limite d'Atterberg ou limite de consistance	45
II.1.2	Sable de dune	45
	1) Définition	45

## Table des matières

---

2)	Microscope électronique à balayage	46
3)	Analyse minéralogique	47
4)	Analyse chimique	47
5)	Analyse granulométrique	48
6)	Equivalent de sable	49
7)	Densité des grains solides	49
	Conclusion	49
II.2	Présentation de l'appareillage FCT utilise	50
II.3	Principe de l'essai	52
II.4	Détermination des limites d'atterberg	52
II.4.1	La limite de liquidité	52
II.4.2	La limite de plasticité	53
II.5	Appareillage	54
II.6	Mode opération	59
II.6.1	Préparation du sol	59
II.6.2	Préparation du mélange	59
II.6.3	Essai de pénétration	60
	conclusion	61
	<b>CHAPITRE III : ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS</b>	
III.1	Introduction	63
III.2	Effet de la teneur en eau sur la pénétration	63
III.3	Détermination de la limite liquidité par la méthode FCT	64
III.4	Effet de la teneur en eau sur la cohésion non drainée	65
III.5	Détermination de la limite de plasticité par la méthode de rouleau	66
III.6	Effet de la masse du cône sur la détermination de la limite de liquidité	66
III.6.1	Variation de la pénétration en fonction de la masse du cône à teneurs en eau fixées	66
III.6.2	Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau avec masse de cône fixée	69
III.6.3	Détermination de la pénétration qui correspond la limite de liquidité de l'argile blanche	71
III.7	Effet de la teneur en sable sur la limite de liquidité, la limite de plasticité et la cohésion non drainée	72
III.7.1	Effet de la teneur en sable sur la limite de liquidité	72
III.7.2	Effet de la teneur en sable sur la limite de plasticité	77
III.7.3	Effet de la teneur en sable sur la cohésion non drainée	80
	conclusion	83
	<b>Conclusion générale</b>	84
	<b>Références bibliographiques</b>	85

## LISTE DES TABLEAUX

---

### Chapitre 1 : Etude bibliographique

Tableau 1.1 : Un résumé des différentes normes existantes Limite de liquide FCT	37
Tableau 1.2 : Valeur de Résistance au cisaillement FCT	38

### Chapitre 2 : Réalisation de la campagne d'essai, FCT

Tableau 2.1 : Composition chimique de l'argile blanche	43
Tableau 2.2 : Limites de consistance de l'argile blanche	45
Tableau 2.3 : Analyse chimique de sable de dune	47
Tableau 2.4 : l'analyse granulométrique de sable de dune	48
Tableau 2.5 : caractéristique du cône et de sa tige	51
Tableau 2.6 : Préparation du mélange (sable et argile)	60

### Chapitre 3 : Analyse et interprétation des résultats

Tableau 3.1 : Variation de pénétration en fonction de la teneur en eau	63
Tableau 3.2 : Variation de cohésion non drainée en fonction la teneur en eau	65
Tableau 3.3 : Variation la limite de plasticité	66
Tableau 3.4 : Variation de la pénétration en fonction de la masse $w_1 = 41(\%)$	67
Tableau 3.5 : Variation de la pénétration en fonction de la masse $w_2 = 42(\%)$	67
Tableau 3.6 : Variation de la pénétration en fonction de la masse $w_3 = 43(\%)$	67
Tableau 3.7 : Variation de la pénétration en fonction de la masse $w_4 = 44(\%)$	68
Tableau 3.8 : Variation de la pénétration en fonction de la masse $w_1 = 46(\%)$	68
Tableau 3.9 : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau $m_1 = 80g$	69
Tableau 3.10 : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau $m_2 = 89.25g$	70
Tableau 3.11 : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau $m_3 = 100g$	70
Tableau 3.12 : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau $m_4 = 109.25g$	70
Tableau 3.13 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau avec des masses du cône différentes.	71
Tableau 3.14 : Variation de la pénétration en fonction de variation de la masse du cône à $w = w_l$ .	72
Tableau 3.15 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 10%	73
Tableau 3.16 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 20%.	73

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 3.17 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 30%	74
Tableau 3.18 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 40%	74
Tableau 3.19 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 50%	75
Tableau 3.20 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour teneurs en sable différentes	76
Tableau 3.21 : Variation de la limite de liquidité en fonction de la teneur en sable	76
Tableau 3.22 : Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 10%	77
Tableau 3.23 : Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 20%	78
Tableau 3.24 : Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 30%	78
Tableau 3.25 : Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 40%	78
Tableau 3.26 : Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 50%	79
Tableau 3.27 : Variation de la limite de plasticité en fonction de la teneur en de sable	79
Tableau 3.28 : Variation de la cohésion non drainée en fonction la teneur en eau pour la teneur en sable 10%	80
Tableau 3.29 : Variation de la cohésion non drainée en fonction la teneur en eau pour la teneur en sable 20%	80
Tableau 3.30 : Variation de la cohésion non drainée en fonction la teneur en eau pour la teneur en sable 30%	81
Tableau 3.31 : Variation de la cohésion non drainée en fonction la teneur en eau pour la teneur en sable 40%	81
Tableau 3.32 : Variation de la cohésion non drainée en fonction la teneur en eau pour la teneur en sable 50%	82

# LISTE DES FIGURES

---

## Chapitre I : Etude bibliographique

Figure 1.1 : Contraintes relatives à une facette	19
Figure 1.2 : Cercle de Mohr.	20
Figure 1.3 : Résistance mobilisée	20
Figure 1.4 : Résistance disponible	20
Figure 1.5 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement	21
Figure 1.6 : Coupe schématique d'un scissomètre	23
Figure 1.7 : Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique (SPT)	24
Figure 1.8 : Profil de pénétration au SPT	25
Figure 1.9 : Pénétromètre statique	27
Figure 1.10 : Exemple de pénétrogramme	28
Figure 1.11 : Schéma de la boîte de cisaillement	29
Figure 1.12 : Contraintes-déplacement	30
Figure 1.13 : Détermination de $\phi$ et C	30
Figure 1.14 : Appareil de compression triaxiale	32
Figure 1.15 : Courbe contrainte/déformation	32
Figure 1.16 : Cercle de Mohr en contraintes totales issus des essais UU	33
Figure 1.17 : Résultats de l'essai C.U à l'appareil triaxial	34
Figure 1.18 : Le diagramme ci-dessus indique la relation entre les essais au cône.	37

## Chapitre 2 : Réalisation de la campagne d'essai, FCT

Figure 2.1 : Argile Blanche	42
Figure 2.2 : Diffractogramme aux rayons X (DRX) d'un échantillon de l'argile blanche	43
Figure 2.3 : MEB l'argile blanche	44
Figure 2.4 : Sable de dune	46
Figure 2.5 : Vue générale (à grande échelle, MEB.) du sable de dune	46
Figure 2.6 : DRX du sable de dune	47
Figure 2.7 : L'analyse granulométrique de sable de dune	48
Figure 2.8 : L'appareillage de pénétration au cône	50
Figure 2.9 : Composants du FCT	51
Figure 2.10 : Le cône et sa tige	51
Figure 2.11 : Principe de l'essai de pénétration au cône	52

## LISTE DES FIGURES

---

Figure 2.12 : Appareillage et méthode de détermination de WL par la méthode du cône	53
Figure 2.13 : méthode de détermination de $W_p$	54
Figure 2.14 : Détermination de $W_p$	54
Figure 2.15 : Une étuve.	55
Figure 2.16 : Une balance	55
Figure 2.17 : Un chronomètre	56
Figure 2.18 : Spatules	56
Figure 2.19 : Coupelle métallique	57
Figure 2.20 : Bacs	57
Figure 2.21 : Une plaque lisse en marbre	58
Figure 2.22 : Tamis 400 $\mu$ m	58
Figure 2.23 : Une réserve d'eau déminéralisée	59
 <b>Chapitre 3 : Analyse et interprétation des résultats</b>	
Figure 3.1 : Variation de pénétration en fonction de teneur en eau.	64
Figure 3.2 : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau	65
Figure 3.3 : Variation de la pénétration en fonction de la masse du cône à teneurs en eau différentes.	69
Figure 3.4 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau avec des masses du cône différentes	71
Figure 3.5 : Variation de la pénétration en fonction de variation de la masse des cônes à $w=w_l$	72
Figure 3.6 : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour teneurs en sable différentes	75
Figure 3.7 : variation de limite liquidité en fonction de teneur en sable.	77
Figure 3.8 : variation de limite de plasticité en fonction de (%) de sable.	79
Figure 3.9 : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau Pour différents la teneur en sable.	82

## LISTE DES SYMBOLES

---

- $\sigma_1$  : Contrainte principale majeur  
 $\sigma_3$  : Contrainte principale mineur  
 $\tau$  : Contrainte du cisaillement  
 $Q_d$  : Résistance de la pointe  
 $m$  : La masse frappante  
 $h$  : Hauteur de chute  
 $g$  : Accélération terrestre  
 $ct$  : La masse frappée  
 $s$  : Section droite de la pointe  
 $N_{d10}$  : Nombre de coups  
 $h$  : Enfoncement  
 $R_p$  : La résistance en pointe  
 $f_p$  : Mesure un effort de pointe  
 $f_L$  : L'effort frottement latéral  
 $f_t$  : L'effort total  
 $T$  : L'essai consiste à faire croître  
 $N$  : Étant maintenu constant au cours de l'essai  
 $S$  : Section de l'éprouvette  
 $\sigma$  : Contrainte normale  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle  
 $c$  : Cohésion  
 $\varphi$  : Angle de frottement interne  
 $C_u$  : Cohésion non drainée  
 $\sigma'_1$  : Contrainte effective principale majeur  
 $\sigma'_3$  : Contrainte effective principale mineur  
 $\Delta\sigma'_c$  : L'accroissement de la pression de consolidation  
 $\Delta C_u$  : L'accroissement de la cohésion non-drainée  
 $\varphi_{cu}$  : L'angle de frottement de la cohésion non drainée  
 $C$  : Cohésion  
 $q = \sigma_1 - \sigma_3$  : Déviateur de contrainte  
 $K$  : Facteur de cône de chute  
 $G$  : Poids du cône

## LISTE DES SYMBOLES

---

- $D$  : Profondeur de pénétration  
 $M$  : La masse de cône  
 $\gamma_s$  : Point volumique  
 $\gamma_w$  : Point volumique de l'eau  
 $G_s$  : La densité des grains solide  
 $I_p$  : L'indice de plasticité  
 $w_L$  : La limite de liquidité  
 $W$  : Teneur en eau  
 $w_p$  : La limite de plasticité  
 $C_u$  : Coefficient d'uniformité  
 $C_c$  : Coefficient de courbure  
 $\rho_s$  : La masse volumique des grains.

## INTRODUCTION GENERALE

---

Le pénétromètre à cône connu sous le nom de Fall Cône Test (FCT) est largement utilisé pour la détermination des limites d'Atterberg. Il est même introduit dans l'Eurocode 7. C'est un essai créé par les suédois en 1915, Il a été développé par (OLSON 1921, HANSBO 1957, BJERRUM et FLODIN 1960). Il a été modifié par le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) pour leur utilisation dans le bitume (LCPC1966).

La détermination de la limite de liquidité ainsi que la cohésion non drainée sont faite généralement en Algérie par l'utilisation respective de l'appareil de Casagrande pour les limite, le triaxial et la boîte de cisaillement pour la cohésion. L'essai Fall Cône Test, n'est utilisé en Algérie que rarement. Afin de donner plus d'importance à cet essai, nous proposons le présent travail qui rentre dans le cadre d'un thème de recherche de doctorat sur l'utilisation du Fall Cône Test comme moyen de mesure des limites d'Atterberg et de la cohésion non drainée.

Il est à signaler que les essais proposés ont été réalisés selon la norme britannique BS1377 (BSI 1990).

Le présent travail est scindé en trois chapitres :

- ❖ Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique, qui comporte la définition des résistances de rupture de sols et la résistance au cisaillement des sols fins, leurs fonctionnements ainsi que les différents mécanismes de rupture des sols, et les essais au pénétromètre à cône
- ❖ Le deuxième chapitre est réalisation de la campagne *d'essai*, FCT de laboratoire c'est-à-dire à partir de la caractéristique des sols et présentation de l'appareil FCT.
- ❖ Le troisième chapitre est consacré les analyses et interprétation des résultats de l'essai au pénétromètre a cône.

***CHAPITRE I***  
***ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE***

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique des principaux travaux réalisés sur les sols fins saturés sous un comportement non drainé, les différentes techniques de renforcement des sols, et utilisés les essais de laboratoire pour mesurer ce la résistance au cisaillement des sols fins

## **I.1 Introduction**

Il est usuellement admis que la rupture du sol sous l'effet des surcharges se manifeste par des contraintes de cisaillement au niveau des facettes en rupture. La contrainte de cisaillement ultime mobilisée par le sol au moment de la rupture est appelée résistance au cisaillement et dépend des caractéristiques mécaniques du sol. Ce chapitre se propose d'étudier la résistance au cisaillement du sol en exposant le critère de rupture de Mohr-Coulomb, souvent utilisé dans les projets géotechniques.

On étudie aussi les caractéristiques mécaniques du sol, à savoir l'angle de frottement interne et la cohésion, avec les essais in situ (scissomètre, spt, cpt) et les essais a laboratoires (cisaillement direct, triaxial, pénétromètre à cône).

## **I.2 La Reconnaissance Géotechnique**

Une des grandes différences entre les pratiques de l'ingénierie structurale et de l'ingénierie géotechnique est la façon dont on détermine les propriétés mécaniques des matériaux avec lesquels on travaille. Ainsi, pour les problèmes pratiques de calcul structural, les ingénieurs trouvent souvent ces propriétés tabulées dans des manuels. Il ne leur est donc pas nécessaire de mesurer, par exemple, la résistance d'un acier chaque fois qu'ils l'utilisent dans le projet. En revanche, l'ingénieur géotechnicien travaille avec le sol et la roche, lesquels sont des matériaux dont les propriétés mécaniques sont mal connues et assez variables d'un site à l'autre. Par conséquent, l'ingénieur géotechnicien doit toujours caractériser les sols présents avant de poursuivre n'importe quel calcul.

En effet, en génie civil il n'existe pas d'ouvrage dont les fondations ne soient pas appuyées sur le sol, c'est pourquoi il s'avère important (avant de planifier l'ouvrage et après avoir fait un examen de l'information géologique disponible du site) de déterminer les paramètres de nature et d'état ainsi que les propriétés mécaniques du sol. Cette détermination s'effectue à travers des campagnes de reconnaissance géotechnique, dont l'ampleur dépend de l'importance de l'ouvrage, de sa destination et de la nature du sol présent dans le site étudié.

Les paramètres de nature et d'état sont souvent obtenus à partir des essais en laboratoire, pratiqués sur des échantillons de sols prélevés in-situ, permettant notamment un classement normalisé des sols.

La caractérisation mécanique conduit à la détermination des paramètres de déformabilité et de résistance du sol, nécessaires pour alimenter les codes de calcul, de plus en plus développés, qui aideront l'ingénieur à prévoir le comportement charge-déformation de l'ouvrage au cours de la conception. Cette caractérisation peut se faire soit à l'aide d'essais de laboratoire soit à l'aide d'essais in-situ et parfois, selon une méthode mixte.

Les possibilités offertes par ces essais sont nombreuses, allant du plus simple au plus compliqué. L'expérience montre que les résultats d'essais obtenus suivant ces deux voies, différentes mais complémentaires, dépendent non seulement de la quantité d'essais réalisés mais surtout de leur qualité (liée aux appareillages, procédures expérimentales, méthodes d'exploitation, qualité des opérateurs, ...).

D'après (*Gourvès et al. 1997*), « la caractérisation des sols présents en surface doit permettre de répondre aux questions suivantes : quel matériau est présent, dans quel état de compacité, dans quel état hydrique et avec quel degré d'homogénéité ? ». Ainsi on cherche à déterminer avec le minimum d'erreur expérimentale possible et à un faible coût, quelques paramètres riches pour la caractérisation du sol existant sur les terrains étudiés et utilisables ensuite par l'ingénieur dans ses codes de calcul. [1]

## I.3 Résistance au Cisaillement Des Sols

### I.3.1 Introduction :

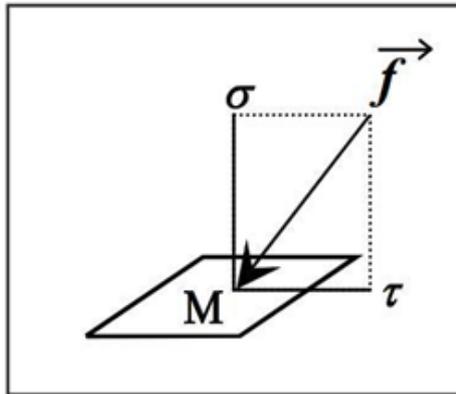
Dans la pratique la résolution d'un problème de Mécanique des Sols consiste souvent à :

- vérifier que la stabilité vis-à-vis de la rupture est assurée avec un coefficient de sécurité satisfaisant ;
- s'assurer que le dimensionnement de l'ouvrage est compatible avec les tassements admissibles, la première est l'objet du présent chapitre. [2]

#### 1) Rappel sur les contraintes :

La contrainte en un point M situé à l'intérieur d'un milieu continu définit par rapport à une facette passant par ce point. La contrainte  $f$  sur une facette donnée se décompose en :

$$\vec{f} \left\{ \begin{array}{l} \sigma : \text{Contrainte normale} \\ \tau : \text{Contrainte tangentielle} \end{array} \right.$$



**Figure 1.1** : Contraintes relatives à une facette

La rupture des sols s'effectue par cisaillement, c'est à dire lorsque la contrainte de cisaillement  $\tau$  devient « trop importante ».

## 2) Cercle de Mohr (diagramme de Mohr) :

Un cercle de Mohr est un diagramme circulaire aidant dans la recherche des contraintes principales.

Il permet de visualiser les relations existantes entre les contraintes et permet de connaître simplement les contraintes dans toutes les directions en connaissant le tenseur des contraintes en un point M.

Pour dessiner ce cercle, il faut placer les contraintes normales  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  sur les abscisses et  $\tau_{xy}$  et  $-\tau_{xy}$  sur les ordonnées, nous obtenons alors le point T dont la position peut être trouvée :

- graphiquement en remarquant que l'orientation  $\alpha$  de la facette, par rapport au plan portant la contrainte  $\sigma_1$ , est égale sur le plan de Mohr à deux fois l'angle formé au centre M du cercle entre le segment MT et  $M\sigma_1$  (voir l'exemple sur la figure 1.2),
- mathématiquement à l'aide des expressions suivantes :

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad \text{Et} \quad \tau = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha \quad (1.1)$$

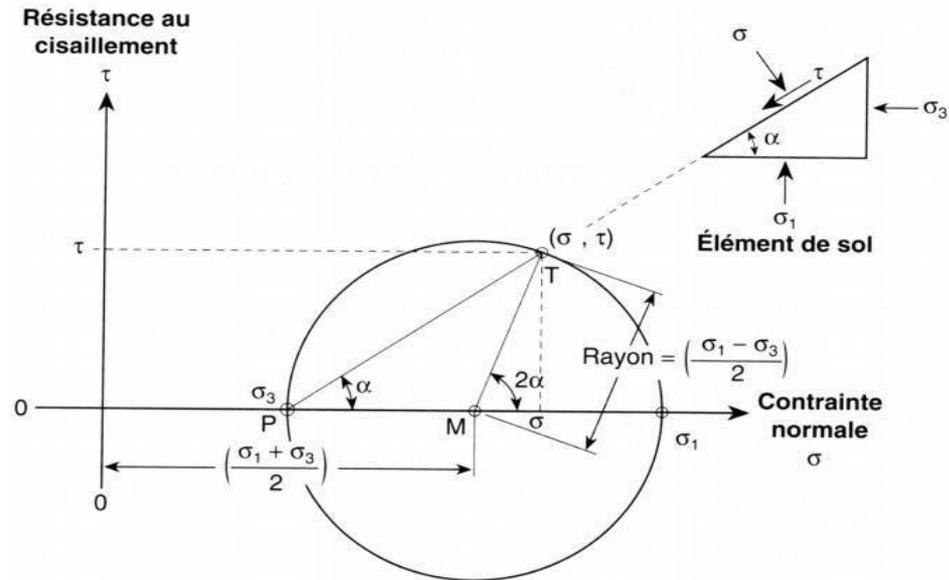


Figure 1.2 : Cercle de Mohr.

**I.3.2. Résistance et rupture des sols :**

- On définit la résistance au cisaillement comme la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut supporter.
- La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan.

✓ **Résistance mobilisée :**

La résistance mobilisée est la contrainte de cisaillement qui prévaut à un angle  $\varphi = 45^\circ + f/2$  pour un état de contrainte donnée (figure 1.3).

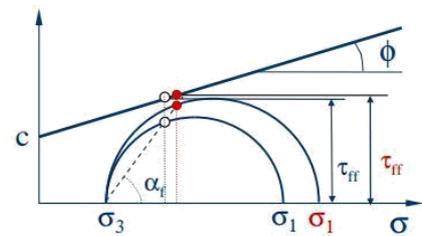


Figure 1.3 : Résistance mobilisée

✓ **Résistance disponible :**

La résistance disponible est la contrainte de cisaillement critique déterminée à partir du critère de rupture  $\tau = c + \sigma \tan \phi$  pour la contrainte  $\sigma$  en question (figure 1.4).

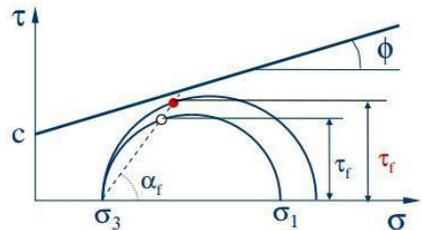


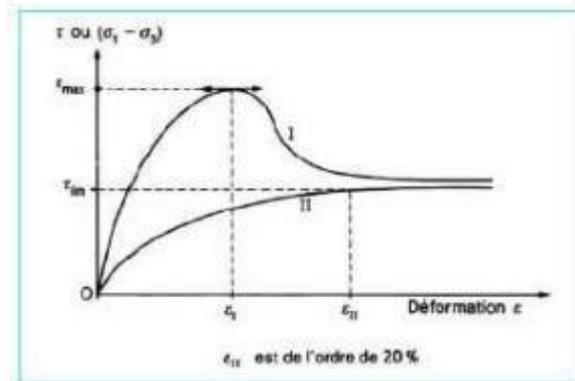
Figure 1.4 : Résistance disponible

**Facteur de sécurité :**

F.S = Résistance disponible / Résistance mobilisée

**1) Définition de la rupture du sol :**

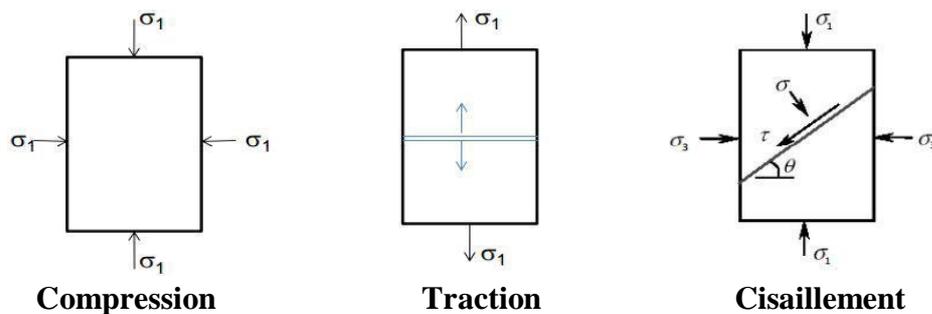
En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure :



**Figure 1.5 :** Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

**2) Modes de rupture possibles d'un sol :**

On peut identifier dans les sols trois principaux types de sollicitations : par **traction**, **compression** ou **cisaillement**.



- **Compression** : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression n'est pas en général le critère dimensionnant des ouvrages.
- **Traction** : la cause principale de sollicitation dans les sols est la gravité terrestre, créant des efforts verticaux dirigés vers le bas, les contraintes de traction sont en générales absentes. De plus, la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle.
- **Cisaillement** : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi pour dimensionner des ouvrages de génie-civil (fondations...), il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement.

### 3) Comportement non drainé d'un sol :

#### A. Introduction

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides.

On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol :

#### • Le comportement non drainé :

C'est la phase initiale, de chantier ou des premières années de vie d'un ouvrage, pendant laquelle l'eau comprise dans les pores du sol n'a pas le temps de se déplacer (ceci est surtout vrai dans le cas des argiles qui sont peu perméables).

L'eau n'a pas eu encore le temps de s'évacuer et le sol se déforme à volume constant. Il s'agit alors d'un comportement à court terme (étude en contraintes totales).

#### B. Relation avec la nature du sol :

Il existe une certaine correspondance entre le comportement des sols et leur nature.

En particulier, en se référant aux deux grands types de sols, pulvérulents ou grenus, d'une part, cohésifs ou fins, d'autre part, on peut indiquer ce qui suit.

- Pour les **sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité** (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé.
- Pour les de **faible perméabilité** (sables fins, notamment lorsque leur épaisseur est importante) et pour les **sols cohésifs ou fins** (sols limoneux, argileux, organiques), le comportement de ces sols en cas de sollicitation rapide est, en principe, non drainé, tandis que le comportement drainé ne peut être observé que dans des essais lents.

### I.3.3 Détermination de la résistance au cisaillement des sols :

#### 1) Essais in-situ

Il y en a plusieurs, on décrira quelques-uns qui sont les plus utilisées en pratique. [3]

##### A. Le scissomètre (Vane test)

###### • Principe de l'appareil et caractéristique :

Le scissomètre est utilisé pour déterminer la cohésion non drainée pour les sols mous purement cohérents (vase, tourbe, argile molle). L'appareil est constitué d'une tige munie à son extrémité de deux palettes verticales de mêmes dimensions et perpendiculaires entre elles. L'essai consiste à enfoncer l'appareil par un vérin à la profondeur voulue, puis à appliquer un moment de torsion  $M$  sur la tige.

Un cisaillement cylindrique se produit dans le sol le long de la directrice du cylindre de rayon  $r_0$ , analogue au cisaillement rectiligne Obtenu (suivant un plan) par la boîte de cisaillement. Au cours de cet essai on suit l'évolution de l'angle de rotation  $\theta$  en fonction du moment  $M$ .

###### Remarque :

- Le scissomètre est un appareil d'utilisation courante.
- $C_u$  est une fonction de la contrainte de consolidation, on peut donc déterminer la variation de  $C_u$  avec la profondeur.
- Il existe deux autres formes de cet appareil : le scissomètre de laboratoire, et le scissomètre de poche.

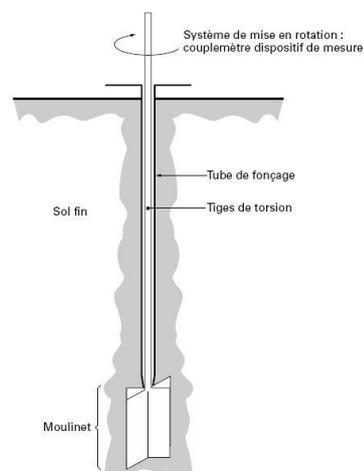


Figure 1.6 : Coupe schématique d'un scissomètre.

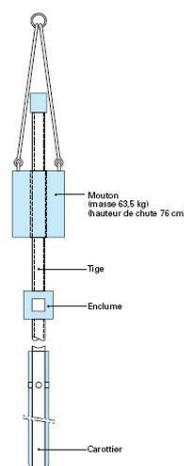
## B. Pénétromètre dynamique standard (spt)

### • Principe de l'appareil :

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges.

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimension normalisée. On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester. L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau). L'essai est d'utilisation courante dans les pays anglo-saxons et notamment aux USA, où il a été mis au point dans les années 1930. Dans ces pays, il est connu sous le nom de Standard Pénétration Test (SPT).

Cet essai est conçu essentiellement pour déterminer la capacité portante d'un pieu (élément de fondation profonde), et peut servir pour estimer la capacité portante d'une fondation superficielle. Lors de la reconnaissance des sols il donne aussi une idée sur la nature des couches traversées.



**Figure 1.7 :** Schéma de principe d'un pénétromètre dynamique (SPT)

Le carottier est battu par l'intermédiaire d'un train de tiges. Le battage s'effectue par passes successives à l'aide d'un marteau de 63,5 kg qui tombe en chute libre d'une hauteur de 76 cm sur la tête du train de tiges. La profondeur de chaque passe de pénétration est de 45 cm. Durant le battage, on note trois enforcements successifs:

- L'enfoncement de mise en place : c'est l'enfoncement du carottier sous son propre poids et sous celui du train de tiges et du dispositif de battage ; la pénétration est poursuivie immédiatement si ce premier enfoncement dépasse 45 cm ;
- L'enfoncement d'amorçage : le carottier est enfoncé de 15 cm sous l'effet de  $N_0$  coups de mouton ;
- L'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois 15 cm sous l'effet de  $N_1$  puis  $N_2$  coups de mouton.

Le nombre  $N = N_1 + N_2$  est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard). Les résultats sont présentés sous forme de tableau, comme indiqué par la norme, et éventuellement sous forme d'une courbe de variation de  $N$  en fonction de la profondeur.

La norme précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20 mm, dont la Valeur  $N$  est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50 m.

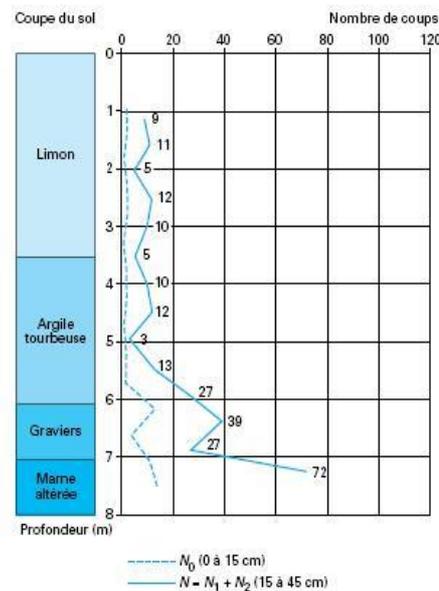


Figure 1.8 : Profil de pénétration au SPT

- **Détermination des caractéristiques mécaniques mesurées**

- Frottement latéral**

Le frottement latéral est un problème pour tous les pénétromètres dynamiques. Ainsi s'affranchir du frottement est un des éléments prioritaires, car la résistance de pointe est le seul paramètre intéressant pour l'interprétation des résultats. Pour diminuer son influence, différentes techniques sont employées :

- utilisation de pointes débordantes, dont le diamètre est supérieur au diamètre des tiges,
- injection de boue bentonitique,
- rotation du train de tiges pendant l'essai,
- séparation de la mesure de frottement à l'aide d'un dispositif CPT.

La résistance à la rupture du sol sous la pointe du pénétromètre ou résistance dynamique de pointe, est donnée par la formule des Hollandais qui est issue de considérations énergétiques :

$$Q_d = \frac{M^2 \times H \times g}{M \times CT} \times \frac{1}{s} \times \frac{N_{d10}}{\Delta h} \quad (1.2)$$

**Avec :**

$Q_d$  : Résistance de la pointe (Pa)

M : Masse frappante = mouton (kg)

H : Hauteur de chute (m)

g : Accélération terrestre ( $m / s^2$ )

CT : Masse frappée = enclume + tiges (kg)

S : Section droite de la pointe ( $m^2$ )

$N_{d10}$ : Nombre de coups pour un enfoncement de 10 cm

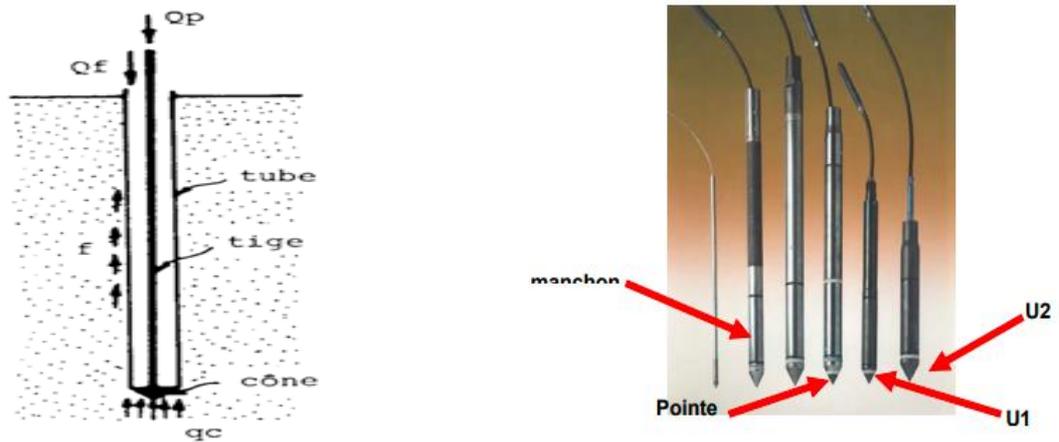
$\Delta h$  : Enfoncement de 10cm de la pointe (m)

### C. Pénétrömètre statique

- Principe de l'appareil :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges.

Par un procédé quelconque, mécanique, électrique ou hydraulique, on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée  $q_c$ .



**Figure 1.9 :** Pénétrömètre statique

Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté  $q_t$ . Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges. Le pénétromètre statique a été développé initialement en Hollande, où l'on trouve des formations meubles de sols fins de forte épaisseur (plusieurs dizaines de mètres) pour l'étude desquelles ce type d'appareil est particulièrement bien adapté.

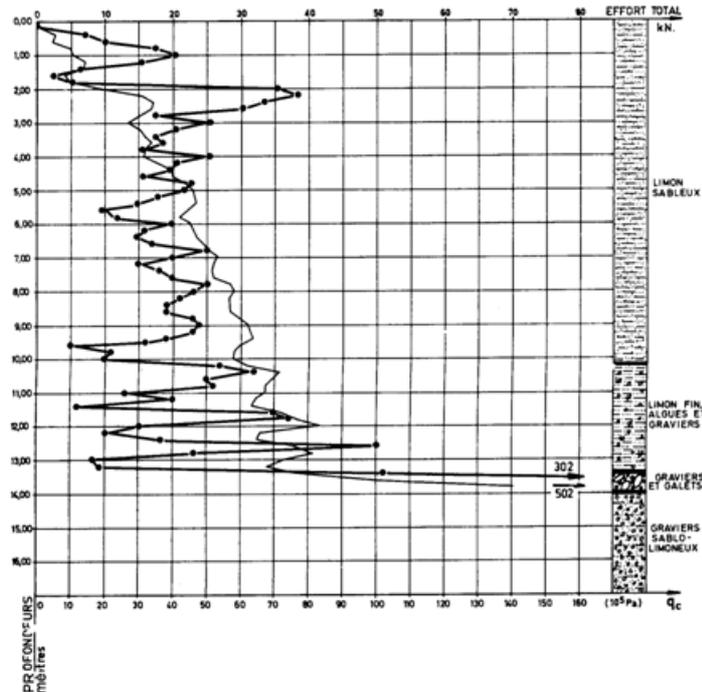


Figure 1.10 : Exemple de pénétrogramme

- **Détermination des Caractéristiques mécanique mesurées**

L'essai au pénétromètre statique permet d'obtenir :

La résistance en pointe  $R_p$  qui représente la résistance unitaire limite du sol sous la pointe.

En réalité on mesure un effort de pointe  $f_p$  lié à la conception de l'appareil et on admet

$$R_p = f_p \div S \quad (1.3)$$

$S$  : étant la section droite de la pointe.

L'effort de frottement latéral du sol  $F$ , le long des tubes est déduit de l'effort total par la relation : 5

$$f_L = f_t - f_p \quad (1.4)$$

Sur certains appareils, le frottement latéral est mesuré directement sur un manchon de 20 cm de long environ, situé à l'arrière de la pointe. [4]

## 2) Essais de laboratoire

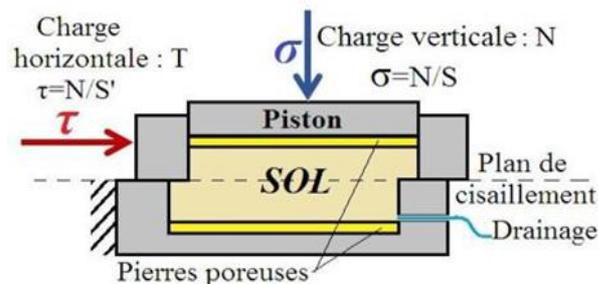
Pour déterminer la résistance au cisaillement, 3 types d'appareils sont couramment utilisés :

- L'essai de cisaillement direct ou l'appareil de Casagrande ;
- L'essai triaxial.
- L'essai du pénétromètre à cône

### A. L'essai de cisaillement direct :

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant **un plan imposé**.

L'échantillon de sols, est placé entre 2 demi-bottes mobiles l'une par rapport à l'autre : on applique à l'échantillon un effort de compression normale  $N$  à l'aide piston et un effort horizontal de traction  $T$  en déplaçant les 2 demi-bottes l'une par rapport à l'autre (fig.). Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-bottes.



**Figure 1.11** : Schéma de la boîte de cisaillement

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad (1.5)$$

$$\tau = \frac{T}{S} \quad (1.6)$$

Avec ,  $S$  : Section de l'éprouvette.

L'essai consiste à faire croître  $T$  jusqu'à la rupture,  $N$  étant maintenu constant au cours de l'essai.

Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  et  $\sigma_n$ , la **courbe intrinsèque** du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb ( $\tau, \sigma$ ) les points correspondant aux contraintes maximales mesurées  $\tau_1,$

$\tau_2, \tau_3, \tau_n$ .

A la rupture, on a  $\tau = \tau_r$  ;  $c$ 'est la résistance au cisaillement qu'on peut exprimer en fonction de  $c$  et  $\varphi$  par la droite représentant le critère de Mohr-Coulomb par :

$$\tau = c + \sigma \times tg(\varphi) \quad (1.7)$$

Où :

$\tau$ : contrainte tangentielle

$\sigma$ : contrainte normale

$c$  : cohésion

$\varphi$ : angle de frottement interne

C'est la loi de **MORH-COULOMB**. Cette loi traduit clairement l'importance de l'état de contrainte dans le phénomène de rupture. Pour chaque contrainte  $\sigma$ , il y a une résistance au cisaillement.

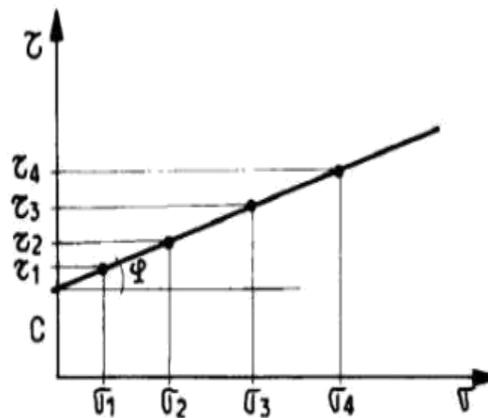


Figure 1.12 : Contraintes-déplacement

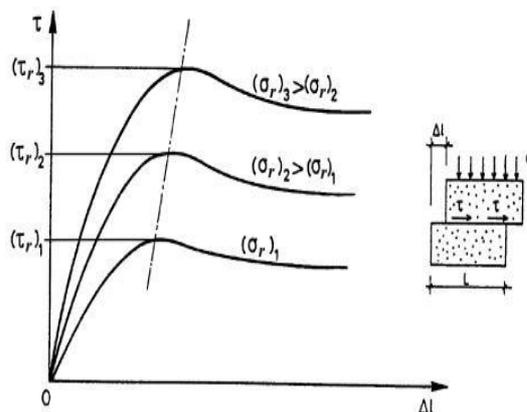


Figure 1.13 : Détermination de  $\varphi$  et  $C$

Dans l'essai de cisaillement direct les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées, elles dépendent de la perméabilité du sol et de la vitesse d'essai.

**Note :** La valeur de  $c$  et  $\varphi$  dépend des conditions de l'essai (vitesse de déplacement, drainage assuré ou non, etc.)

**Cas des sols fins saturés :**

Le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normale. La vitesse de cisaillement très lente (de l'ordre du  $\mu\text{m}/\text{mn}$ ). Dans ces conditions les contraintes produites sont des *contraintes effectives* et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques  $c$  et  $\phi$  du comportement à long terme

**B. L'essai triaxial :****1) Description**

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau (fig1.14). La surface latérale de l'éprouvette est protégée par une gaine élastique étanche.

Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mises en communication avec l'extérieur de la cellule afin d'assurer le drainage en cours d'essai. Elles peuvent également être reliées à un appareil de mesure de la pression interstitielle.

La cellule est remplie d'eau.

Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression et ainsi d'appliquer à l'éprouvette une contrainte isotrope  $\sigma_3$  ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ).

Par ailleurs, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit  $F$  la force ainsi appliquée. La déformation verticale correspondante  $\delta_1$  est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement.

Un robinet R permet:

- S'il est ouvert, l'éprouvette peut se drainer : l'essai est dit **drainé**.
- S'il est fermé, le sol ne peut pas se drainer : l'essai est **non drainé**.

L'essai proprement dit consiste à faire croître  $F$  en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression  $\sigma_3$  constante. Par symétrie, les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont respectivement verticale et horizontale.

Comme  $\sigma_3$  s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, on a :

$$\frac{F}{s} = q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1.8)$$

Appelée déviateur  $S$  étant la section droite de l'éprouvette à l'instant considéré.

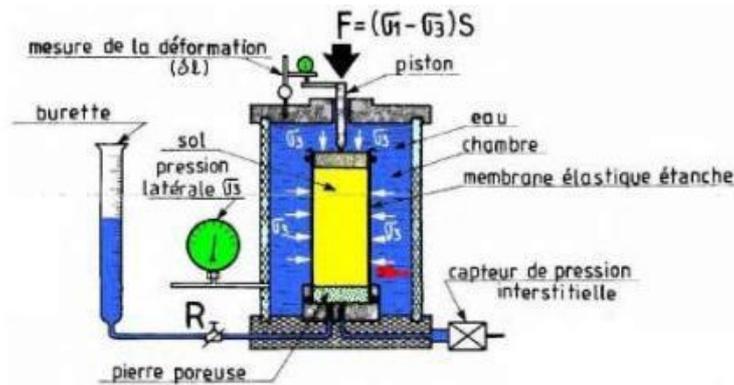


Figure 1.14 : Appareil de compression triaxiale.

Au moment de la rupture, on connaît donc le déviateur maximal des contraintes  $\sigma_1 - \sigma_3$  correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque (fig1.15).

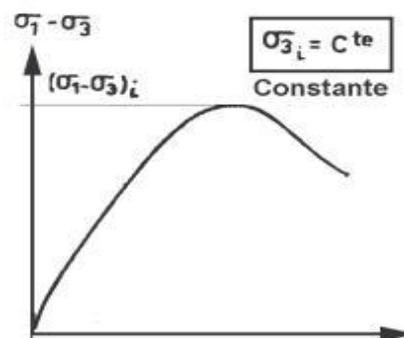


Figure 1.15 : Courbe contrainte/déformation

## 2) Types d'essais triaxiaux :

Les essais triaxiaux sont classés suivant qu'ils soient :

- **Consolidés ou non** (avant chargement axial) :

**Principe** : après avoir été prélevé *in situ*, l'échantillon placé en cellule triaxial est soumis à une pression isotrope  $\sigma'_0$  avec le circuit de drainage ouvert, ceci jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles.

L'objectif est de retrouver le même niveau de contrainte *in situ* pour être plus représentatif le comportement du sol.

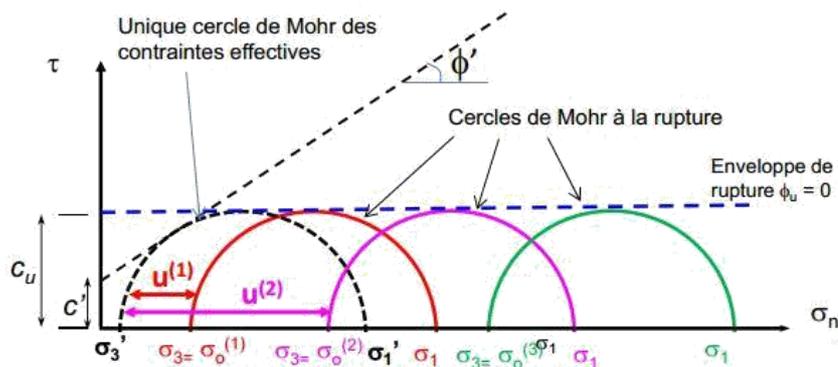
- \* **Drainés ou non** (pendant chargement axial) :

**Drainé** : *in situ* cette condition s'applique à **court terme** s'il y a peu de dissipation des surpressions de l'eau ( $\mu \neq 0$ ) et les contraintes appliquées correspondent aux **contraintes totales**.

**Non drainé** : *in situ* cette condition s'applique à long dans des situations où les surpressions de l'eau est nulles ( $\mu = 0$ ) et les contraintes appliquées correspondent aux **contraintes effective** ( $\sigma_1 = \sigma'_1$  et  $\sigma_3 = \sigma'_3$ )

**a- Essai non consolidé-non drainé (UU) :**

L'essai non consolidé et non drainé permet d'étudier le **comportement à court terme** du sol en place, elle ne peut se faire qu'en contraintes totales.



**Figure 1.16** : Cercle de Mohr en contraintes totales issus des essais UU.

**Note** : en général, on réalise ce type d'essai uniquement sur des argiles (et non des sables).

L'orientation du plan de rupture :  $\alpha = \frac{\pi}{4}$  (1.9)

Le critère de rupture s'écrit :  $\tau = C_u + \sigma \times \tan\varphi_u$  (1.10)

Et  $\tau = C_u$   $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$  (1.11)

$C_u$  : Cohésion non drainée

$\varphi_u$  : En général égale à 0

**b- Essai consolidé non-drainé (CU) :**

L'Essai Consolidé non Drainé a pour but :

- La détermination des paramètres de résistance effectifs ( $C', \varphi'$ ) en mesurant la pression interstitielle à la rupture ;
- La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés ( $C_{cu}, \varphi_{cu}$ ) ;
- L'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation.

1. La représentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effective

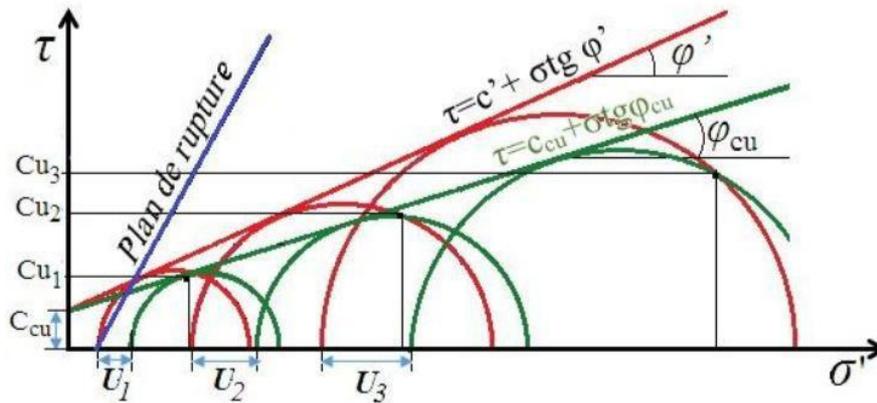


Figure 1.17 : Résultats de l'essai C.U à l'appareil triaxial.

L'orientation du plan de rupture :  $\alpha = \pi/4 + \varphi' / 2$  (1.12)

Le critère de rupture est :

- En termes de contraintes effectives :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 K_p + c' \sqrt{K_p} \quad \text{avec} \quad K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi' / 2) \quad (1.13)$$

$$\tau = c' + \sigma' \text{tg} \varphi' \quad (1.14)$$

- En termes de contraintes totales

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2 C_{cu} \sqrt{K_p} \quad \text{avec} \quad K_p = \text{tg}^2 (\pi/4 + \varphi_{cu}/2) ; \quad (1.15)$$

$$\tau = C_{cu} + \sigma \text{tg} \varphi_{cu} \quad (1.16)$$

L'accroissement de la cohésion non drainée est :  $\Delta C_u = \lambda \Delta \sigma'_c$

$\Delta \sigma'_c$ : l'accroissement de la pression de consolidation.

$\lambda$ = la pente de la droite  $C_u = a + \lambda \sigma'_c$ : interprétant les cisaillements en fonction des pression de consolidation  $C_u = f(\sigma'_c)$

### C. L'essai du pénétromètre à cône

#### a) Historique de l'essai

Le pénétromètre à cône, développé par John Olsson en 1915 en Suède, (Olsson 1921 ; Hansbo 1957 ; Bjerrum et Flodin 1960) est un direct mesure de la résistance au cisaillement du sol.

Ce test a été modifié par Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) pour le bitume (LCPC1966), et a été introduit au Royaume-Uni comme un test pour les sols par Sherwood et Ryley (1970). Ce test est devenu le test standard pour la limite de liquide au Royaume-Uni (BSI1990) et un test appuyé dans la pratique canadienne (CAN/BNQ 1986 ;

Leroueil et Le Bihan 1996). C'est un test mécanique qui élimine le jugement qui est requis pour déterminer l'échec lors de l'utilisation de la tasse Casagrande, mais a été calibrée pour donner Essentiellement les mêmes résultats.

Le test de la norme britannique BS1377 (BSI 1990) est essentiellement un test de dureté dans lequel un cône de 80 g avec un angle de cône de 30° pénètre 20 mm dans un échantillon de sol. La résistance du sol à ce stade est signalée dans la littérature comme étant compris entre 0,7 et 2,65 kPa, et a été considéré comme étant au centre de cette plage (1,7 kPa) par Wroth et Bois (1978). Ce critère de résistance sera utilisé dans l'analyse Présenté dans cet article. Koumoto et Houlsby (2001) donnent une analyse théorique détaillée de la mécanique du test du cône de chute. Cette analyse montre les sensibilités du test (c'est-à-dire l'angle du cône, Émoussé du cône, rugosité de la surface du cône et soulèvement du cône).

Pénétromètre à cône peut également être utilisé pour mesurer le cisaillement la résistance des sols à une gamme de teneurs en eau entre le limites liquides et plastiques (par exemple, Hansbo 1957 ; Kyambadde 2010 ; Kyambadde et Stone 2012). À faible teneur en humidité, la haute résistance des sols peut causer des problèmes en raison de la faible pénétration avec le cône standard. Ce problème a été résolu en utilisant des cônes pseudo-statiques qui sont mécaniquement enfoncés dans le sol (par exemple, Stone et Phan 1995 ; Stone et Kyambadde 2007).

Hansbo (1957) a présenté l'équation. (1.17), qui est utilisé pour dériver les valeurs de résistance au cisaillement non drainé de l'essai pénétromètre à cône. [5]

$$C_u = K \frac{m \cdot g}{D^2} \quad (1.17)$$

Où,

$C_u$  = Résistance au cisaillement non drainé ;

$K$  = facteur de cône de chute ;

$g$  = la gravité ;

$m$  = masse du cône ;

$D$  = Profondeur de pénétration ;

Le facteur de cône de chute peut varier entre 0,5 et 1,33. Elle peut être estimée comme

## b) Description de l'essai

Le cône suédois G-200 permet de déterminer de façon rapide, simple et précise la résistance au cisaillement d'argiles saturées et la sensibilité d'échantillons intacts et remaniés. La relation entre la profondeur de pénétration (empreinte) d'un cône et la résistance au cisaillement a été démontrée après de nombreuses années de recherche. Cet appareil est aussi utilisé pour déterminer la limite de liquidité (finesse).

Avec le nouveau modèle, conçu par le Norvégien Géotechniques Institute, le cône est retenu par un aimant permanent, et la plage de mesure des résistances au cisaillement s'étend de 0.01 à 20 t/m<sup>2</sup>. [7]

### 1. Principe FCT

La résistance au cisaillement d'un sol (s) est proportionnelle au poids du cône (Q) et inversement proportionnel au carré de la pénétration (d) du cône dans le échantillon :

$S = K \cdot Q / d^2$  (Hansbo, voir référence). La constante proportionnelle (K) dépend principalement sur l'angle du cône et la sensibilité de l'argile. La résistance au cisaillement est mesuré en plaçant l'échantillon sous le porte-cône, avec la pointe d'un cône toucher l'échantillon. Après avoir libéré le cône du support magnétique et mesurant la profondeur de pénétration, la résistance au cisaillement du non remanié ou du l'échantillon remanié est donné dans les tableaux accompagnant l'appareil. [8]

### 2. Limite de liquide FCT

Le cône standard utilisé pour déterminer la limite de liquide WL (voir schéma) a un poids de 60 gr et un angle de 60' (référence 200400). Les la limite supérieure de plasticité correspondant à la limite de liquidité est définie comme la teneur en humidité à laquelle l'empreinte du cône est de 10 mm (Karlson, voir référence). [9]

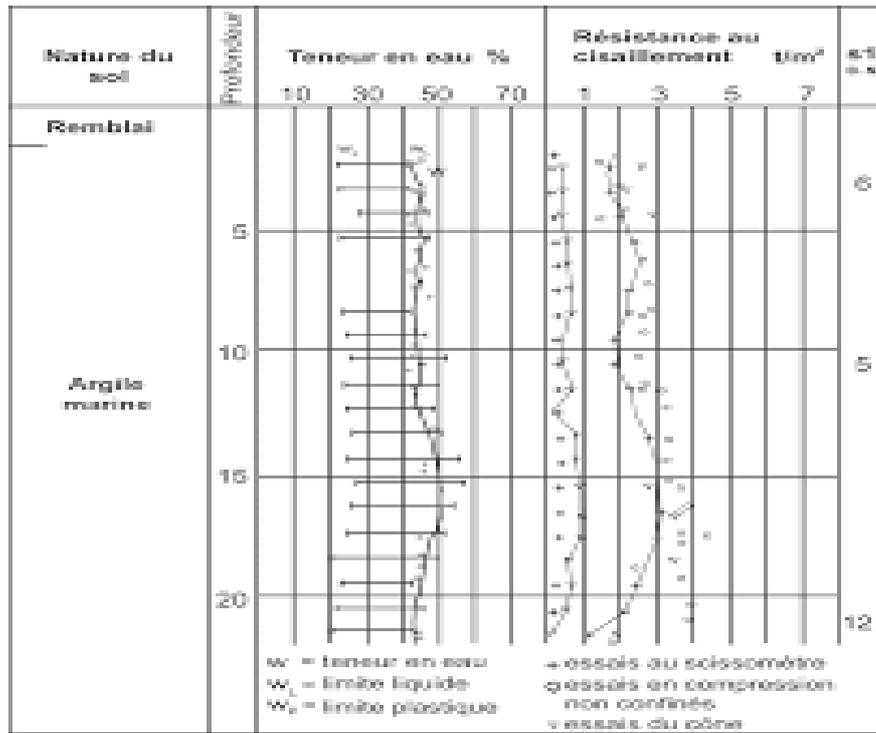


Figure 1.18 : Le diagramme ci-dessus indique la relation entre les essais au cône.

Pays	Russia	Royaume -Uni La France	India	Australia	Nouvelle-Zélande	Chine	ISO	Suede	Norvège	Canada	Japon	
Standard	GOST 5184-49	BS 1377	NF P 94-052-	IS 2720	AS 1289	4402 NZS	SD128-007-84	ISO/TS 17892-1	SS 027120	NS 8002	CAN/B NQ 2501-	JGS 0142
Angle de cône (°)	30	30	30	30, 5	30	30	30, 60	60	60	60	60	
Masse du cône (g)	76	80	80	80	80	80	76, 80, 60	60	60	60	60	
Profondeur de pénétration du cône à la limite de liquide (mm)	10	20	17	20	20	20	17, 20, 10	10	10	10	11,5	

Tableau 1.1 : Un résumé des différentes normes existantes Limite de liquide FCT.

### 3. Résistance au cisaillement FCT

La résistance au cisaillement non drainé d'un échantillon non perturbé est d'abord mesurée. Par la suite, l'échantillon est complètement remoulé et le nouveau la résistance au cisaillement est mesuré avec la même teneur en eau. Le rapport de la résistance au cisaillement non remanié a remanié est défini comme la sensibilité (S, dans le diagramme).

✓ Caractéristique des cônes :

**Tableau 1.2** : Les valeurs résistance au cisaillement FCT.

<b>Pénétration (mm)</b>	<b>Angle</b>	<b>Poids (g)</b>	<b>Résistance au Cisaillement (kPa)</b>
<b>5 – 20</b>	60°	10	1 – 0.063
<b>5 – 15</b>	60°	60	6 – 0.67
<b>5 – 15</b>	30°	100	40 – 4.5
<b>4 – 15</b>	30°	400	250 - 18

### 4. Mode opératoire

L'appareil est constitué d'une base en aluminium et d'une colonne. Un dispositif mécanique manuel à ressort maintient le cône en place ou le libère.

Il existe deux versions : manuelle et semi-automatique avec minuterie. Cône en en acier inox avec angle au sommet de 30° et une génératrice de longueur 35 mm L'appareil est livré avec son comparateur de 25mm/0,01mm inverse et un godet de pénétration normalisé de dia.55 x haut.55 mm

Accessoires recommandés :

- Minuterie de 5 secs. +/- 1 sec.
- Cône de recharge : VJT/0808CO
- Godet de pénétration de recharge : VJT0808CU
- conforme NF P94-052.1



### 5. interruption des résultats

- Détermination de la résistance au cisaillement non drainée
- Détermination de la limite de liquidité (finesse)
- Détermination de la sensibilité d'échantillons intacts et remaniés

#### c) Travaux réalisés

- Allbrook, R.F., 1980 :

Les limites de consistance (limite de liquide, LL, limite de plasticité, PL et limite de retrait, SL) sont liées à la quantité d'eau attirée à la surface des particules de sol et sont des facteurs prédominants pour l'identification et la classification d'un sol. Des méthodes relativement simples ont été proposées pour déterminer la limite de liquidité ; les plus importantes sont la méthode de percussion d'Atterberg ou Casagrande (1932) et la méthode du pénétromètre à cône de chute.

- Alley, P.J., 1959.

Les limites liquides et plastiques pour une variété de sols naturels et artificiels couvrant une large gamme de plasticité, telles que déterminées par la méthode de Casagrande et le test du cône de chute et basées sur un critère de résistance, ont été comparées. Pour vérifier la validité du critère de résistance, la résistance au cisaillement non drainé de ces sols a été déterminée avec une palette de laboratoire sur la plage de teneur en eau entre ces limites

- Brown, P.J. et Huxley, M.A., 1996 :

Il a été reconnu que le facteur de cône  $k$  est fonction de profondeur de pénétration (Houlsby 1982 ; Brown et Huxley 1996). Cependant, aucune donnée expérimentale pertinente n'a été rapportée. Cet est d'un grand intérêt pour établir la variation du facteur de cône  $k$  avec la profondeur de pénétration entre 3 et 25 mm.

- Campbell, D.A. et Blackford, J.W., 1984 :

Les limites d'Atterberg des sols, y compris la limite de liquidité, sont l'un des tests les plus anciens et les plus traditionnels menés dans les études géotechniques de site. La relation entre les limites de liquide déterminées à partir de l'appareil à coupelle à percussion de Casagrande et du dispositif à cône de chute a été largement étudiée. Malgré la commodité connue de la méthode du cône de chute, elle est à peine utilisée pour les études géotechniques de sites aux États-Unis.

### **Conclusion :**

Le but objectif ce chapitre synthèse bibliographique des principaux travaux réalisés sur les sols fins saturés, et détermination de la résistance au cisaillement des sols il 'a deux type de l'essai in situ et l'essai de laboratoire.

Pour utilisés les essais de laboratoire est de réaliser une série d'essais au fall cône test (FCT) pour mesurer ce la résistance au cisaillement des sols fins

***CHAPITRE 02 :***  
***REALISATION DE LA CAMPAGNE***  
***D'ESSAI, FCT***

## II.1 Caractérisation des matériaux utilisés

Le programme expérimentale consiste à réaliser une série d'essais pour déterminer les paramètres qui permettent l'identification des matériaux utilisés.

**II.1.1 Argile blanche :** Cette argile est prélevée de la région d'oued Bouachra –wilaya de Médéa. Pour l'identification de ce sol, on a réalisé les essais cités ci-dessous

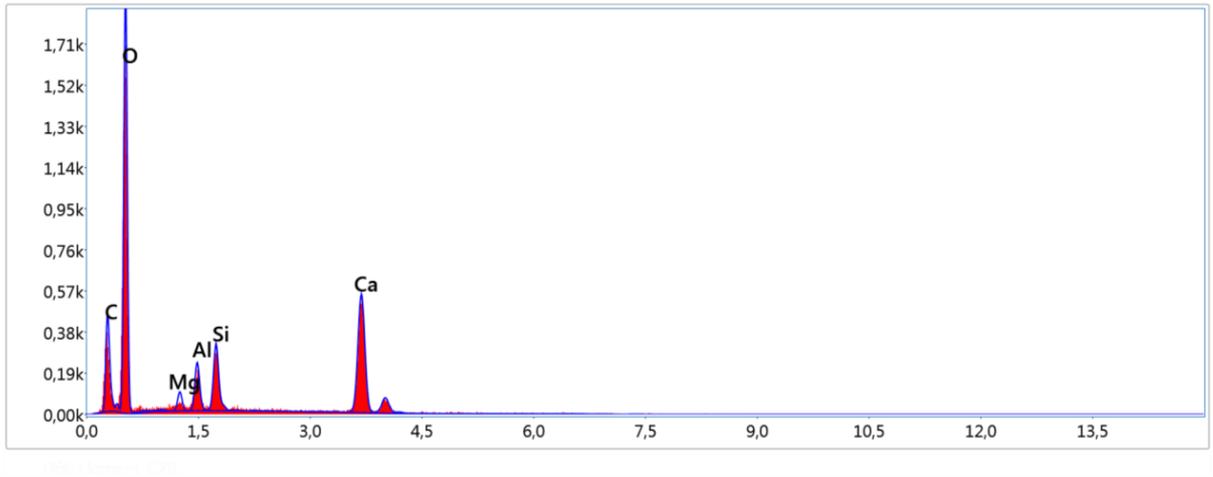


**Figure 2.1 :** Argile blanche

### 1) Analyse minéralogique

Le diffractomètre aux rayons X a été utilisé cette analyse afin de déterminer les différentes proportions de minéraux constituant l'échantillon. L'essai est effectué au laboratoire du centre de recherche et du développement SONATRACH (CRD Boumerdes).

Sur le diffractogramme de l'échantillon de l'argile blanche, le spectre révèle la présence des éléments suivants : oxygène, calcium, carbone, silicium, Aluminium et traces de magnésium (figure 2.2). L'échantillon considéré est bien une argile.



**Figure 2.2 :** Diffractogramme aux rayons X (DRX) d’un échantillon de l’argile blanche.

**2) Analyse chimique**

Les analyses chimiques de l’argile blanche ont été réalisées par le laboratoire de l’EPTRC à Berrouaghia (Médéa). Les résultats sont présentés dans le (tableau 2.1).

**Tableau 2.1 :** Composition chimique de l’argile blanche

(%)	Insolubles (Silice + silicates)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> +Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaSO <sub>4</sub>	NaCl	Anhydride carbonique	PF
Argile blanche	17.800	1.250	3.869	0.995	36.816	37.650

**3) Microscope électronique à balayage (MEB)**

La planche de la microscopie électronique à balayage (MEB) de l’argile blanche (figure 2.3)

présente l’organisation des particules d’argile sous forme d’un assemblage d’agrégats ou on observe la structure feuilletée.

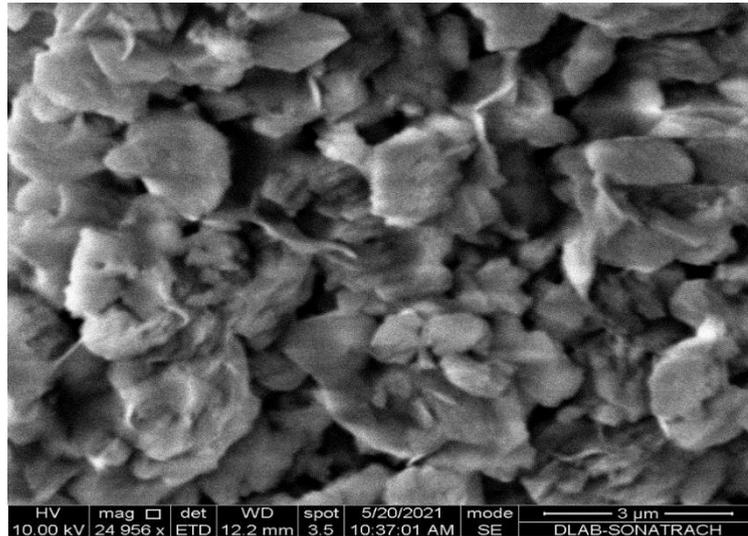


Figure 2.3 : MEB l'argile blanche.

#### 4) Densité des grains solides

Cet essai a pour but de mesurer le poids spécifique des sols un moyen du picnomètre (condensateur de châlelet). Le poids spécifique d'un sol est le rapport du poids des grains solides à leur volume absolu.

$$\gamma_s = 26.4 \text{ KN/m}^3. \quad G_s=2.64, \text{ avec } G_s=\gamma_s/\gamma_w \quad (2.1)$$

#### 5) Essai au bleu de méthylène

L'essai est réalisé selon la norme (NF P 94-068) et consiste à déterminer la quantité du bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche monomoléculaire la surface des particules d'un matériau en suspension dans l'eau.

La capacité d'adsorption du matériau est déterminée à l'aide du test la tâche. Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre normalisé, une tâche qui est le dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide en générale incolore.

L'excès du bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Le test est alors positif.

$$\text{La valeur du bleu } V_B = \frac{\text{Quantité du bleu adsorbée (cm}^3\text{)}}{\text{Poids sec de la prise}} \quad (2.2)$$

$$VBS= 6.3$$

Notre sol est un sol argileux.

### 6) Limites d'Atterberg ou limites de consistance :

Par définition, les limites d'Atterberg sont des teneurs en eaux pondérales caractéristiques du sol, elles correspondent à des comportements particuliers.

Ces limites déterminées sur la fraction du sol passant à travers des tamis de 400 $\mu$ m.

Les limites utilisées sont:

- Limite de liquidité notée  $w_L$  (norme NF P 94-050) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique.
- Limite de plasticité notée  $w_P$  (NF P 94-054) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide.

A partir de ces limites, et par définition, on peut déterminer l'indice de plasticité noté :  $I_p$ .

$$I_p = w_L - w_P \quad (2.4)$$

Les mesures de ces limites sont indiquées dans le (tableau 2.2).

**Tableau 2.2** : Limites de consistance de l'argile blanche

$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_p$
45.66	28.96	16.70

D'après le (tableau 2.2) ci-dessus et l'abaque de Casagrande on peut dire que notre argile blanche est une argile peu plastique.

## II.1.2 Sable de dune :

### 1) Définition :

La région de Laghouat est considérée comme une région saharienne à 400 km au sud de la capitale ; la zone de provenance du sable de dune est située aux environs de la ville de Laghouat (sidi Makhoulf).



Figure 2.4 : Sable de dune.

## 2) Microscope électronique à balayage MEB

Cet essai a été mené avec le microscope électronique à balayage au centre de recherche et développement de SONATRACH (Boumerdes). La photo présentée à grande échelle par la figure 2.5, montre que le sable dunaire visualisé par microscope électronique à balayage (MEB), présente des grains de formes arrondies avec une faible angularité.

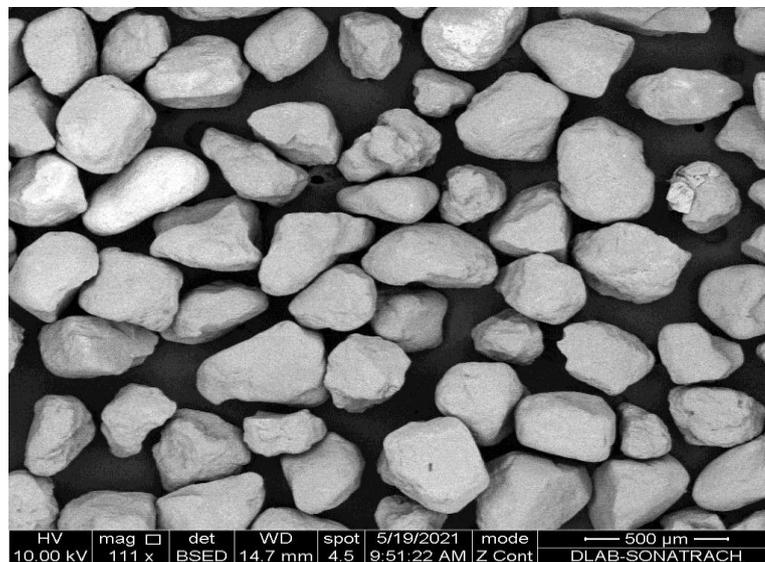


Figure 2.5 : Vue générale (à grande échelle, MEB.) du sable de dune

3) Analyses minéralogiques

L'analyse par DRX du sable dunaire révèle la présence d'atomes *Si* et *O<sub>2</sub>* ce qui correspond à la présence *SiO<sub>2</sub>* (silice). De plus le pourcentage atomique important de Si nous indique que *SiO<sub>2</sub>* est l'espèce prépondérante. Les autres valeurs de pourcentage atomiques nous permettent d'établir que le sable dunaire contient aussi quelques traces, en comparaison avec *SiO<sub>2</sub>*, d'espèces calciques et magnésiques.

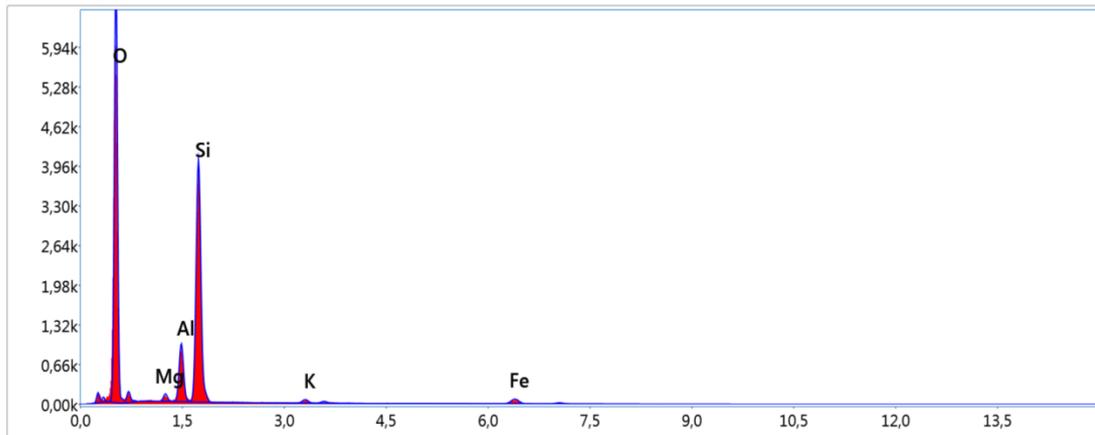


Figure 2.6 : DRX du sable de dune.

4) Analyse chimique :

Tableau 2.3 : Analyse chimique de sable de dune

	Symboles	Unité	Sable de dune
Résidu insoluble	<i>SiO<sub>2</sub></i>	%	95.87
Sulfates	<i>SO<sub>3</sub></i>	%	0.91
Chlorures	<i>CL<sup>-</sup></i>	%	0.36
Carbonate de Calcium	<i>CaCO<sub>3</sub></i>	%	2.5
Matières Organiques	<i>MO</i>	%	-----

Le tableau 2.3 montre que le pourcentage de silice est très élevé, donc il s'agit d'un sable.

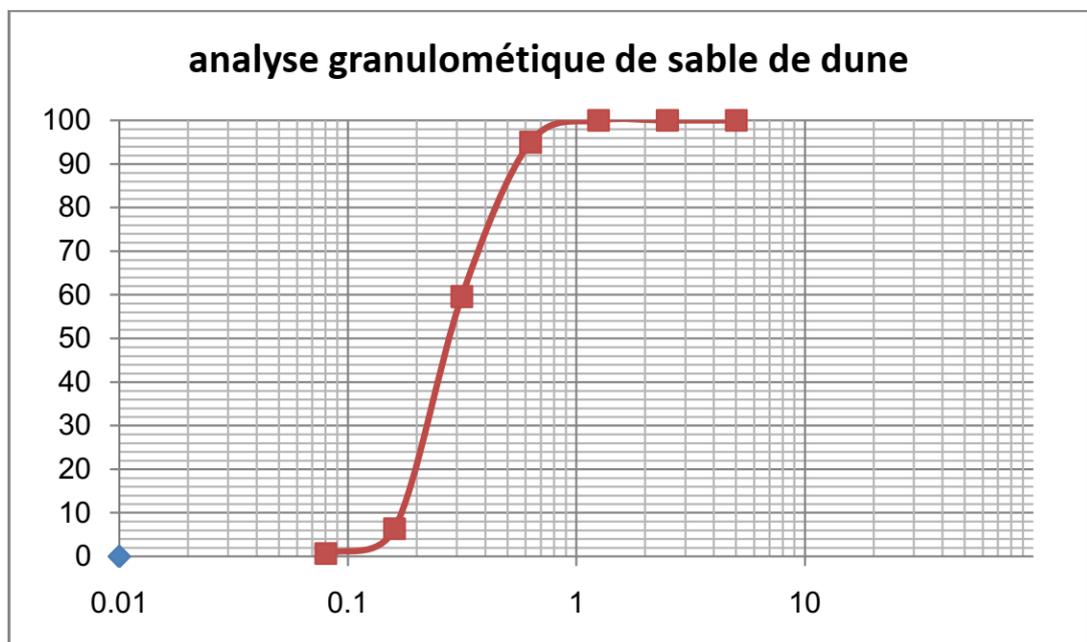
5) Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique réalisée selon la norme NFP 94-056/1996 permet à déterminer la distribution dimensionnelle des grains de sable, come s'est présenté sur la (figure 2.6).

**Tableau 2.4** : l'analyse granulométrique de sable de dune

Tamis (mm)	masse retenu(g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Passant (%)
5	0	0	0	100
2.5	0	0	0	100
1.25	0	0	0	100
0.63	0	0	0	100
0.315	404	404	40	59.6
0.16	532	936	93.6	6.4
0.08	57	993	99.3	0.7
tare	3	996	99.6	0.4

Les résultants de l'analyse granulométriques sont reports sur la (figure 2.6) ci-dessous



**Figure 2.7** : L'analyse granulométrique de sable de dune

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.35}{0.16} = 2.19 \quad (2.5)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} - D_{10}} = \frac{(0.22)^2}{0.35 - 0.16} = 0.25 \quad (2.6)$$

$C_u$  : Coefficient d'uniformité.

$C_c$  : Coefficient de courbure.

Selon la classification GTR92 notre sable est classé comme un sable mal gradué (plus de 50% des éléments > 2mm,  $C_u < 6$ ).

### 6) Equivalent de sable

L'essai réalise selon la norme (NF P 18-598) l'objectif principale de cet essai c'est pour déterminer la propreté d'un sable. Les resultants sont présents dans le tableau suivant:

Equivalent de sable par vision	Equivalent de sable par piston
67.77%	62.51%

Selon la classification de LCPC le sable de dune est un SABLE propre.

### 7) Densité des grains solides :

Cet essai pour déterminer et mesure le poids spécifique des sols.

$$\rho_s = \frac{m_s}{v_s} = \frac{500}{189} = 2.64 \quad (2.7)$$

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{2.64}{1} = 2.64 \quad (2.8)$$

$\rho_s$  : La masse volumique des grains.

$G_s$  : La densité des grains solide

La densité des grains solide de sable de dune égale 2.65

### Conclusion

- L'argile blanche étudiée est une argile peu plastique ;
- Le sable de dunes de la région de Laghouat est un sable siliceux propre mal gradué.

## II.2 Présentation de l'appareillage FCT utilise :

L'ensemble des essais de laboratoire ont été effectués au laboratoire géotechnique de l'université de Blida1.

L'appareil représenté sur les figures 2.7 et 2.8 se compose :

- a) D'un socle avec son dispositif de réglage de l'horizontale et une tige verticale sur laquelle coulisse une pince de blocage ;
- b) D'un cône de pénétration constitué d'une tige solidaire d'un cône. Le cône à surface lisse a un angle au sommet de  $30^\circ$  et une hauteur minimale de 35mm La masse totale de la tige et du cône est de 80g (voir figure 2.9) ; les caractéristiques du cône et de sa tige sont représentées sur le tableau 2.5 mentionné ci-dessous.
- c) D'un dispositif de mesure du déplacement du cône sans influence sur le déplacement de celui-ci. L'incertitude sur la masse de l'enfoncement du cône doit être inférieure à 0.1 mm ;
- d) D'un récipient cylindrique rigide (verre, métal,...) de plus petite dimension transversale intérieure supérieure ou égale 55 mm et de hauteur supérieure ou égale 35mm, destiné à contenir le sol soumis à l'essai.



**Figure 2.8 :** L'appareillage de pénétration au cône

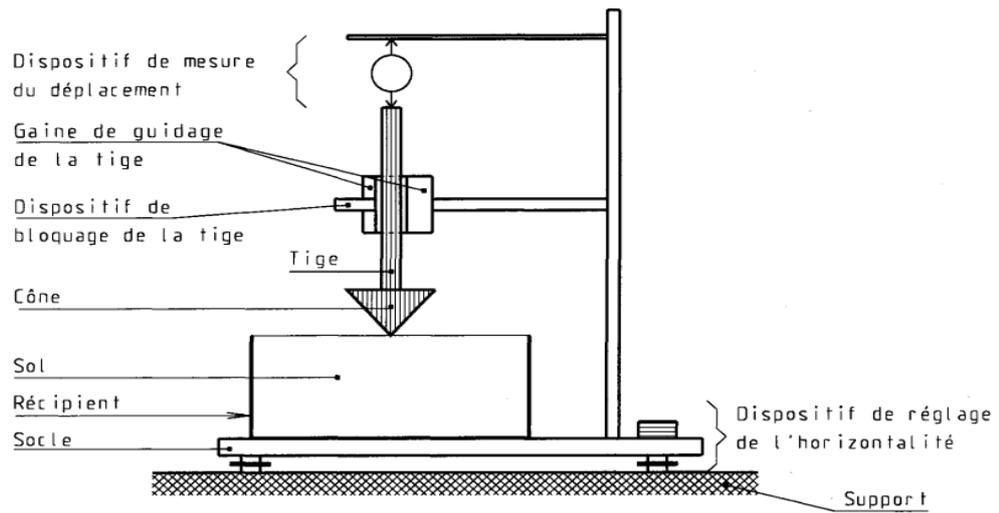


Figure 2.9 : Composants du FCT

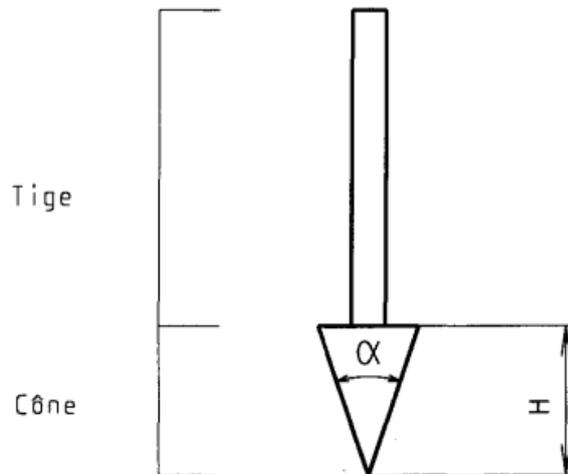


Figure 2.10 : Le cône et sa tige

Tableau 2.5 : Caractéristique du cône et de sa tige

	Caractéristiques	Unité	Valeur	Tolérance De fabrication	Tolérance D'utilisation
cône	Hauteur H	mm	$\geq 35$		
	Angle $\alpha$ au sommet	degré	30	$\pm 1$	+ 1 - 2
Tige + cône	Masse totale m	g	80	$\pm 0.1$	+ 0.1 - 0.5

### II.3 Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer, après un temps fixé (5 secondes), l'enfoncement d'un cône, sous son propre poids, dans un échantillon de sol remanié (voir figure 2.10) imbibé à une teneur en eau qui sera déterminée en utilisant l'étuve.

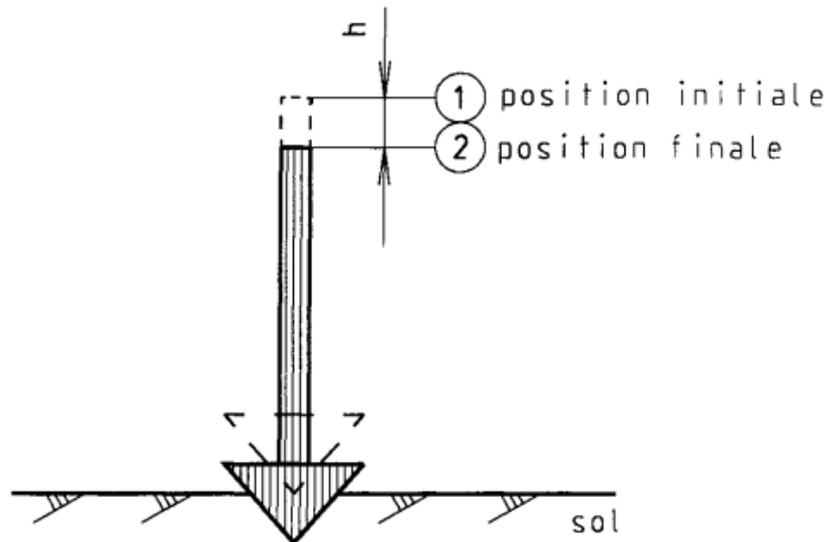


Figure 2.11 : Principe de l'essai de pénétration au cône

### II.4 Détermination des limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser sa nature.

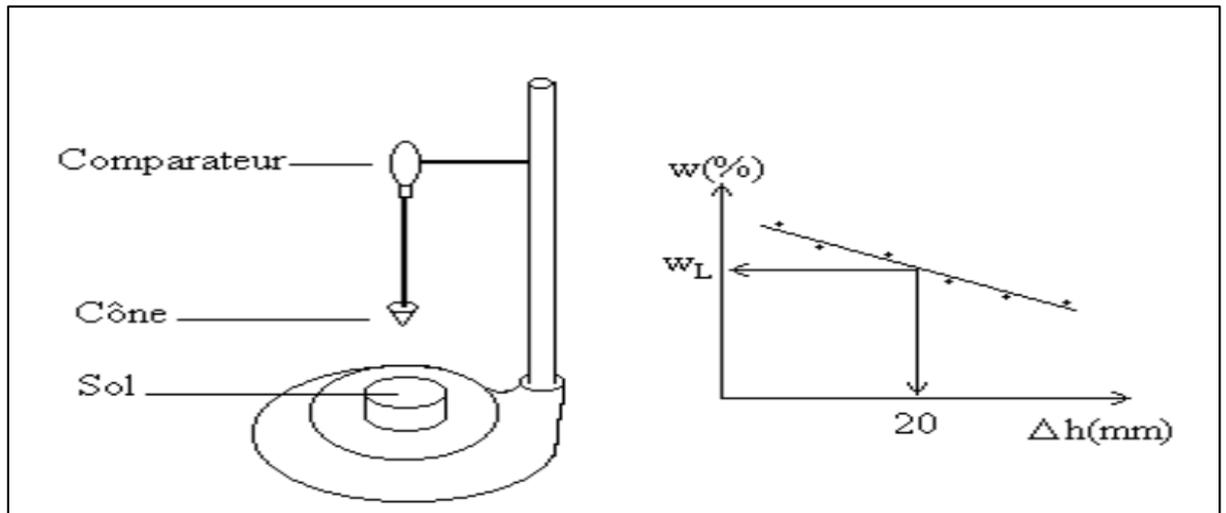
Ces limites sont appliquées sur la fraction passant au travers du tamis à maille carré de 400  $\mu\text{m}$  d'ouverture nominale.

#### II.4.1 la limite de liquidité

$W_L$  Est la limite de liquidité au cône représente la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique, exprimée en pourcentage.

L'utilisation du pénétromètre à cône permet de rendre la détermination de la limite de liquidité indépendante de l'opérateur. En effet, cette méthode consiste à laisser tomber un cône, de dimensions données, sur le sol placé dans une coupelle métallique. La limite de liquidité est définie comme la teneur en eau qui correspond à un enfoncement de

20mm du cône. Là aussi, la limite de liquidité est difficile à obtenir du premier coup ; c'est pourquoi, plusieurs essais sont nécessaires. La teneur en eau varie d'une manière sensiblement linéaire en fonction de la profondeur d'enfoncement du cône. Cette droite permet donc d'obtenir la limite de liquidité (voir figure 2.11).



**Figure 2.12 :** Appareillage et méthode de détermination de  $W_L$  par la méthode du cône.

#### II.4.2 La limite de plasticité

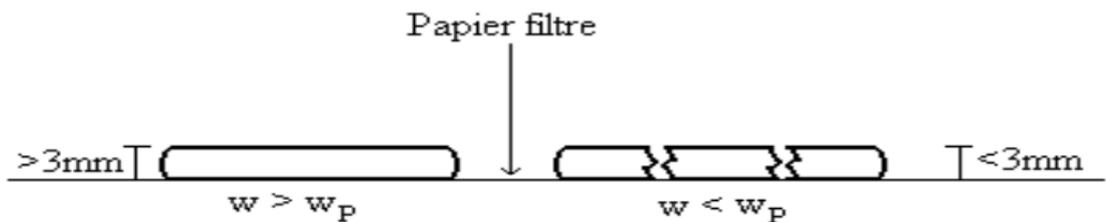
$W_p$  Limite de plasticité représente le passage entre l'état plastique et l'état semi-solide d'un sol donnée.

La limite de plasticité se détermine en confectionnant des rouleaux de sol. Elle est définie comme la teneur en eau à partir de laquelle les bâtonnets de sol d'environ 3mm de diamètre et de 100mm de longueur se cassent en morceaux



**Figure 2.13** : Méthode de détermination de  $W_p$

Pour la classification des sols, un indice de plasticité entre 5 et 10 recommande une analyse granulométrique soignée et un essai d'équivalent de sable. Pour une valeur inférieure à 5,  $I_p$  perd toute signification physique.



**Figure 2.14** : Détermination de  $W_p$

## II.5 Appareillage

Le matériel nécessaire pour réaliser notre campagne d'essai est composé de :

- Une étuve de dessiccation : une enceinte thermique ou une étuve de dessiccation à température réglable à  $105^{\circ}\text{C}$  et à  $50^{\circ}\text{C}$  de classe d'exactitude C pour ce qui concerne uniquement la température, comme défini dans l'annexe A de la norme NF X 15-016 ; voir figure 2.14



**Figure 2.15 :** Une étuve.

- Une balance : balance de portée maximale et minimale compatibles avec les masses à peser et telle que les pesées sont effectuées avec une incertitude de 1/1000 de la valeur de la masse de sol ; (voir figure 2.15).



**Figure 2.16 :** Une balance.

- Un chronomètre indiquant la seconde (voir figure 2.16) ;



**Figure 2.17** : Un chronomètre.

- Spatules, Coupelle métallique, Bacs (voir figure 2.17 et 2.18, 2.19) ;



**Figure 2.18** : Spatules



**Figure 2.19** : Coupelle métallique



**Figure 2.20** : Bacs

- Une plaque lisse en marbre ou en matériau d'état de surface équivalent (voir figure 2.20) ;



**Figure 2.21** : Une plaque lisse en marbre.

- Tamis dont un tamis à maille carrée de 400 $\mu$ m d'ouverture nominale (voir figure 2.21) ;



**Figure 2.22** : Tamis 400 $\mu$ m.

- Une réserve d'eau déminéralisée (voir figure 2.22) ;



Figure 2.23 : Une réserve d'eau déminéralisée

## II.6 Modes opératoires

Les opérations décrites ci-dessous sont à réaliser successivement.

### II.6.1 Préparation du sol

Après échantillonnage du sol et homogénéisation par brassage, une masse  $m$  de matériau est mise à imbiber dans un récipient d'eau pendant 24h au moins à la température ambiante. Cette masse  $m$ , exprimée en grammes, doit être supérieure. De même, elle doit être telle que le tamisât au tamis de 400 $\mu$ m donne au moins 200g de particules solides. Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de 400 $\mu$ m. L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation d'au moins 12h, sans aucun additif destiné à accélérer le dépôt et sans utilisation d'un procédé quelconque de centrifugation, l'eau claire du bac est siphonnée sans entrainer de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée une température ne dépassant pas 50° C.

### II.6.2 Préparation du mélange

Pour voir l'effet de l'ajout de sable sur les limites d'Atterberg, on a réalisé des mélanges Sable/argile avec différents pourcentages.

**Tableau 2.6** : Préparation du mélange (sable et argile)

Mélanges	Pourcentage des composants	
	% de Sable	% d'Argile
Témoin (argile)	0	100
Mélange2	10	90
Mélange3	20	80
Mélange4	30	70
Mélange5	40	60
Mélange6	50	50

### II.6.3 Essai de pénétration

- Régler l'horizontalité du socle ;
- S'assurer que la pointe du cône est propre et lisse ;
- Malaxer sur la plaque lisse, la totalité du tamisât précédemment préparé afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide ;
- Remplir le récipient avec une partie de cette pâte au moyen d'une spatule, en prenant soin de ne pas emprisonner de bulles d'air. Araser avec un couteau afin d'obtenir une surface lisse et plane ;
- Mettre en place le récipient et ajuster la position de la pointe du cône approximativement au centre de la surface du récipient en faisant coulisser la tige du cône dans la gaine de guidage de façon à ce que la pointe affleure juste la surface du sol. Le cône est dans une position correcte, si en déplaçant le récipient horizontalement la pointe du cône ne laisse qu'une légère trace à la surface du sol ;
- Repérer la position du cône ;
- Libérer le cône et le laisser s'enfoncer dans le sol pendant  $(5s \pm 1s)$  puis le bloquer. Noter sa nouvelle position ;
- Enlever le cône ;
- Effectuer un prélèvement de sol dans le récipient, dans la zone de la pénétration du cône. Cette prise d'essai est placée dans une coupelle de masse connue, pesée

immédiatement puis introduite dans l'étuve pour dessiccation et mesure de sa teneur en eau conformément à la British Standard BS 1377.

L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente pour chaque essai. La pâte est selon le cas légèrement séchée ou humidifiée avec de l'eau déminéralisée puis homogénéisée. Les enfoncements du cône doivent encadrer 20mm, être situés dans l'intervalle 15 mm à 25mm et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être compris entre 2mm et 5mm inclus.

### **Conclusion**

Le but objectif ce chapitre caractérisation des matériaux des sols (argile blanche et sable de dune), présentation de l'appareillage FCT de l'essai laboratoire et détermination des limites d'Atterberg (la limite de liquidité et la limite de plasticité).

***CHAPITRE 03 : ANALYSE ET  
INTERPRETATION DES RESULTATS***

### III.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons interpréter les résultats dégagés de la campagne d'essais réalisés. Les paramètres étudiés sont

Effet de la teneur en eau sur la pénétration ;

- Détermination de la limite liquidité par la méthode FCT ;
- Effet de la teneur en eau sur la cohésion non drainée ;
- Détermination de la limite de plasticité par la méthode de rouleau ;
- Effet de la masse du cône sur la détermination de la limite de liquidité ;
- Effet de la teneur en sable sur la limite de liquidité, la limite de plasticité et la cohésion non drainée ;

### III.2 Effet de la teneur en eau sur la pénétration

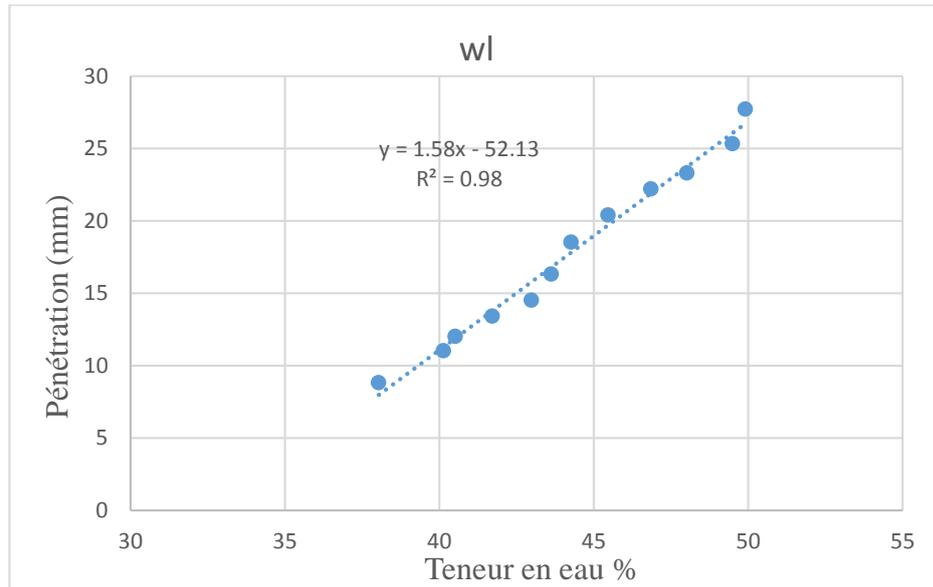
Dans cette partie on va mesurer la pénétration en fonction de la teneur en eau. L'échantillon de sol utilisé c'est de l'argile blanche.

Les résultats de l'essai réalisé sont résumés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.1** : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau

N	Pénétration d (mm)	W (%)
1	8.8	38.04
2	11	40.14
3	12	40.52
4	13.4	41.73
5	14.5	43
6	16.3	43.64
7	18.5	44.28
8	20.4	45.46
9	22.2	46.86
10	23.3	48.02
11	25.3	49.50
12	27.7	49.92

A partir des résultats présentés sur le tableau (3.1) on peut tracer la courbe montrée sur la figure (3.1).



**Figure 3.1 :** Variation de la pénétration en fonction de teneur en eau.

D'après la figure (3.1) on peut dire que : La pénétration varie proportionnellement avec la teneur en eau.

### III.3 Détermination de la limite liquidité par la méthode FCT :

La limite de liquidité du sol étudié, selon la norme BS1377, est la teneur en eau qui correspond à la pénétration de 20mm.

D'après la figure (3.1) précédente on peut déterminer la valeur de la limite de liquidité analytiquement par l'utilisation l'équation de la droite :  $y=ax +b$ .

Par figure (3.1) ci-dessous l'équation  $y = 1.58x - 52.13$  (3.1)

Avec :

y : pénétration ;

x : teneur en eau ;

Pour x=la limite de liquidité, on a y=20 mm d'après l'équation (1)

On détermine  $w_l=45.66\%$ .

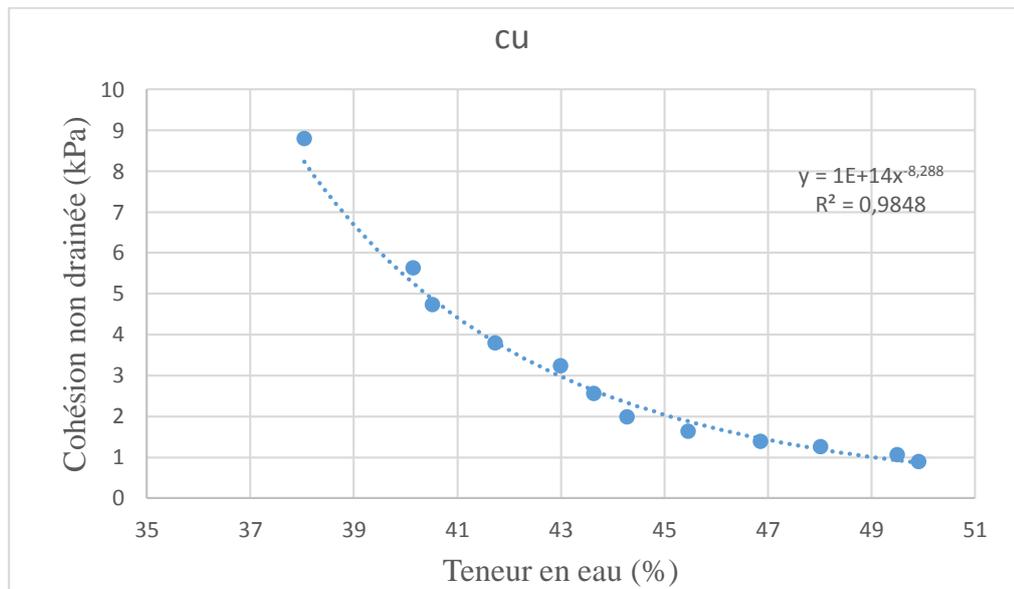
### III.4 Effet de la teneur en eau sur la cohésion non drainée :

D'après, HANSBO (1957) a présenté l'équation :  $c_u = k \frac{m \cdot g}{d^2}$  (3.2)

Pour  $w=w_l$ , on suppose que  $C_u=1.7$  kPa, avec  $d=20$ mm,  $m=80$ g,  $g=9.80$ m/s<sup>2</sup>, on peut facilement trouver que  $k=0.867$  coefficient adimensionnel. Les résultats obtenus sont mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.2** : Variation de la cohésion non drainée en fonction la teneur en eau.

N	Pénétration d (mm)	W (%)	$c_u$ (kPa)
1	8.8	38.04	8.79
2	11	40.14	5.62
3	12	40.52	4.72
4	13.4	41.73	3.79
5	14.5	42.99	3.24
6	16.3	43.64	2.56
7	18.5	44.28	1.99
8	20.4	45.46	1.63
9	22.2	46.86	1.38
10	23.3	48.02	1.25
11	25.3	49.50	1.06
12	27.7	49.92	0.89



**Figure 3.2** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau

D'après la formule  $y = 10^{14} \times x^{-8.29}$  citée ci-dessus, on peut avoir la conclusion suivante : la cohésion non drainée est inversement proportionnel avec la teneur en eau.

### Vérification

A partir de l'équation :  $y = 10^{14} \times x^{-8.29}$  pour  $x=45.66\%$  on détermine  $C_u = 1.76$  (kPa).  
Si on remplace  $C_u = 1.76$  (kPa) dans l'équation  $c_u = k \frac{m \cdot g}{d^2}$  on obtient  $d = 19.6$  mm

### III.5 Détermination de la limite de plasticité par la méthode de rouleau :

Les essais sont effectués sur l'échantillon d'argile blanche. Les résultats de ces essais sont résumés sur le tableau (3.3).

**Tableau 3.3 :** Variation la limite de plasticité

N	W (%)
1	29.63
2	30.19
3	28.20
4	27.66
5	28.79
6	29.27

- On détermine la limite de plasticité par le calcul de la moyenne des teneurs en eaux mesurées

$$w_p = 28.96\%.$$

### III.6 Effet de la masse du cône sur la détermination de la limite de liquidité.

#### III.6.1 Variation de la pénétration en fonction de la masse du cône à teneurs en eau fixées :

Pour réaliser l'essai, on a utilisé les masses des cônes suivantes : 80g, 89.25g, 100g, 109.25g.

Pour  $w_l = 41(\%)$  on détermine la variation de pénétration en fonction de la masse du cône.

Les résultats obtenus mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.4** : Variation de la pénétration en fonction de la masse  $w_1 = 41(\%)$ 

La masse (g)	Pénétration (mm)	W(%)
80	11	41
89.25	11.5	41
109	11.8	41
109.25	12.1	41

Pour  $w_2 = 42(\%)$  on détermine la variation de pénétration en fonction de la masse du cône  
Les résultats obtenus mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.5** : Variation de la pénétration en fonction de la masse  $w_2 = 42(\%)$ 

La masse (g)	Pénétration (mm)	W(%)
80	14	42
89.25	14.8	42
109	16	42
109.25	16.5	42

Pour  $w_3 = 43(\%)$  on détermine la variation de pénétration en fonction de la masse du cône.  
Les résultats obtenus mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau (3.6)** : Variation de la pénétration en fonction de la masse  $w_3 = 43(\%)$ 

La masse (g)	Pénétration (mm)	W(%)
80	17.4	43
89.25	18.9	43
109	19.5	43
109.25	20.9	43

Pour  $w_4 = 44(\%)$  on détermine la variation de la pénétration en fonction de la masse du cône.

Les résultats obtenus mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.7** : Variation de la pénétration en fonction de la masse  $w_4 = 44(\%)$

La masse (g)	Pénétration (mm)	W(%)
80	19.7	44
89.25	21.8	44
109	22.5	44
109.25	23	44

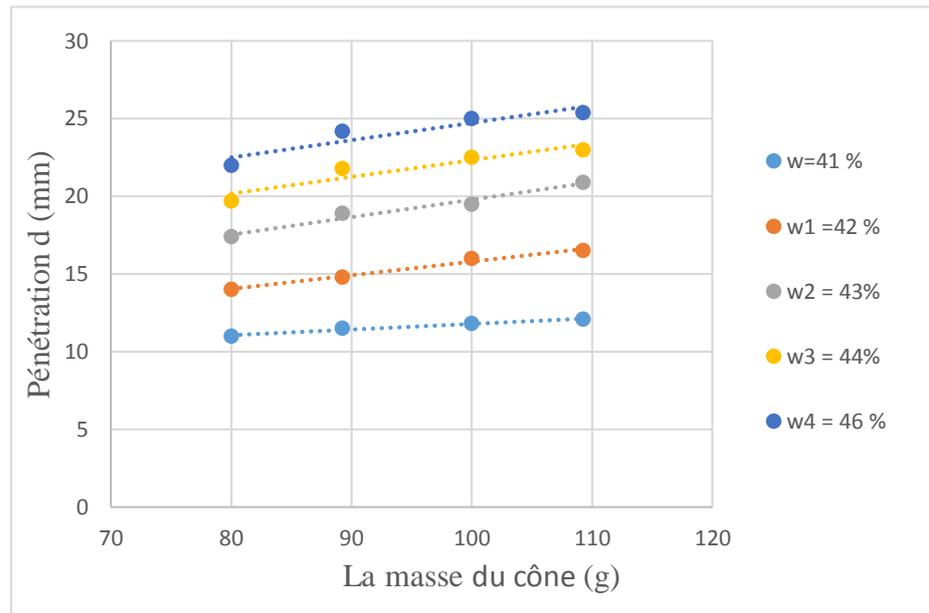
Pour  $w_5 = 46(\%)$  on détermine la variation de pénétration en fonction de la masse du cône.

Les résultats obtenus mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.8** : Variation de la pénétration en fonction de la masse  $w_5 = 46(\%)$

La masse (g)	Pénétration (mm)	W(%)
80	22	46
89.25	24.2	46
109	25	46
109.25	25.4	46

Les résultats de la variation de la pénétration en fonction de la masse à différents teneurs en eau sont représentés sur la figure 3.3 :



**Figure 3.3 :** Variation de la pénétration en fonction de la masse du cône à teneurs en eau différentes.

D’après la figure (3.3) on peut dire, pour un teneur en eau constant, que la pénétration varie proportionnellement avec les masses du cône utilisé.

**III.6.2 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau avec masse de cône fixée**

Pour  $m_1=80g$  détermination de la pénétration en fonction de la teneur en eau

**Tableau 3.9 :** Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau  $m_1=80g$ .

Pénétration (mm)	W(%)
11	41
14	42
17.4	43
19.7	44
22	46

Pour  $m_2=89.25g$  détermination de la pénétration en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.10** : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau  $m_2=89.25g$ .

Pénétration (mm)	W(%)
11.5	41
14.8	42
18.9	43
21.8	44
24.2	46

Pour  $m_3=100g$  détermination de la pénétration en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.11** : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau  $m_3=100g$ .

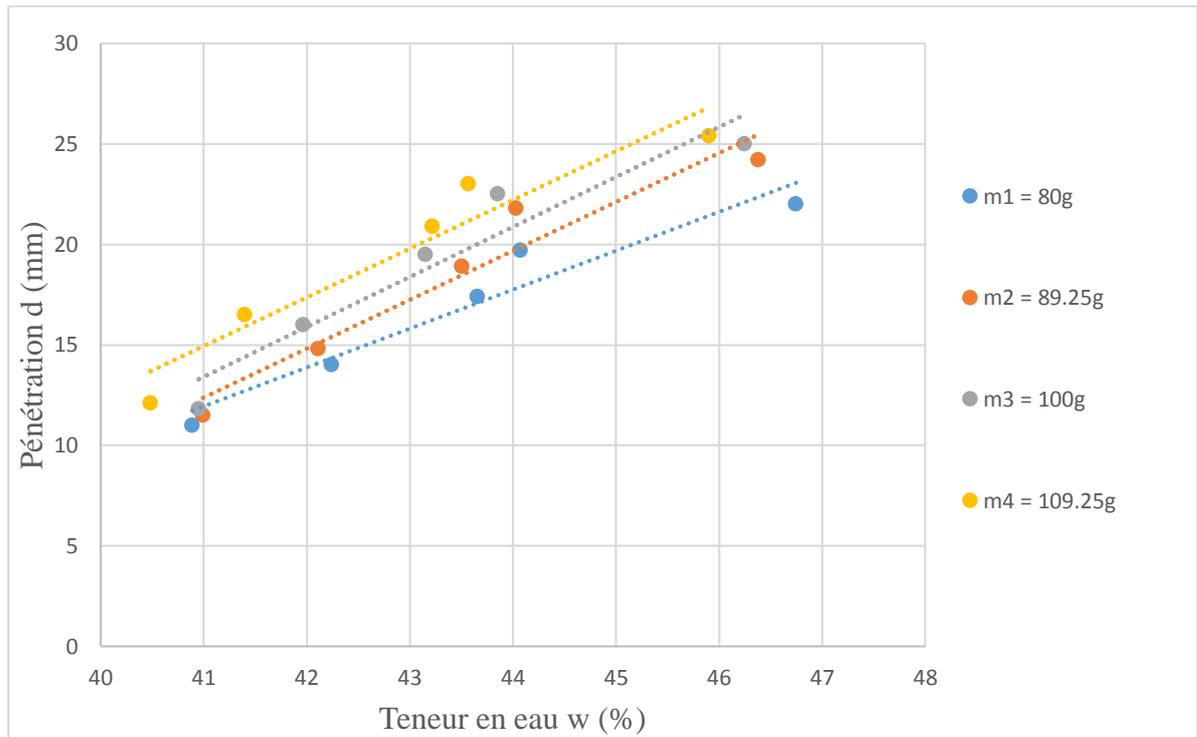
Pénétration (mm)	W(%)
11.8	41
16	42
19.5	43
22.5	44
25	46

Pour  $m_4=109.25g$  détermination de la pénétration en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.12** : Variation de la pénétration en fonction la teneur en eau  $m_4=109.25g$ .

Pénétration (mm)	W(%)
12.1	41
16.5	42
20.9	43
23	44
25.4	46

Ces résultats sont représentés sur la figure (3.4) :



**Figure 3.4 :** Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau avec des masses du cône différentes.

**Tableau 3.13 :** Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau avec des masses du cône différent

Masse	Approximation linéaire
80g	$y = 1.93x - 67.36$
89.25g	$y1 = 2.43x - 87.29$
100g	$y3 = 2.47x - 84.59$
109.25g	$y2 = 2.48x - 88.35$

**III.6.3 Détermination de la pénétration qui correspond la limite de liquidité de l’argile blanche**

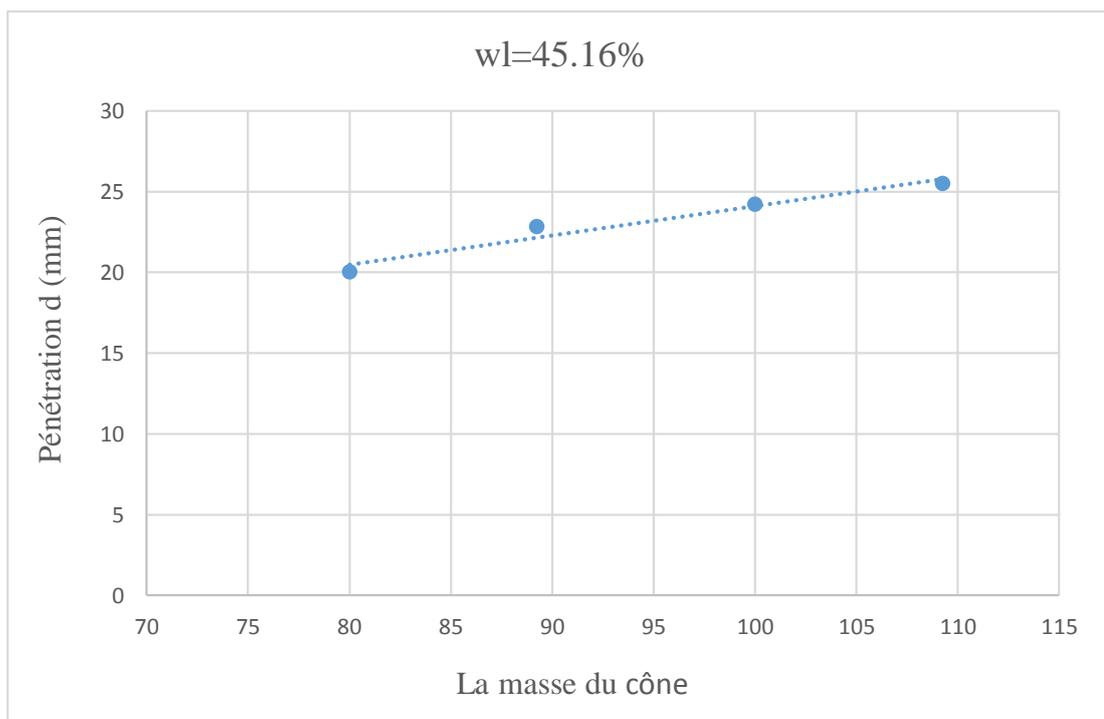
D’après la figure (3.4) on a déterminé la limite liquidité a pénétration d=20mm pour m=80g.

On a obtenu  $w_l=45,16(\%)$ .

Pour les équations ( $y_1, y_2, y_3$ ) on remplace la valeur de  $w_l=45.16\%$  dans  $x$  puis on calcule les valeurs de pénétrations ( $y=d$  (mm)). Les résultats obtenus ont été mentionnés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.14** : Variation de la pénétration en fonction de variation de la masse du cône à  $w=w_l$ .

<b>Masse</b>	80.00 (g)	89.25 (g)	100.00 (g)	109.25 (g)
<b>d (mm)</b>	20.0	22.8	24.2	25.5
<b><math>w_l</math> (%)</b>	45.16	45.16	45.16	45.16



**Figure 3.5** : Variation de la pénétration en fonction de variation de la masse des cônes à  $w=w_l$ .

D'après cette figure 3.5 on peut déduire que la pénétration varie proportionnellement avec la masse du cône.

### III.7 Effet de la teneur en sable sur la limite de liquidité, la limite de plasticité et la cohésion non drainée.

Dans les essais qui suivent, on utilise des mélanges de l'argile blanche avec sable de dune à différents pourcentage.

#### III.7.1 Effet de la teneur en sable sur la limite de liquidité :

Pour (90%) argile + (10%) sable on a déterminé la variation de pénétration en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.15** : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 10%

<b>N</b>	<b>Pénétration d (mm)</b>	<b>w (%)</b>
1	13.9	37.35
2	14.7	37.89
3	18.6	40.67
4	20.1	40.96
5	20.6	43.22
6	25	44.05
7	27.9	44.78

Pour (80%) argile + (20%) sable on a déterminé la variation de pénétration en fonction de la teneur en eau

**Tableau 3.16** : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 20%

<b>N</b>	<b>Pénétration d (mm)</b>	<b>W (%)</b>
1	12	33.02
2	12.8	33.68
3	15	34.90
4	17.2	36.12
5	19.1	37.31
6	21.5	38.21
7	25.5	39.90
8	26.1	40.45

Pour (70%) argile + (30%) sable on a déterminé la variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.17 :** Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 30%

N	Pénétration d (mm)	W (%)
1	7.4	27.10
2	10.7	30.21
3	12.4	31.05
4	16.5	32.25
5	20.1	34.23
6	23.5	34.80
7	26.1	35.25
8	28.6	37.93

Pour (60%) argile + (40%) sable on a déterminé la variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau.

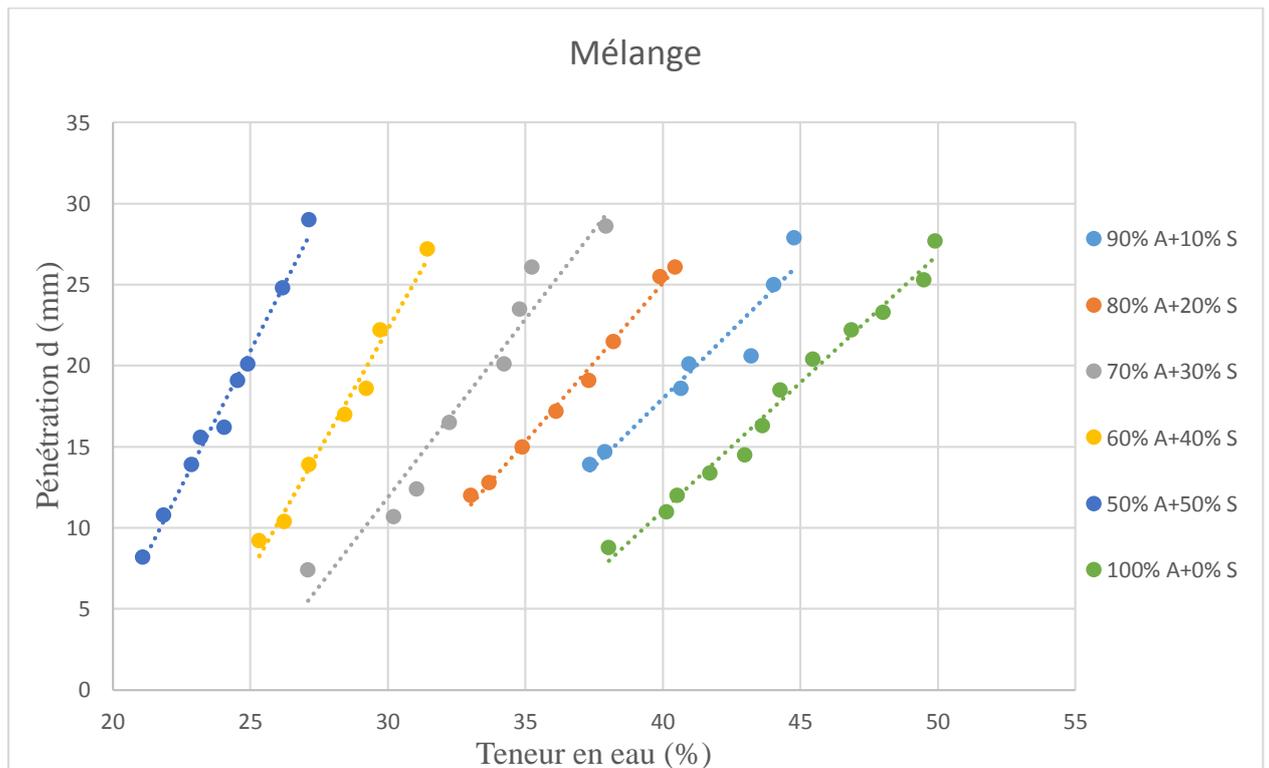
**Tableau 3.18 :** Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 40%

N	Pénétration d (mm)	W (%)
1	9.2	25.32
2	10.4	26.25
3	13.9	27.15
4	17	28.44
5	18.6	29.23
6	22.2	29.73
7	27.2	31.45

Pour (50%) argile + (50%) sable on a déterminé la variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.19** : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 50%

N	Pénétration d (mm)	W (%)
1	8.2	21.10
2	10.8	21.86
3	13.9	22.87
4	15.6	23.20
5	16.2	24.06
6	19.1	24.55
7	20.1	24.92
8	24.8	26.18
9	29	27



**Figure 3.6** : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour teneurs en sable différentes

**Tableau 3.20** : Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau pour teneurs en sable différentes.

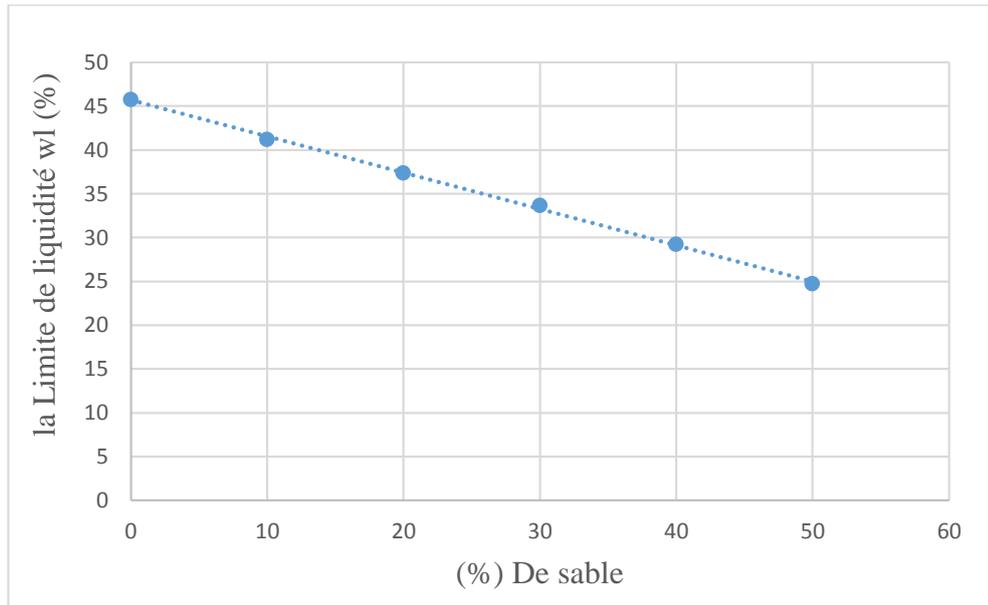
Mélange	Approximation linéaire
100% A + 0% S	$y = 1.58x - 52.13$
90% A + 10% S	$y_1 = 1.67x - 48.96$
80% A + 20% S	$y_2 = 1.95x - 53.09$
70% A + 30% S	$y_3 = 2.20x - 54.15$
60% A + 40% S	$y_4 = 2.99x - 67.43$
50% A + 50% S	$y_5 = 3.32x - 62.31$

D'après la figure (3.6) on remarque que la pénétration varie proportionnellement avec la teneur en eau pour chaque pourcentage. Plus la teneur en sable augmente, plus la teneur en eau diminue.

On a déterminé la limite de liquidité à la pénétration  $d=20\text{mm}$  on calcule analytiquement  $W_L$  par les équations ( $y, y_1, y_2, y_3, y_4, y_5$ ) mentionnées sur le tableau 3.20, on obtient les résultats suivants :

**Tableau 3.21** : Variation de la limite de liquidité en fonction de la teneur en sable

(%) de sable	0	10	20	30	40	50
$W_L$	45.66	41.21	37.39	33.65	29.23	24.72



**Figure 3.7 :** Variation de la limite liquidité en fonction de la teneur en sable.

D'après la figure 3.7 on remarque que plus la teneur en sable augmente, la limite de liquidité se diminue.

### III.7.2 Effet de la teneur en sable sur la limite de plasticité :

Pour (90%) argile + (10%) sable on a déterminé la limite de plasticité

**Tableau 3.22 :** Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 10%

N	W (%)
1	26.36
2	27.16
3	27.52
4	27.14

- On détermine la limite de plasticité par le calcul de la moyenne des teneurs en eaux mesurées

$$w_p = 27.05\%.$$

Pour (80%) argile + (20%) sable on a déterminé la limite de plasticité

**Tableau 3.23 :** Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 20%

N	W (%)
1	25
2	25.37
3	25.97
4	26.13

- On déterminer la limite de plasticité par le calcul de la moyenne des teneurs en eaux mesurées

$$w_p = 25.62\%$$

Pour (70%) argile + (30%) sable on a déterminé la limite de plasticité

**Tableau 3.24 :** Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 30%

N	W (%)
1	19.47
2	20.25
3	20.73
4	19.78

- On déterminer la limite de plasticité par le calcul de la moyenne des teneurs en eaux mesurées

$$w_p = 20.05\%$$

Pour (60%) argile + (40%) sable on a déterminé la limite de plasticité

**Tableau 3.25 :** Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 40%

N	W (%)
1	16.34
2	17.86
3	16.56
4	17.83

- On déterminer la limite de plasticité par le calcul de la moyenne des teneurs en eaux mesurées

$$w_p = 17.15\%$$

Pour (50%) argile + (50%) sable on a déterminé la limite de plasticité.

**Tableau 3.26 :** Variation la limite de plasticité pour la teneur en sable 50%

N	W (%)
1	13.72
2	15.07
3	14.74
4	15.28

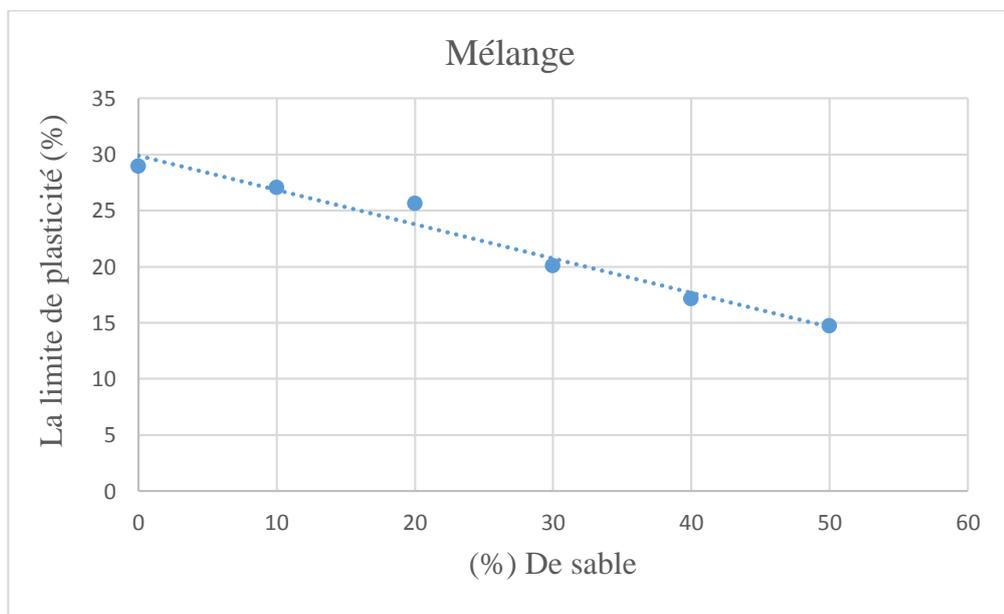
- On déterminer la limite de plasticité par le calcul de la moyenne des teneurs en eaux mesurées

$$w_p = 14.70\%.$$

Pour chaque teneur en sable on a déterminé la limite de plasticité par la moyenne teneur en eau. Les résultats sont rapportés sur le tableau suivant :

**Tableau 3.27 :** Variation de la limite de plasticité en fonction de la teneur en de sable

(%) de sable	0	10	20	30	40	50
$W_p$	28.96	27.05	25.62	20.05	17.15	14.70



**Figure 3.8 :** Variation de la limite de plasticité en fonction de (%) de sable.

D'après la figure 3.8 on remarque que plus la teneur en sable augmente, la limite de plasticité se diminue.

### III.7.3 Effet de la teneur en sable sur la cohésion non drainée :

Pour (90%) argile + (10%) sable on a déterminé la variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.28** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 10%.

N	Pénétration d (mm)	W (%)	Cu (kPa)
1	13.9	37.35	3.52
2	14.7	37.89	3.14
3	18.6	40.67	1.96
4	20.1	40.96	1.68
5	20.6	43.22	1.60
6	25	44.05	1.09
7	27.9	44.78	0.87

Pour (80%) argile + (20%) sable on a déterminé la variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.29** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 20%.

N	Pénétration d (mm)	W (%)	Cu (kPa)
1	12	33.02	4.72
2	12.8	33.68	4.15
3	15	34.90	3.02
4	17.2	36.12	2.30
5	19.1	37.31	1.86
6	21.5	38.21	1.47
7	25.5	39.90	1.04
8	26.1	40.45	0.98

Pour (70%) argile + (30%) sable on a déterminé la variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.30** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 30%.

<b>N</b>	<b>Pénétration d (mm)</b>	<b>W (%)</b>	<b>Cu (kPa)</b>
1	7.4	27.10	12.41
2	10.7	30.21	5.94
3	12.4	31.05	4.42
4	16.5	32.25	2.50
5	20.1	34.23	1.68
6	23.5	34.80	1.23
7	26.1	35.25	0.98
8	28.6	37.93	0.83

Pour (60%) argile + (40%) sable on a déterminé la variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau.

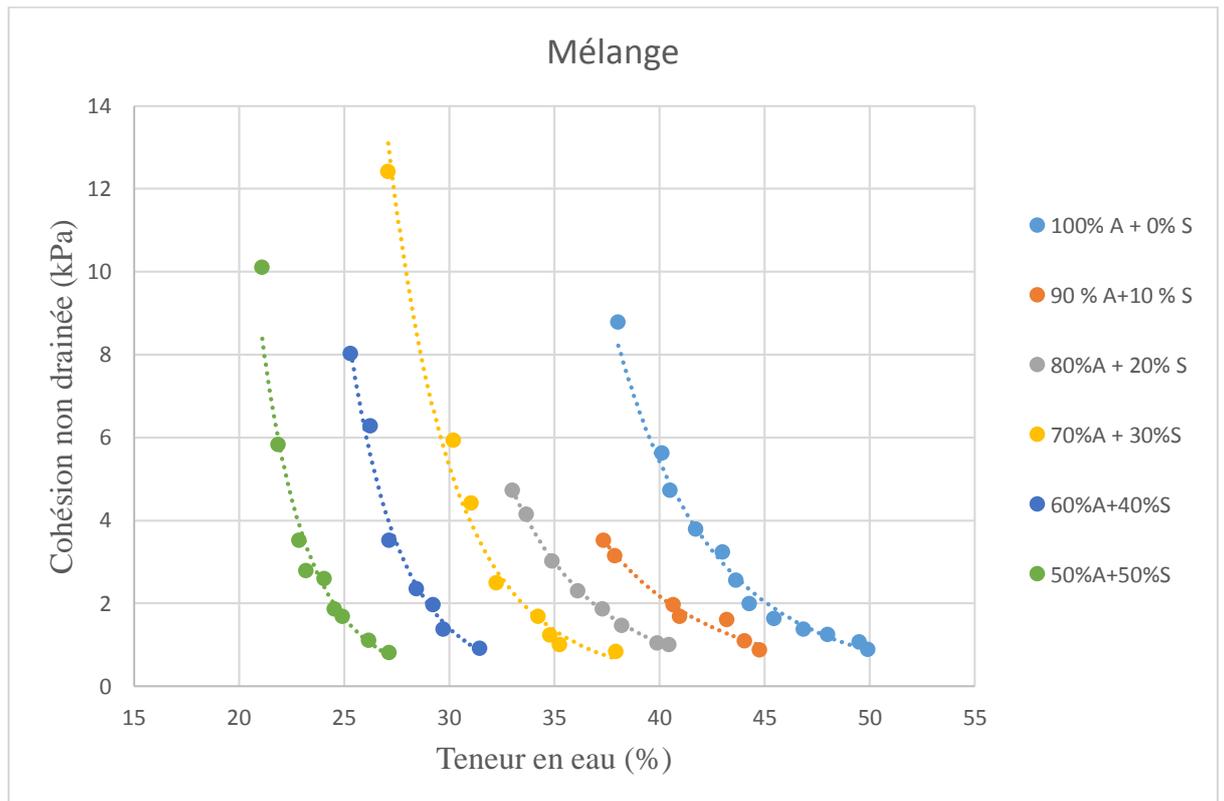
**Tableau 3.31** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 40%.

<b>N</b>	<b>Pénétration d (mm)</b>	<b>W (%)</b>	<b>Cu (kPa)</b>
1	9.2	25.32	8.03
2	10.4	26.25	6.28
3	13.9	27.15	3.52
4	17	28.44	2.35
5	18.6	29.23	1.96
6	22.2	29.73	1.38
7	27.2	31.45	0.92

Pour (50%) argile + (50%) sable on a déterminé la variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau.

**Tableau 3.32** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau pour la teneur en sable 50%.

N	Pénétration d (mm)	W (%)	Cu (kPa)
1	8.2	21.10	10.11
2	10.8	21.86	5.85
3	13.9	22.87	3.52
4	15.6	23.20	2.79
5	16.2	24.06	2.59
6	19.1	24.55	1.86
7	20.1	24.92	1.68
8	24.8	26.19	1.10
9	29	27.14	0.81



**Figure 3.9** : Variation de la cohésion non drainée en fonction de la teneur en eau Pour différents teneurs en sable.

## Conclusion

Pour que réaliser une série d'essais au fall cône test (FCT) en vue d'étudier la variation de la limite de liquidité et la résistance au cisaillement non drainée du sol en fonction de certains paramètres.

Les résultats obtenues, montre que :

- ✓ La pénétration varie proportionnellement avec la teneur en eau.

L'ajout de l'eau à la pâte provoque la diminution de la cohésion entre ses grains, ce qui induit la croissance de la pénétration du cône.

- ✓ La pénétration qui correspond à la limite de liquidité d'un sol donné varie proportionnellement avec la masse du cône utilisé.
- ✓ La relation entre la limite de liquidité des mélanges sable/argile et la teneur en sable est inversement proportionnelle. L'évolution du taux de sable au détriment de l'argile conduit à un manque de cohésion entre les grains de la pâte utilisée.

## CONCLUSION GENERALE

---

Le but de cette étude est de réaliser une série d'essais au fall cône test (FCT) en vue d'étudier la variation de la limite de liquidité et la résistance au cisaillement non drainée du sol en fonction de certains paramètres.

Au cours de ce travail, nous avons étudié les paramètres suivants :

- Effet de la teneur en eau sur la pénétration et la cohésion non drainée.
- Effet de la masse du cône sur la détermination de la limite de liquidité.
- Effet de la teneur en sable sur la limite de liquidité et la cohésion non drainée.

Les résultats obtenus, montre que :

- La pénétration varie proportionnellement avec la teneur en eau.

L'ajout de l'eau à la pâte provoque la diminution de la cohésion entre ses grains, ce qui induit la croissance de la pénétration du cône.

- La pénétration qui correspond à la limite de liquidité d'un sol donné varie proportionnellement avec la masse du cône utilisé. Pour un sol donné, sa limite de liquidité est une propriété intrinsèque. Pour un cône de 30°, on a obtenu la relation suivante :

Relation :  $y = 0.1806x + 6.0297$ ,  $y$ = la pénétration  $d$  (mm),  $x$ = la masse  $m$  (g).

Avec masse de cône varie de 80g à 109.25g.

- La relation entre la limite de liquidité des mélanges sable/argile et la teneur en sable est inversement proportionnelle. L'évolution du taux de sable au détriment de l'argile conduit à un manque de cohésion entre les grains de la pâte utilisée. Sachant que les grains de l'argile sont eux qui assurent la cohésion, on a obtenu la relation suivante :

Relation :  $y = -0.4137x + 45.67$ ,  $y$ = la limite de liquidité  $W_L$  (%),  $x$ = la teneur en sable  $s$  (%).

Avec la teneur en sable varie de 0% à 50%.

### **Recommandations.**

En vue de valider les résultats obtenus, nous recommandons la réalisation d'une étude comparative des résultats de limites d'Atterberg en utilisant les deux méthodes, à savoir, le FCT et l'appareil de Casagrande.

## REFERENCE

---

- [1] : Gourvès et al. (1997) : Gourvès R., Zhou S., La caractérisation in situ des propriétés mécaniques des milieu granulaire à l'aide d'un pénétromètre, 3e conférence internationale sur micromécanique des milieux granulaires, Duram, 1997, pp 57 – 60, (1997).
- [2] : Daoud Ali, Département de Géographie et Aménagement du Territoire, (chapitre6 : Résistance au cisaillement des sols).
- [3] : Essais et mesures in-situ mécanique des sols, (chapitre3).
- [4] : Jéjéquel J, Les pénétromètres statique –Influence du mode d’emploi sur la résistance de point, Bull, Liaison Labo Routiers P et Ch., 36, janv-fév 1969, p 151 à 160.
- [5] : Azadi, M.R.E., et Monfared, S.R. 2012. Paramètres de Pénétromètre à cône de chute et leurs effets sur les limites liquides et plastiques d'échantillons de sol homogènes et non homogènes. Journal électronique de génie géotechnique.
- [6] : Cône Suédois - G-200 [www.roctest.com](http://www.roctest.com)
- [7] : Hansbo, S. (1957) : Une nouvelle approche pour la détermination de la résistance au cisaillement de l'argile par le test du cône de chute. Geot suédois. Inst. Pub. No.14, Stockholm.
- [8] : Karlsson, R. (1961) : Améliorations suggérées de l'essai de limite de liquidité, en référence aux propriétés d'écoulement des argiles remaniées. 5e Int. Conf. Sur Soil Mech. Et trouvé. Ing., Vol 1.p. 171, Paris.