

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid -Tlemcen  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de  
Master en Génie Civil  
Infrastructures de Base et Géotechnique  
Option : Travaux Publics

Thème :

Les corrélations en mécanique des sols:  
Applications aux sols compactés

Présenté par :

M<sup>lle</sup> Amrani cherifa

Soutenue le 26 juin 2014 devant le jury composé de :

M. ALLAL M.A.	Professeur	Président
M <sup>lle</sup> BOURABAH M.A.	Maître de conférences	Examinatrice
M <sup>lle</sup> KHELIFI Z.	Maître assistant	Examinatrice
M. ABOU-BEKR N.	Professeur	Encadreur
Mme BENCHOUK A.	Maître de conférences	Encadreur

## REMERCIEMENTS

J'adresse tout d'abord mes plus vifs remerciements à Monsieur ABOU-BEKR N., professeur au département de Génie Civil de l'Université de Tlemcen, pour ses encouragements et son aide pour l'aboutissement de ce travail.

Je tiens à exprimer ici mon profond respect et ma reconnaissance à Madame BENDIOUIS, Maître de conférences au département de génie-civil à l'université de Tlemcen, qui a assisté et dirigé mes pas tout au long de ce travail. Ses conseils et ses encouragements m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

Je remercie Monsieur, M. ALLAL M.A., Professeur au département de génie civil, université de Tlemcen, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de mon jury.

Que Mademoiselle BOURABAH M. A. et Mademoiselle KHELIFI Z. Maîtres Assistante au département de génie-civil à l'université de tlemcen, reçoivent l'expression de ma profonde reconnaissance pour avoir bien voulu accepter d'être examinatrices de ce mémoire.

Je n'oublierai certainement pas Monsieur BENYELLES Z., chef du département de génie civil pour son aide indéniable.

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas tout le personnel du laboratoire de Mécanique des Sols du département de Génie -Civil de Tlemcen pour leur soutien matériel et moral.

Ma reconnaissance va à toute ma famille qui m'a soutenu durant cette période. Enfin, j'associe à cet hommage, tous mes collègues et tous mes amis (es).

Que chacun trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

## Dédicace

De dieu tout puissant, qui trace le chemin de ma vie, je dédie ce travail :

A mes chers parents, ma mère et mon père رحمه الله

Tous les mots ne sauraient exprimer a la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance.

A mes frères Nabil, Diden, Abdenour, à mes sœurs Nora, Fatima, Samira, Hayat, et à toute la famille AMRANI.

A tous mes amis(es) : Zahia, Asma, Nassima, Kheira, Souhila et à toute la promotion M2 IBG-TP 2013.

En fin, a tous ceux qui m'aiment.

A vous.....

Melle Amrani cherifa

## Résumé :

Le présent travail concerne les corrélations en mécanique des sols et notamment celles relatives aux sols compactés.

Les sols compactés constituent le matériau de construction de nombreux ouvrages comme les barrages, les routes ou les centres de stockage de déchets. Ces sols ont un comportement relativement complexe et qui est loin d'être complètement cerné.

Les corrélations relatives aux sols compactés sont d'une grande importance dans le métier de l'ingénieur : Estimations dans un avant-projet, contrôle des résultats de mesure, orientation des interprétations des mesures, etc.

Des essais de compactage sont réalisés sur l'argile du noyau du barrage Boughrara avec mesure de la succion et de l'indice portant immédiat. Des corrélations de la littérature sont testées pour ce matériau.

Mots clés : Corrélation, sol compacté, teneur en eau, densité, succion.

## ملخص:

هذا العمل يتناول العلاقات الإحصائية في ميكانيك التربة وعلى وجه الخصوص تلك المتعلقة بالتربة المضغوطة. التربة المضغوطة تكون مواد بناء العديد من المنشآت مثل السدود والطرق ومدافن النفايات. هذه التربة لديها سلوك معقد نسبيا لم تتم الإحاطة به بشكل كامل.

العلاقات الإحصائية في التربة المضغوطة لها أهمية كبيرة في عمل المهندس : التقديرات في المراحل الأولية للمشاريع، التحقق من نتائج القياس، توجيه تفسيرات القياسات ، الخ.

يتم إجراء اختبارات الضغط على الطين المشكل لنواة سد بوغرارة مع قياس شفط ومؤشر تأثير فوري. يتم اختبار العلاقات الإحصائية المنشورة على هذه التربة.

**الكلمات الرئيسية:** العلاقات الإحصائية، التربة المضغوطة، نسبة الماء، الكثافة، الشفط.

## Summary

This work relates to the correlations in soil mechanics and in particular those relating to the compacted soils.

The compacted soils constitute construction materials of many works like dams, roads or waste storage centers. This type of soil has a relatively complex behavior which is far from being completely encircled.

The correlations relating to the compacted soils are of great importance in the trade of the engineer: Estimation in a preliminary project, control of measurement results, orientation of interpretations of measurements, etc

Tests of compaction are carried out on the clay of the core of the Boughrara dam with measurement of suction and immediate value of bearing capacity. Correlations of the literature are tested for this material.

Key words: Correlation, compacted soil, water content, density, suction.

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : NOTIONS SUR LES CORRELATIONS	
1-Introduction : .....	3
2-Domains d'utilisation des corrélations : .....	3
3-Domains de validité des corrélations : .....	4
4-Méthodes d'étude des relations linéaires entre les paramètres : .....	4
5-Corrélations concernant les paramètres d'identification : .....	5
5-1 : Contrôle du chemin oedométrique ( $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ ) : .....	7
5-2 : Contrôle de la pente $C_c$ obtenue à partir des essais oedométriques : .....	8
6-Corrélations se rapportant à la perméabilité : .....	11
7-Relation entre la pression limite nette et la cohésion non drainée $C_u$ : .....	12
8-Corrélations concernant les sols argileux intacts : .....	14
9-Conclusion : .....	19
CHAPITRE II : LES CORRELATIONS POUR LES SOLS COMPACTES	
1-Introduction: .....	21
2-L'essai de compactage, poinçonnement : .....	21
2-1-L'essai de compactage : .....	21
2-1-1-Définition du compactage : .....	21
2-1-2-Principe de l'essai de compactage : .....	21
2-1-3-Objectif du compactage : .....	22
2-2-L'essai de poinçonnement : .....	22
2-2-1-Définition de l'indice IPI: .....	22
2-2-2-Principe de l'essai (IPI): .....	22
2-2-3-Objectifs de l'essai CBR : .....	23
3-La pratique du compactage : .....	24
3-1 - Les essais in-situ : .....	24
3-1-1 -Notion de planche d'essai : .....	24
3-2-Energie de compactage : .....	24
4-Les difficultés de compactage au laboratoire: .....	26
5-Les corrélations: .....	27

5-1-Corrélations liées aux caractéristiques des sols compactés: .....	27
5-2-Corrélations entre les propriétés de sols argileux à l'optimum et à la limite de liquidité : .....	27
5-3- Corrélations entre les limites d'Atterberg et paramètres de compressibilité d'un sol compacté : .....	29
6-Conclusion : .....	31
<b>CHAPITRE III : APPLICATION SUR L'ARGILE DE BOUGHRARA</b>	
1-Introduction : .....	33
2- Matériau d'étude : .....	33
2-1 : Argile de Boughrara : .....	33
2-2 : Identification de l'argile de Boughrara: .....	34
3-Programme expérimental : .....	34
4-Matériels et méthodes:.....	36
4.1.-Préparation des échantillons : .....	36
4.2. Mesure de la succion : .....	40
4.2.1. Définition de la succion : .....	40
5-Résultats et interprétations : .....	42
5-1-Résultats de l'essai du compactage avec des énergies différentes : .....	42
5-2-Les résultats de l'essai de poinçonnement : .....	43
5-3-Les résultats de l'essai de mesure de succion : .....	45
6-: Application des corrélations : .....	48
7-Conclusion : .....	51
CONCLUSION GENERALE .....	52
ANNEXE.....	53
Références bibliographies.....	65

## LISTE DES FIGURES

Figure I. 1:Diagramme de Casagrande (Gress ,2012).....	6
Figure I. 2:Abaque de Casagrande .....	8
Figure I. 3:Pente et position de la droite compressibilité œdométrique normalement consolidé dans le plan $e$ ( $\log [ [\sigma] ^v ]$ ) ( Biarez et al., 1972).....	9
Figure I. 4:Pente et position de la droite compressibilité œdométrique normalement consolidé dans le plan $e$ ( $\log [ [\sigma] ^v ]$ ) ( Biarez et al., 1972).....	12
Figure I. 5:Evolution comparées de pl. * fonction de Cu. (Gress, 2012).....	13
Figure I. 6: Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ , et la Résistance au cisaillement mesurée par compression simple $S$ , pour les sols argileux intacts ( Locat J. et Beauséjour N, 1987) .	14
Figure I. 7:Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ , et la résistance au cisaillement mesurée par compression simple $S$ , pour les sols argileux intacts mais avec des échelles logarithmiques (comparaison avec Imai 1977).....	14
Figure I. 8:Relation entre le module de cisaillement dynamique maximum $G_0$ et la résistance, pour les sols argileux intacts (comparaison avec Hara et al. 1974) .	15
Figure I. 9:Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ , et la résistance au cisaillement mesurée au pénétromètre à cône suédois, pour les sols argileux intacts.....	15
Figure I. 10:Relation entre la vitesse des ondes de compression $V_p$ et la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ pour les sols argileux intacts. ....	16
Figure I. 11:Relation entre la vitesse des ondes de compression $V_p$ et la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ pour les sols argileux intacts. ....	17
Figure I. 12:Relation entre le module de cisaillement dynamique maximum $G_0$ et la résistance au cisaillement $S_u$ pour les sols argileux traits (Comparaison avec Chae et Chiang 1978) .	17
Figure I. 13:Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ , et la Résistance au cisaillement $C_u$ pour les sols argileux traités.....	18
Figure I. 14:Relation entre la vitesse des ondes de compression $V_p$ et la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ pour les sols argileux traits.....	18
Figure II. 1 : Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage.....	
.....Erreur ! Signet non défini.	
Figure II. 2:Corrélation entre la limite de liquidité et la pression interstitielle négative (succion) à l'OPN et l'OPM (Fleureau, 2002) .	28
Figure II. 3:Mouillage de différents sols a rendu compacte à l'optimum de Proctor (Fleureau, 2002).	29



Figure II. 4 : Détermination de la pente de la courbe vierge du modèle Cam Clay modifié à partir des limites de liquidité (Boutonnier, 2007).....	30
Figure II. 5: Détermination de la pente $\kappa$ (Boutonnier, 2007).....	31
Aucune entrée de table d'illustration n'a été trouvée.	

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1:Corrélations entre paramètres indépendants de l'état initial Paramètres dépendant des propriétés des grains et non de la géométrie de l'arrangement des grains. (Saim, 1997) .....	10
Tableau III. 1: Résultats d'identification de l'argile de Boughrara (Derfouf, 2012) .....	35
Tableau III. 2:Les résultats des IPI selon l'énergie du compactage et la teneur en eau. ....	43
Tableau III. 3:Les teneurs en eau du papier filtre .....	45
Tableau III. 4:Mesure de la succion en kPa suivant la norme ASTM D 5298- 94. ....	47
Tableau III. 5:Les Corrélations proposées par différents auteurs entre $\gamma_{dopt}$ ou $\omega_{opt}$ et les limites d'Atterberg (cité par Benchouk, 2014) .....	49
Tableau III. 6:Valeurs des corrélations de Fleureau (à l'OPN) et valeurs mesurées. ....	51
Tableau III. 7:Valeurs des corrélations de Boutonnier (côté humide de la courbe Proctor) et valeurs mesurées.....	51

## LISTE DES NOTATIONS

$\sigma'_{vc}$  : Contrainte de consolidation

$\varphi'_{pp}$  : L'angle de frottement de plasticité parfaite

$e_{eff}$ : Indice des vides efficace

$I_P$  : Indice de plasticité

$W_L$  : La limite de liquidité

$\rho_S$  : Le poids volumique des grains solides

$P_W$  : Le poids volumique de l'eau

$C_c$  : Coefficient de compressibilité

$e$  : Indice des vides

$e_0$  : Indice des vides initial

$g$  : Accélération de la pesanteur.

$H$  : Hauteur de chute de la dame.

$m$  : Masse de la dame.

$N$  : Nombre total de coups.

$V$  : Volume du matériau compacté dans le moule.

WRET : Teneur en eau de rétention

WSAT : teneur en eau de saturation

## INTRODUCTION GENERALE

Les ingénieurs géotechniciens sont confrontés dans chaque étude de sol lors d'un projet à la collecte et la détermination de paramètres physiques et mécaniques de nature très variés tel que : l'identification (indice des vides, densités, limites d'Atterberg, ...); la déformabilité (indice de compression, module œdométrique, ...); résistance (cohésion, angle de frottement, ...) et perméabilité.

Il est très rare que sur un même site tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour que l'on puisse bien étudier le projet en question. Habituellement, la reconnaissance est limitée à certains paramètres. C'est dans ce cadre que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien.

Les corrélations peuvent aussi estimer des paramètres dans un avant projet, orienter les interprétations des résultats de mesure, contrôler des rapports géotechniques.

Dans ce mémoire, on essaiera d'appliquer certaines corrélations pratiquées sur les sols compactés. Le sol étudié est celui du noyau du barrage Boughrara (Wilaya de Tlemcen).

Les sols compactés sont par nature complexes, c'est pour cela on va compléter cette étude par analyser le comportement de l'argile de Boughrara compacté sous différentes énergies de compactage avec mesure de l'Indice portant Immédiat (IPI) et mesure des valeurs de succions simultanément dans chaque point des courbes Proctor obtenues.

Afin d'aboutir aux objectifs tracés, ce modeste travail est structuré en trois chapitres :

- Le premier qui concerne les principales notions se rapportant aux corrélations en géotechnique, en citant plusieurs expressions trouvées dans la littérature reliant les différents paramètres d'un sol donné.
- Le second chapitre traite des sols compactés et des différentes corrélations se rapportant à cet état.
- Le troisième et dernier chapitre concerne la partie expérimentale effectuée au laboratoire, en l'occurrence la détermination des IPI et succions de l'ensemble des points de la courbe Proctor à différentes énergies de compactage.

Enfin, on termine par une conclusion générale qui regroupera l'ensemble des résultats trouvés.

# Chapitre I

---

## **LES CORRELATIONS EN MECANIQUE DES SOLS**

---

## 1-Introduction :

Dans la géotechnique, les ingénieurs sont confrontés à la nature du sol qui est rarement homogène. Cette hétérogénéité rend la détermination des paramètres physiques, mécaniques, de déformation et de perméabilité en chaque point difficile et coûteuse. C'est dans ce contexte que le recours aux corrélations est utile afin de compléter une information manquante ou même de vérifier des résultats expérimentaux effectués au laboratoire ou sur site.

Dans ce chapitre, on présentera l'intérêt des corrélations pour les géotechniciens ainsi que la présentation de plusieurs relations corrélées appliquées sur différents paramètres et types de sols (intact, compactés, ...).

## 2-Domains d'utilisation des corrélations :

Dans la pratique de la mécanique des sols, les corrélations entre paramètres sont utilisées comme moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire et comme moyen de fabrication des valeurs complémentaires de certains paramètres en fonction des autres. On utilise aussi les corrélations pour estimer certaines propriétés des sols (souvent, des propriétés mécaniques) en fonction des caractéristiques qui ont été mesurées (souvent des propriétés physiques comme la densité ou la teneur en eau) on peut ainsi lors des études préliminaires et dans certaines situations de projet disposer de valeurs des paramètres nécessaires au dimensionnement des ouvrages sans les avoir déterminées par des essais.

Les conditions d'utilisation de corrélations dans les études géotechniques dépendent de la fiabilité des corrélations utilisées. Certains paramètres sont liés, à l'intérieur d'une couche de sol d'un site déterminé, par des relations proches d'une relation mathématique exacte. Par contre, si l'on analyse simultanément des données provenant de deux sites, pour des sols de même nature, on trouve en général que les valeurs des paramètres sont plus dispersées, et cette dispersion augmente quand le nombre de sites s'accroît et quand on regroupe des données relatives à différents types de sols. Les erreurs expérimentales, lors de la détermination des paramètres qui servent à établir les corrélations, exercent également une influence défavorable sur la qualité des corrélations obtenues. Il est, pour cette raison, indispensable de connaître l'origine des corrélations que l'on envisage d'utiliser dans le cadre d'une étude géotechnique, et d'être conscient de la variabilité possible des paramètres autour de leur relation moyenne affichée, notamment quand les corrélations ont été établies entre des fonctions logarithmiques des paramètres. (Magnan , 1982).

### 3-Domains de validité des corrélations :

Les corrélations que l'on peut établir entre les paramètres physiques et mécaniques des sols sont plus ou moins générales suivant les paramètres concernés. Habituellement, la validité d'une corrélation est limitée à la nature du sol étudié : les propriétés des sables, des tourbes, ou des argiles n'obéissent pas aux mêmes lois, elles sont d'ailleurs souvent décrites par des paramètres spécifiques et il n'est pas étonnant que les corrélations établies pour un type de sol ne soient pas valable pour les mêmes propriétés d'un autre type de sol.

Sous réserve d'une certaine prudence quant à la généralisation des corrélations établies sur un site au reste du site ou à d'autres sites, l'utilisation de corrélations constitue une technique très utiles dans les études géotechnique des terrain et son usage peut être recommandé tant pour compléter des données que pour contrôler la vraisemblance des résultats des essais réalisés en place comme en laboratoire : les données conformes aux corrélations tant générales qu'établies sur le site, sont en effet plus plausibles que celles qui en sont trop éloignées et pour lesquelles des vérifications complémentaires sont toujours souhaitables.

### 4-Méthodes d'étude des relations linéaires entre les paramètres :

Différentes techniques d'analyse statistique multivariable peuvent être utilisées pour caractériser les relations existant à l'intérieur d'ensembles de paramètres :

- Analyse de régression multiple, pour étudier les corrélations entre une variable et un groupe de plusieurs autres variables :

- Analyse de corrélation canonique, pour étudier les corrélations entre deux groupes de plusieurs variables :

- Analyse discriminante, pour classer des spécimens dans des populations a priori et sélectionner des populations en fonction de plusieurs variables :

- Analyse factorielle, qui permet de grouper les variables ou de grouper les spécimens, suivant les besoins.

Seules l'analyse de régression multiple et l'analyse factorielle ont été appliquées jusqu'à présent, a notre connaissance, aux propriétés physiques et mécaniques des sols.(Magnan, 1982).

### 5-Corrélations concernant les paramètres d'identification :

Une bonne étude géotechnique commence par une bonne identification des sols. Pour des sols non organiques, non salés et de fraction granulométrique 0/400 $\mu\text{m}$ , nous avons constaté les corrélations suivantes, entre la limite de liquidité  $W_L$ , L'indice de plasticité  $I_p$ , la valeur de bleu de méthylène de la fraction 0/400 $\mu\text{m}$  et le passant 2 $\mu$  :

$$W_L \approx 0.20(1 - [\%2\mu]) + 0.063V_B[0/400\mu\text{m}] \quad (1.1)$$

$$I_P \approx 0.04(1 - [\%2\mu]) + 0.045V_B[0/400\mu\text{m}] \quad (1.2)$$

Avec :

$W_L$  : La limite de liquidité

$I_P$  : Indice de plasticité

Nous rappelons la relation (Mouroux 1988) :

$$[\%400\mu\text{m}] \cdot V_B[0/400\mu\text{m}] = [\%2\mu] V_B[0/2\mu\text{m}] \quad (1.3)$$

La  $V_B[0/2\mu]$  caractérisant la nocivité des argiles, puisqu'il est souvent admis que la surface spécifique des argiles  $S(\text{m}^2/\text{g})$  est donnée par (Mouroux, 1988) :

$$S (\text{m}^2/\text{g}) = 21V_B[0/2\mu\text{m}] \quad (1.4)$$

Des relations (1.1) et (1.2), nous déduisons :

$$W_L - 1,4I_P = 0.256(1 - [\%2\mu]) \quad (1.5)$$

Cette relation montre que pour des sols non organiques, non salés, dont les grains ne possèdent pas une capacité interne de rétention d'eau, les couples ( $W_L$ ;  $I_p$ ) balaient l'espace du diagramme de Casagrande par une droite paramétrée d'équation (1.5).

$$\text{Quand le } [\%2\mu] = 0 \quad I_P = 0.7145(W_L - 0.256) \quad (1.6)$$

Equation de la droite A1 de la figure 2.

$$\text{Quand le } [\%2\mu] = 1 \quad I_P = 0,714W_L \quad (1.7)$$

Equation de la droite A2 de la Figure 1.

Il est intéressant de noter que l'on retrouve la droite A (Braja, 1990) d'équation :

$$I_P = 0,73(W_L - 0,20) \quad (1.8)$$



Pour  $[\%2\mu]=21,9 \%$

Et que la droite U (Braja, 1990) d'équation :

$$I_p = 0,9(W_L - 0,0) \quad (I.9)$$

Au-dessus de laquelle il est réputé n'exister aucun couple  $(W_L; I_p)$  correspond à peu près à la droite d'équation (I.7).

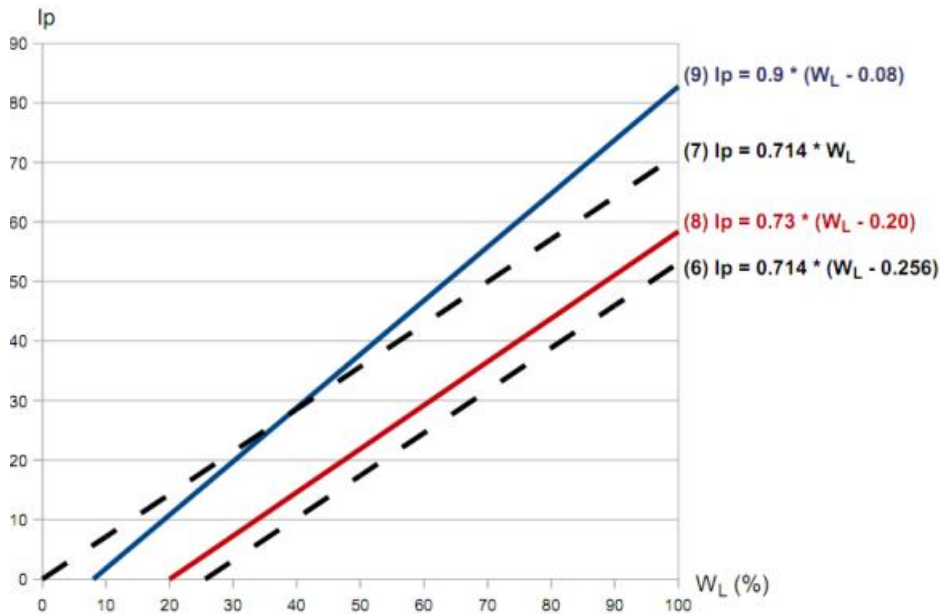


Figure I. 1: Diagramme de Casagrande (Gress, 2012)

La relation (I.10) permet, en théorie, l'estimation du pourcentage de passant  $2\mu$  pour des points situés entre les droites A1 et A2 :

Avec :

La droite A1 : Correspondant à la l'équation suivant :

$$I_p = 0,714W_L$$

La droite A2 : Correspondant à la l'équation suivant :

$$I_p = 0,73(W_L - 0,20)$$

$$[\%2\mu] = \frac{0,256 - W_L + 1,4I_p}{0,256} \quad (I.10)$$

Les équations (I.1) ou (I.2) permettent ensuite d'estimer la  $V_B 02\mu$ .

5-1 : Contrôle du chemin oedométrique ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ ) :

Le chemin oedométrique est un cas particulier des chemins possibles dans un appareil triaxial mais il a l'avantage par rapport à ce dernier d'être un essai relativement simple à réaliser et dans lequel les variations de volume du matériau sont plus faciles à obtenir.

L'essai consiste à mesurer la compressibilité d'un échantillon de sol dans un cylindre métallique rigide à parois lisses ce qui permet d'imposer à la déformation radiale d'être nulle à tout instant ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ ).

Les charges sont appliquées à l'échantillon selon un mode opératoire donné, pour chaque palier de chargement, la charge verticale  $\sigma_v$  est contrainte totale qui devient après dissipation des pressions interstitielles, une contrainte effective  $\sigma'_v$ . Un temps de repos de 24 heures est généralement observé pour permettre à l'échantillon de dissiper les surpressions interstitielles.

Le tassement vertical  $\varepsilon_1$  qui se calcule par la relation (1-11), représente la réponse de l'échantillon sous  $\sigma'_v$ .

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \dots \dots \dots (1.11)$$

Pour le comportement normalement consolidé des argiles remaniées, cette réponse se manifeste par diminution de l'indice des vides ( $e$ ) selon une pente  $C_c$  dans le plan semi-logarithmique  $e$  ( $\log \sigma'_v$ ). Ce comportement a pour équation la relation (1.12).

$$e = e_0 - C_c \cdot \log \left( \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \dots \dots \dots (1.12)$$

$e$  : Indice des vides

$e_0$  : Indice des vides initial

$C_c$  : Coefficient de compressibilité

$\sigma'_v$  : La contrainte verticale

5-2 : Contrôle de la pente  $C_c$  obtenue à partir des essais oedométriques :

D'après la relation (1.11) le comportement normalement consolidé, dépend essentiellement de la pente ( $C_c$ ) qui est une caractéristique fondamentale d'une argile donnée, car elle est aussi la même approximativement pour la compression isotrope normalement consolidée (NC) et pour la droite « d'indice des vides critique » de plasticité parfaite.

L'importance et la nécessité d'une bonne connaissance de cette pente  $C_c$  et de sa position dans le plan  $e(\log \sigma'_v)$ , se fait sentir lorsque ces paramètres ( $C_c, e_{pp}$ ) seront injectés dans des codes de calculs utilisant la méthode des éléments finis qui font appel à des lois de comportement du sol construites le plus souvent à partir des notions de bases (comportement normalement consolidé, indice des vides critique, ...).

Dans un souci de contrôle continu des essais de laboratoire, Biarez a entrepris dès la fin des années soixante plusieurs études ; parmi elles l'étude effectuée sur une centaine d'essais œdométriques réalisés sur des argiles de nature ( $W_l$ ) différentes, dans un domaine de contraintes certes limité mais correspondant aux applications les plus courantes dans le génie civil (de 7 KPa à 1 MPa).

Cette étude lui a permis ainsi qu'à Favre et Simon (1972), de proposer quelques relations élémentaires entre les propriétés mécaniques des sols normalement consolidés remaniés et les limites d'Atterberg.

Les auteurs ont constaté que l'indice de plasticité ( $I_p$ ) des différentes argiles courantes qu'ils ont étudiées était lié à la limite de liquidité ( $W_l$ ) par la relation (I.13). Cette relation est à rapprocher de la droite d'équation (I.14), droite de classement général entre les limons et les argiles, proposées par Casagrande (1936) [figure I.2].

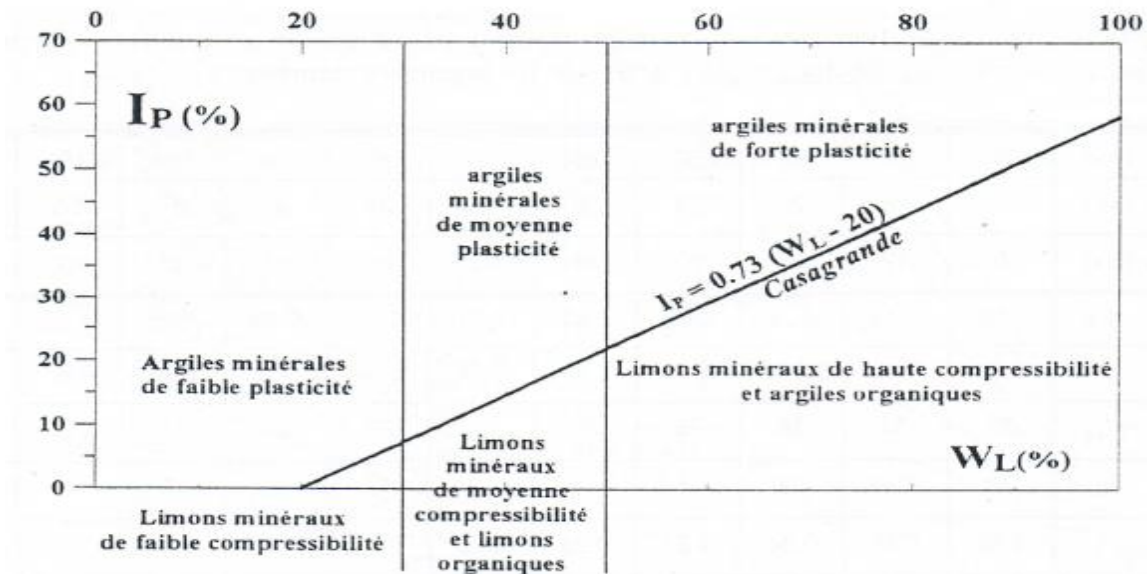


Figure I. 2:Abaque de Casagrande

$$I_p = 0,73 (W_l - 13) \dots\dots\dots (I.13)$$

$$I_p = 0,73 (W_l - 20) \dots\dots\dots (I.14)$$

En outre, la pente  $C_c$  de la compressibilité œdométrique proposée par Skempton (I.15) a été réécrite sous la forme de la relation (I.16), ce qui permet de simplifier les écritures et de

positionner en première approximation dans le plan  $e(\log \sigma'_v)$ , la droite du comportement normalement consolidé obtenu dans un odomètre par la pente  $C_c$  et un point de référence  $(e, \sigma'_v)$ .

$$C_c = 0.009((W_L - 10)) \dots \dots \dots (I.15)$$

$$C_c = 0.009((W_L - 13) \approx 0.012 I_p) \dots \dots \dots (I.16)$$

L'indice des vides de référence peut être soit l'indice des vides correspondant à la teneur en eau de l'argile à son état liquide ( $W_L$ ) ou l'indice des vides correspondant à l'état plastique ( $W_p$ ) pour une contrainte  $\sigma'_v$  donnée.

En outre, l'expérience a montré que les mesures de ( $C_u$ ) faites au scissomètre sur des sol ayant des teneurs en eau ( $w$ ) proche de ( $W_L$ ), donnent une cohésion non drainé sensiblement constante  $C_u \approx 2 \text{ KPa}$ ; Or la relation de Skempton (I.17) donne pour les argiles usuelles une contrainte de consolidation  $\sigma'_{vc}$  comprise entre 3 à 5  $C_u$ , soit pour  $C_u = 2 \text{ KPa}$ , une fourchette de variation de 6 à 10 KPa pour la contrainte de consolidations  $\sigma'_{vc}$ .

$$C_u = (0.11 + 0.0037 I_p) \sigma'_{vc} \dots \dots \dots (I.17)$$

A partir de ces constatations expérimentales, les auteurs ont délibérément arrêté la valeur numérique de  $\sigma'_v$  à 7 kPa pour obtenir  $W_L$  qui correspond à  $e_L$  [Figure 3].

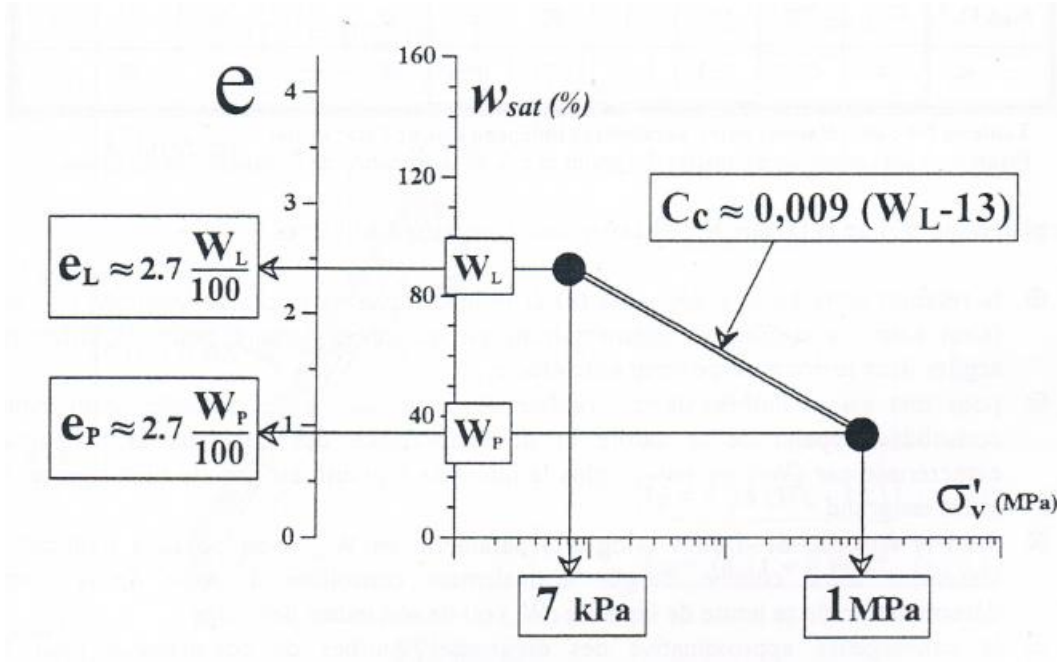


Figure I. 3: Pente et position de la droite compressibilité œdométrique normalement consolidé dans le plan  $e(\log \sigma'_v)$  (Biarez et al., 1972).

Biarez et al ont notamment présenté différentes "corrélations" permettant de lier :

- La compressibilité normalement consolidée ( $C_c$ ),
- La cohésion non drainé ( $C_u / \sigma'_v$ ),
- Le module oedométrique ( $E'_{oed} / \sigma'_v$ ), donc le rapport ( $E'_{oed} / C_u$ )
- L'angle de frottement de plasticité parfaite  $\phi'_{pp}$  ou M

Ces corrélations présentées sous la forme du tableau suivant :

Tableau I. 1:Corrélations entre paramètres indépendants de l'état initial Paramètres dépendant des propriétés des grains et non de la géométrie de l'arrangement des grains. (Saim, 1997)

$W_l$ (%)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200
$W_p$ (%)	15	18	20	23	26	28	31	34	37	50	64
$I_p$ (%)	5	12	20	27	34	42	49	56	63	100	136
$C_c$	0.06	0.15	0.24	0.33	0.42	0.51	0.60	0.69	0.78	1.23	1.68
M	1.29	1.20	1.11	1.03	0.98	0.94	0.90	0.86	0.81	-	-
$\phi'_{pp}$	32	30	28	26	25	24	23	22	21	-	-
$\phi'_r$	30	24	19	15	14	13	12	11	10	-	-
tg ( $\phi'_r$ )	0.58	0.45	0.34	0.27	0.25	0.23	0.21	0.19	0.18	-	-
$C_u / \sigma'_v$	0.13	0.15	0.18	0.21	0.24	0.27	0.29	0.32	0.34	0.48	0.61
$E'_{oed} / \sigma'_v$	-	45	25	15	12	10	8	7	6	5	4
$E'_{oed} / C_u$	-	300	139	71	50	37	28	22	18	10	7
$K_0$	0.47	0.50	0.53	0.56	0.58	0.59	0.61	0.63	0.64	0.67	0.69

## 6-Corrélations se rapportant à la perméabilité :

La perméabilité d'un sol est un des paramètres les plus difficiles à mesurer. Ici nous nous intéressons à l'évaluation en pompage, de la perméabilité horizontale, en situation saturée. Pour proposer des corrélations fiables, il faut faire référence à la notion de teneur en eau de rétention  $W_{RET}$  ou à son complément, celle d'indice des vides efficace  $e_{ff}$ . L'indice des vides efficace est l'indice des vides disponible à l'eau gravitaire, par opposition à l'eau

liée. Nous avons constaté que le rapport  $W_{RET} / W_{SAT}$  était relié, pour un sol 0/400 $\mu$ m, à la limite de liquidité par la relation : (Gress , 2012)

$$\frac{W_{RET}}{W_{SAT}} = \frac{W_L}{W_L + 0,05} \quad (I.18)$$

Avec :

$W_L$  : La limite de liquidité

$W_{RET}$  : Teneur en eau de rétention

$W_{SAT}$  : teneur en eau de saturation

Or, il est intuitif que la perméabilité d'un sol doit être liée à son indice des vides efficace avec :

$$e_{eff} = \frac{\rho_s}{\rho_w} (W_{SAT} - W_{RET}) \quad (I.19)$$

Avec :

$e_{eff}$ : Indice des vides efficace

$\rho_s$  : Le poids volumique des grains solides

$\rho_w$  : Le poids volumique de l'eau

## 7-Relation entre la pression limite nette et la cohésion non drainée $C_u$ :

Dans le diagramme ci-après  $C_u$  fonction de  $pl^*$ , nous avons tracé les courbes correspondant à des relations connues et les courbes Q6, Q7 de Bustamante (Gress J.C ,2012)

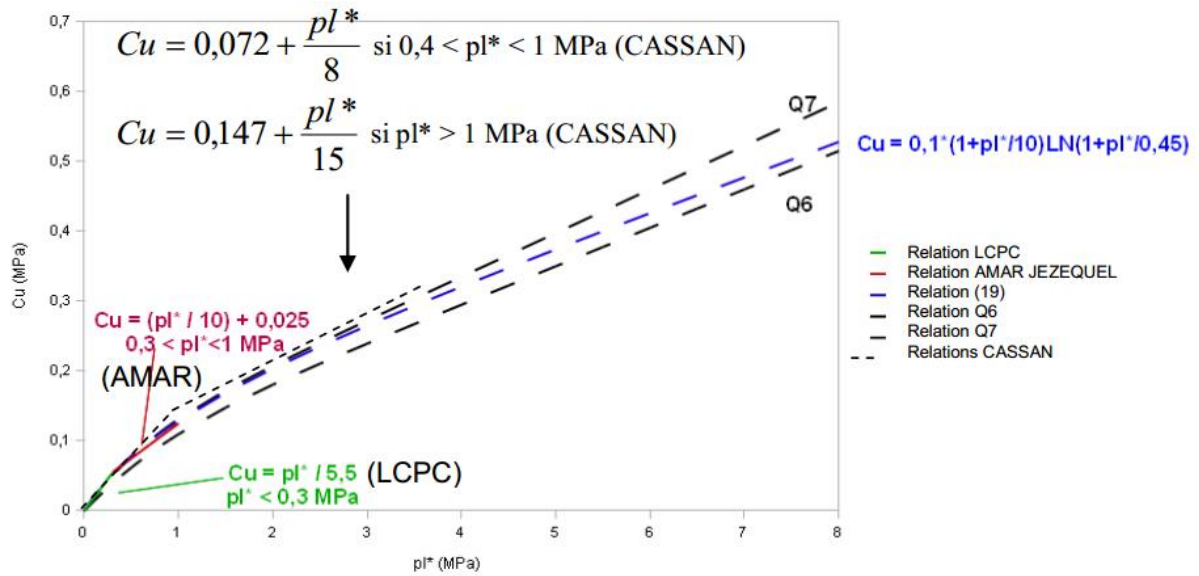


Figure I. 4: Pente et position de la droite compressibilité œdométrique normalement consolidé dans le plan  $e - (\log \left[ \left[ \sigma \right]^{1/2} \right] - v)$  (Biarez et al., 1972).

La courbe en :  $100 \left( 1 + \frac{pl^*}{10000} \right) LN \left( 1 + \frac{pl^*}{450} \right)$  proposée par nous, (I.20)

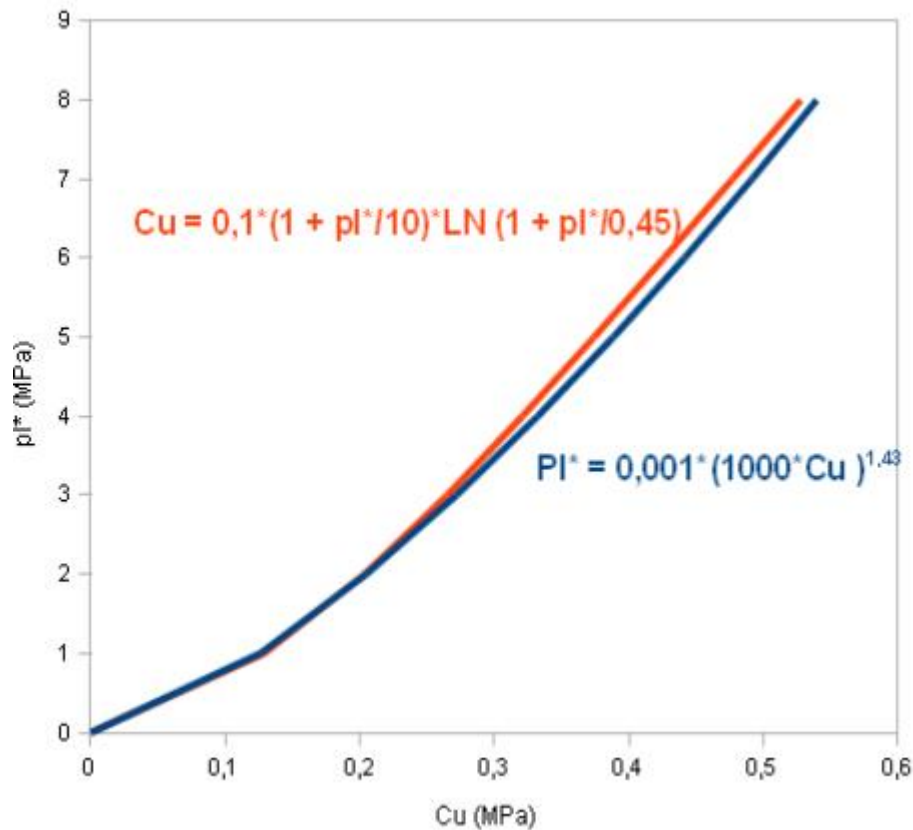
Avec :

$pl^*$  : La pression limite nette

S'inscrit de manière satisfaisante dans le faisceau d'informations (figure I. 4).

Quand on cherche à partir de cette formule, une relation  $pl^* = f(Cu)$ , l'inversion ne semble pas simple. En fait, on constate sur le graphe ci-après que la courbe  $pl^* = f(Cu)$  peut s'approximer d'une manière satisfaisante  $Cu$  :

$$PI^* = ACU^B \quad (\text{figure I.5}) \quad (I.21)$$



- -Relation I.9
- Relation I.5

Figure I. 5: Evolution comparées de  $pI^*$  fonction de  $Cu$ . (Gress, 2012)

Dans ces conditions, nous proposons de retenir :

$$Cu = (PI^*)^{0,7} \text{ en KPa} \quad (I.22)$$

### 8-Corrélations concernant les sols argileux intacts :

La première relation introduite est celle entre la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) et la résistance au cisaillement ( $S$ ) mesurée par compression simple (figure I.6). Tel que mentionné dans la revue de littérature, il existe une bonne relation entre ces deux paramètres. Cette relation est de type exponentiel et la pente de la courbe diminue avec l'augmentation de la résistance. Si les échelles linéaires des axes sont transformées en échelles logarithmiques il est possible d'approcher la relation par une droite (figure I.7), comme plusieurs chercheurs japonais l'ont fait. (Locat et Beauséjour, 1987)



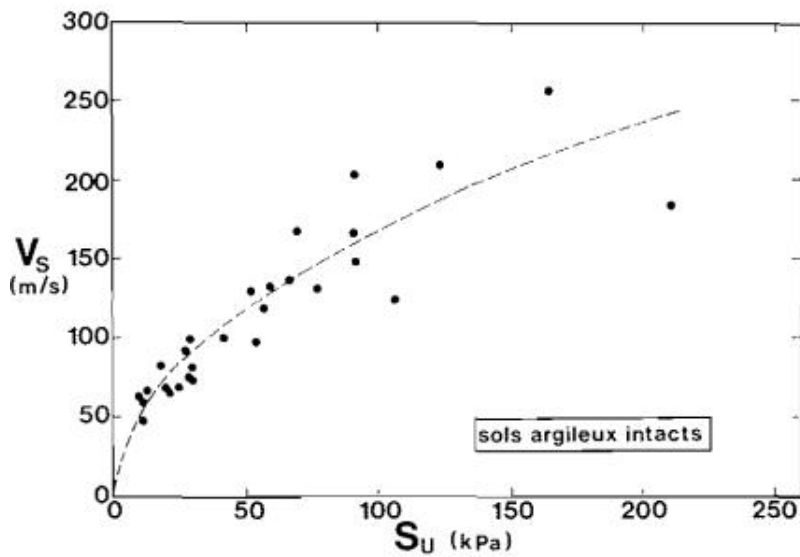


Figure I. 6: Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ , et la Résistance au cisaillement mesurée par compression simple  $S_u$ , pour les sols argileux intacts (Locat J. et Beauséjour N, 1987)

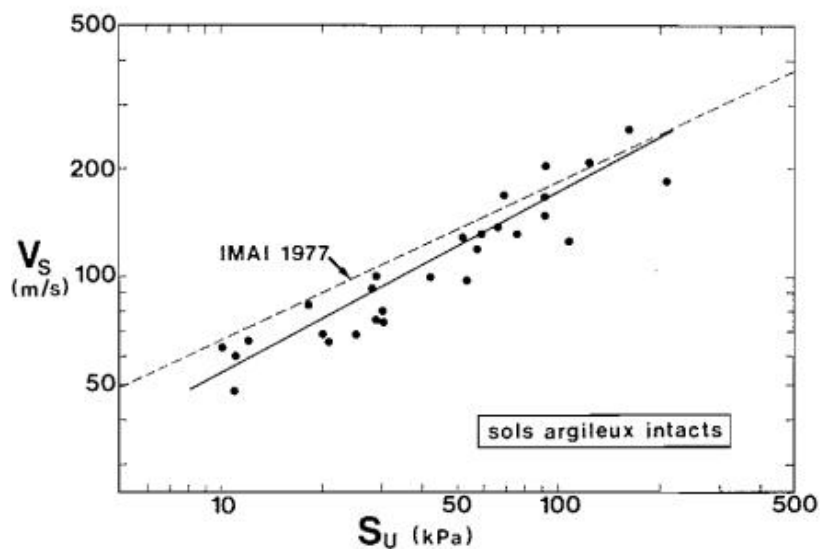


Figure I. 7: Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ , et la résistance au cisaillement mesurée par compression simple  $S_u$ , pour les sols argileux intacts mais avec des échelles logarithmiques (comparaison avec Imai 1977).

Si la relation d'Imai (1977) déterminé sur des sols cohérents est comparée à celle présente ici, il y a peu de différence (figure I.8). Les valeurs de vitesse des ondes de cisaillement supérieures par rapport à celles présentés par Imai, pour une résistance au cisaillement donnée, s'expliqueraient par la fait que les vitesses ont été mesures sur le terrain, ce qui donne habituellement des valeurs plus élevées que celles obtenues en laboratoire sans

pression de confinement. Cette influence semble diminuer avec l'augmentation de la résistance qui, elle, est mesurée de la même façon dans les deux cas.

La (figure I.7) présente la même relation sauf que la vitesse des ondes de cisaillement est transformée en module de cisaillement maximum par la formule  $G_0 = \rho V_s$ , qui tient ainsi compte de la masse volumique du sol. (Locat et Beauséjour, 1987)

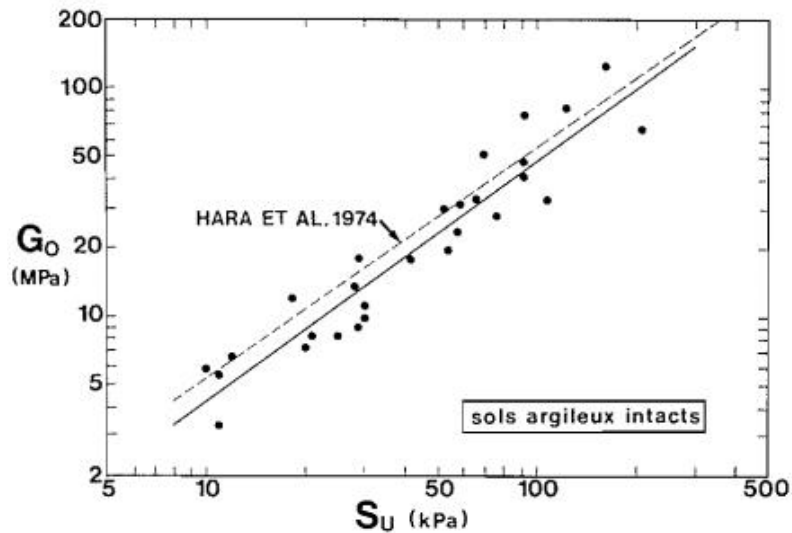


Figure I. 8:Relation entre le module de cisaillement dynamique maximum  $G_0$  et la résistance, pour les sols argileux intacts (comparaison avec Hara et al. 1974).

-La relation entre la vitesse des ondes de cisaillement et la résistance au cisaillement mesurée au pénétromètre à cône suédois est illustrée à la figure I.9. (Locat et Beauséjour, 1987).

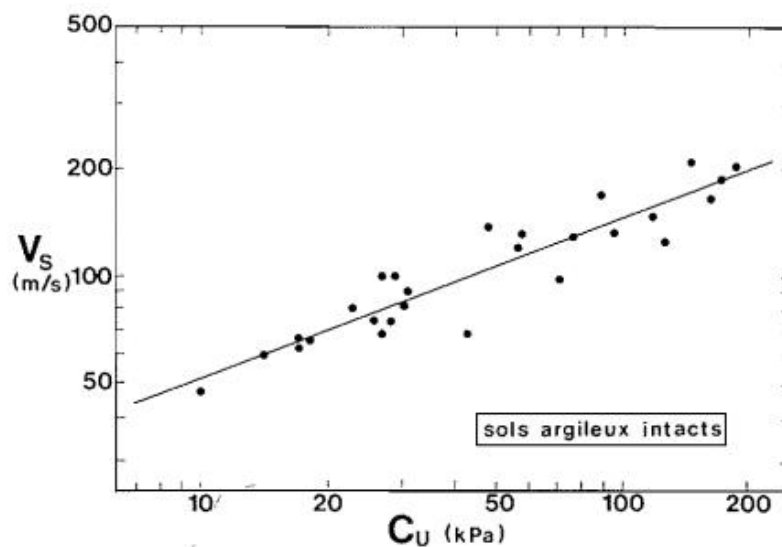


Figure I. 9:Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ , et la résistance au cisaillement mesurée au pénétromètre à cône suédois, pour les sols argileux intacts

La vitesse des ondes de compression ne semble pas reliée directement à la résistance. Ce point est clairement démontré à la (figure I 10), où la vitesse des ondes de compression est compacte à la vitesse des ondes de cisaillement. Le nuage de points, autour de la vitesse des ondes de compression de l'eau (environ 1500 m/s), caractérise les sols argileux saturés alors que la vitesse des ondes de compression des sols diminue avec le degré de saturation. A des valeurs de  $V_s$  élevées,  $V_p$  montre une légère tendance à augmenter. Quelques valeurs de  $V_p$  se retrouvent sous la vitesse des ondes de compression de l'air (330 m/s), anomalie probablement reliée à la difficulté de mesurer l'arrivée des ondes de compression pour des sols non saturés de faible résistance.

La mesure de la vitesse des ondes de compression et de celle des ondes de cisaillement peut être utile pour déterminer le coefficient de Poisson dynamique d'un sol (Locat et al. 1986).

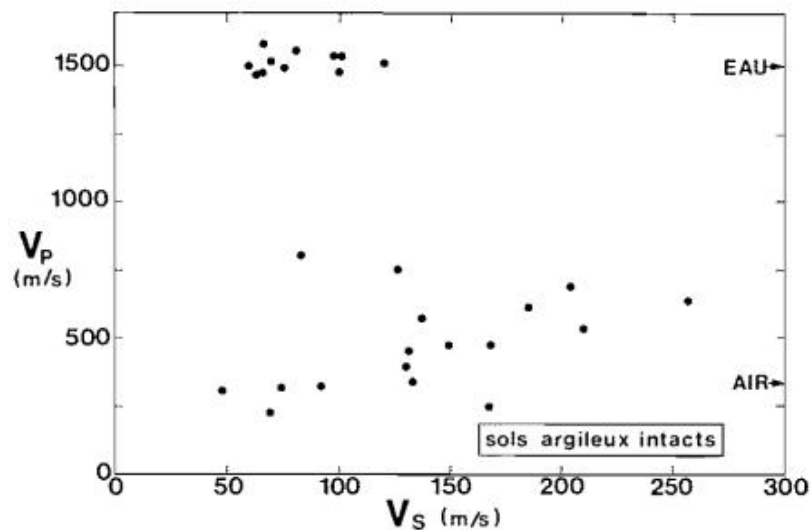


Figure I. 10: Relation entre la vitesse des ondes de compression  $V_p$  et la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  pour les sols argileux intacts.

Les essais destructifs, réalisés après 300 jours de murissement sur les sols argileux traités, ont permis d'établir les mêmes relations qu'avec les sols argileux intacts. La relation (figure I. 11) de sols stabilisés est très satisfaisante et couvre une grande plage de résistances (40-300kPa): (Locat et Beauséjour, 1987).

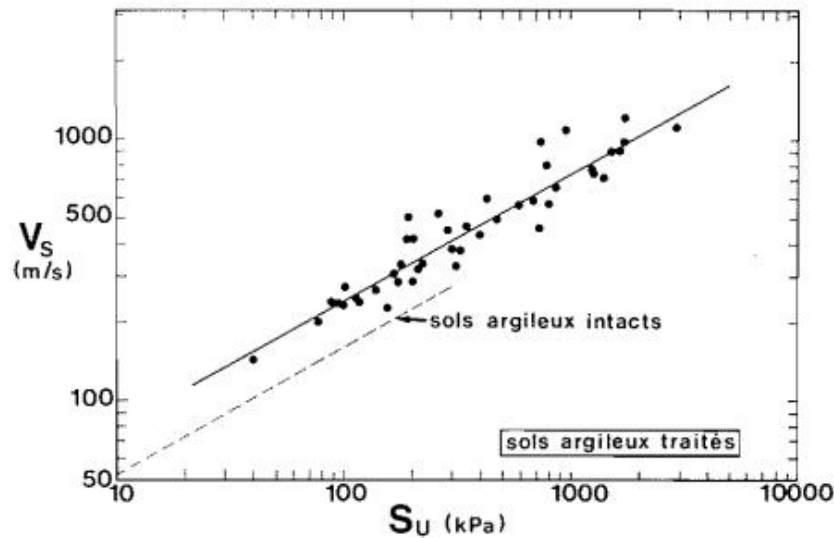


Figure I. 11: Relation entre la vitesse des ondes de compression  $V_p$  et la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  pour les sols argileux intacts.

En examinant cette relation en fonction du module de cisaillement au lieu de la vitesse (figure I.12), il apparaît que la résistance au cisaillement mesurée en kPa est à peu près égale au module de cisaillement maximum mesuré en MPa.

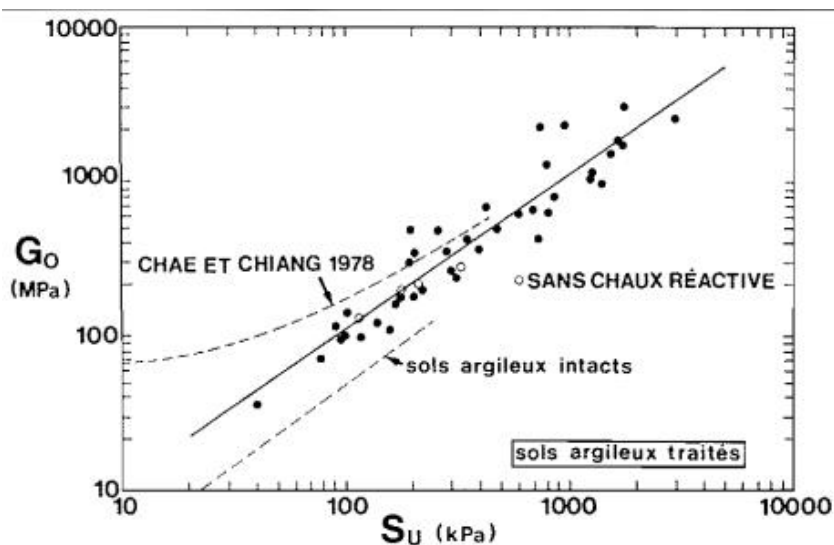


Figure I. 12: Relation entre le module de cisaillement dynamique maximum  $G_o$  et la résistance au cisaillement  $S_u$  pour les sols argileux traités (Comparaison avec Chae et Chiang 1978).

La corrélation entre la vitesse des ondes de cisaillement et la résistance mesurée au pénétromètre à cône sue dois est présentée a la figure I. 13 (Locat et Beauséjour, 1987).

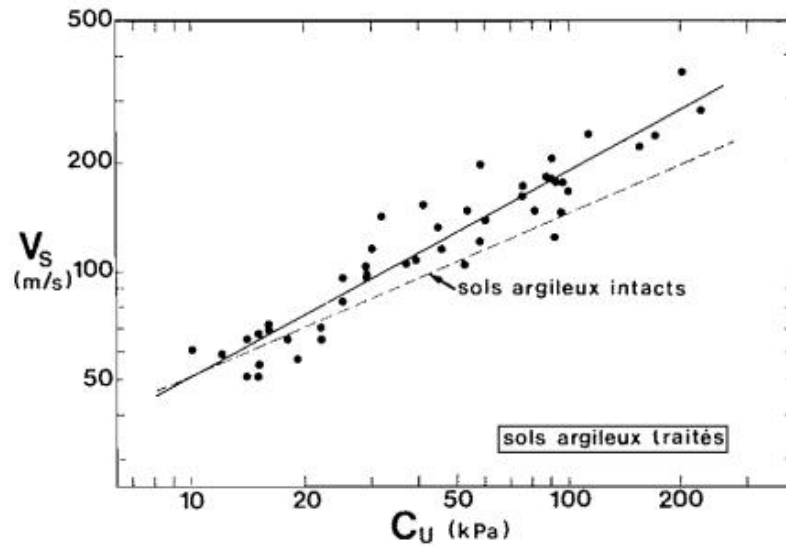


Figure I. 13: Relation entre la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ , et la Résistance au cisaillement  $C_u$  pour les sols argileux traités.

La figure I.14 montre la relation entre la vitesse des ondes de compression et de cisaillement. Tout comme pour les sols argileux intacts, un nuage de points correspond aux sols saturés. Plusieurs de ces valeurs sont légèrement supérieures celles des sols intacts ce qui s'expliquerait par une porosité moyenne inférieure dans le cas des sols traités (Hamilton 1971). Excluant ces points,  $V_p$  tendrait à augmenter en fonction de  $V_s$  avec un rapport  $V_p/V_s$  variant autour de 2. La relation de  $V_p$  avec  $V_s$  n'est pas directement relié à  $S_u$ , comme l'indique la relation  $V_p-S_u$ . (Locat et Beauséjour, 1987).

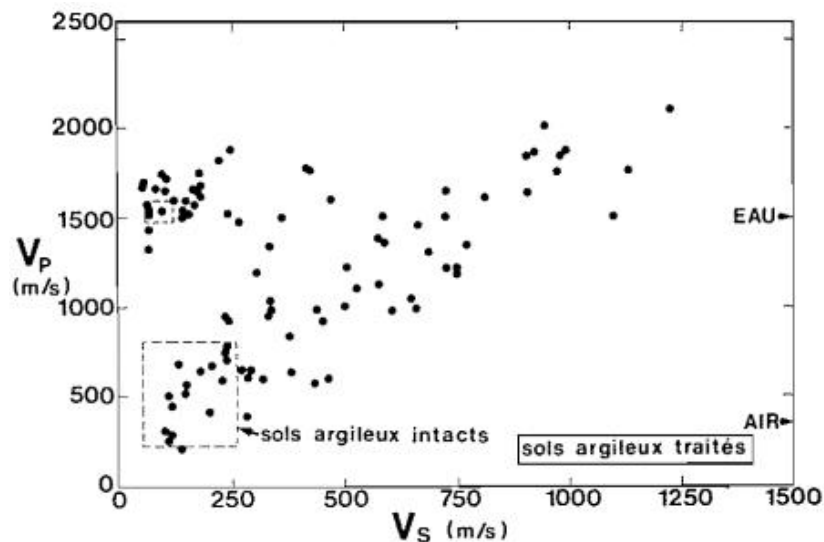


Figure I. 14: Relation entre la vitesse des ondes de compression  $V_p$  et la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  pour les sols argileux traités.

## 9-Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons tout d'abord présenté l'intérêt de l'utilisation des corrélations dans le domaine de la mécanique des sols. Ensuite, nous avons énumérés un certain nombre de corrélations qui permettent de relier entre les paramètres physiques, mécaniques, hydriques se rapportant à différents types de sols : intacts, remaniés et compactés.

Dans le chapitre suivant, on s'intéressera uniquement aux sols compactés où on présentera un aperçu sur les sols compactés ainsi que les corrélations se rapportant à ce type de sol.

## Chapitre II

---

# **LES CORRELATIONS POUR LES SOLS COMPACTES**

## 1-Introduction:

Dans les ouvrages géotechniques, les sols compactés sont largement répondeu (remblai, barrage, routes,...). Le comportement de ces sols n'est pas aisé à déterminer vu la complexité du mode de fabrication de ces derniers.

On va voir un aperçu plutôt détaillé sur les sols compactés en abordant l'aspect des corrélations touchant ce domaine.

## 2-L'essai de compactage, poinçonnement :

### 2-1-L'essai de compactage :

#### 2-1-1-Définition du compactage :

Compacter un sol, un remblai, une plate-forme, une couche de forme, un corps de chaussée, un noyau de barrage en terre, c'est réduire le volume des interstices de ces divers matériaux, et le compactage consiste surtout à produire un meilleur arrangement des grains en les uns sur les autres. (ARQUIE et MOREL, 1988 ., cité par Ghorzi et Hafidi, 2013).

D'une manière générale, on entend par compactage, l'ensemble des mesures prises afin d'augmenter le poids spécifique apparent sec du sol traité, ce qui conduit à réduire son volume apparent (BIAREZ, 1974, cité par Ghorzi, Hafidi, 2013).

#### 2-1-2-Principe de l'essai de compactage :

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié.

Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules différent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur



particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé (NF P 94-093).

### 2-1-3-Objectif du compactage :

L'opération de compactage conduit à une diminution des vides remplis d'air sans expulsion d'eau. C'est la différence fondamentale entre le compactage et la consolidation (DEGOUTTE, 2002).

Le compactage engendre :

- Une augmentation de la résistance au cisaillement,
- Une augmentation du potentiel de gonflement,
- Une augmentation de la densité,
- Une diminution du retrait,
- Une diminution de la perméabilité,
- Une diminution de la compressibilité

### 2-2-L'essai de poinçonnement :

#### 2-2-1-Définition de l'indice IPI:

L'indice IPI (l'IPI) exprime en pourcentage(%) le rapport entre les pressions produisant dans le même temps un enfoncement donné dans le sol étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part. Par définition cet indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :  $IPI_{25}$   $IPI_{50}$  (NF P 94-078)

#### 2-2-2-Principe de l'essai (IPI):

La norme française ( P 94-078 Mai 1997) stipule que :

Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportés aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements.

L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés

$$IPI_{25} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement(en KN)}}{13.35} * 100$$

$$IPI_{50} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)}}{20} * 100$$

Les valeurs des paramètres (section du poinçon, vitesse d'enfoncement, enfoncement conventionnel, forces observées sur le matériau) sont normalisées et précisées :

La presse d'une capacité efficace d'au moins 50 KN et possédant une course d'au moins 10 mm.

Cette presse doit être équipée :

- d'un poinçon cylindrique en acier de  $49,6 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$  de diamètre, soit une section circulaire de  $19,32 \text{ cm}^2 \pm 0,08 \text{ cm}^2$ , et d'une dizaine de centimètres de longueur minimum ;
- d'un dispositif permettant l'enfoncement du poinçon dans le matériau à une vitesse de  $1,27 \text{ mm /min} \pm 0,1 \text{ mm/min}$  ;
- d'un dispositif de mesure de l'enfoncement du poinçon garantissant la mesure avec une incertitude absolue maximum de 0,1 mm ;
- d'un dispositif de mesure des efforts de poinçonnement. La capacité de ce dispositif doit être adaptée à l'effort mesuré. Sa précision doit garantir la mesure avec une incertitude relative maximum de 1 %.

Les indices CBR et IPI ne constituent pas des caractéristiques intrinsèques d'un sol. En effet, si ces grandeurs dépendent en partie de la nature du sol (granularité, plasticité), elles dépendent davantage de sa teneur en eau, de sa masse volumique sèche et de son degré de saturation, qui sont des caractéristiques d'état, celles-ci étant fonction des conditions de mise en œuvre et d'environnement.

L'indication de toute valeur d'un indice CBR ou IPI d'un matériau n'a donc de sens que si elle est assortie des caractéristiques d'état du sol prises en considération dans la confection de l'éprouvette c'est-à-dire :

Sa masse volumique à l'état sec  $\rho_d$  exprimée en pourcentage de la valeur de la  $\rho_d$  à l'OPN ou  $\rho_d$  à l'OPM du sol ;

Sa teneur en eau exprimée en pourcentage de la valeur de  $W_{OPN}$  ou  $W_{OPM}$  du sol ;

Son état de saturation défini qualitativement par le fait que l'éprouvette est poinçonnée.

### 2-2-3-Objectifs de l'essai CBR :

Dans les travaux routiers, et en particulier pour la confection des remblais et des couches de forme, on ne peut admettre que de faibles déformations. On détermine donc la portance du

sol, c'est-à-dire sa résistance à la rupture, par l'essai C.B.R. (California Bearing Ratio) ou essai de portance californien.

Déterminer un indice (l'indice IPI) permettant de calculer grâce à des abaques, l'épaisseur des couches de fondation d'une route nécessaires à la constitution d'une chaussée en fonction : (norme NF P 94-078)

- du sol sous-jacent,
- du trafic et des charges par essieu prévus,
- des conditions hydriques futures que subira cette route.

### 3-La pratique du compactage :

#### 3-1 - Les essais in-situ :

##### 3-1-1 -Notion de planche d'essai :

Avant la construction du remblai, il est recommandé de réaliser une planche d'essai afin de fixer les conditions de mise en place des matériaux et de choisir les moyens de compactage les plus performants. Des couches et le nombre de passe du compactage sont déterminés lors de ces essais.

Suivant l'objectif recherché, ces planches des noms variés : planche d'essais lorsqu'il s'agit de déterminer les performances d'un engin, planche de vérification lorsqu'il s'agit seulement de confirmer (ou d'infirmer) une capacité que l'on croit connaître, mais dont on n'est pas absolument certain, planche de référence lorsqu'il s'agit de définir la qualité que l'on obtient normalement en appliquant strictement un compactage déterminé pour qu'en cours de réalisation du chantier, on puisse comparer facilement la qualité obtenue à celle souhaitée (cité par Ghorzi et Hafidi , 2013)

##### 3-2-Energie de compactage :

Un sol compacté est la conséquence de l'application d'une énergie de compactage sur un sol donné. Cette énergie est appliquée, au laboratoire, selon une norme bien définie impliquant un mouton cylindrique de masse et de diamètre normalisés que l'on fait chuter 25 fois d'une hauteur donnée sur le sol contenu dans un moule cylindrique. Le compactage se fait en trois couches pour l'essai Proctor normal et en cinq couches pour le Proctor modifié.

L'énergie de compactage est une mesure de l'énergie mécanique appliquée à une masse de sol. Elle est exprimée par ( $MN/m^3$ ) et définie comme suit :

$$\text{Energie } E = \frac{N.H.m.g}{V}$$

N : Nombre total de coups.

H : Hauteur de chute de la dame.

m : Masse de la dame.

g : Accélération de la pesanteur.

V : Volume du matériau compacté dans le moule.

Sur le terrain, l'énergie de compactage correspond au nombre de passages d'un rouleau d'un certain type et de poids donné, sur un volume de sol déterminé.

On appelle « Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe Proctor met en évidence l'existence d'une teneur en eau optimale  $\omega_{opt}$ , pour laquelle la densité sèche est maximale, et qui sépare la plage des teneurs en eau en deux domaines : le côté sec des teneurs inférieures à l'optimum et le côté humide des teneurs en eau supérieures (figure II.1).

On distingue deux types de courbes Proctor :

- Courbe Proctor Normal : constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai et obtenue grâce à une énergie de compactage égale à  $0.6 \text{ MN/m}^3$  selon la norme ASTM D698-91.

- Courbe Proctor modifié : le résultat d'un compactage fourni par une énergie égale à  $2.7 \text{ MN/m}^3$  selon la norme ASTM D1557-91. Cet essai conduira, pour une même teneur en eau, à une densité plus grande que l'essai Proctor Normal (figure II.1).

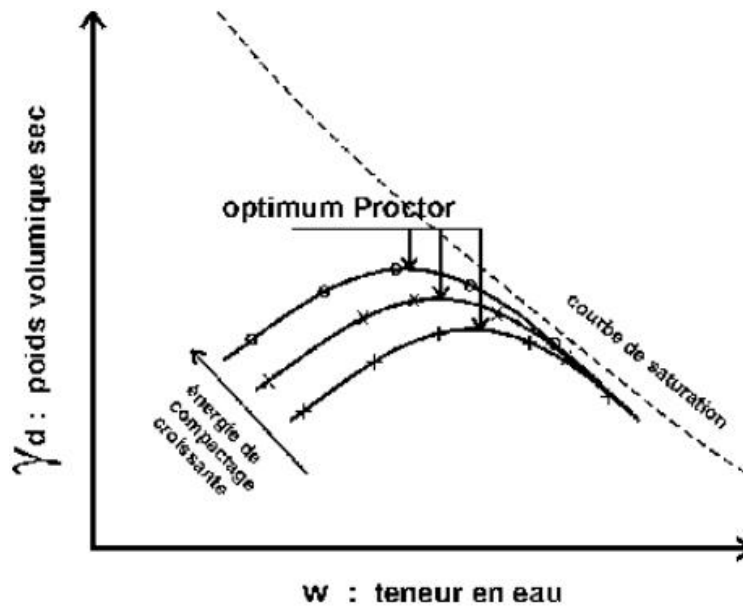


Figure II. 1: Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage

#### 4-Les difficultés de compactage au laboratoire:

L'humidification de chacune des parts du matériau constitue la phase la plus délicate de l'essai (NF P 94-093).

*La première difficulté* est celle du choix des teneurs en eau à attribuer à chaque part étant donné que l'on ne connaît pas la  $w_{OPN}$  ou  $w_{opm}$  du matériau. L'opérateur doit donc en estimer une valeur approchée. Pour cela, il a recours à des tests tactiles et visuels et son expérience est déterminante dans la justesse de cette estimation.

A défaut d'une expérience suffisante, l'opérateur doit envisager une détermination de la courbe Proctor en plus de cinq points et préparer les quantités de matériaux et le nombre de parts en conséquence.

*Une seconde difficulté* réside dans les modalités d'incorporation de l'eau au sein du matériau qui dans tous les cas doit se faire lentement, de manière bien répartie à la surface du matériau et dans toute la mesure du possible à l'aide d'un pulvérisateur, en maintenant le malaxage pendant l'introduction de l'eau.

## 5-Les corrélations:

### 5-1-Corrélations liées aux caractéristiques des sols compactés:

La mécanique des sols saturés classique utilise les corrélations entre les paramètres comme étant :

- Un moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire.
- Un moyen de déduction de valeurs complémentaires de certains paramètres en fonction des autres.
- Une méthode pour estimer certaines propriétés des sols tels que les paramètres mécaniques en fonction des caractéristiques déjà mesurées en l'occurrence propriétés physiques (densité, teneur en eau,...).

Par conséquent, lors des avants projets on dispose de valeurs de paramètres nécessaires au prédimensionnement des ouvrages sans les avoir déterminées par des essais.

De ce qui précède, l'importance des corrélations est bien établie, ce qui nous emmène à dresser les principales corrélations appliquées aux sols compactés.

Dans ce qui suit, on recense les principales corrélations, citées dans la littérature, qui ont une relation avec les sols compactés et particulièrement les paramètres de l'essai Proctor (Benchouk, 2014).

### 5-2-Corrélations entre les propriétés de sols argileux à l'optimum et à la limite de liquidité :

La figure II.2 montre des corrélations entre la teneur en eau et la densité sèche maximum des sols, compacté à l'OPN, et à l'OPM et leur limite de liquidité. Il y a une relation générale entre ces corrélations et ceux précédemment proposé par d'autres auteurs (Ring et al. 1962; Biarez et Favre 1975; Soriano et Sanchez 1995, sur les sols compactés à l'OPN, et Kheirbek-Saoud 1994, sur les sols compactés à l'OPM). La limite ou la teneur en eau à l'optimum ont été tracées dans Figure II.2.

Fleureau (2002) a dressé un certains nombres de corrélations reliant les pressions interstitielles négatives à l'OPN et à l'OPM (paramètres difficilement mesurable) à la limite de liquidité du matériau qui est un paramètre facilement mesurable (figure II.2).

$$w_{opt} = 1.99 + 0.46 w_L - 0.0012 w_L^2 \quad ; \quad r^2=0.94$$

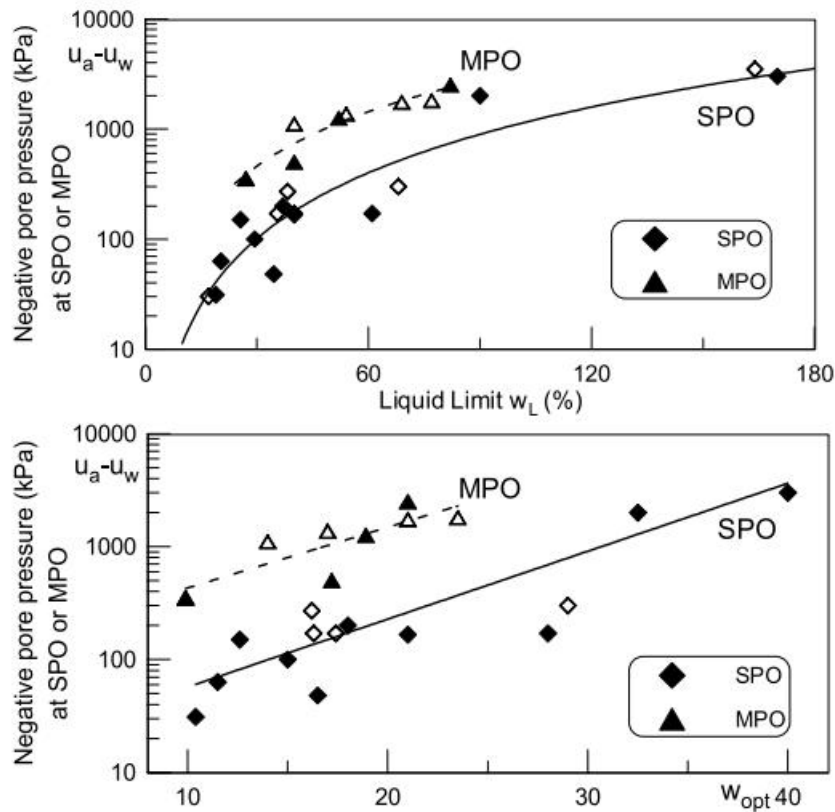


Figure II. 2: Corrélation entre la limite de liquidité et la pression interstitielle négative (succion) à l'OPN et l'OPM (Fleureau, 2002).

Fleureau, 2002 a dressé un ensemble de 70 résultats d'essai sur différents types de matériaux, afin de relier entre les valeurs de la pression interstitielle négative  $w_L$  et la limite de liquidité de ces mêmes matériaux. Idem pour la relation pression interstitielle négative et indice des vides (figure II.3). Notons que ces points expérimentaux ont été tirés des résultats d'essai Proctor à l'OPN.

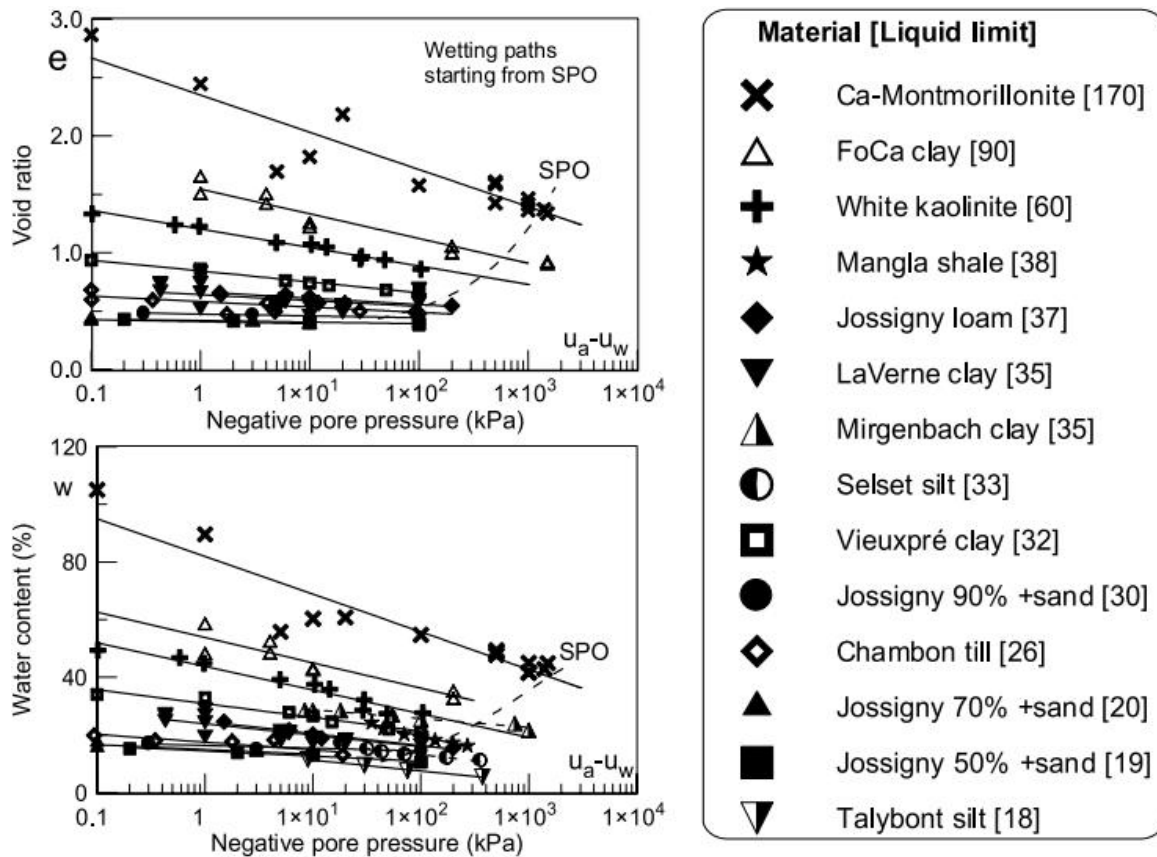


Figure II. 3: Mouillage de différents sols a rendu compacte à l'optimum de Proctor (Fleureau, 2002).

5-3- Corrélations entre les limites d'Atterberg et paramètres de compressibilité d'un sol compacté :

Nous présentons dans ce paragraphe les résultats trouvés par Boutonnier (2007) concernant les corrélations liant les paramètres de compressibilité ( $\lambda$  et  $\kappa$ ) du modèle Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968) à la limite de liquidité  $w_L$ . La relation donnant  $\lambda$  est illustrée sur la figure II.4 et exprimée comme suit :



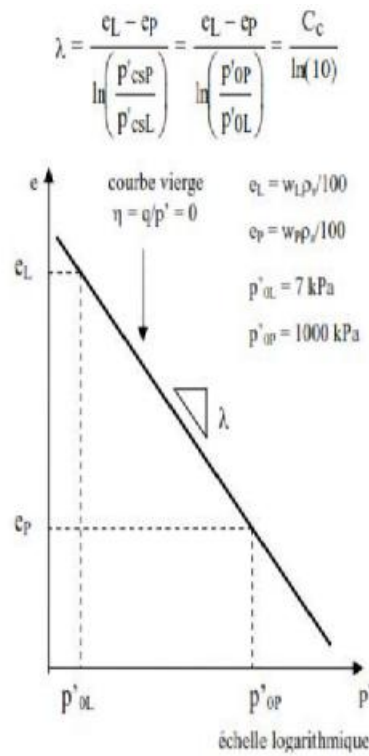
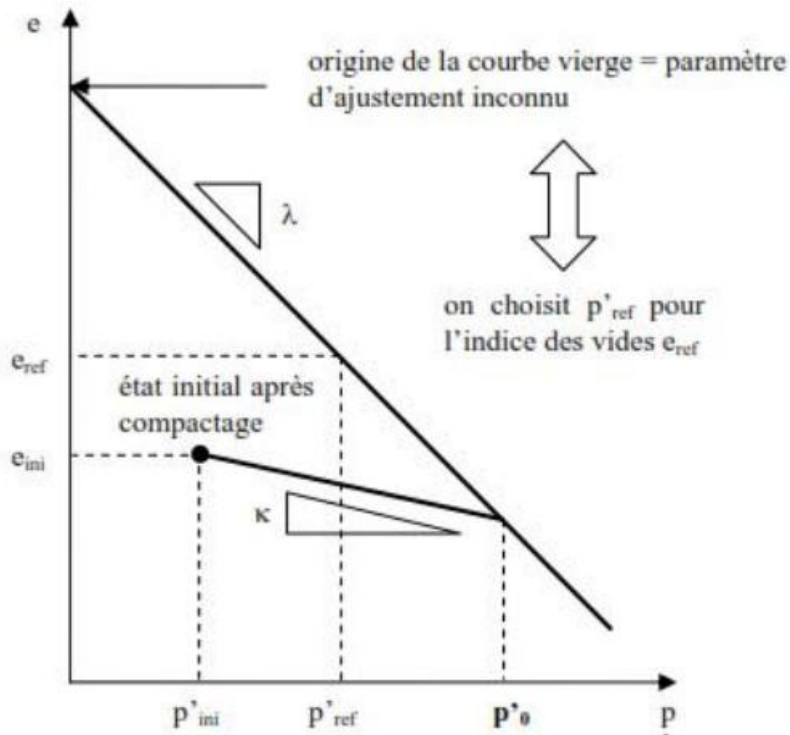


Figure II. 4 Détermination de la pente de la courbe vierge du modèle Cam Clay modifié à partir des limites de liquidité (Boutonnier, 2007).

Concernant la pente  $k$  qui est illustrée par la figure II.4 et définie par l'équation suivante

$$K = \frac{-0.029 + 0.0018 \cdot w_L - 5 \cdot 10^{-6} (w_L^2)}{\ln(10)}$$



Echelle logarithmique

Figure II. 5: Détermination de la pente  $\kappa$  (Boutonnier, 2007).

### 6-Conclusion :

Les sols compactés par leur mode de fabrication sont complexes car ils sont constitués de trois phases : solides, air et eau. On a touché dans ce chapitre, plusieurs aspects touchant les sols compactés : mode de compactage, énergie, difficultés et en dernier lieu les corrélations se rapportant aux sols compactés.

Dans le chapitre suivant, on abordera l'étude expérimentale effectuée sur l'argile de Boughrara.

## Chapitre III

---

# **APPLICATION SUR L'ARGILE DE BOUGHRARA**

## 1-Introduction :

Il s'agit de réaliser des essais de compactage sur l'argile de Boughrara et compléter l'information relative à chaque point de la courbe de compactage et ce pour trois énergies différentes.

On appliquera ensuite les corrélations de la littérature à notre matériau d'étude.

## 2- Matériau d'étude :

### 2-1 : Argile de Boughrara :

La présente étude est consacrée au matériau du noyau du barrage Boughrara. Ce barrage est situé à l'extrême Nord Ouest de l'Algérie, à proximité de Maghnia à 50 km à l'Ouest de la ville de Tlemcen.

Le barrage de Boughrara a été mis en eau le 11 octobre 1998. Il a une capacité totale de 177 millions de m<sup>3</sup>, sa hauteur est de 58 m, le volume régularisé est de 59 millions de m<sup>3</sup> (Figure III. 1).

Le but de la construction de ce barrage est d'assurer la consommation en eau potable des villes avoisinantes et répondre aux besoins d'irrigation des terres agricoles (Cité par Benadla, 2011).



Figure III. 1: Le barrage de Boughrara

## 2-2 : Identification de l'argile de Boughrara:

L'identification physique, chimique et mécanique du matériau a donné lieu aux résultats répertoriés dans le *tableau III.1*.

En analysant les résultats en termes de granulométrie, limite de liquidité, valeur de Bleu, %  $\text{CaCO}_3$  et matières organiques, on arrive à la conclusion que le matériau de Boughrara est une argile marneuse très plastique et d'après la classification USCS/LCPC, ce sol est désigné par : fO-At, argile très plastique. (A.Benchouk, 2014).

## 3-Programme expérimental :

Ce programme concernant la suite :

- Des essais de compactage dans un moule CBR avec trois énergies différentes (46, 56, 66 coups par courbe).

- Pour chaque point d'une courbe de compactage on mesure l'IPI et la succion

Tableau III. 1: Résultats d'identification de l'argile de Boughrara (Derfouf, 2012)

Matériaux		Boughrara*	Normes
▪ Granulométrie			NF P 94-041
Gravier	(%)	3	
Sable	(%)	10	
Limon	(%)	35	
Argile	(%<2 $\mu$ m)	52	NF P 94-057
	(%<80 $\mu$ m)	97	
d <sub>10</sub>	( $\mu$ m)	-	
d <sub>60</sub>	( $\mu$ m)	3	
C <sub>u</sub> =d <sub>60</sub> /d <sub>10</sub>		-	
▪ Limites d'Atterberg			NF P 94-051
Liquidité w <sub>L</sub>	(%)	54	
Plasticité w <sub>P</sub>	(%)	26	
Indice de plasticité I <sub>P</sub>	(%)	28	
▪ Densité des grains solides		2.65	NF P 94-054
▪ Valeur de bleu V <sub>B</sub>		6.91	NF P 94-068
▪ Surface spécifique totale		(m <sup>2</sup> /g)	145
▪ Teneur en CaCO <sub>3</sub>		(%)	20
▪ Teneur en matière organique		(%)	5-6.5
▪ Activité des argiles			0.54
▪ Proctor normal			NF P 94-093
$\gamma_{dmax}/\gamma_w$		1.62	
w <sub>opt</sub>	(%)	21	

#### 4-Matériels et méthodes :

##### 4.1-Préparation des échantillons :

Dans notre étude on utilise environ 120 kg du matériau de Boughrara.

- La totalité du matériau prélevé est séchée dans une étuve réglée à 150 °C

- Le matériau est homogénéisé et divisé par appréciation visuelle en sept parts égales. Les parts sont humidifiées à des teneurs en eau différents (14%, 16%, 19%, 21%, 23%, 25%, 27%)

- Après humidification, chaque part est conservée en sacs durant un temps fonction de l'argilosité du matériau pour parfaire la diffusion de l'eau (24heurs). C'est à partir de chacune de ces parts que seront confectionnées les éprouvettes destinées à la détermination des points de la courbe Proctor (et à la détermination de l'Indice Portant Immédiat des éprouvettes aux teneurs en eau considérées).

Après la préparation du matériau, et vérification des teneurs en eau, on réalise les essais de compactage comme suite: (figure III. 2)

- Prendre un moule CBR et mettre approximativement 5 kg de matériau divisé en trois couches.

- Entre chaque couche insérer un papier filtre afin de mesurer la succion du sol.

- Répéter les mêmes étapes pour les différentes énergies de compactage



Figure III. 2: Compactage dynamique à l'aide du compacteur automatique.

-Après le compactage on a démoulé le matériau pour effectuer ensuite l'essai CBR et déterminer l'indice IPI.

L'opération de démoulage du matériau est difficile à faire (figure III.3).



Figure III. 3: Compactage dynamique à l'aide du compacteur automatique.  
Et la figure III.4 montre clairement l'efficacité de l'utilisation de l'huile pour le démoulage.





Figure III. 4:Le démoulage d'un échantillon compacté après l'utilisation de l'huile.

-Dans une deuxième étape c'est le poinçonnement avec une vitesse constante qui est égale 1,27mm /Mn afin de déterminer les différents IPI pour chaque éprouvette, qui dépend de la teneur en eau et son énergie du compactage (figure III. 5).

-On calcul deux valeurs de IPI (indice portance immédiat) à savoir  $IPI_{25}$  et  $IPI_{50}$  qui sont calculés comme suit :

$$IPI_{25} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en KN)}}{13.35} * 100$$

$$IPI_{50} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en KN)}}{20} * 100$$



Figure III. 5:L'essai de poinçonnement à la presse CBR

-La dernière étape du programme expérimental consiste à paraffiner les éprouvettes pour permettre la mesure de la succion du sol.

Cette étape dure deux semaines pour obtenir l'équilibre entre le sol et le papier filtre (figure III.6).



Figure III. 6: Les carottes paraffinées

## 4.2. Mesure de la succion :

### 4.2.1. Définition de la succion :

La succion dans les sols a été définie en géotechnique en 1965, dans un contexte thermodynamique, comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés, Ce potentiel est égal à « la quantité de travail par unité de volume d'eau pure, nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé ». L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcentage (%). La relation entre l'humidité ambiante et la succion correspondante est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$\Psi_t = \ln H_r \quad (I.1)$$

Avec:

$\Psi_t$  : succion totale (kPa).

R : constante des gaz parfaits ( $R=8.3143 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$ );

T : température absolue (K) ;

$V_w$  : Volume d'une mole d'eau ( $=1,8.10 \text{ m}^3 \text{ mol}^{-1}$ ) ;

$H_r$  : Humidité relative (%).

Aitchison 1965 (cité par Fredlund et Rahardjo, 1993) définit la succion totale comme la somme de la succion matricielle  $m$  et de la succion osmotique :

$$t = m + \quad (1.2)$$

La succion matricielle est la capacité de rétention d'eau à l'intérieur de la matrice solide du sol. Elle est reliée à la pression de pore d'eau négative dans le sol par :

$$s = U_a - U_w \quad (1.3)$$

Avec :

$U_a$ : pression d'air (kPa).

$U_w$ : pression d'eau (kPa).

#### 4.2.2. Technique de mesure de la succion

Une mesure de succion a été effectuée en utilisant la méthode du papier filtre pour différentes teneurs en eau correspondant à une variation de la densité sèche (figure III.7).

Cette technique consiste à mettre au contact de l'échantillon un papier filtre Wattman N°42, une fois l'équilibre hydrique entre le sol et le papier filtre atteint, la teneur en eau du papier filtre est alors corrélée à la succion de l'échantillon suivant la norme ASTM D 5298- 94.

La préparation de l'échantillon se fait en plusieurs étapes :

- Compacter dynamiquement l'échantillon dans le compacteur, dans un moule cylindrique d'un diamètre de 5,11 cm et une hauteur de 12,73 cm.
- Verser le tiers de l'échantillon et compacter jusqu'à le tiers du moule.
- Insérer le premier papier filtre (Wattman N°42), ajouter la deuxième tiers du sol et compacter et insérer le deuxième papier filtre et ajouter le dernier tiers du sol et compacter
- Paraffiner l'échantillon et le conserver pendant deux semaines.
- Enlever la paraffine et récupérer le papier filtre et déterminer sa teneur en eau.



Figure III. 7: Récupération des papiers filtres

## 5-Résultats et interprétations :

### 5-1-Résultats de l'essai du compactage avec des énergies différentes :

D'après les figures ci-dessous on remarque que :

- La densité sèche maximale varie de 1,62 à 1,70 en fonction de l'énergie de compactage.
- La teneur en eau optimale ne varie pratiquement pas en fonction de l'énergie de compactage. Ce qui n'est pas en conformité avec les résultats de la littérature qui montrent une diminution de la teneur en eau quand l'énergie augmente.

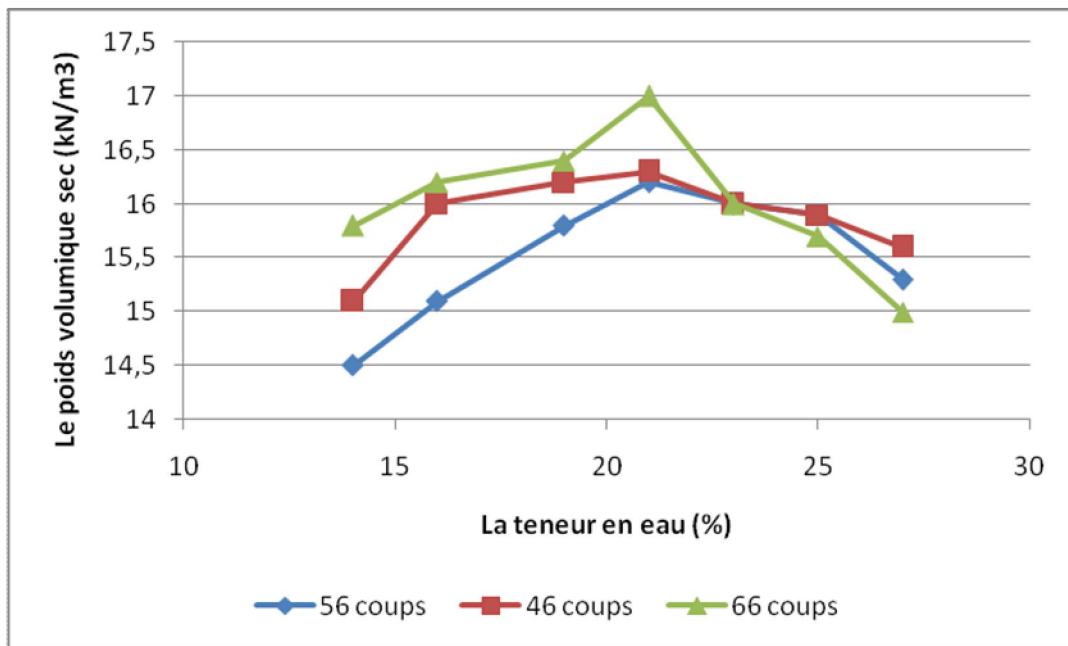


Figure III. 8: Courbes Proctor avec différentes énergies de compactage

#### 5-2- Les résultats de l'essai de poinçonnement :

Les résultats de l'essai de poinçonnement pour les différentes énergies de compactage sont présentés dans le tableau III.2.

Tableau III. 2: Les résultats des IPI selon l'énergie du compactage et la teneur en eau.

W %	14	16	19	21	23	25	27
IPI (46 coups)	17.22	13.75	16.48	11.91	7.2	4.86	7.64
IPI (56 coups)	17.52	14.5	19.5	16.86	14.23	9.5	5.24
IPI (66 coups)	20.5	21.5	11	6.85	5.24	4.3	5.25

En reportant les résultats des IPI sur les courbes Proctor à différentes énergies, on obtient la figure suivante :

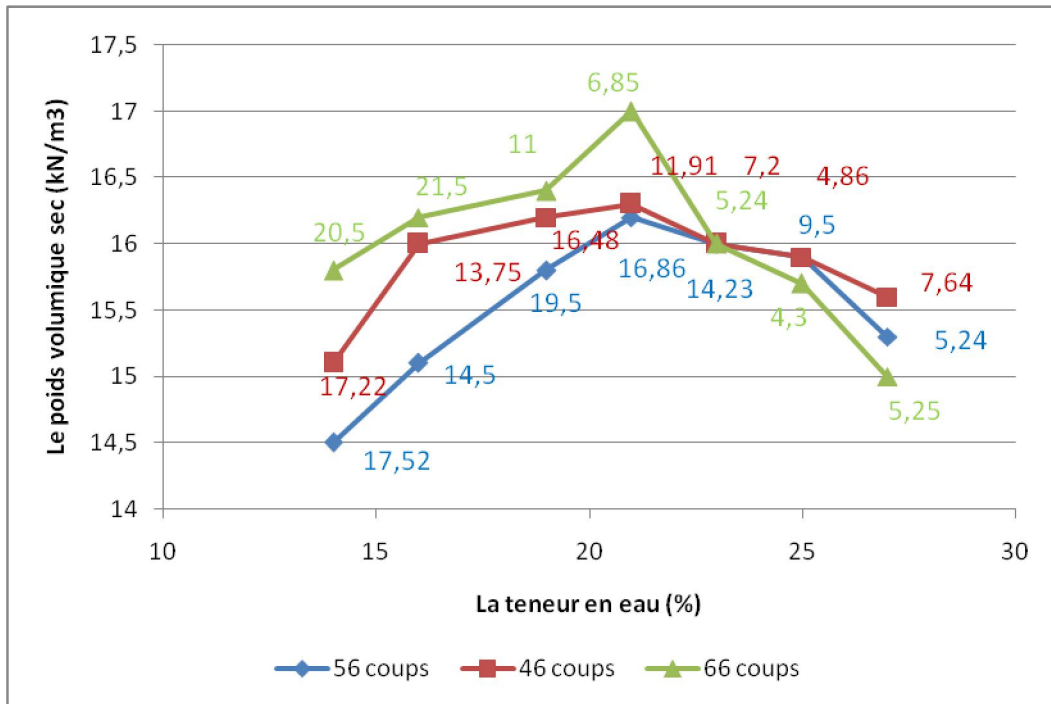


Figure III. 9: Valeurs des IPI pour tous les points des courbes de compactage

En exprimant les résultats obtenus sur un autre plan [w, IPI], on trouve les variations représentées sur la figure III.10.

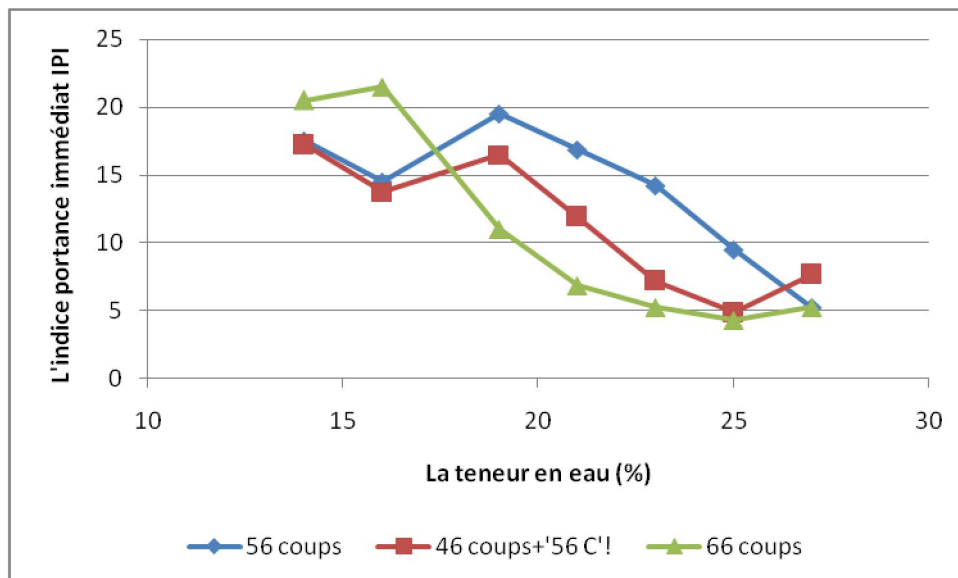


Figure III. 10: Evolution des IPI en fonction de la teneur en eau pour différentes énergies

On observe une tendance à la diminution de l'IPI quand la teneur en eau augmente, ce qui était prévisible.

### 5-3-Les résultats de l'essai de mesure de succion :

Dans la seconde partie du programme expérimentale, la détermination des succions par papier filtre suivant la norme ASTM D 5298- 94 a donné les résultats suivants :

Tableau III. 3:Les teneurs en eau du papier filtre

	W %	W=14%	W=16%	W=19%	W=21%	W=23%	W=25%	W=27%
<i>E1</i>	<i>P1</i>	18,08	17,20	19,15	23,40	25,68	26,94	31,07
	<i>P2</i>	15,38	15,97	17,09	26,52	24,72	27,51	34,26
<i>E2</i>	<i>P1</i>	19,67	28	12,20	31,11	17,27	27,95	35,75
	<i>P2</i>	21,23	24,72	7,14	30,64	7,60	24,61	37,14
<i>E3</i>	<i>P1</i>	20,10	22,22	31,11	35,02	42,77	48,27	42,95
	<i>P2</i>	15,70	23,59	30,89	34,28	44,63	43,67	51,70

*Avec :*

*E1* : énergie de compactage (56 coups).

*E2* : énergie de compactage (46 coups).

*E3* : énergie de compactage (66 coups).

*P1* : Papier filtre entre la première couche et la deuxième couche.

*P2* : Papier filtre entre la deuxième couche et la troisième couche.



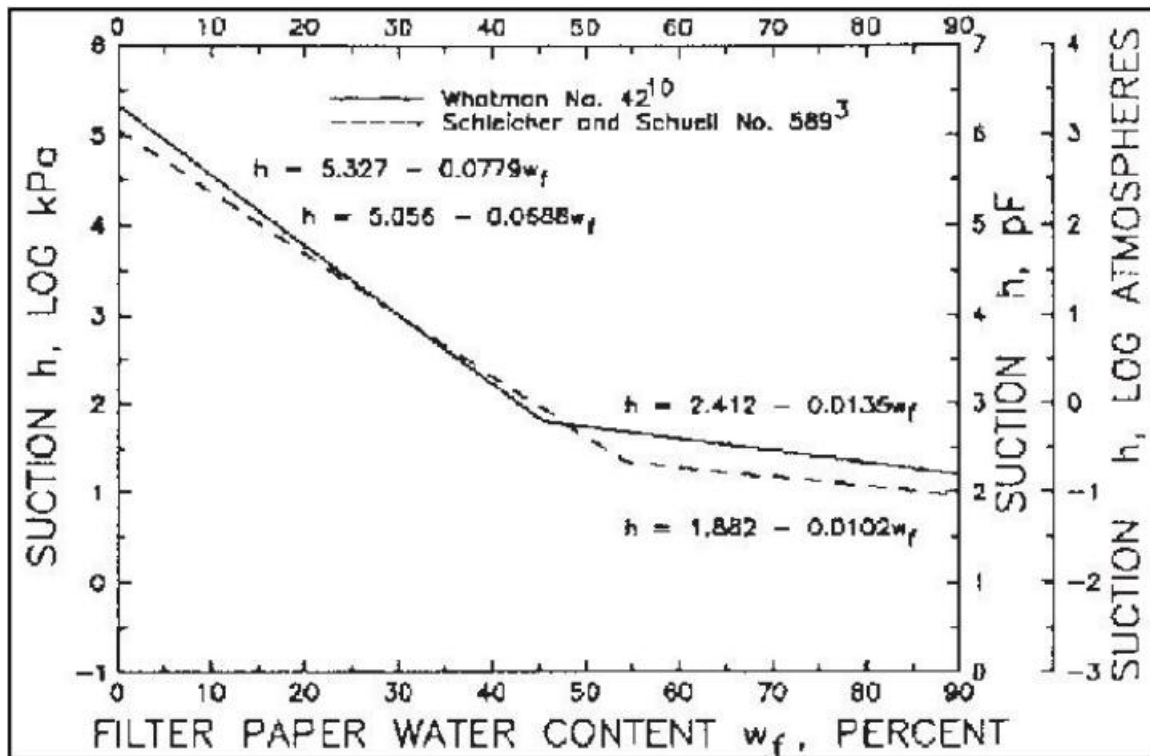


Figure III. 11: La courbe d'étalonnage du papier filtre, (ASTM D 5298- 94)

La teneur en eau de notre papier filtre est dans l'intervalle de l'équation :

$$h = 5,327 - 0,0779 w_f \quad \text{pour } W_f < 45\%$$

Avec:  $h = \text{Log } S$ .

Si  $W_f > 45\%$  on utilise l'équation suivante :

$$h = 2,412 - 0,0136 W_f \quad \text{Avec: } h = \text{Log } S.$$

Les résultats du calcul de la succion sont représentés sur le tableau III.4

Tableau III. 4: Mesure de la succion en kPa suivant la norme ASTM D 5298- 94.

	W %	W=14%	W=16%	W=19%	W=21%	W=23%	W=25%	W=27%
E1	P1	8290,25	9707,78	6842,50	3192,56	2120,93	1691,90	806,58
	P2	13455,44	12104,22	9901,22	1824,28	2519,48	1527,46	455,14
E2	P1	6233,14	1398,94	23802,35	800,81	9586,65	1411,54	348,39
	P2	4711,75	2519,48	58992,12	871,25	54320,03	2569,69	271,51
E3	P1	5770,45	3945,13	800,81	397,14	98,90	56,95	95,76
	P2	12704,86	3085,60	833,04	453,51	70,84	84,16	51,15

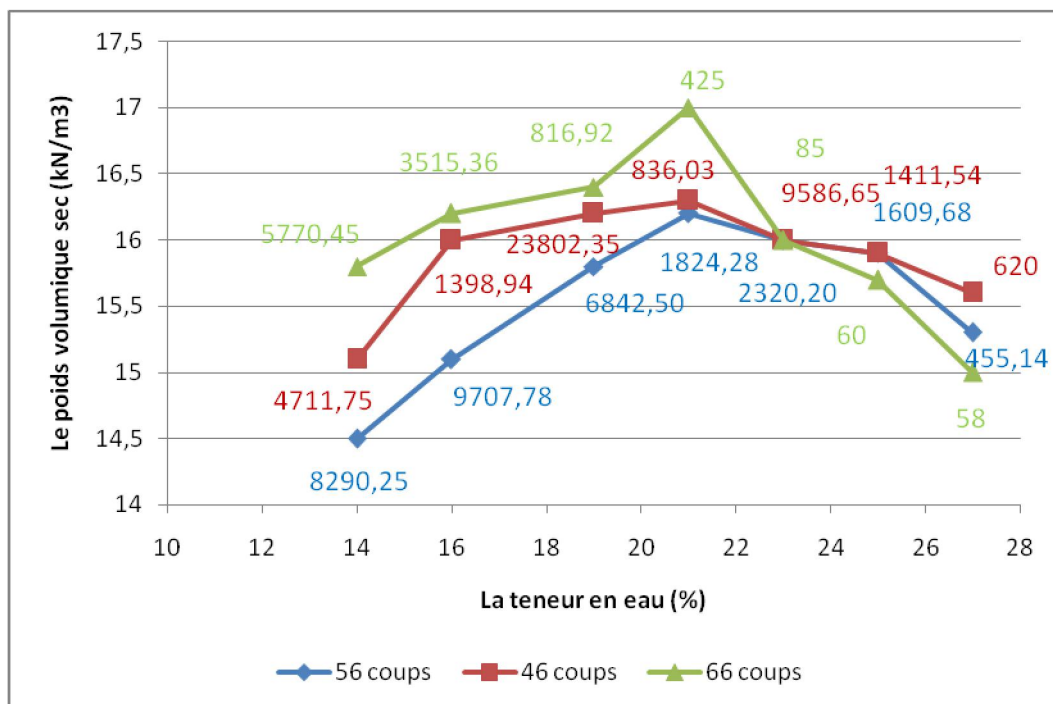


Figure III. 12: L'ensemble des succions pour les trois énergies de compactage

Je remarque que la succion a une relation inversement proportionnelle avec la teneur en eau, plus cette dernière augmente, plus la succion diminue. Les oscillations correspondant à une énergie de 46 coups ne sont pas compréhensibles.

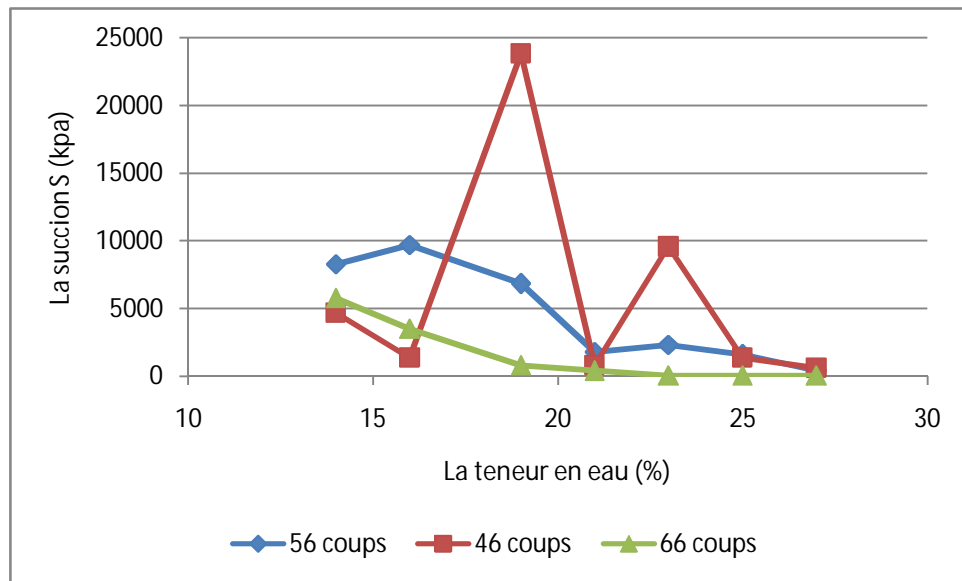


Figure III. 13:L'ensemble des succions pour les trois énergies de compactage

## 6- Application des corrélations :

Il s'agit d'appliquer quelques corrélations de la littérature à l'argile de Bouhrara.

Tableau III. 5: Les Corrélations proposées par différents auteurs entre  $\gamma_{dopt}$  ou  $w_{opt}$  et les limites d'Atterberg (cité par Benchouk, 2014)

Auteurs	Energie de compactage	Plage ( $w_L$ : %)	Corrélation proposées $w_{opt}$ (%) et $\rho_{dopt}$ en fonction de $w_L$
<i>Popovic et Sarac (1980) cité par Boutonnier (2007)</i>	Proctor Normal	25 à 70	$\rho_{dopt} = \frac{2.7}{1.283 + 0.0818 w_L}$ $w_{opt} = 8.14 + 0.257 w_L$
<i>Fleureau et al. (2002)</i>	Proctor Normal	17 à 170	$\gamma_{dopt} = \rho_{dopt} \cdot g = 21 - 0.113 \cdot w_L + 0.00024 (w_L)^2$ $r^2=0.86 \quad g=9.81 \text{ m/s}^2$ $w_{opt} = 1.99 + 0.46 w_L - 0.0012 (w_L)^2$ $r^2=0.94$
<i>Fleureau et al. (2002)</i>	Proctor Modifié	17 à 170	$\gamma_{dopt} = \rho_{dopt} \cdot g = 20.56 - 0.086 w_L + 0.00037 (w_L)^2$ $r^2=0.77 \quad g=9.81 \text{ m/s}^2$ $w_{opt} = 4.55 + 0.32 w_L - 0.0013 (w_L)^2$ $r^2=0.88$
<i>Gress &amp; Autret (2002)</i>	Proctor Normal	20 à 60	$\rho_{dopt} = 2.09 - 0.00927 w_L$ $w_{opt} = 7.92 + 0.268 w_L$
<i>Sivrikaya (2008) cité par Camp-Devernay (2008)</i>	Proctor Normal	28 à 74  Ip= 12 à 46	$w_{dopt} = 0.94 \cdot w_p$ $\gamma_{dopt} = 0.22 (96.32 - w_p)$

---

Di Matteo et al. (2009)	Proctor Modifié	18 à 82	$w_{dopt} = -0.86 w_L + 3.04 \left( \frac{w_L}{G_s} \right) + 2.2$ $\gamma_{dopt} = \left( (40.316 \omega_{opt}^{-0.295}) \cdot Ip^{0.032} \right) - 2.4$
----------------------------	--------------------	---------	---

---

D'après la corrélation de (Fleureau et al, 2002) :

$$\gamma_{dopt} = \rho_{dopt} \cdot g = 21 - 0.113 \cdot w_L + 0.00024 (w_L)^2$$

Avec  $w_L=54\%$  on obtient  $\gamma_{dopt} = 15,60 \text{ kN/m}^3$

$$\frac{\Delta}{16,2} = \frac{(16,2 - 15,6)}{16,2} \cdot 100 = 3,7 \%$$

Et

$$w_{opt} = 1.99 + 0.46 w_L - 0.0012 (w_L)^2$$

On obtient  $w_{opt} = 23,33 \%$

$$\frac{\Delta w}{w} = \frac{23,33 - 21}{21} \cdot 100 = 11,09 \%$$

Donc d'après les résultats on remarque que :

A l'optimum  $(w_{opt}, \gamma_{dopt}) = (21\%, 16,2)$  (Résultat du laboratoire)

A l'optimum  $(w_{opt}, \gamma_{dopt}) = (23,33 \%, 15,60)$  (Résultat de corrélation)

Les corrélations de Fleureau ont permis de prédire la valeur de la densité sèche max avec une erreur de 3,7 % et la valeur de la teneur en eau optimale avec une erreur de 11%.

-Calcul de la succion :

-Selon la corrélation de Fleureau

$$u_{wopt} = -0.118 (w_L)^{1.98} \quad \text{en (kPa)} \quad r^2 = 0.88$$

-Selon la corrélation de Boutonnier (2007) qui concerne le calcul de la succion (pression interstitielle négative) du côté humide de la courbe Proctor uniquement :

$$u_w(\Delta w_{opt}, w_L) = -0.118 w_L^{1.98} \cdot 10^{\frac{-\Delta w_{opt}}{0.54+0.03.w_L-(3.3.10^{-6}).w_L^2}}$$

Avec :

$u_w$  : Pression interstitielle côté humide de l'optimum Proctor Normal.

$\Delta w_{opt}$  : Ecart de teneur en eau par rapport à l'optimum Proctor Normal ( $\Delta w_{opt} \geq 0$ )

Les résultats des corrélations de Fleureau et Boutonnier sont sur les tableaux III.6 et III.7 respectivement.

Tableau III. 6: Valeurs des corrélations de Fleureau (à l'OPN) et valeurs mesurées.

Paramètres	Valeur mesurée	Corrélations de Fleureau	
		valeur	Ecart relatif
$Y_{d\ MAX}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,2	15,6	3,7 %
$W_{OPT}$ (%)	21	23,33	11,09 %
$-u_w$ (kPa)	1824,28	317,70	82,60 %

Tableau III. 7: Valeurs des corrélations de Boutonnier (côté humide de la courbe Proctor) et valeurs mesurées.

Paramètres	Valeur mesurée	Corrélations de Boutonnier	
		valeur	Ecart relatif
$-u_w$ (kPa) Avec $\Delta u_{opt}$	2320	37.3	98 %

## 7-Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'approfondir les essais du compactage à différentes énergies en complétant l'information par la détermination de la succion ainsi que les IPI. Ensuite des corrélations ont été testées pour ce matériau.

## CONCLUSION GENERALE

Les corrélations sont d'une importance considérable dans le métier de l'ingénieur. Elles permettent d'estimer des paramètres dans un avant projet, orienter les interprétations des résultats de mesure, contrôler les rapports géotechniques, etc.

Nous avons présenté les différents types des corrélations à travers une recherche bibliographique concernant les principaux résultats de la littérature dans ce domaine. L'accent a été mis en particulier sur les sols compactés.

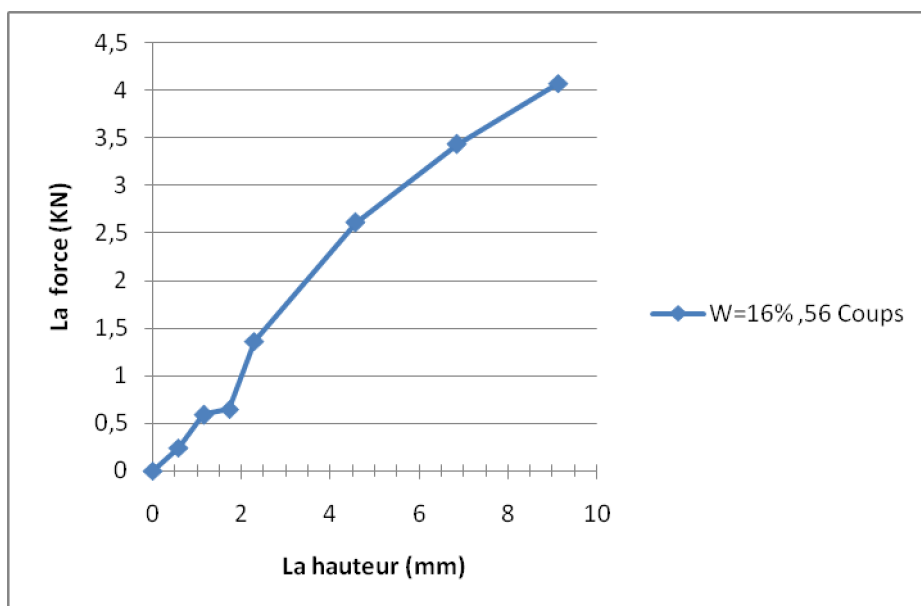
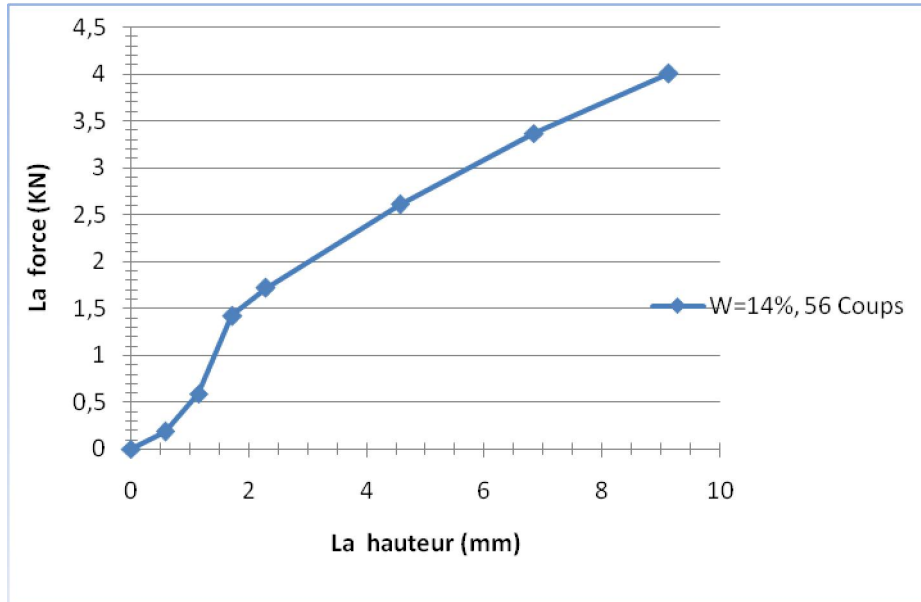
Nous avons réalisé une étude expérimentale sur l'argile de Boughrara par les essais de compactage. En plus des paramètres classiquement mesurés, on a réalisé des essais de poinçonnement pour obtenir l'IPI et aussi la valeur de la succion pour chacun des points de la courbe de compactage.

Des corrélations de la littérature ont été appliquées sur l'argile de Boughrara. Les corrélations de Fleureau permettent de prédire avec une bonne approximation les paramètres de compactage.

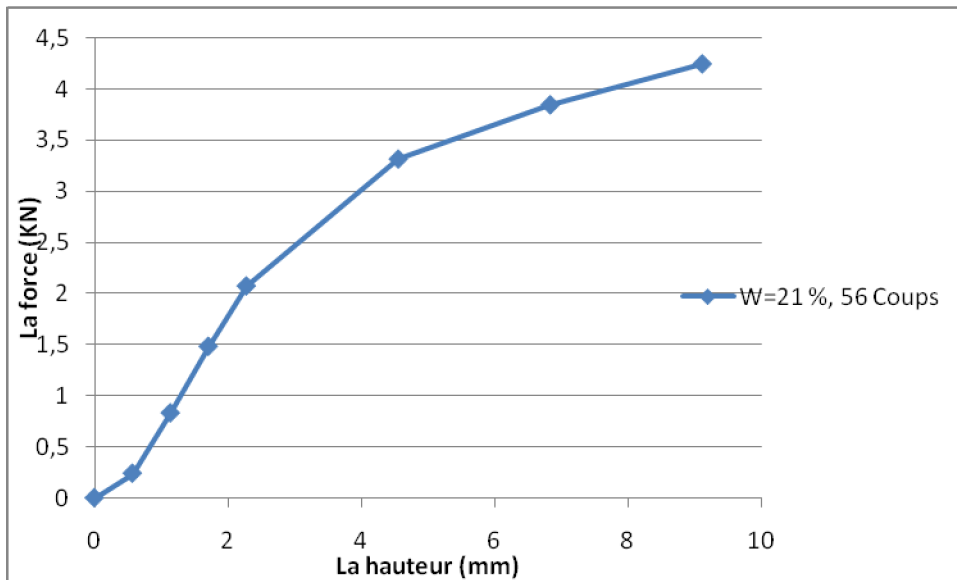
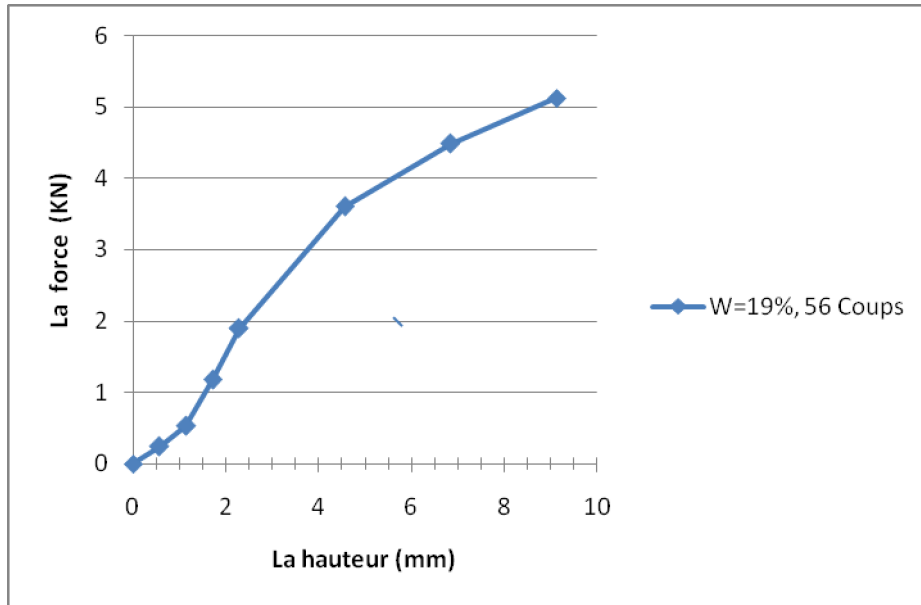
Ce travail au laboratoire de géotechnique du département de génie civil, bien que limité dans le temps, a été pour moi une très bonne initiation à la recherche, dans laquelle j'ai pris conscience d'une méthodologie de travail, et aussi des difficultés et aléas d'un travail de recherche surtout quand il est de nature expérimentale.

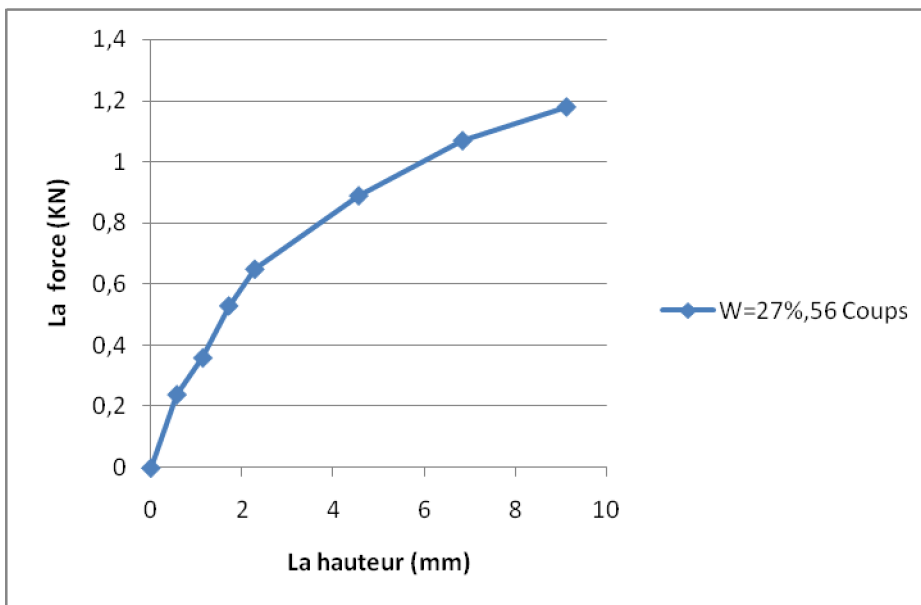
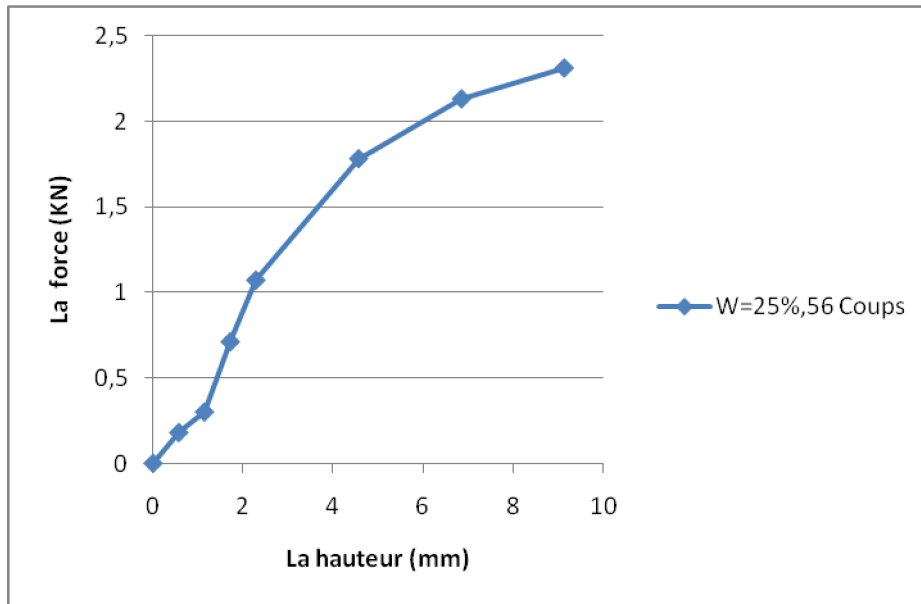
## ANNEXE

### Les courbes des IPI avec 56 coups









$$IPI_{25} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement(en KN)}}{13.35} * 100$$

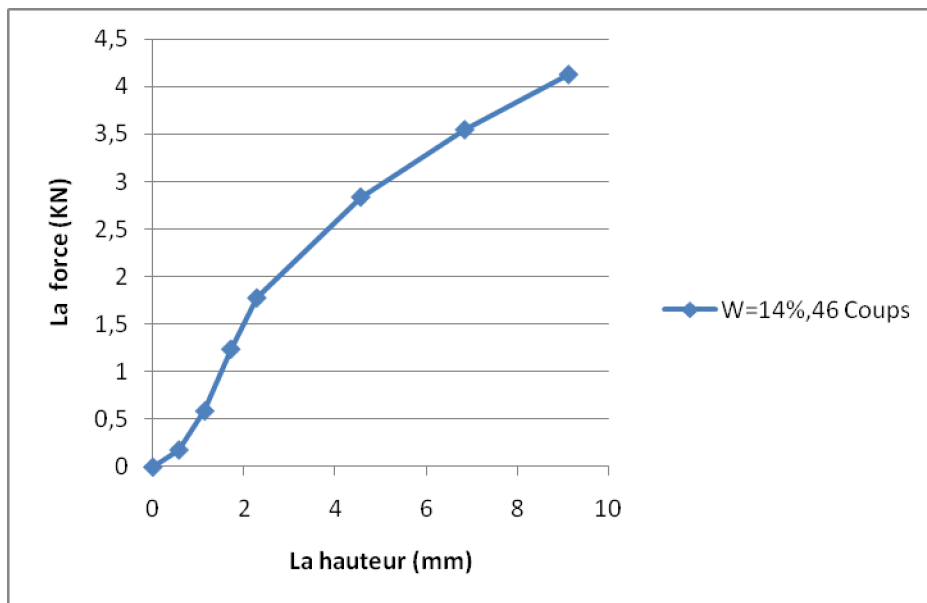
$$IPI_{50} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)}}{20} * 100$$

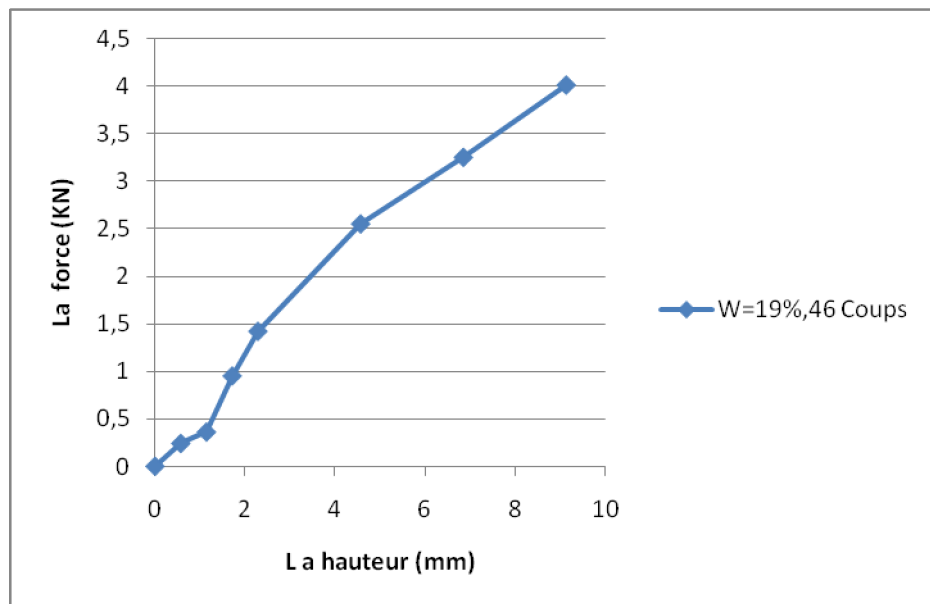
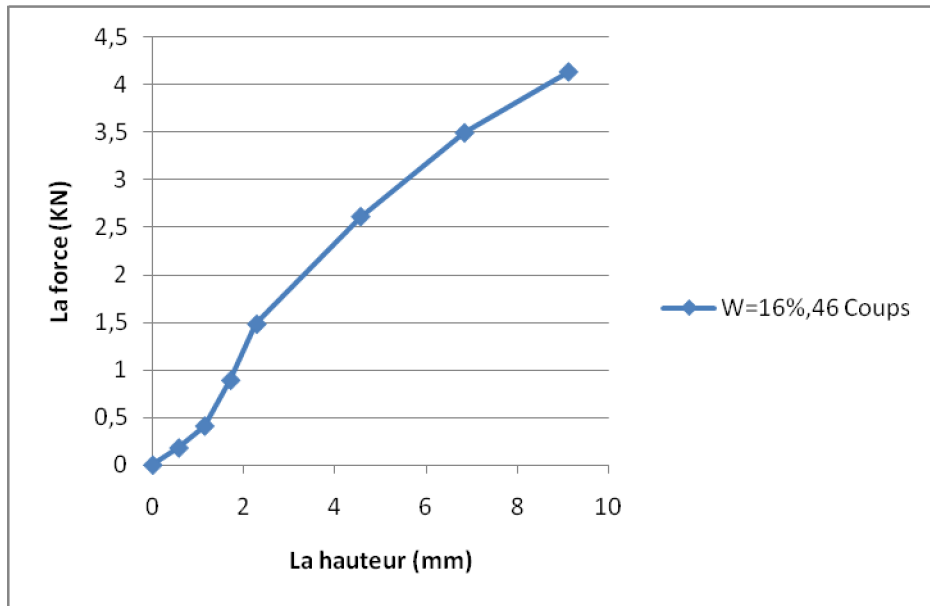
Avec :

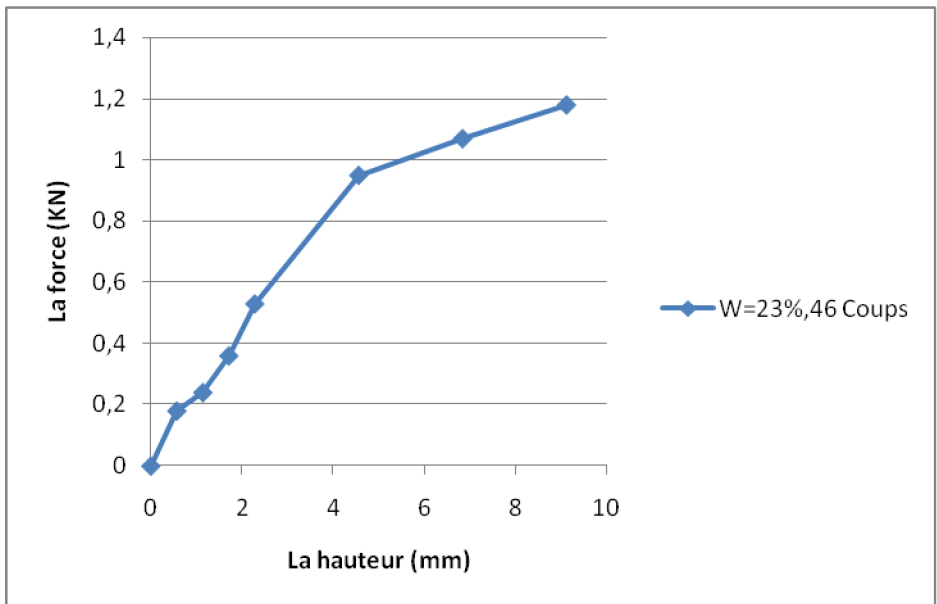
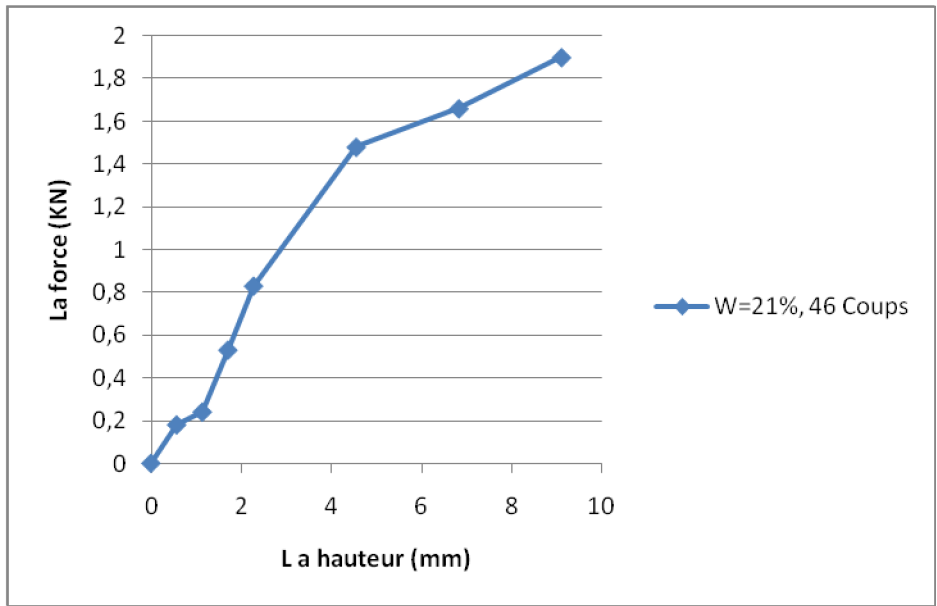
$$IPI = \text{MAX}(IPI_{25}, IPI_{50})$$

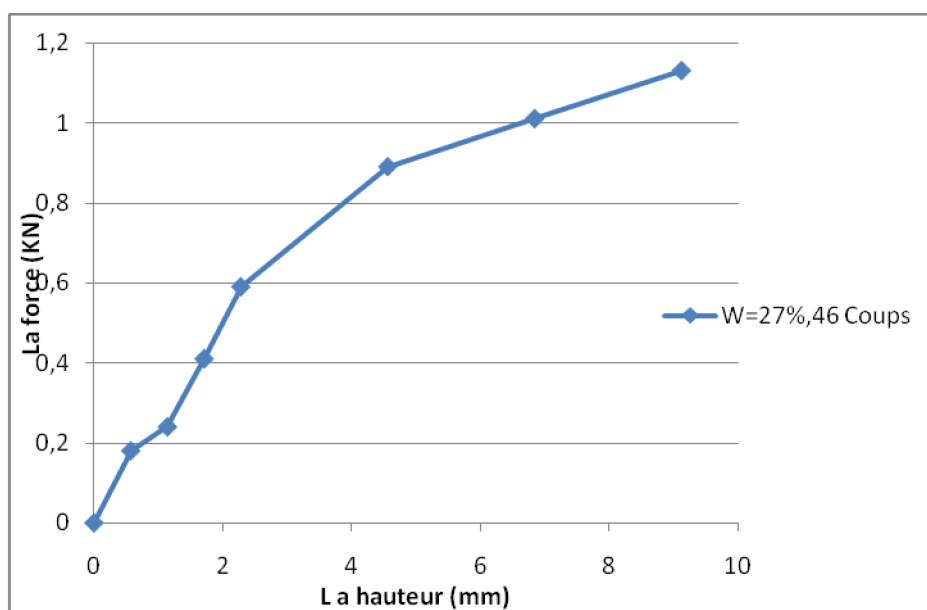
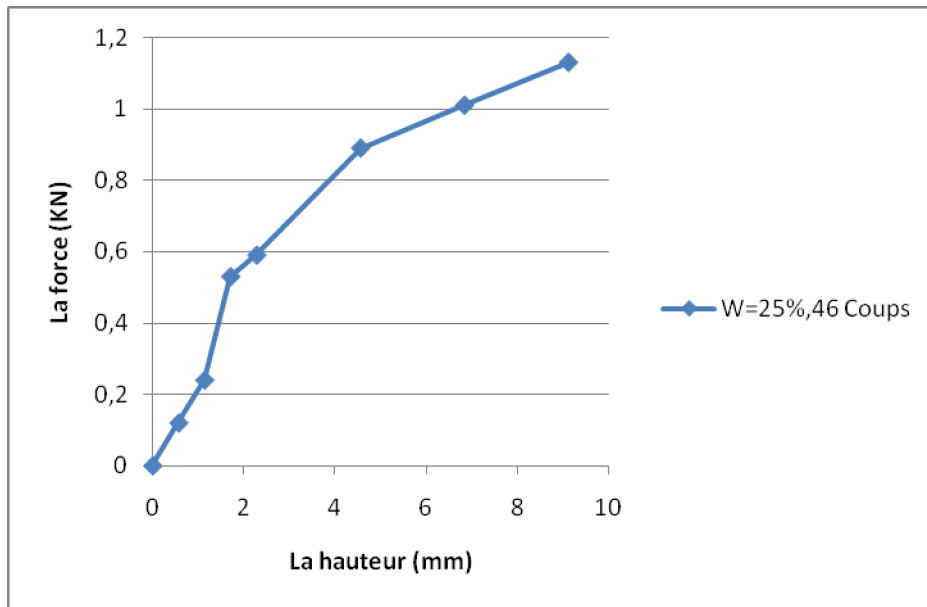
<i>W</i> %	14	16	19	21	23	25	27
<i>IPI</i>	17.52	14.5	19.5	16.86	14.23	9.5	5.24

Les courbes des IPI avec 46 coups









$$IPI_{25} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement(en KN)}}{13.35} * 100$$

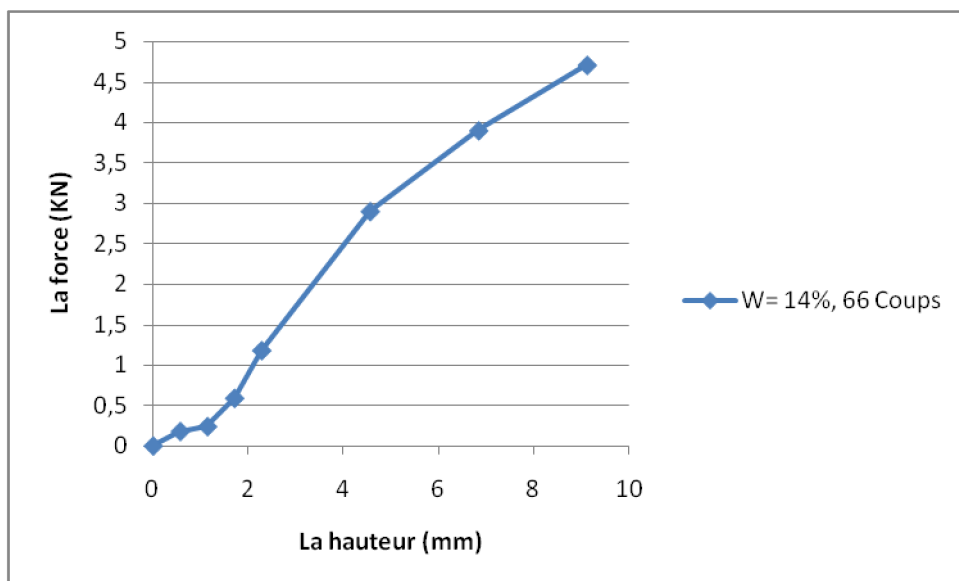
$$IPI_{50} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)}}{20} * 100$$

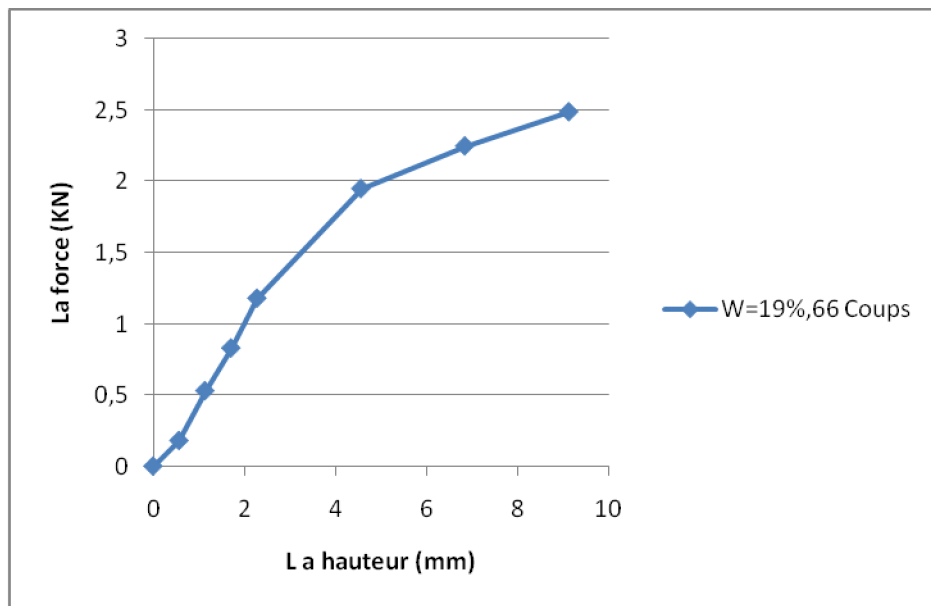
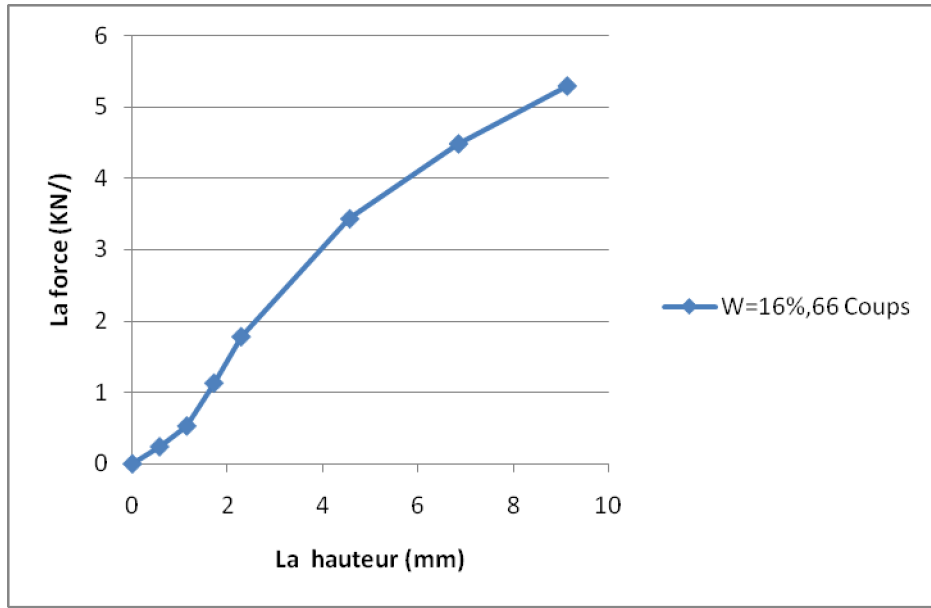
Avec :

$$IPI = \text{MAX} (IPI_{25}, IPI_{50} )$$

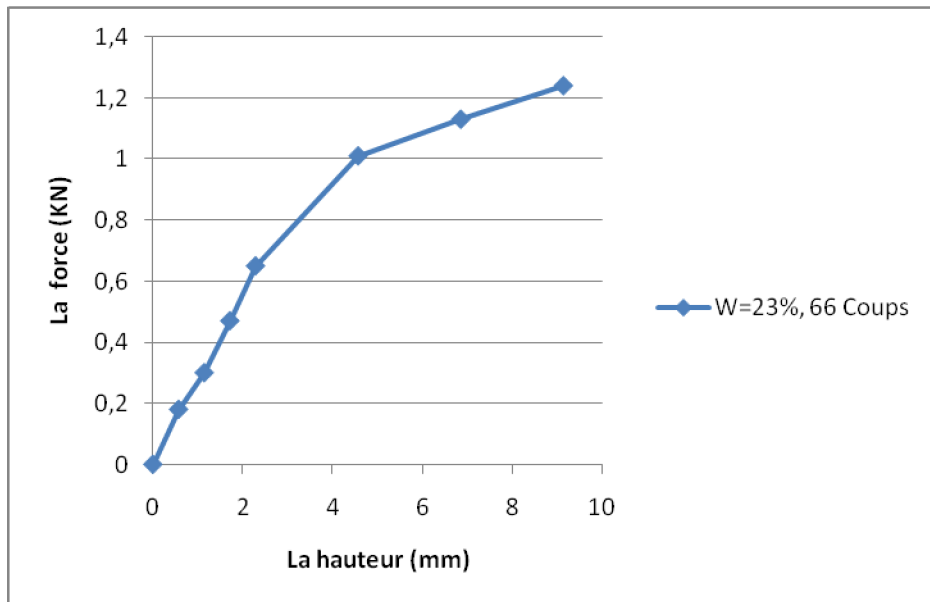
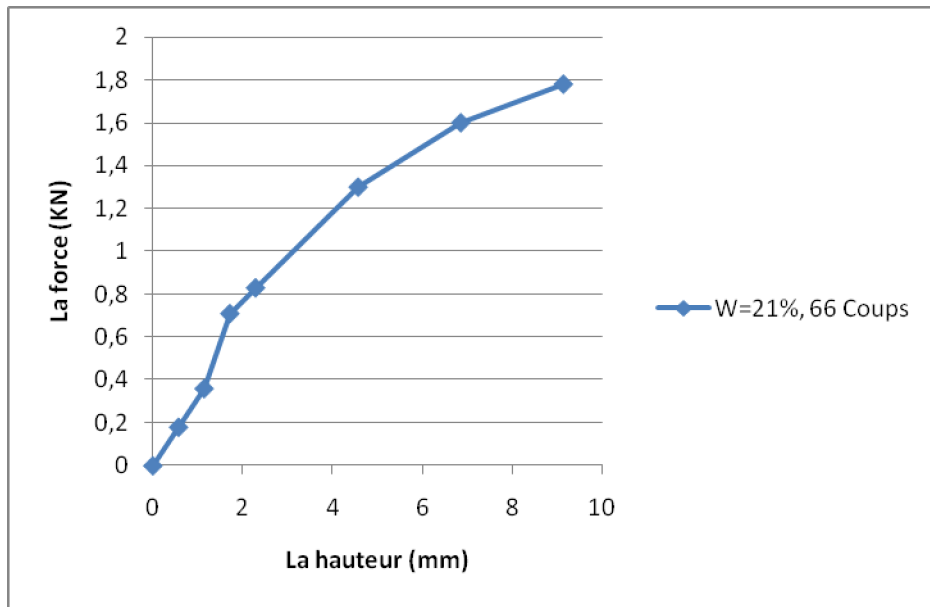
<i>W</i> %	14	16	19	21	23	25	27
<i>IPI</i>	17.22	13.75	16.48	11.91	7.2	4.86	7.64

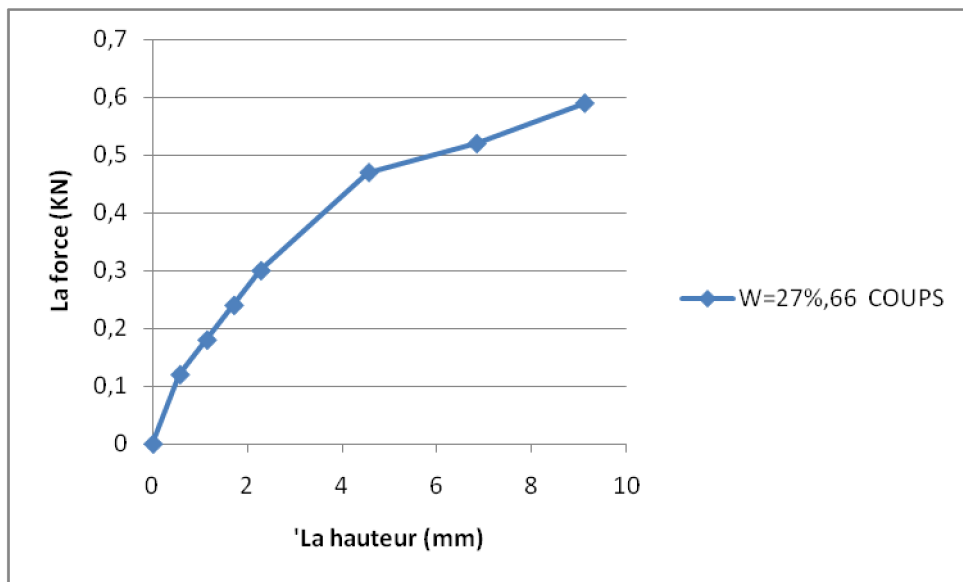
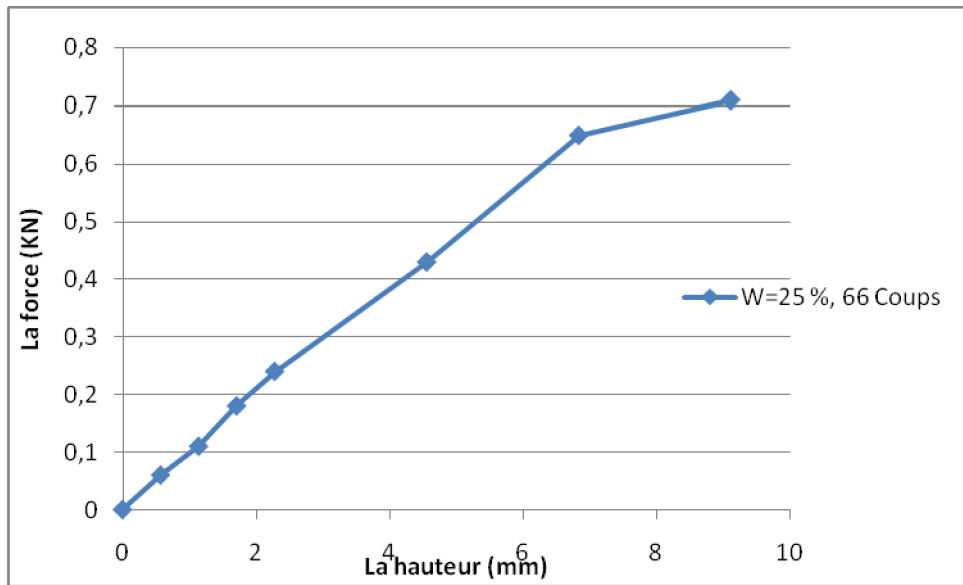
Les courbes des IPI avec 66 coups











$$IPI_{25} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (en KN)}}{13.35} * 100$$

$$IPI_{50} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)}}{20} * 100$$

Avec :

$$IPI = \text{MAX} (IPI_{25}, IPI_{50} )$$

<i>W %</i>	14	16	19	21	23	25	27
<i>IPI</i>	20.5	21.5	11	6.85	5.24	4.3	5.25

## Références bibliographiques :

Benadla M. H., 2011 : Potentiel d'effondrement de l'argile du barrage de Boughrara, département de génie civil, université Abou bekr bekaid- Tlemcen

Benchouk A., 2014 : Comportement hydromécanique des sols fins compactes au voisinage de la saturation, , université Abou bekr bekaid- Tlemcen

BOUTONNIER L., 2007 : Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation – Cas des ouvrages en terre : Coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse de Doctorat, INP Grenoble, France.

Degoutte G. et Royet P., 2009 : Aide mémoire de mécanique des sols, les publications de l'engref.

Favre J. L., 1985 : Analyse de données géotechniques, Ecole centrale paris.

FLEUREAU J.M., VERBRUGGE J.C., HUERGO P.J., GOMES CORREIA A. & KHEIRBEK-SAOUD S., 2002: Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. Canadian Geotechnical Journal, N° 39.

Ghorzi K. et Hafidi F., 2013 : Compactage des barrages en remblai, université Abou bekr bekaid-Tlemcen.

Gress J.C., 2012: Corrélations nouvelles pour améliorer la pertinence du diagnostic géotechnique, Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, Bordeaux.

Kara M. E. Corrélation entre les propriétés physiques et les paramètres géotechniques d'un matériau pulvérulent.

Locat J. et Beauséjour N., 1987 : groupe de recherche en géologie de l'ingénieur, département de géologie, université Laval Sainte-Foy (Québec) canada GIK 7P4.

Magnan J.P. : Corrélations entre les propriétés des sols, Technique de l'ingénieur, Traité construction.

Magnan J.P. : Les méthodes statiques et probabilistes en mécanique des sols, Collection géotechnique.

Moussai B. : Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Lyon.

Saim R., 1997 : Des comportements repères des grains sans colle à un exemple de sol réel, thèse de doctorat, école centrale paris.