**République Algérienne Démocratique et populaire**

**UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**



## Option : géotechnique

**Mémoire de fin d'étude en vu de l'obtention du diplôme de Master en Géotechnique**

## Thème :

# Analyse numérique du comportement monotone des sols vaseux ou sable vaseux. Application au de sol de la zone portuaire de Béjaia.

Préparé et Présenté par :

-SAHRAOUI KHadidja

-HOUNACI Imane

Encadré par:

Mr. KHIATINE Mohamed

**Promotion**: 2017/2018

# *Remerciements*

*«Je remercie en premier Dieu pour tout.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieures et en particulier le directeur de ce mémoire M. Khiatine mohamed.*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail.».*

# الإهداء

*و ما توفيقي إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب×

أحمدك ربي حمد يليق بجلال وجهك وعظيم سلطانك والصلاة والسلام عليك يا سيدي رسول الله

اهدي هذا العمل الذي هو نتاج لثمرة ظلت تينع طيلة سنوات من الجهد إلى:

اللذان كان لهما الفضل الكبير بعد الله عز وجل في انجازه

إلى التي أوصاني عليها رسول الله صلى الله عليه وسلم فقال: أمك ثم أمك ثم أمك ثم أبوك...

إليك أمي:التي لا تكفيني ولا تسعني أي عبارات لكي أعرب لها عن مدى مدى حبي وامتناني لها

إلى أبي الذي سهر وتعب على تربيتي وراحتي ولطالما مد يد العون لي .

إلى أخواتي: ربيحة. هدى. زكية. نجاة.

إلى إخوتي: نجيب. زهير وتحية خاصة للصغير عبد الباسط.

.تحية إلى عائلة صحراوي كبيرهم وصغيرهم.

تحية إلى صغار العائلة: لؤي. زكرياء. مارية. ريم. أكرم. سندس. بلال. ألاء أسيل.

إلى كل صديقات ورفيقات الدرب اللواتي عرفتهن وتعلق بهن قلبي.

إلى جميع زملاء وزميلات الدراسة خاصة قسم جيوتقني.

خديجة

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail :*

*A la mémoire de mon père qui a souhaité vivre pour longtemps juste*

*Pour nous voir Qu'est-ce que nous allons devenir.*

*A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman*

*Toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.*

**À** *mes fréres : sid ali et youcef hamza.*

*A ma sœur : chahinaz et ses fils wassim et abdessamed.*
*pour vos encouragement et l'amour dont vous m'avez entouré. je vous exprime ici, toute mon affection et mes souhaits de succès.*

**À** *ma grand mère que je la souhaite une longue vie.*

*A tout les membre de la famille hounaci et bellil spécialement ahlem, Siham, Ahmed, nassim, Que Dieu leur préserve bonne santé et longue vie.*

*A mes meilleures amies : Imane, rania, soumia, naila, KHadidja.*

*c'est avec toi souvent que j'ai partagé mes joies et mes peines, tu m'as toujours soutenu grâce ,* **à ta présence, et ton amitié. Que notre amitié dure éternellement.**

*A Tous mes*

*Collègues de la 2éme années master en géotechnique speciallement : Amina , KHadidja, et fatma Zohra.*

*Imane*

# الملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة عددية لسلوك تربة طينية تحت تأثير عامل قوى ثابتة.

إذن هدفنا هو إثبات صحة وجود نموذجا نبين من خلاله انه يمكن أن نبرهن بكل موثوقية سلوك التربة الطينية تحت تأثير عامل قوى ثابتة.

الدراسة التجريبية التي نتائجها استخدمت كمرجع في هذا العمل هي دراسة أجريت في تريكسيال على تربة مضغوطة و جافة و تربة مضغوطة وغير جافة مع قياسات ضغط المياه المسامية . لقياس هذه الضغوط تجارب تحت تأثير عامل قوى ثابتة أنجزت بسرعة بطيئة جدا أو بتردد منخفض.

تحققنا من صحة النتائج المنجزة باستخدام نموذج (SSM) المتواجد في البلاكسيس مع مناقشة النتائج المتحصل عليها.



الكلمات المفتاحية.

تريكسيال ، عامل قوى ثابتة ، التربة الطينية، طريقة العناصر المنتهية، SSM،بلاكسيس، نموذج التربة الصلبة.

# Résume

Ce travail a pour objet l'étude numérique du comportement des sols vaseux sous un chargement monotonique.

Notre but est donc de valider un modèle de comportement en montrant qu'il permet de prédire avec une fiabilité acceptable le comportement des sols vaseux sous chargement monotonique.

L'étude expérimentale, dont les résultats ont été utilisés comme référence dans ce travail, est une étude au travail réalisé sur une sol consolide draine et consolide non draine avec mesure de pression interstitielle par souci de fiabilité de mesure des pressions interstitielles, les essais monotoniques ont été réalisés respectivement à des vitesse de chargement lentes et à une basse fréquence.

Une validation expérimentale des essais triaxiaux réalisés en utilisant le modèle (SSM) implémenté dans le code de cette étude, il est ressort une bonne concordance entre le modèle et les essais expérimentaux.

**Mots-clefs**

Essai triaxial, chargement monotonique, sol vaseux, pression interstitielle, *Plaxis*, SSM.

# Abstract

This work aims to study the behavior of soil under monotonic loading.

Our goal is to validate a model showing that it can predict with reliability the behaviour of the soil under a monotonic loading.

The experimental study of which the results were used in this work is a study under triaxial loading the testes were carried out on consolidated drained and consolidated undrained vessel, under monotonic loading with pore water pressure measurements, for the sake of reliability of the measurements of pore water pressures, monotonic testes were respectively carried out at very slow speeds and at low frequency.

A Validation of experimental results work réalised Plaxis soft ware was used.

In this study, a good agreement between the experimental and theoretical studies has been observed.

**Keywords**

Triaxial test, monotonic loading, soil vessel, pore pressure, Plaxis, SSM.

# SOMMAIRE

**Remerciement**
**Dédicaces**
**Résumés**
**Liste des tableaux**
**Liste des figures**
**Symboles et Abréviations**

***Introduction générale*……..*15***

## Chapitre I : Etude bibliographique

I .1Introduction **.....17**

I.2 .Contraintes et déformations dans les sols ……...17

I.2.1'État de contraintes en un point d'un milieu continu ……17

I.2.1.1 Tenseur des contraintes……...17

I.2.1.2 *contrainte normale*……...18

I.2.1.3 *La tenseur déviateur des contraintes*……18

I.3 Cercle de Mohr……19

I .3.1 La petite histoire.....19

I .3.2 Représentation plane, cercle de Mohr……19

I .3.3 Problèmes à deux dimensions.....20

I .3.4 Détermination des contraintes principales et des directions principale……...21

I .3.4.1 CRITÈRE DE MOHR-COULOMB .....22

I .3.4.2 NOTION DE COURBE INTRINSÈOUE.....22

I .3.4.3 CRITÈRE DE COULOMB……..22

I .3.4.4 Equation des droites..……..23

I .3.4.5 Représentations de Lambe et de Cambridge ……..23

I .4 Relations entre contraintes principales au Moment de la Rupture ……...24

I.4.1. Contraintes totales et contraintes effectives…….....25

I .4.2. Relations entre contraintes et déformations**…….25**

I .5 Conclusion……...26

## *Chapitre* II *: La Résistance au cisaillement des sols*

II. La Résistance Au Cisaillement DES SOLS- Etude En Laboratoire……28

II .1Introduction……28
II .2 Modes de rupture……28
II .3 Notion élémentaire sur la rupture de sols……28
II .*3.1 SURFACE DE RUPTURE* ……29
II .*3.2 SURFACE DE CHARGE* ……30
II .4 Comportement drainé et non drainé d'un sol……...30
II .4.1 Introduction……..30
II .4.2 Les essais de laboratoire ……....30
II .4.2.1 Teneur en eau naturelle……30
II .4.2.2 Analyse granulométrique ……31
II .*4.2.3 Les limites d'Atterberg*……31
II .*4.2.4 L'essai oedométrique*……..31
II .5 Résistance au cisaillement……....31
II.5.1 Essai triaxiaux……32
II.5 .2.Caractéristique drainées ……33
II.5 .2.A Essai CD……....33
II .5.2.b Principaux types d'essais……34
II.5 .3 Essai non Drainé……...34
II .5.3.A. Essai CU…….....34
II .5.3.b. Essai UU……..34
II .5.3.C . Principaux types d'essais triaxiaux……35
II .6 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement……35
II .6.1 Essai monotonique……..35
II .6.2 Effet de la surconsolidation……36
II .6.3 Dilatance……...37
II .6.4 Coefficient de Skempton……..37
II .7. Conclusion ……...38

# Chapitre III : Etude expérimentale

III.1. Introduction ……40
III.2. Situation géographique du port de Bejaia……40

III.3. Les essais in-situ ……41

III.3.1.Sondages……42

III.3.1.1.Sondage carotté……..42

III.3.1.2. Sondage pressiométriques……44

III.3.1.3. Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre ……44

III.3.2. Sondage pénétrométrique……...45

III.3.2.1. Essai standard pénétration Test « SPT »……47

III.3.3. Essai au pénétromètre statique « CPT »……47

III.4. Essais réalisés au laboratoire……...50

III.4.1.Analyse granulométrique par Sédémentation……51

III.4. 2.Equivalent de sable……51

III.4.3. Limite d'Atterberg……..52

III.4.3.1. les paramètres physiques et l'indice de compression du sable vaseux……52

III.4.4.Les essais réalisée et résultats obtenus……53

III.4.4.1.Essais œdométrique……53

III.5. Essai de cisaillement à l'appareil triaxial……54

III.5.1.*Essais réalisés* ……55

III.5.1.1.*Résultats des essais triaxiaux CD sur* Échantillon1……55

III.5.1.2.*Résultats des essais triaxiaux (CU+U) sur* Échantillon1……...57

III.5.1.3.Résultats des essais triaxiaux CD effectués sur l'échantillon 2……59

III.5.1Simulation des essais réalisés……60

III.6. Conclusion……61

## Chapitre IV : Etude numérique

**IV.** Etude numérique des essais réalisés**……...63**

IV .1.Introduction **……63**

IV .1.2.Le modèle de comportement utilise dans Plaxis……63

IV .2.Définition des données……..63

A. La géométrie du modèle……63
B. Condition aux limites et chargement. **……64**
C. Caractéristiques mécaniques du sable vaseux……64
D. Génération du maillage……..65
E. Conditions initiales ……65
1. Conditions hydrauliques……...65

IV .2.1.Procédure de calcul ……66

IV .3.Conclusion……...71

Chapitre V : Conclusion générale

V .Conclusion générale…….. 72

Référence bibliographique……..74

Annexe« **A** »

**ANNEXE « B »**

# Liste des tableaux

# Liste des tableaux

Tab: III.1. Présentation des différents sondages réalisés…….41.

Tab. III.2. Type de sol constaté dans le sondage n° 1 pour chaque distance de profondeur……...42

Tab. III.3: Type de sol constaté dans le sondage n°2 pour chaque distance de profondeur……43

Tab. III.4 : Type de sol constaté dans le sondage n°3 pour chaque distance de profondeur……...43

Tab. III.5: Résultats du Pressiomètre Ménard n°1……45

Tab. III.6 : Résultats du Pressiomètre Ménard n°2……...45

Tab. III.7 : Résultats de Standart Pénétration Test n°1……..46

Tab .III. 8 : Résultats de Standart Pénétration Test n°2……46

Tab. III .9 : Résultats du CPT n°1……..48

Tab. III .10 : Résultats Du CPT n°2…….49

Tab. III. 11 : Présentation des différents essais réalisés…….50

**Tableau III.12 : Classification de sols grenus selon la méthode « L C P C »……..51**

Tableau. III .13 : Résultats des essais d'Equivalent de sable pour les différents échantillons……..52

Tab III.14. Limite d'Atterberg et teneurs en eau naturelles des échantillons de vase remaniée…….52

Tab. III.15.paramètre physique et indice de compression……...52

Tab.III.16 : caractéristique œdométrique des échantillons……54

Tab III.17: caractéristiques mécaniques à court terme de l'échantillon à partir d'essais CU+u…….58

Tab.III.18. caractéristiques mécanique à long terme des échantillons de vase reconstituée déterminés à partir des essais triaxiaux consolidés drainés……60

**Tab IV.1**.paramètre du modéle SSM pour les échantillons du sable vaseux pour la simulation numérique……...64

**Tab. IV.2** – Comparaison du déviateur de contrainte développé à la rupture pour l'échantillon1...69

**Tab. IV.3** – Comparaison du déviateur de contrainte développé à la rupture pour l'échantillon 2...70

# Liste des figures

# Liste des figures

Figure .I.1: vecteur contrainte et composantes du tenseur des contraintes ……18

Figure. I. 2 : cercle de Mohr……...20

**Figure. I.3 : courbe intrinsèque.....22**

Figure. I. 4 : plan de Mohr-droites de coulomb……23

Figure I.5 les chemins de contraintes dans les représentations de Lambe et de Cambridge. ……..24

Figure I.6 : cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque……..25
Figure I .7 : Diagrammes contrainte-déformation [9]…….26
Figure II.1 : courbe contrainte –déformation [3]…….29

Figure II.2 : Schéma d'essai triaxial [13]……....32

Figure II.3: procédure de l'essai CD……33

Figure II.4: procédure de l'essai UU……35

Fig. III.1. Localisation des trois bassins du Port de Bejaia……...41

Fig. III.2 : courbe granulométrique des échantillons……...51

Fig. III.3 : courbe œdométrique enregistrées sur l'échantillon1……..53

Fig. III.4 : courbe œdométrique enregistrées sur l'échantillon 2……54

FIG. III.5.courbes contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD.……...55

*FIG.* III.6. Variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD……..56

*FIG.* III.7.courbe intrinsèque à partie d'essais triaxiaux CD……..56

*FIG.* III.8.courbes contrainte-déformation lors du cisaillement non drainé……...57

*FIG.* III.9.chemins de contrainte lors du cisaillement non drainé……..57

FIG.III.10.courbe enveloppe à partir d'essais triaxiaux (CU+U)……...58

FIG. III.11.courbe contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD……...59

FIG.III.12.variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD……..59

FIG. III.13.courbe intrinsèque à partir d'essais CD……60

Figure IV.1. (a), (b : Fenêtre des données générales de l'essai (1, 2) sous chargement monotonique (1et 2)……..63

Figure IV.2-Modèle géométrique de l'essai triaxial sous chargement monotonique…….64

Figure IV.3- Maillage de la géométrie……...65

**Figure IV.4** Conditions hydrauliques initiales……...66

Figure .IV.5 - Génération des pressions interstitielles initiales. (Umax =-9.96kN/m²)…….66

Figure IV.6 (a), (b) - Déformation du maillage (essai 1,2) sous chargement monotonique……..67

Figure IV.7(a), (b) -Déformation verticale (essai 1,2) sous chargement monotonique……68

**Figure** IV.8. **(a), (b)** -Contraintes effectives (essai 1,2) sous chargement monotonique……..69

**Figure.** IV.9 **:** Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon 1……67

**Figure** .IV.10**:** Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon 2…...61

# SYMBOLE ET ABRÉVIATION

# SYMBOLE ET ABRÉVIATION

B : Coefficient de Skempton

C' : Cohésion effective

$C_u$ : Cohésion non drainé (kPa)

$C_v$ : Cohésion de consolidation

E : Module de Young

$K_0^{nc}$ : Coefficient des terres au repose pour un sol normalement consolidé

$K_0$ : Coefficient de pression des terres au repos

e : indice de vide

$C_c$ : Indice de compression

U : pression interstitielle

W : teneur en eau

$\varepsilon_v$ : Déformation volumique(%)

$\varepsilon_1$ : Déformation axial (%)

$\varepsilon_3$ : Déformation radial (%)

$\sigma_1$ : Contrainte principale majeure (kPa)

$\sigma_1'$: Contrainte principale effective axial (kPa)

$\sigma_3$ : Contrainte principale mineure (kPa)

$\sigma_3'$ : Contrainte principale effective radial (kPa)

$\sigma_c$ : Contrainte de consolidation (kPa)

$\tau$: contrainte de cisaillement (kPa)

$\varphi'$ : angle de frottement drainé (degré)

$\varphi_{cu}$ : angle de frottement non drainé (degré)

$W_l$ : Limite de liquidité

$I_p$ : Indice de plasticité

CD : consolide drainé

CU+u : consolide non  drainé

SSM : Soft Soil Modél

# Introduction générale

## Introduction générale :

La Géotechniques est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la Mécanique des Roches et de la Géologie de l'ingénieur. La Mécanique des Sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

La complexité de la conception et du calcule de tels ouvrages est principalement due à leur interaction avec le sol avoisinant, ce dernier, comme il a été mentionné auparavant, présente un comportement complexe échappant à une formulation pratique simple, En outre, les méthodes de calcule doivent tenir compte du non homogénéité innée des propriétés mécaniques des massifs de sol.

L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en autres, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages ; par exemple, les murs de soutènement, les pentes et/ou talus naturels ou artificiels, etc.

Dans ce mémoire, nous allons simuler des essais triaxiaux consolidés drainés et consolidé non drainé en choisissant un modèle de comportement pour mieux simuler le comportement des sols vaseux ou sable vaseux sous chargements triaxiaux montoniques

Dans le premier et Le deuxième chapitre, une étude théorique de la résistance au cisaillement

Contenant des notions de contraintes et de déformations faisant partie des connaissances acquises dans toutes les études techniques est présentée. Un aperçu sur la résistance au cisaillement des sols vaseux ou sable vaseux sous chargements triaxiaux monotoniques est également présenté dans ce chapitre.

L'utilisation de l'appareil triaxial permet de réaliser des essais sur une argile consolidée drainée et consolidé non drainé garantissant la maîtrise totale des conditions de drainage sans imposer un plan de rupture.

Le troisième chapitre, est consacré à la présentation des essais monotones drainés et non drainés. Dans ce chapitre, présent principalement une étude expérimentales d'un sol.

Le quatrième chapitre est présent principalement une étude numérique d'un sol a été effectuée par la méthode des éléments finis Plaxis SSM (Soft Soil Model).

Le dernier chapitre, sera consacré à la présentation des conclusions des travaux

Réalisés dans cette étude.

# Chapitre I: Etude Bibliographique

## I .1.Introduction :

Ce chapitre présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur les comportements des sols vaseux ou sable vaseux Les projets d'aménagement et de construction sur ce type de sols nécessitent une bonne connaissance de leur comportement mécanique.

La résistance au cisaillement peut être définie comme la contrainte de cisaillement sur le plan de rupture, au moment de la rupture [1]. L'évaluation de la contrainte de cisaillement est nécessaire dans la plus part des Problèmes de stabilité des sols (capacité portante des fondations, stabilité des talus, murs des soutènements ...).

## I.2.Contraintes et déformations dans les sols :

Les notions de contraintes et de déformations font partie des connaissances acquises dans toutes les études techniques et le présent article est limité au rappel des définitions et des principaux résultats utilisés pour l'étude de la résistance au cisaillement des sols.

### I.2.1.État de contraintes en un point d'un milieu continu :

#### I.2.1.1.Tenseur des contraintes:

La quantité $\overline{\overline{\sigma}}$ introduite dans l'équations s'appelle tenseur contrainte, le tenseur $\overline{\overline{\sigma}}$ est indépendant du côté de la facette considérée, pour une facette orientée de façon quelconque, l'équation s'écrite [2]:

$$\overline{\overline{\sigma}}=\begin{pmatrix}\sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13}\\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23}\\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33}\end{pmatrix} \qquad \textbf{(I.1)}$$

Dance ce repère l'état de contrainte s'écrite :

$$\overline{\overline{\sigma}}=\begin{pmatrix}\sigma_1 & 0 & 0\\ 0 & \sigma_2 & 0\\ 0 & 0 & \sigma_3\end{pmatrix} \qquad \textbf{(I .2)}$$

Les contrainte$\sigma_1$,$\sigma_2$ ,$\sigma_3$ prennent le nom de contrainte principale et sont classées de telle sorte que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ .

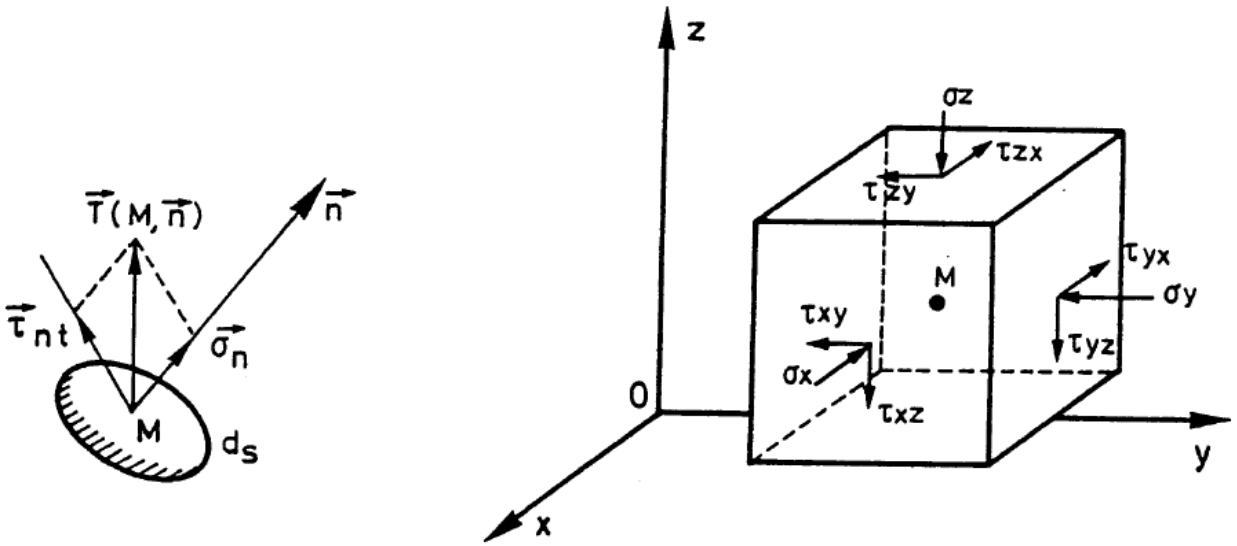
### I.2.1.2.contrainte normale :

Soit une facette de normale $\vec{n}$ supportant une contrainte $\bar{\bar{\sigma}}$.

On appelle,

-contrainte normale : $\bar{\bar{\sigma}}_n=(\bar{\bar{\sigma}}.\vec{n})\vec{n}$.

- contrainte tangentielle : $\vec{T}=\bar{\bar{\sigma}}-\bar{\bar{\sigma}}_n$




a - Vecteur contrainte b - Composantes du tenseur des contraintes en un point M

**Figure. I .1 :** vecteur contrainte et composantes du tenseur des contraintes [3]

### I.2.1.3.La tenseur déviateur des contraintes

Avant d'introduire le dernier invariant du tenseur contrainte, communément utilisé en mécanique du solides, nous considérons le tenseur déviateur des contraintes $\bar{\bar{s}}$.le tenseur déviateur de contrainte $\bar{\bar{s}}$ est définie comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\bar{s}} = \bar{\bar{\sigma}} - \sigma_m.\bar{\bar{I}} \\ \sigma_m = \frac{(\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33})}{3} = -p \end{cases} \quad \textbf{(I. 3)}$$

- Contrainte moyenne $\sigma_m$:

$$\sigma_m=\frac{\sigma_{ii}}{3}=\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3} \qquad \textbf{(I.4)}$$

C'est le tiers du premier invariant du tenseur des contraintes.

-Décomposition. Tout état de contrainte peut etre décomposé de façon unique, en la somme d'un état isotrope dont la contrainte moyenne, d'un état appelé déviateur.

$$\begin{bmatrix}\sigma_1 & 0 & 0\\ 0 & \sigma_2 & 0\\ 0 & 0 & \sigma_3\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\sigma_m & 0 & 0\\ 0 & \sigma_m & 0\\ 0 & 0 & \sigma_m\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}\sigma_1-\sigma_m & 0 & 0\\ 0 & \sigma_2-\sigma_m & 0\\ 0 & 0 & \sigma_3-\sigma_m\end{bmatrix} \qquad \textbf{(I.5)}$$

Ou $\sigma_m$ est la contrainte moyenne et $\bar{\bar{I}}$ la matrice identité, le tenseur déviateur des contraintes $\bar{\bar{s}}$ s'écrit donc :

$$\bar{\bar{s}} = \bar{\bar{\sigma}}\text{-}\sigma_m.\bar{\bar{I}}=\begin{bmatrix}\sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13}\\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23}\\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33}\end{bmatrix}-\frac{(\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33})}{3}\begin{bmatrix}1 & 0 & 0\\ 0 & 1 & 0\\ 0 & 0 & 1\end{bmatrix} \qquad \textbf{(I .6)}$$

Exprimons $\bar{\bar{s}}$ en fonction des valeurs propres du tenseur contrainte :

$$\bar{\bar{s}} = \bar{\bar{\sigma}}\text{-}\sigma_m.\bar{\bar{I}}=\begin{bmatrix}\sigma_I & 0 & 0\\ 0 & \sigma_{II} & 0\\ 0 & 0 & \sigma_{III}\end{bmatrix}-\frac{(\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33})}{3}\begin{bmatrix}1 & 0 & 0\\ 0 & 1 & 0\\ 0 & 0 & 1\end{bmatrix} \qquad \textbf{(I.7)}$$

## I.3.Cercle de Mohr :

### I .3.1.La petite histoire :

Otto Mohr était un ingénieur allemand qui a mis au point plusieurs procédés de construction géométrique ramenant des problèmes spatiaux à des solutions de géométrie plane simples. Il a développé entre autre la théorie dite des « cercles de Mohr » en 1882[4].

### I .3.2. Représentation plane, cercle de Mohr :

La représentation de Mohr est une représentation plane du tenseur des contraintes dans Des axes liés à la facette:

-axe des abscisses ( $\overrightarrow{O\sigma}$) confondu avec la normale à la facette

- axe des ordonné ($\overrightarrow{O\sigma}$ ) se déduisant de ($\overrightarrow{O\sigma}$) par une rotation de $+\pi/2$, i l est confondu avec le support de la composante tangentielle de la contrainte.

Lorsque la facette tourne autour de M, l'extrémité du vecteur contrainte reste située dans le plan de Mohr, à l'intérieur de deux triangle curvilignes dés limités par trois cercle $(\Gamma_1)$, $(\Gamma_2)$, $(\Gamma_3)$

Centrés sur $(\overrightarrow{O\sigma})$ et appelés cercles de Mohr (fig.).

Ces cercles sont pour diamètre

$(\sigma_1-\sigma_2)$ , $(\sigma_2-\sigma_3)$,$(\sigma_1-\sigma_3)$.

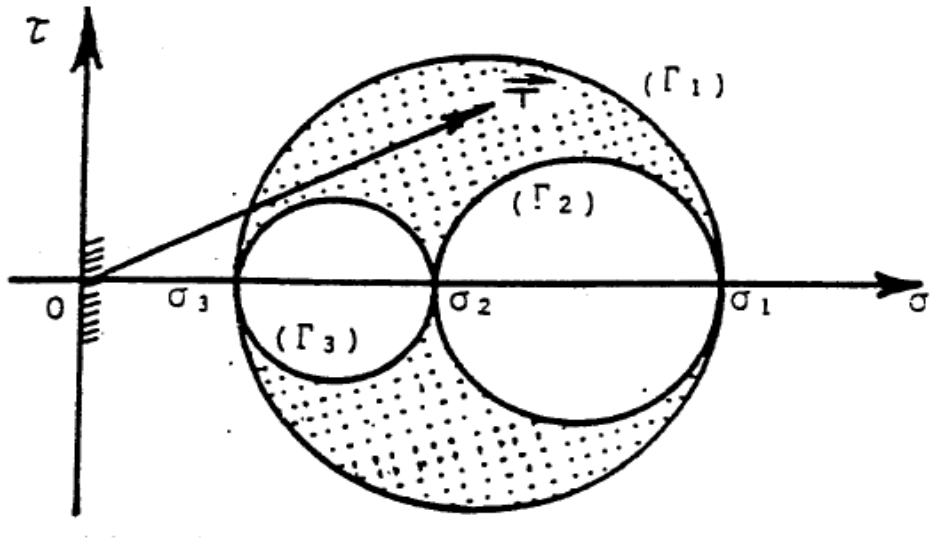



**Figure. I.2 :** cercle de Mohr

## I .3.3.Problèmes à deux dimensions :

La plupart des problèmes de Mécanique des Sols sont traités à deux dimensions

- soit parce que les ouvrages considérés ont une géométrie constante dans les plans

Perpendiculaires à la contrainte intermédiaire $\sigma_2$ et qu'ils sont suffisamment longs (talus

Remblais, semelles filantes, murs. ..),

- soit qu'il existe une symétrie de révolution (fondations circulaires, pieux...).On se place dans un plan privilégié perpendiculaire à la contrainte principale intermédiaire.

Ce plan d'étude(π) contient donc à la fois les contraintes principales majeure et mineure.

$\sigma_1$et $\sigma_3$ ,, la normale( $\overrightarrow{Mn}$) considérée et le vecteur contrainte$\vec{T}$ (M, $\vec{n}$).

Lors que la facette tourne autour du point M, I 'extrémité du vecteur contrainte décrit le cercle de Mohr de diamètre ($\sigma_1$-$\sigma_3$).

## I.3.4.Détermination des contraintes principales et des directions principales :

1° En exprimant que $\tau_{nt}= 0 \rightarrow \tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma x - \sigma y}$

On obtient des valeurs de θ définies à $K\frac{\pi}{2}$ près .E n reportant deux valeurs de θ définies

à$\frac{\pi}{2}$ près dans I 'expression de$\sigma_n$ , on obtient les contraintes principale$\sigma_1$et$\sigma_3$.

2° On peut également diagonalise la matrice(Σ).

Les valeurs propres donnent les contraintes principales: $\det|(\Sigma) - \lambda(I)| = 0$

Les vecteurs propres donnent les directions principale:$\vec{T}$ (M,$\vec{n}$)=(Σ) $\underset{n}{\rightarrow}=\sigma_n.\vec{n}$

(On exprime que le vecteur contrainte cherché est porté par la normale $\vec{n}$ ).

$$\vec{T}(M,\vec{n})\begin{vmatrix} \sigma_1.\cos^2\theta + \sigma_3.\sin^2\theta \\ \tau_{nt=(}\sigma_3 - \sigma_1)\sin\theta.\cos\theta \end{vmatrix} \quad \textbf{(I.8)}$$

$$\cos^2\theta = \frac{1+\cos 2\theta}{2} \quad \sin^2\theta = \frac{1-\cos 2}{2} \quad \textbf{(I.9)}$$

D'où

$$\vec{T}(M,\vec{n})\begin{vmatrix} \sigma_1 = \frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos(-2\theta) \\ \tau_{nt} = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sin(-2\theta) \end{vmatrix} \quad \textbf{(I.10)}$$

## I .3.4.1.CRITÈRE DE MOHR-COULOMB :

## I .3.4.2.NOTION DE COURBE INTRINSÈOUE :

En Mécanique des Sols on utilise la notion de courbe intrinsèque due à Caquot. La théorie est applicable à un matériau homogène et isotrope .dans le plan de Mohr (σ, τ ) la limite d'écoulement est représentée par une courbe, appelée courbe intrinsèque, qui sépare la

zone des états de contrainte possibles de la zone des états de contrainte impossibles à développer dans le matériau, l'écoulement es produisant avant.

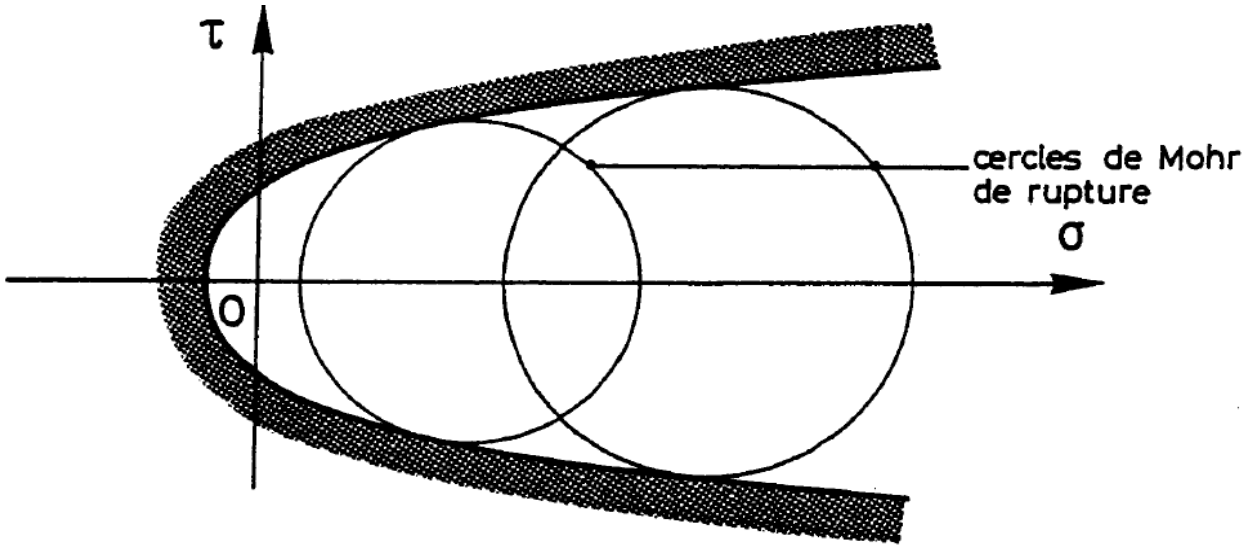



**Figure .I .3 :** courbe intrinsèque

Pour les sols sa détermination expérimentale de la courbe intrinsèque est relativement Aisée.

## I .3.4.3.CRITÈRE DE COULOMB :

L'expérience montre que la courbe intrinsèque d'un sol est constituée par deux demidroites symétriques par rapport à l'axe ($\overrightarrow{o\sigma}$)appelées droites de Coulomb.

Sols pulvérulents : les demi-droites passent par I 'origine des axes.

Sols cohérents : les demi-droites ne passent par I 'origine des axes→ il existe une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle: la cohésion, notée c ' .

L'angle des demi-droites avec ($\overrightarrow{o\sigma}$ ), noté Q', est appelé angle de frottement interne

## I .3.4.4.Equation des droites:

Pour les sols pulvérulents:$|\tau'_f|=\sigma' . \tan \varphi'$

Pour les sols cohérents :$|\tau'_f|=C'+ \sigma' . \tan \varphi'$

$\tau'_f$ : Contrainte tangentielle de rupture

Les deux demi-droites constituant la courbe intrinsèque sont appelées aussi droite de Coulomb .il s'agit d'une loi de plasticité parfaite nommée critère de Coulomb.

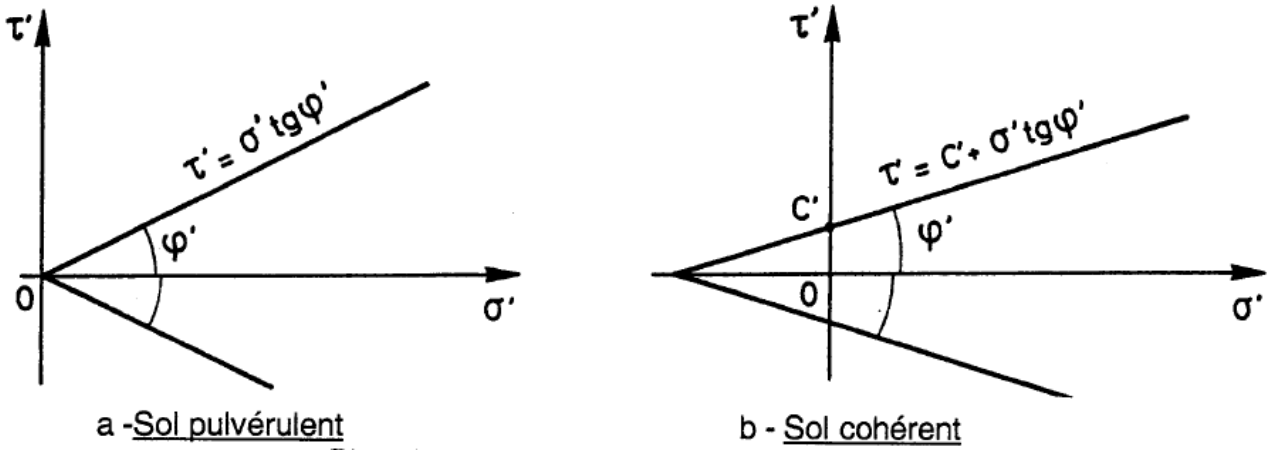



**Figure. I. 4 :** plan de Mohr-droites de coulomb.

## I .3.4.5 : Représentations de Lambe et de Cambridge.

Dans la plupart des problèmes de mécanique des sols, l'état de contraintes varie au cours du temps et il est important de pouvoir représenter simplement ces variations. La représentation de Mohr, dans laquelle à chaque état de contraintes correspond un cercle, n'est pas utilisable en pratique et d'autres représentations ont dû être recherchées. Deux d'entre elles sont fréquemment utilisées, celle de Lambe et celle de Roscoe et de ses collaborateurs à l'université de Cambridge.

La représentation de Lambe est équivalente à celle de Mohr, en ce sens qu'elle remplace un cercle de Mohr par son sommet, de coordonnées :

$$S=\frac{(\sigma_1+\sigma_3)}{2} \qquad t=\frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{2} \qquad \textbf{(I.11)}$$

La représentation de Cambridge utilise la contrainte moyenne $\sigma_m$ , notée p, et le déviateur des contraintes q. Elle permet donc de prendre en compte l'influence de la contrainte principale intermédiaire$\sigma_2$. Néanmoins, pour certaines applications, les expressions se simplifient ; ainsi, pour l'analyse des essais triaxiaux, on a toujours $\sigma_2 = \sigma_3$

D'où :

$$P=\frac{(\sigma_1+2\sigma_3)}{3} \qquad q=\sigma_1-\sigma_3 \qquad \textbf{(I.12)}$$

On appelle chemin de contraintes l'ensemble des points représentant les états de contraintes successifs d'un point du milieu continu considéré. La figure  montre quelques chemins de contraintes dans les deux représentations de Lambe (figure I.5.a) et de Cambridge (figure I.5.b).

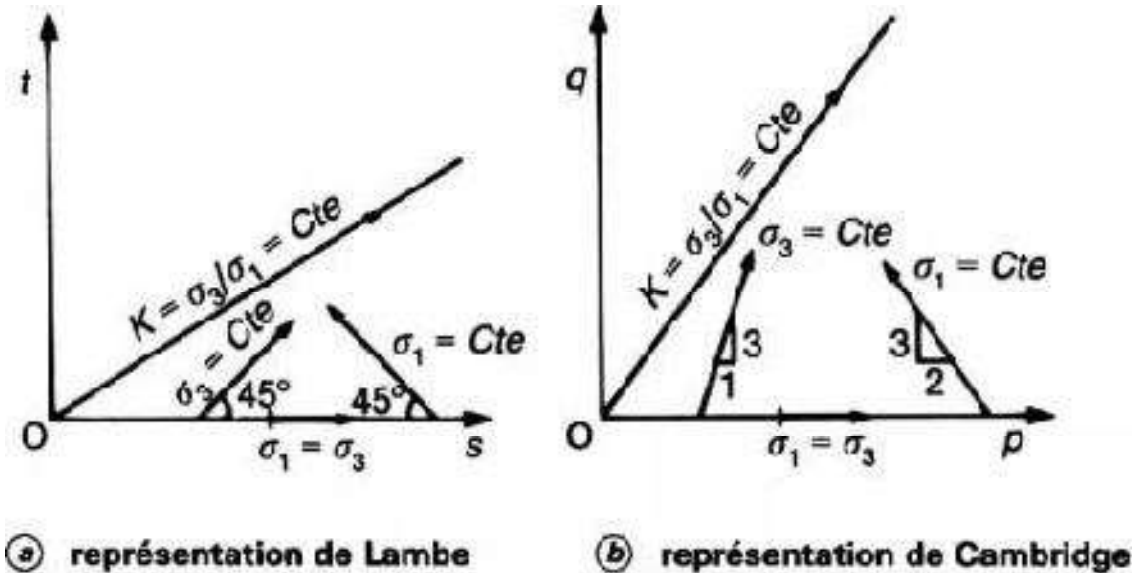



**Figure I.5 :** les chemins de contraintes dans les représentations de Lambe et de Cambridge[5]

## I .4 .Relations entre contraintes principales au Moment de la Rupture :

Exprimons que le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque

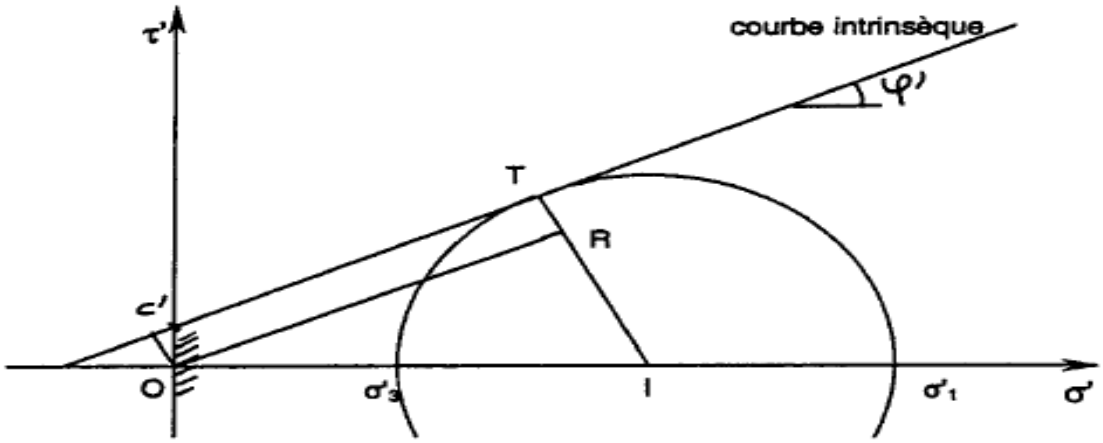



**Figure I.6 :** cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque.

$$\sigma'_1 = \tan^2\left[\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right]\sigma'_3 + 2C'\tan\left[\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi'}{2}\right] \quad \textbf{(I.13)}$$

$$\sigma'_3 = \tan\left[\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right]\sigma'_1 - 2C'\tan\left[\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi'}{2}\right] \quad \textbf{(I.14)}$$

### I.4.1.Contraintes totales et contraintes effectives :

Le comportement à court terme, qui ce manifeste au début du chargement, A cet instant, l'eau support toute augmentation des contrainte totales, La déformation se fait à volume constant et le comportement, faisant intervenir les grains et l'eau, est décrit par les contraintes totales. L'état d'équilibre limite est atteint lorsque $\tau=c_u+\sigma.tg\varphi_u$

La comportement à long terme, qui ce manifeste au après consolidation primaire. L'eau est en régime hydrostatique et les grains supportent la surcharge. La déformation se fait avec variation du volume et le comportement est décrit par les contraintes effectives. L'état d'équilibre limite est atteint lorsque : $\tau=c'+(\sigma-u).tg\,\varphi'$ [7].

### I .4.2. Relations entre contraintes et déformations :

La relation entre les contraintes et les déformations est décrite parle diagramme contrainte-déformation d'un matériau

Contraintes: Effet des forces internes sur le matériau

Déformations: Effet des déplacements internes sur le matériau

Le tenseur des déformations et le tenseur des contraintes sont liés par des relations traduisant le comportement rhéologique du matériau. Le modèle rhéologique le plus simple est celui de l'élasticité linéaire isotrope. Si$\{\varepsilon_x,\varepsilon_y,\varepsilon_z\}$désigne le tenseur des déformations et$\{\sigma_x,\sigma_y,\sigma_z\}$ le tenseur des contraintes, l'élasticité linéaire isotrope s'écrit [8] :

$$\begin{Bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \varepsilon_z\end{Bmatrix} = \frac{1}{E}\begin{Bmatrix}1 & -V & -V\\ -V & 1 & -V\\ -V & -V & 1\end{Bmatrix}\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_z\end{Bmatrix} \quad \textbf{(I.17)}$$

Où E est le module d'élasticité (ou module d'Young) et n est le coefficient de Poisson.

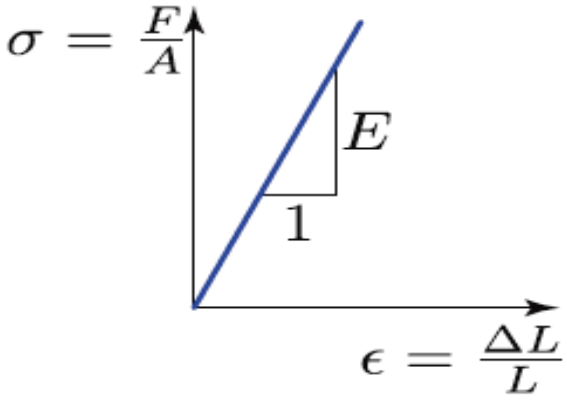



**Figure I .7 :** Diagrammes contrainte-déformation [9]

## I .5 .Conclusion :

L'étude bibliographique présentée dans ce chapitres à permis de montrer des notions contrainte et déformation dans les sols et l'état de contrainte en point d'un milieu continue. En outre, cette partie nous a permis de cercle de Mohr et détermination des contraintes principales et des directions principales. Cependant, on a aussi présenté la relation entre contrainte principale au moment de la rupture et la relation contrainte déformation.

# Chapitre II: la résistance au cisaillement des sols

# II. La Résistance Au Cisaillement DES SOLS- Etude En Laboratoire :

## II .1.Introduction :

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

- Vérifier que la stabilité vis-à-vis d e la rupture est assurée avec un coefficient de sécurité

Satisfaisant.

- S'assurer que le dimensionnement de I 'ouvrage est compatible avec les tassements admissibles.

## II .2. Modes de rupture :

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées. La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

– les ruptures par glissement sur une surface ;

– les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol [5].

## II .3. Notion élémentaire sur la rupture de sols :

Lorsque le chemin expérimental suivi permet de grandes déformations, on obtient une

Courbe contrainte- déformation (loi de comportement) qui a I 'allure de la figure

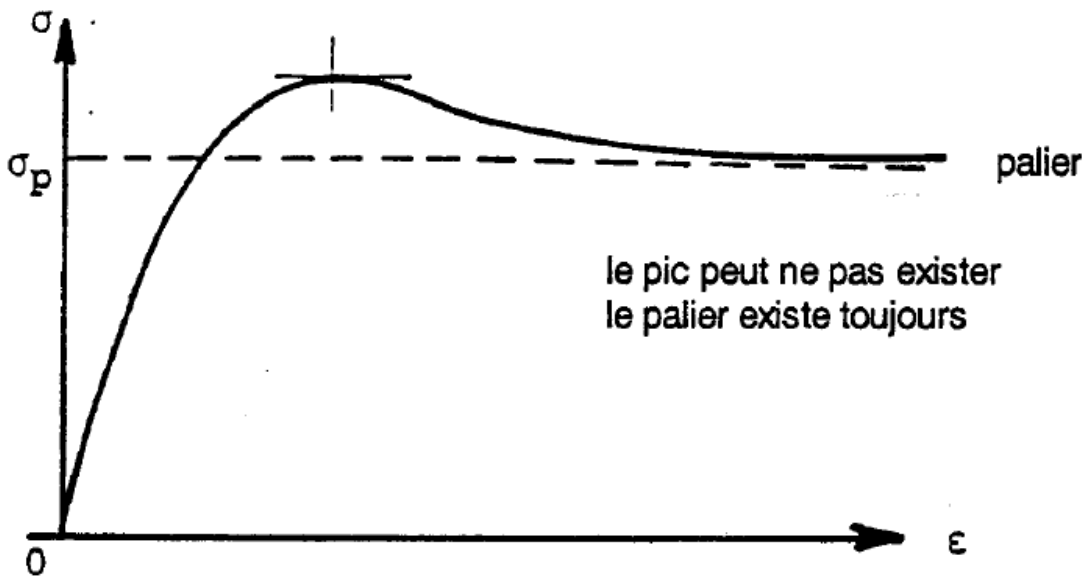



**Figure II.1 :** courbe contrainte –déformation [3].

On fait les approximations suivantes:

- dans le domaine des petites déformations: on considère que le comportement est linéaire et on applique la théorie de l'élasticité linéaire.

- dans le domaine des grandes déformations: le comportement et irréversible, on considère que I 'on peut utilise la théorie de la plasticité parfaite.

Considérons un massif de sol chargé et les contraintes qui résultent de ces charges en un point M du massif .en augmentant les charges, on augmente les contraintes.ces dernières ne peuvent augmente indéfiniment: en effet, les contraintes de cisaillement atteindront sur certaines faces dites surfaces de glissement ou surface de rupture une limite au-delà de laquelle la particule de sol glisseront les unes sur le satures.

La rupture du sol se produit par glissement relatif des grains les uns par rapport aux autres et non par rupture des grains eux-mêmes.

## II .3.1.SURFACE DE RUPTURE :

La rupture dans les sols se manifeste, entre autre, par des glissements de pentes naturelles ou de remblais artificiels. En général, deux types de ruptures sont distingués : la rupture fragile, qui intervient sans qu'il y ait eu plastification auparavant, et Sa rupture ductile, qui a lieu après apparition de déformations plastiques comme c'est souvent le cas dans les sols. Plusieurs études

expérimentales ont été réalisées pour établir un critère de rupture des sols (Lade et Duncan, 1973 Gudehus, 1973 ; Matsuoka et Nakai, 1974 ; Lade, 1977, 1978). Dans les sols et en particulier pour les sables, les critères de rupture les plus connus sont les critères de Mohr-Coulomb.

## II .3.2. SURFACE DE CHARGE :

En général, la surface de charge F dépend de l'état de contraintes et des paramètres d'écrouissage qui permettent de décrire son évolution dans cet espace lorsque les déformations plastiques se produisent. La fonction de charge est une fonction convexe du tenseur des contraintes [10].

## II .4. Comportement drainé et non drainé d'un sol :

### II .4.1. Introduction :

On étudie le comportement le sol ou sable vaseux de Béjaia sous cisaillement monotone à l'appareil triaxial, tout d'abord en conditions drainées puis en conditions non drainées. Les recherches récentes dans le domaine de liquéfaction ont montré qu'il existe encore de nombreux points à éclaircir sur le comportement monotone.

Dans notre travail, on présente donc dans une première partie les travaux relatifs au comportement drainé le sol ou sable vaseux de bejaia, suivis dans une deuxième partie des travaux relatifs à la réponse non drainée le sol ou sable vaseux. Une conclusion sur le comportement monotone est donnée à la fin de cette deuxième partie, comportant en particulier une comparaison entre les réponses observées en conditions drainées et non drainés.

### II .4. 2. Les essais de laboratoire [11]:

### II .4.2.1 . Teneur en eau naturelle :

Elle définit le rapport en « % » du poids d'eau «$w_w$» que le sol contient au poids «$w_d$» de ses

Éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant « 24 » heures

à l'étuve à «105°C» **:** W=teneur en eau du sol(%),$M_{ht}$ =Masse du récipient et du sol humide (g),

Mst= Masse du récipient et du sol sec (g),$M_t$ = Masse du récipient (g).

$$\mathbf{W}=\frac{\mathbf{w_w}}{\mathbf{w_d}}=\frac{(M_{ht}-M_{st})}{(M_{st}-M_t)}\times 100 \qquad \textbf{(II.1)}$$

## II .4.2.2. Analyse granulométrique :

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à80 mm.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80mm.

## II .4.2.3. Les limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg définissent à la fois un indicateur qualifiant la plasticité d'un sol, mais aussi l'essai qui permet de définir ces indicateurs.

Cet essai a été établi par l'agronome suédois Atteberg.

Comme nous venons de la faire remarque, on se contente en général de la connaissance du comportement le long de chemins particuliers, deux essais de laboratoire sont à fait intéressants à cet égard : il s'agit de triaxial et de l'essai oedométrique.

## II .4.2.4. L'essai oedométrique :

L'oedométrique est un moule cylindrique indéformable qui peut contenir un échantillon de sol de faible épaisseur (12ou 24mm) comprimé à l'aide d'un piston entre deux pierres poreuses.

Celle-ci permettent le drainage du sol, si le dispositif de drainage est fermé, le piston ne peut pas s'enfoncer lorsque l'éprouvette de sol est constitué d'un sol saturé (puisque l'eau et les grains sont supposés incompressibles en première approximation). En effet, compte tenu de la rigidité des parois, tout mouvement du piston ne peut résulter que d'une variation de volume du sol. C'est la raison pour laquelle les à L'oedomètre s'effectuent toujours à drainage ouvert [12].

## II .5 . Résistance au cisaillement :

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (**C**) et l'angle de frottement (**φ**).

### II.5.1. Essais triaxiaux :

L'essai triaxial consiste à appliquer à une éprouvette cylindrique de rapport H/D=2, une contrainte hydrostatique (ou radiale) constante et une contrainte déviatorique (ou axiale) croissante.

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau (Figure II.2).L a surface latérale de l'éprouvette est entourée d'une membrane en caoutchouc étanche. Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités des 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.

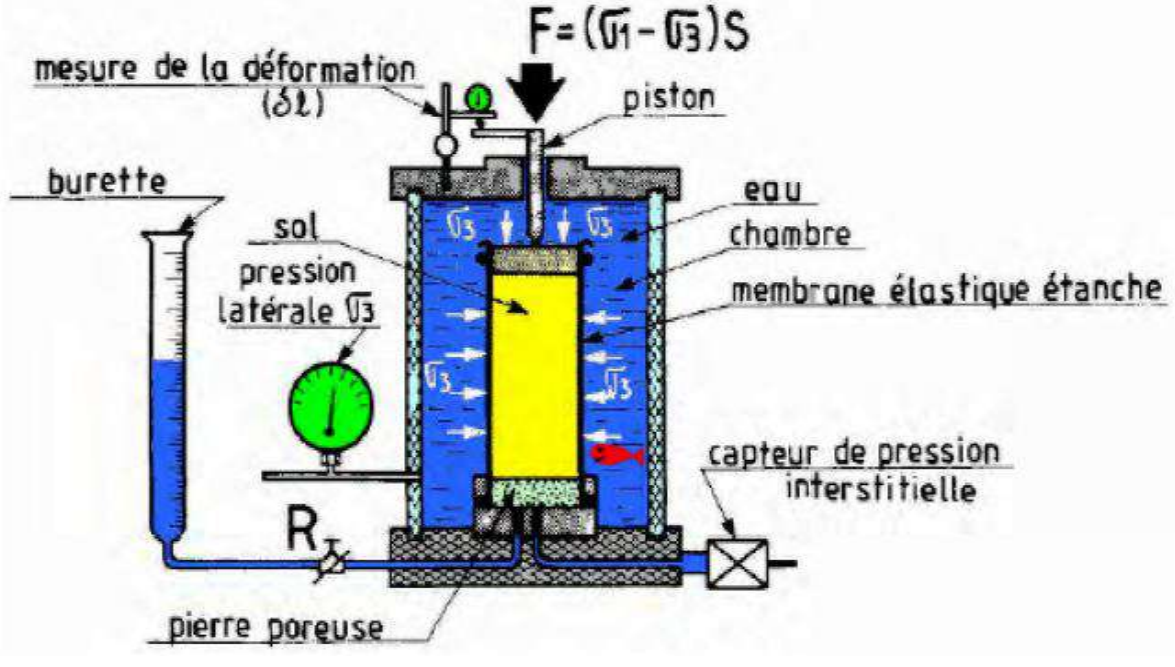



Figure II.2 : Schéma d'essai triaxial [13]

### II.5 .2.Caractéristique drainées :

### II.5 .2.A. Essai CD :

Lors d'un essai triaxial conventionnel où nous appliquons une contrainte $\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$ en Compression monotone drainé,

La réalisation de l'essai comporte les opérations suivantes :

−on ouvre le circuit de drainage;

−on laisse l'éprouvette se consolider sous la contrainte hydrostatique $\sigma_3$ appliquée.

−on applique le déviateur (σ1–σ3) à vitesse faible, en général par déformation de l'éprouvette à vitesse de déformation axiale constante, la contrainte latérale σ3 restant constante.

Dans l'essai consolidé drainé (CD), les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant u = 0.Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation t = c' + σ'. tan φ' où φ', angle de frottement effectif, et c', cohésion drainée, sont les caractéristiques intergranulaires du sol [8].

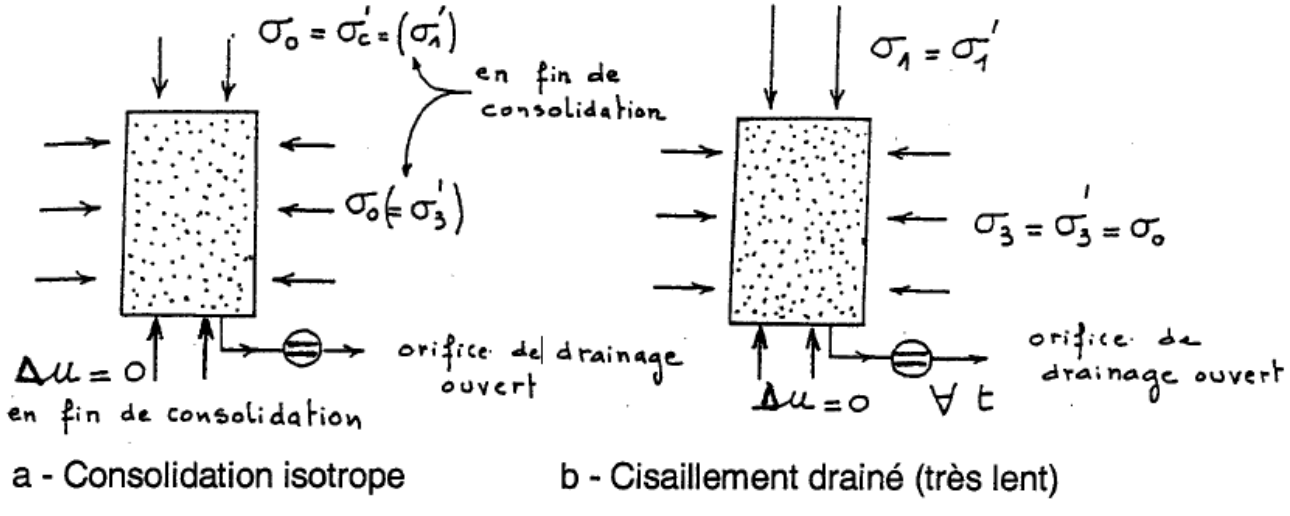



**Figure II.2**: procédure de l'essai CD.

## II .5.2.b. Principaux types d'essais :

Les caractéristiques drainées des sols fins cohérents sont déterminées par l'essai

Suivant :

−les essais de référence sont les essais triaxiaux, réalisés en compression et de types consolidé-drainé (CD).

### II.5 .3.Essai non Drainé :

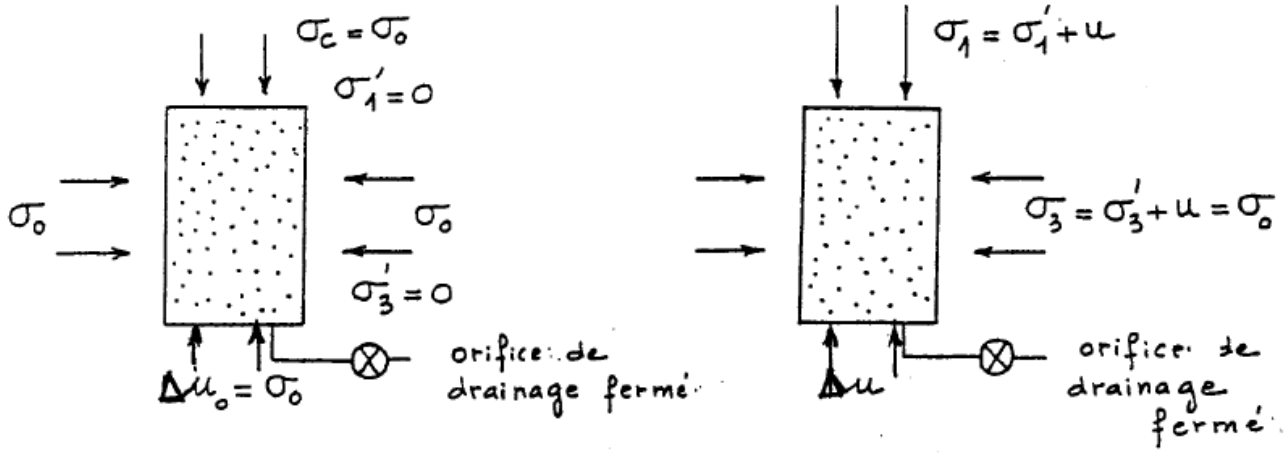
Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainé sur un échantillon de sable saturé, le volume de celui-ci reste constant, par contre la pression interstitielle varie au cours de l'essai, de ce fait la phase de contractance et celle de dilatance peuvent être observées sur les variations de la pression interstitielle.

### II .5.3.A. Essai CU :

Dans l'essai consolidé non drainé avec mesure de u (CU), l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte verticale est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, plus rapide que l'essai consolidé drainé, permet malgré tout d'accéder aux caractéristiques intergranulaires du sol c'et φ', à condition de l'interpréter en contraintes effectives.

### II .5.3.b. Essai UU :

Dans l'essai non consolidé non drainé (UU), les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à courtterme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer$C_u$cohésion non drainée. L'angle de frottement interne $\varphi_u$est généralement supposé nul.




a - Application de la contrainte isotrope b - Cisaillement non drainé

**Figure II.3:** procédure de l'essai UU

### II .5.3.C. Principaux types d'essais triaxiaux :

Les caractéristiques non drainées sont liées à l'état du sol au début du cisaillement. On les détermine dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux non consolidés non drainés ;
- les essais triaxiaux consolidés non drainés, sans mesure de pression interstitielle, donnent la possibilité d'imposer l'état initial du cisaillement et donc de déterminer complètement le comportement non drainé du sol.

## II .6.Facteurs influant sur la résistance au cisaillement :

### II .6.1.Essai monotonique :

Soit un terrain argileux, donc très peu perméable sur lequel est prevue.la construction d'un immeuble transmettant au sol une Q, la vitesse de construction peut être considérée comme très grande (vitesse de chargement) par rapport à celle de drainage du sol.

La justification de la stabilité des fondations vis-à-vis de la rupture en fin de construction se fera en utilisant les caractéristiques non consolidée non drainées $\varphi_u$ etc$_u$ , ($\varphi_u$ =0) appelées souvent caractéristiques à court terme.

Sous la charge Q, le sol de fondation se consolidera jusqu'a ce que les pressions interstitielles reviennent à leur valeurs initiales (consolidation primaire), une fois la consolidation primaire finie, il convient d'adopter les caractéristique φ'et c'appelées encore caractéristique à long terme. Pour vérifies la stabilité des fondations.

Au fur et à mesure que des pressions interstitielles induites par Q se dissipent, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture évolue progressivement de la valeur à court terme la valeur à long terme.

Si le bâtiment est construit sur sable le perméable le drainage est rapide : la consolidation primaire se fait en cours de construction et la capacité portant des fondations sera calculée à l'aide de φ'et c'.

Pour la justification des fondations soumises à une charge verticale, le court terme est la situation la plus défavorable. Cependant cette règle ne doit pas être, (soutènement, talus, etc.) doivent être justifies à court et à long terme.

## II .6.2.Effet de la surconsolidation :

La notion de contrainte de préconsolidation est limitée aux sols fins doués de consolidation. Pour les sols pulvérulents, le tassement se manifeste instantanément, et on peut définir d'une manière analogue une contrainte de précompression, bien qu'elle soit difficile à déterminer au laboratoire, vu la difficulté d'obtention des échantillons intacts pour ce type de sols.

Le rapport de surconsolidation OCR permet d'apprécier le degré de surconsolidation d'un sol, à une profondeur Z donnée. Il est défini comme suit [7] :

$$OCR=\frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \qquad \textbf{(II.2)}$$

En notant par $\sigma'_{v0}$ la contrainte effective calculée à la profondeur où l'échantillon a été prélevé, le sol dit :

- Surconsolidation si la contrainte effective due au poids des terres$\sigma'_{v0}$ est inférieure à $\sigma'_c$ (OCR>1) ;
- Normalement consolidé si $\sigma'_{v0}$ est égale à $\sigma'_c$ (OCR=1) ;
- Sous- consolidé $\sigma'_{v0}$ est supérieure à $\sigma'_c$ (OCR <1). Il s'agite des sols de formation récente, en cours de consolidation sous leur propre poids tels que la vase, la tourbe et certains sols organiques.

## II .6.3.Dilatance :

Dans la littérature, l'angle de dilatance Ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) Les cas où Ψ<0 correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur Ψ=0 correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C'est souvent le CAS pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

## II .6.4.Coefficient de Skempton :

Le facteur de Skempton B est principalement fonction de la porosité n, du rapport des modules de compressibilité volumique $K_w$de l'eau et $K_s$ du squelette de sol, du degré de saturation $S_r$ et de la pression absolue ($u+p_a$) dans le fluide interstitiel. Une estimation de B est obtenue par la formule suivante :

$$B=\left\{1+\frac{nS_rK_s}{K_w}+\left[\frac{nK_s}{u+u_{cp}+p_a}\right](1-S_r)\right\}^{-1}. \qquad \textbf{(II.3)}$$

La valeur de B est d'autant plus proche de 1 que le sol est plus compressible. Pour un sol raide à très raide, le facteur B peut étre nettement inferieur à 1, même pour un sol parfaitement saturé [14].

## II .7.Conclusion :

Cette L'étude bibliographique nous a permis d'améliorer nos connaissance sur le triaxial ou bien le comportement des sols sous cisaillements monotones en condition drainées et nondrainée. En outre cette partie nous a permis le mode de rupture, notion élémentaire sur la rupture des sols et le comportement drainée et nondrainée d'un sol. Nous avons également présente une analyse d'une réponse d'une résistance au cisaillement sur des sols soumis à des essais de laboratoire (essai triaxiaux, oedomètre…), cependant on a aussi présente les facteurs d'influant sur la résistance au cisaillement. Aussi, il dépend de plusieurs paramètres, notamment surconsolidation, dilatance, coefficient de Skempton.

# Chapitre III: Etude expérimentale

# Chapitre III : Etude expérimentale :

## III.1. Introduction :

La synthèse des études géotechniques afin d'identifier le sol de fondation de l'ouvrage et d'arrêter les représentatifs de son comportement, la détermination des paramètres physiques et mécaniques des couches de sol parles différentes méthodes d'essais au laboratoire et in-situ.

Ce chapitre concerne l'investigation expérimentale réalisée sur le sol vaseux à l'appareil triaxial. Une attention particulière a été portée. Au comportement du sol à l'effondrement et à l'état stable. Ces deux états sont spécialement importants pour l'évaluation de la rupture dans les sables.

Outre la description des équipements et procès dures expérimentaux utilisé, l'étude comporte grande parties, dans la partie concernant le comportement du sol sous chargement monotone, des essais draine et non draines classique sont présentés [10].

## III.2. Situation géographique du port de Bejaia [15] :

Le port de Bejaia est aujourd'hui réputé mixte : hydrocarbures et marchandises générales y sont traitées. Son positionnement au cœur de la méditerranée occidentale et au centre de la cote algérienne présente une originalité économique et une place de choix sur les routes maritimes. Le port de Bejaia jouit d'une situation géographique privilégiée. Il est situé sur une ouverture entre les montagnes de Kabylie, à environ 1,5 Km au sud de cap Carbon, et du côté Ouest par le golf de Bejaia.

Le cap Carbon qui forme l'extrémité est une péninsule, est dominé par une petite colline de forme conique « le pic des singes » qui protège le port contre les vents d'Ouest et du Sud-ouest.

Le port actuel est protégé par les jetées Est (650ml), Sud (450ml), du large (1500ml) et de fermeture (600ml). Ces ouvrages de protection encadrent trois bassins, l'avant-port (75 ha), le vieux port (26 ha) et l'arrière port (55 ha) qui couvrent ensemble, une superficie de plan d'eau de 156 ha.

L'avant-port à une profondeur variant de 10 à 13.5m et la passe d'entrée Sud-ouest a une largeur de 320 m.

Le vieux port à une profondeur variant de 6 à 9m et la passe Abdelkader a une largeur de 110m.

L'arrière port à une profondeur variant de 10 à 12m et la passe de la casbah une largeur de 125m.

Les ouvrages de protection dont la profondeur varie de 0 à 16m ont une longueur totale de 3.4Km. Les terre-pleins délimités par la ville couvrent une superficie d'environ 50ha. Le port totalise environ 2.8Km de quais et deux appontements pétroliers.

Le site du projet est localisé dans le bassin de l'arrière port de Bejaia limité au Sud par la jetée de fermeture.




Fig. III.1. Localisation des trois bassins du Port de Bejaia

## III.3. Les essais in-situ :

Les différents sondages réalisés par le LTP 'Est sont résumés dans le tableau suivant :

| Type de sondage | Nombre de sondage | Profondeur (m) |
|---|---|---|
| **sondage carotté** | 03 | 45 |
| **Standard Pénétration Test (S.P.T) Dans les forages des sondages N°1 et N°3** | 02 | 45 |
| **sondage de pénétration statique CPT** | 02 | PR1 à 23.20m<br>PR2 à 19.80 m |
| **Sondage pressiométriques Menard** | 02 | 17 |

Tab: III.1. Présentation des différents sondages réalisés

### III.3.1.Sondages :

Par définition un sondage est une technique de perforation dont l'action consiste à creuser un trou cylindrique dans le sol pour des objectifs géologique, géotechnique et minière.

### III.3.1.1.Sondage carotté :

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu peu ou pas remanié, prélevé à l'aide d'un outil appelé carottier. Le mode d'enfoncement du carottier dans le sol peut se faire soit par poinçonnement (battage ou pression) soit par rotation, le fluide de forage peut être du l'air, de l'eau ou de la boue.

Nous présentons ci- dessous les différents essais in-situ avec interprétation :

- **Sondage Carotté N°1 :**

| Profondeur du sondage (m) | Type de sol constaté |
|---|---|
| **0.00 - 1.20m** | Couche de béton (la plate-forme) |
| **1.20 - 2.60m** | Remblais avec des débris de briques |
| **2.60 - 6.00m** | Galets et sables fins |
| **6.00 - 20.5m** | Sables fins, lâches à débris de coquilles, avec passages de la vase entre 8.60 et 20.5m. |
| **20.50 - 25.00m** | Sables limoneux |
| **25.00 - 27.50m** | Sables fins lâches à débris de coquilles |
| **27.50 - 28.30m** | Sables fins, lâches |
| **28.30 - 29.80m** | Sables cimentés par la vase |
| **29.80 - 35.70m** | Sables fins à débris de coquilles |
| **35.70 - 41.00m** | Vase sableuse compacte à débris de coquilles |
| **41.00 - 45.00m** | Sables fins, lâches |

Tab. III.2. Type de sol constaté dans le sondage n° 1 pour chaque distance de profondeur

.

➢ **Sondage Carotté N°2 :**

| Profondeur du sondage (m) | Type de sol constaté |
|---|---|
| **0.00 - 3.00m** | Remblai (graviers, blocs rocheux, sables fins, ferrailles) |
| **3.00 - 10.00m** | Sables moyens à fins, lâches présentant des graviers fins |
| **10.00 - 18.50m** | Sables limoneux présentant de la vase et des débris de coquilles |
| **18.50 - 20.50m** | Vase très plastique de couleur grise à noirâtre |
| **20.50 - 21.50m** | Vase sableuse grise |
| **21.50 - 45.00m** | Sables lâches |

Tab. III.3: Type de sol constaté dans le sondage n°2 pour chaque distance de profondeur

➢ **Sondage Carotté N°3 :**

| Profondeur du sondage (m) | Type de sol constaté |
|---|---|
| **0.00 – 3.00m** | Remblai (graviers, blocs rocheux, sables fins) |
| **3.00 – 45.00m** | Sables moyens à fins avec passages de la vase sableuse de 22 à 27.00m |

Tab. III.4 : Type de sol constaté dans le sondage n°3 pour chaque distance de profondeur

## Interprétation des sondages carottés :

L'exploitation des coupes géologiques des sondages carottés indique deux horizons principaux de sol : le premier est de 6m d'épaisseur représenté par les matériaux d'apport(remblais), suivi par un deuxième horizon situé entre 6m et 45m constitué par les intercalations de sables lâches, limons, et vases.

## III.3.1.2. Sondage pressiométriques :

➢ **Objectif de l'essai**

Il s'agit de déterminer par un essai d'expansion radial d'une sonde dans un sol en place, la pression limite **Pl** et le module pressiométriques **Em** qui permettent d'évaluer :

• La contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde.

- Le tassement d'une fondation superficielle.
- Le module de réaction sous une fondation superficielle.
- Le frottement négatif sur un élément de fondation profonde.
- Elle permet également d'obtenir des informations précises sur la nature et la qualité des sols (dans le cadre d'une compagne de reconnaissance).

❖ **Essai au pressiomètre Ménard :**

➢ **Domaine d'application**

Le domaine privilégié d'utilisation du pressiomètre est le dimensionnement des fondations dans les sols (les fondations au rocher doivent être étudiées par les méthodes de la mécanique des roches).

➢ **Principe de l'essai**

L'essai fait l'objet de la norme française NF P 94-110.

Cet essai a été réalisé par battage (vue la nature pulvérulente des sols); et le refus a été atteint à 17 m de profondeur.

Cet essai permet de mesurer les paramètres suivants :

- **E :** le module pressiométriques (en bars).
- **Pl :** la pression limite de rupture (en bars).
- **Ple* :** la pression limite nette (en bars).

### III.3.1.3. Détermination de la résistance au cisaillement des sols à l'aide du pressiomètre :

L'interprétation de l'essai pressiométriques en termes de résistance au cisaillement implique que plusieurs conditions soient satisfaites :

— le sol doit être intact autour de la sonde ;

— le champ de déformation doit être plan et connu.

Les résultats de cet essai sont résumés dans les tableaux suivants :

| Profondeurs (en m) | Modules pressiométriques E (en Bars) | Pression limite PL (en Bars) | E/PL | |
|---|---|---|---|---|
| **07** | 144,50 | 6,94 | 20,84 | sol surconsolidés |
| **08** | 151,90 | 7,69 | 19,71 | |
| **11** | 83,80 | 7,97 | 10,47 | Sol normalement |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **14** | 75,60 | 9,18 | 8,25 | consolidé |
| **17** | 24.30 | 10.18 | 2.39 | Sol sous consolidé |

Tab. III.5: Résultats du Pressiomètre Ménard n°1

| Profondeur en (m) | Module pressiométriques E (en Bars) | Pression limite PL(en m) | E/PL | |
|---|---|---|---|---|
| **7.00** | 102,02 | 8,94 | 11,41 | Sol normalement consolidé |
| **9.00** | 192,62 | 14,58 | 13,21 | Sol surconsolidés |
| **12.00** | 193,52 | 11,58 | 16,71 | |
| **15.00** | 131,72 | 13,98 | 9,42 | Sol normalement consolidé |
| **17.00** | 197,54 | 11,76 | 16,80 | Sol surconsolidé |

Tab. III.6 : Résultats du Pressiomètre Ménard n°2

## III.3.2. Sondage pénétrométrique :

### III.3.2.1. Essai standard pénétration Test « SPT »

➢ **Objet**

Cet essai a été réalisé, pour déterminer la résistance mécanique in situ des couches. Son utilisation doit être réservée aux sols pulvérulents.

- **Principe de l'essai :**

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). Il a été normalisé en France en 1991 sous le nom d'essai de pénétration au carottier (NF P 94-116).

Durant le battage, on note trois enfoncements 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 deN0coups de mouton

— l'enfoncement d'essai : le carottier est enfoncé de deux fois15 cm sous l'effet deN1puisN2coups de mouton.

Le nombre N=N1+N2est appelé résistance à la pénétration (au carottier standard).

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'investigations dépassant pas 50 m [16].

Les résultats des valeurs de N corrigé pour S.P.T.1 obtenus sont insérés dans le tableau suivant :

| Profondeurs (m) | N | Correction de la profondeur N'1 | Correction de la nappe N' 2 | Compacité |
|---|---|---|---|---|
| **03** | 34.00 | 46.00 | 31.00 | Moyenne |
| **06** | 06.00 | 12.00 | 12..00 | |
| **09** | 09.00 | 15.00 | 15.00 | |
| **12** | 22.00 | 22.00 | 18.00 | |
| **15** | 14.00 | 14.00 | 14.00 | |
| **18** | 18.00 | 18.00 | 16.00 | |
| **21** | 09.00 | 09.00 | 9.00 | Faible |
| **24** | 09.00 | 09.00 | 9.00 | |
| **27** | 36.00 | 36.00 | 25.00 | |
| **30** | 41.00 | 41.00 | 28.00 | moyenne |
| **33** | 16.00 | 16.00 | 15.00 | |
| **36** | 19.00 | 19.00 | 17.00 | |
| **42** | 37.00 | 37.00 | 26.00 | |
| **45** | 33.00 | 33.00 | 24.00 | |

Tab. III.7 : Résultats de Standart Pénétration Test n°1

Les résultats des valeurs de N corrigé pour S.P.T.2 obtenus sont insérés dans le tableau suivant.

| Profondeurs (m) | N | Correction de la profondeur N'1 | Correction de la nappe N'2 | Compacité |
|---|---|---|---|---|
| **03** | 23.00 | 41.00 | 28.00 | moyenne |
| **06** | 10.00 | 15.50 | 15.00 | |
| **09** | 11.00 | 17.50 | 16.00 | |
| **12** | 22.00 | 22.00 | 18.00 | |
| **15** | 19.00 | 19.00 | 17.00 | |
| **18** | 12.00 | 12.00 | 12.00 | |
| **21** | 13.00 | 13.00 | 13.00 | |
| **24** | 18.00 | 18.00 | 16.00 | |
| **27** | 22.00 | 22.00 | 18.00 | |
| **30** | 27.00 | 27.00 | 21.00 | |
| **33** | 31.00 | 31.00 | 23.00 | |
| **36** | 41.00 | 41.00 | 28.00 | |
| **39** | 29.00 | 29.00 | 22.00 | |
| **42** | 36.00 | 36.00 | 25.00 | |
| **45** | 38.00 | 38.00 | 26.00 | |

Tab .III. 8 : Résultats de Standart Pénétration Test n°2

Les valeurs de N après correction, montrent que ces sols présentent des compacités moyennes ; le SPT 1, indique un horizon à compacité faible entre 21 et 24m de profondeur

### III.3.3. Essai au pénétromètre statique « CPT »

➢ **Objectif de l'essai :**

Cet essai géotechnique réalisé en place en vue d'obtenir les paramètres de sol suivants :

- la résistance à la pénétration d'un cône normalisée.
- éventuellement le frottement latéral mobilisé sur un manchon cylindrique.

A partir des paramètres mesurés, l'essai de pénétration statique permet d'apprécier entre autres :

- La succession des différentes couches de terrain, et éventuellement leur nature.
- l'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- certaines caractéristiques des sols traversées.

➢ **Domaine d'application**

Cet essai s'applique dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

- **Principe de l'essai**

Ces essais ont été programmés, afin de compléter les pressiomètre au-delà de la profondeur de refus17m.

Les essais de pénétration statique ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme française « **NF P 94 – 113** ».

Cet essai consiste à enfoncer verticalement dans le sol sans choc ni vibration ni rotation, à vitesse constante imposée, une pointe munie d'un cône en partie inférieure par l'intermédiaire d'un train de tige, qui lui est solidaire et à mesurer la résistance à la pénétration de ce cône. Deux mesures sont effectuée simultanément par « pas de 20 » cm : la résistance de pointe RP, la résistance au frottement latéral RFL.

On peut mesurer l'effort total de pénétration, ainsi que l'effort de frottement latéral local sur un manchon de frottement situé immédiatement au-dessus du cône.

Les résultats de cet essai sont résumés dans les tableaux suivants :

| Prof (m) | Rp (bars) | Rfl (bars) | Prof (m) | Rp (bars) | Rfl (bars) | Prof (m) | Rp (bars) | Rfl (bars) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0.20** | 0 | 0 | 8.00 | 25 | 3.46 | 15.60 | 35 | 18.33 |
| **0.40** | 0 | 0 | 8.20 | 25 | 3.8 | 15.80 | 4 | 19.73 |
| **0.60** | 2 | 0.8 | 8.40 | 26 | 4.38 | 16.00 | 2 | 19.2 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **0.80** | 8 | -0.13 | 8.60 | 15 | 3.4 | 16.20 | 2 | 19.86 |
| **1.00** | 2 | 0.6 | 8.80 | 2 | 4.2 | 16.40 | 15 | 19 |
| **1.20** | 3 | 0.73 | 9.00 | 1 | 3.93 | 16.60 | 3 | 23.8 |
| **1.40** | 2 | 0.8 | 9.20 | 1 | 4.33 | 16.80 | 26 | 23.6 |
| **1.60** | 2 | 0.2 | 9.40 | 1 | 4.46 | 17.00 | 45 | 21 |
| **1.80** | 1 | 0 | 9.60 | 1 | 5.26 | 17.20 | 4 | 23.73 |
| **2.00** | 0 | 0 | 9.80 | 1 | 5.4 | 17.40 | 7 | 23.53 |
| **2.20** | 0 | 0 | 10.00 | 1 | 5.4 | 17.60 | 6 | 26.26 |
| **2.60** | 0 | 0.066 | 10.20 | 1 | 6 | 17.80 | 3 | 387 |
| **2.80** | 0 | 0 | 10.40 | 1 | 6.26 | 18.00 | 2 | 388 |
| **3.00** | 0 | 0 | 10.60 | 2 | 8.53 | 18.20 | 2 | 398 |
| **3.20** | 0 | 0.06 | 10.80 | 8 | 6.8 | 18.60 | 2 | 448 |
| **3.40** | 0 | 0.066 | 11.00 | 18 | 6.8 | 18.80 | 2 | 448 |
| **3.60** | 0 | 0.066 | 11.20 | 18 | 5.46 | 19.00 | 2 | 458 |
| **3.80** | 0 | 0.066 | 11.40 | 15 | 7 | 19.20 | 4 | 446 |
| **4.00** | 0 | 0 | 11.60 | 7 | 12.86 | 19.40 | 3 | 457 |
| **4.20** | 0 | 2.266 | 11.80 | 54 | 10.4 | 19.60 | 6 | 514 |
| **4.40** | 24 | 1.066 | 12.00 | 73 | 7.13 | 19.80 | 28 | 508 |
| **4.60** | 30 | 0.66 | 12.20 | 25 | 8.33 | 20.00 | 34 | 516 |
| **4.80** | 13 | 0.466 | 12.40 | 15 | 10.33 | 20.20 | 53 | 497 |
| **5.00** | 5 | 0.466 | 12.60 | 35 | 13.66 | 20.40 | 7 | 553 |
| **5.20** | 3 | 0.466 | 12.80 | 59 | 10.73 | 20.60 | 34 | 596 |
| **5.40** | 2 | 0.66 | 13.00 | 24 | 11.06 | 20.80 | 7 | 643 |
| **5.60** | 5 | 0.333 | 13.20 | 2 | 11.86 | 21.00 | 21 | 619 |
| **5.80** | 1 | 0.066 | 13.40 | 8 | 13.46 | 21.20 | 28 | 652 |
| **6.00** | 0 | 0.06 | 13.60 | 43 | 14.46 | 21.40 | 21 | 649 |
| **6.20** | 1 | 0.93 | 13.80 | 39 | 14.06 | 21.60 | 7 | 713 |
| **6.40** | 7 | 0.33 | 14.00 | 9 | 14.73 | 21.80 | 8 | 702 |
| **6.60** | 2 | 2.6 | 14.20 | 2 | 15.2 | 22.00 | 7 | 753 |
| **6.80** | 29 | 0.86 | 14.40 | 8 | 15.46 | 22.20 | 50 | 710 |
| **7.00** | 18 | -0.53 | 14.60 | 13 | 17.8 | 22.40 | 4 | 766 |
| **7.20** | 24 | 1.86 | 14.80 | 16 | 16.93 | 22.60 | 30 | 780 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **7.40** | 21 | 4.4 | 15.00 | 20 | 16 | 22.80 | 15 | 795 |
| **7.60** | 28 | 4.53 | 15.20 | 2 | 16.53 | 23.00 | 17 | 803 |

Tab. III .9 : Résultats du CPT n°1

| Prof (m) | Rp (bars) | Rfl (bars) | Prof (m) | Rp (bars) | Rfl (bars) | Prof (m) | Rp (bars) | Rfl (bars) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 | 50 | 3 | 6.80 | 6 | 2.8 | 13.40 | 36 | 25.6 |
| 0.40 | 74 | 2.4 | 7.00 | 8 | 3.13 | 13.60 | 13 | 27.13 |
| 0.60 | 88 | 0.8 | 7.20 | 8 | 4.8 | 13.80 | 16 | 30.93 |
| 0.80 | 44 | 3.066 | 7.40 | 50 | 4 | 14.00 | 43 | 29.8 |
| 1.00 | 50 | 2.66 | 7.60 | 29 | 6.06 | 14.20 | 47 | 31.53 |
| 1.20 | 60 | 2.4 | 7.80 | 40 | 6.66 | 14.40 | 57 | 31.53 |
| 1.40 | 80 | 2 | 8.00 | 39 | 7.4 | 14.60 | 26 | 30.26 |
| 1.60 | 51 | 3 | 8.20 | 34 | 7.733 | 14.80 | 13 | 31.13 |
| 1.80 | 26 | 4.93 | 8.40 | 37 | 10.86 | 15.00 | 17 | 29.53 |
| 2.00 | 24 | 5.066 | 8.60 | 40 | 9.33 | 15.20 | 26 | 30.93 |
| 2.20 | 15 | 5.66 | 8.80 | 40 | 10.66 | 15.40 | 50 | 37.33 |
| 2.40 | 16 | 3.066 | 9.00 | 50 | 8.66 | 15.60 | 64 | 31.73 |
| 2.60 | 0 | 2.33 | 9.20 | 9 | 10.73 | 15.80 | 6 | 35.6 |
| 2.80 | 0 | 1.66 | 9.40 | 4 | 14.4 | 16.00 | 5 | 38.33 |
| 3.00 | 0 | 1.8 | 9.60 | 2 | 14.53 | 16.20 | 67 | 33.53 |
| 3.20 | 0 | 1.6 | 9.80 | 6 | 14.26 | 16.40 | 30 | 42.66 |
| 3.40 | 0 | 1.066 | 10.00 | 2 | 14.53 | 16.60 | 26 | 42.26 |
| 3.60 | 0 | 1 | 10.20 | 1 | 15.26 | 16.80 | 15 | 47 |
| 3.80 | 0 | 0.86 | 10.40 | 5 | 19 | 17.00 | 64 | 45.73 |
| 4.00 | 0 | 0.8 | 10.60 | 3 | 18.46 | 17.20 | 56 | 45.6 |
| 4.20 | 0 | 0.8 | 10.80 | 3 | 17.13 | 17.40 | 70 | 50 |
| 4.40 | 0 | 1 | 11.00 | 3 | 16.46 | 17.60 | 64 | 51.06 |
| 4.60 | 0 | 0.8 | 11.20 | 5 | 15.66 | 17.80 | 100 | 48 |
| 4.80 | 0 | 0.66 | 11.40 | 14 | 19.73 | 18.00 | 94 | 50.4 |
| 5.00 | 0 | 1.2 | 11.60 | 48 | 18.8 | 18.20 | 95 | 47 |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5.20 | 0 | 0.53 | 11.80 | 52 | 17.86 | 18.40 | 32 | 54.53 |
| 5.40 | 0 | 0.6 | 12.00 | 4 | 23.73 | 18.60 | 10 | 54 |
| 5.60 | 0 | 0.73 | 12.20 | 94 | 17.066 | 18.80 | 6 | 56.93 |
| 5.80 | 0 | 0.6 | 12.40 | 76 | 21.6 | 19.00 | 12 | 57.86 |
| 6.00 | 0 | 0.266 | 12.60 | 48 | 21.46 | 19.20 | 12 | 57.86 |
| 6.20 | 0 | 1.4 | 12.80 | 36 | 22.93 | 19.40 | 10 | 61.33 |
| 6.40 | 13 | 2.26 | 13.00 | 23 | 24.46 | 19.60 | 25 | 59.66 |
| 6.60 | 26 | 0.93 | 13.20 | 29 | 24.06 | 19.80 | 12 | 62.53 |

Tab. III .10 : Résultats Du CPT n°2

## III.4. Essais réalisés au laboratoire :

Les essais d'identification ont comporté des analyses granulométriques et sédimentométriques selon les normes NFP 94-056 et NFP 94-057 et des essais des limites d'Atterberg selon la norme NFP 94-051 (Normes françaises 1994), Equivalent de sable, Analyse chimique.

Les principaux essais de laboratoire réalisés pour l'étude géotechnique de ce projet sont :

| N° de sondage carotté | Echantillon | Profondeur d'échantillon | Type d'essai |
|---|---|---|---|
| **SC1** | Ech1.1 | 16.00 m | - -Analyse granulométrique et sédimentométriques<br>- Equivalent de sable<br>- Analyses chimiques Insolubles, carbonates, s sulfates, Chlorures |
| | Ech1.2 | 25.00 m | |
| **SC2** | Ech2.1 | 17.00m | |
| | Ech2.2 | 30.00 m | |
| **SC3** | Ech3.1 | 9.00 m | |
| | Ech3.2 | 25.00 m | |

Tab. III. 11 : Présentation des différents essais réalisés.

### III.4.1.Analyse granulométrique par Sédémentation :

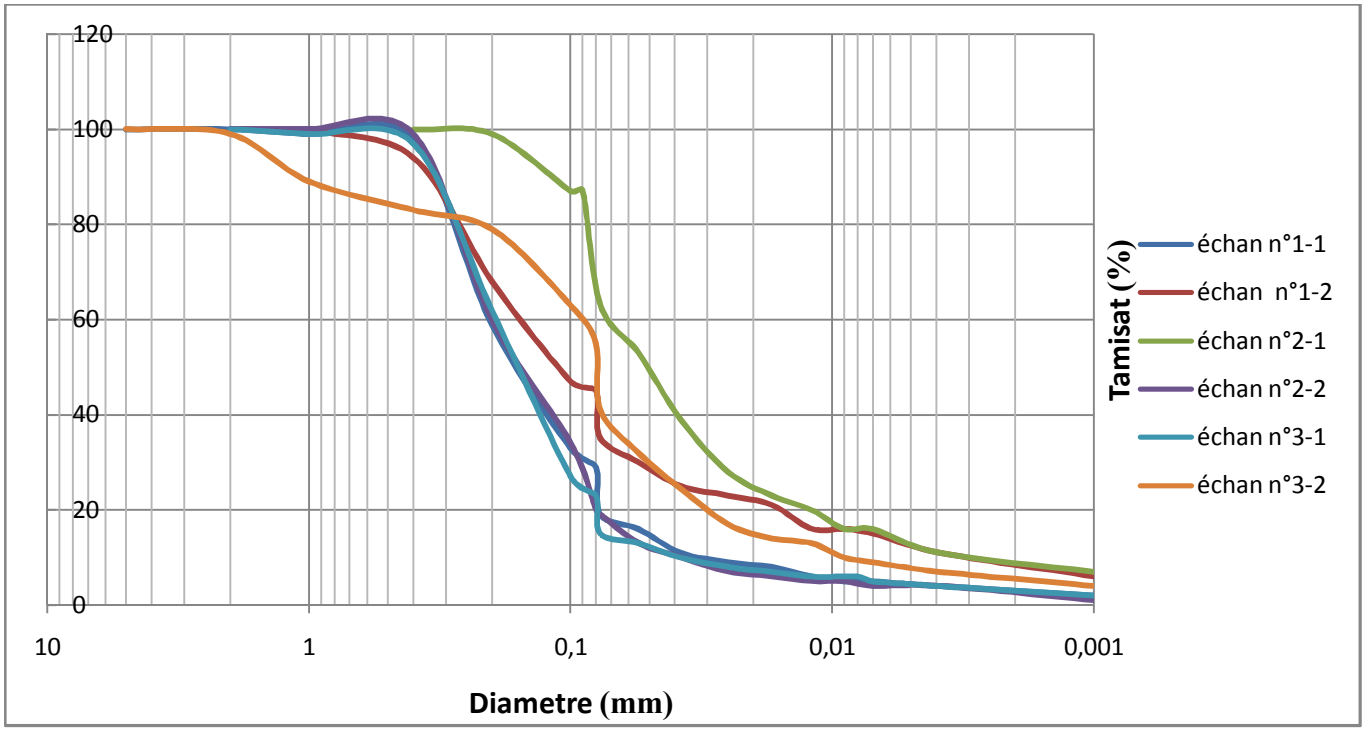



Fig. III.2 : courbe granulométrique des échantillons

➢ **Classification des sols grenus « méthode L.C.P.C »**

| Echantillons | Pourcentage des éléments de diamètre inférieur à 80µm | Coefficient d'uniformité Cu= D60/D10 | Coefficient de courbure CC=(D30)²/D60.D10 | Classification des sols |
|---|---|---|---|---|
| **Ech 1-1** | 4 | 51.28 | 0.02 | Sable propre mal graduée, **classe Sm** |
| **Ech 1-2** | 15 | 42.50 | 5.29 | Sable limoneux **classe Sl** |
| **Ech 2-1** | 15 | 18.75 | 2.61 | |
| **Ech 2-2** | 4 | 5 | 0.84 | Sables propre mal graduée. **classe Sm** |
| **Ech 3-1** | 9 | 10 | 2.5 | Sable limoneux, **classe Sl** |
| **Ech 3-2** | 5 | 4.76 | 1.71 | |

**Tableau III.12 : Classification de sols grenus selon la méthode « L C P C »**

- **Interprétation :** Ces sols de par leur structure pulvérulente, s'adaptent uniquement aux certains essais classiques de mécanique du sol.

## III.4. 2.Equivalent de sable

➢ **Mesure (selon NF EN 933-8)**

Après les 20 minutes de repos, procéder, dans l'ordre, aux mesures Suivantes :

- Avec le réglet : Mesure de h1.

Mesure de h'2.

- Avec le piston : Mesure de h2.

**Calcul de l'ES**

On distingue :

L'ES piston : (H2/H1) *100.

L'ES visuel : (H'2/H1) *100.

| N° d'échantillon | Ech 1-1 | Ech 1-2 | Ech 2-1 | Ech 2-2 | Ech 3-1 | Ech 3-2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Equivalent du sable (%) | 28 | 8 | 29 | 30 | 17 | 39 |

Tableau. **III.13** : Résultats des essais d'Equivalent de sable pour les différents échantillons

- **Interprétation des essais d'équivalent de sable**

Les sols sont généralement propres de l'argile (**ES > 20%**); sauf au niveau de certains échantillons (1-1 et 1-2).

## III.4.3. Limite d'Atterberg :

| limite d'Atterberg | $W_l$ | $W_p$ | $I_p$ | W(%) |
|---|---|---|---|---|
| **échantillon 1-1** | 84 | 34 | 50 | 74 |
| **échantillon 1-2** | 80 | 31 | 49 | 68 |

Tab III.14. Limite d'Atterberg et teneurs en eau naturelles des échantillons de vase emaniée

## Interprétation des essais Limite d'Atterberg :

on conclut que les échantillon 1-1et 1-2, contiennent un forte proportion de limon. Il s'agit d'un limon très plastique relativement mou.

### III.4.3.1. les paramètres géotechniques :

| Echantillon | Poids volumique totale ($Kn/m^3$) | Teneur en eau (%) | Poids spécifique des grains solides ($Kn/m^3$) | Indice de compression |
|---|---|---|---|---|
| **Echantillon1-1** | 16,4 | 67,5 | 25,2 | 0,64 |
| **Echantillon1--2** | 17 | 56,5 | 25,6 | 0,67 |

Tab. III.15.paramètre physique et indice de compression.

### III.4.4.Les essais réalisée et résultats obtenus

### III.4.4.1.Essais œdométrique :

Les résultats des essais œdométrique sont représentés sur les figure 3et 4, la détermination de la contrainte de préconsolidation σ'p a été effectuée selon la méthode du LCPC qui ‘est jugée plus représentative que la méthode de casagrand n'inclut pas le cycle déchargement – rechargement à partir du quel on détermine l'indice de gonflement $C_g$ .

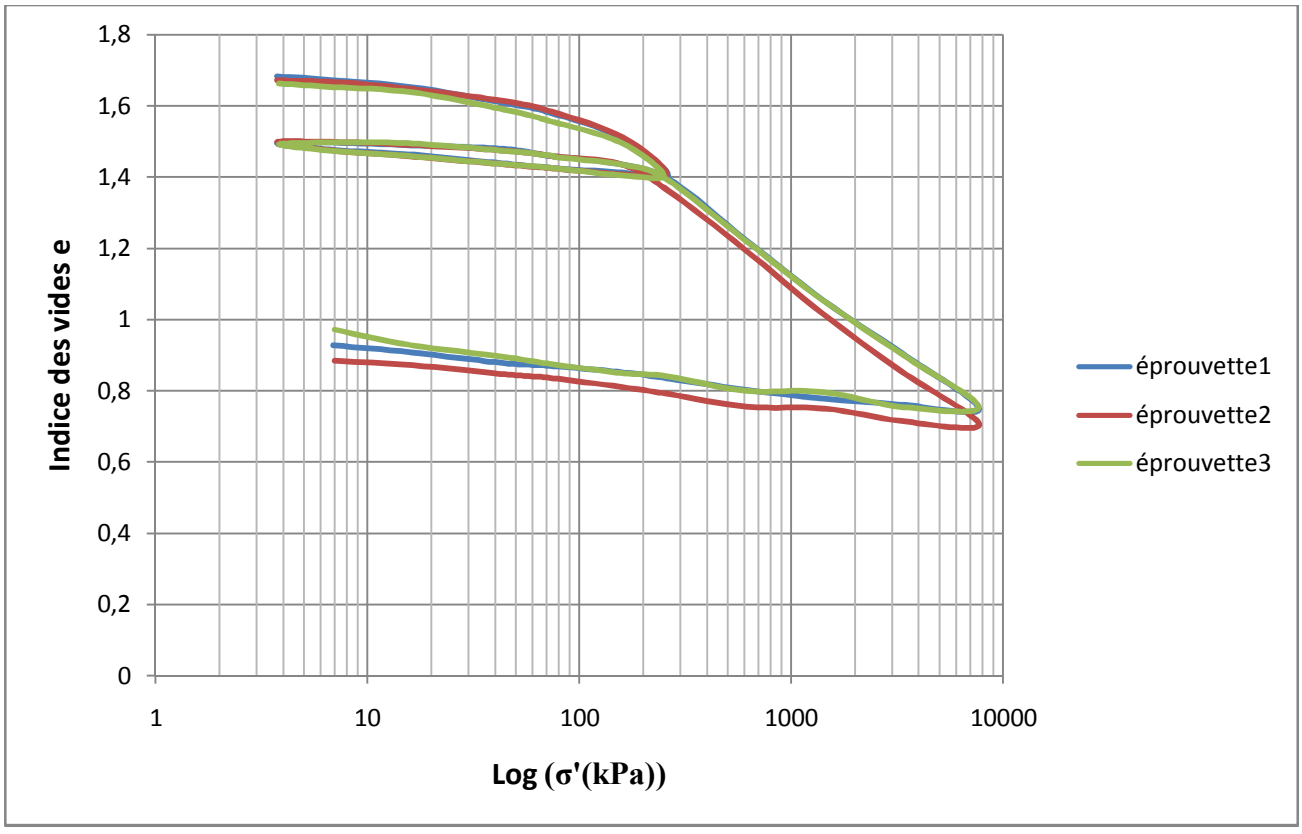



Fig. III.3 : courbe œdométrique enregistrées sur l’échantillon1.

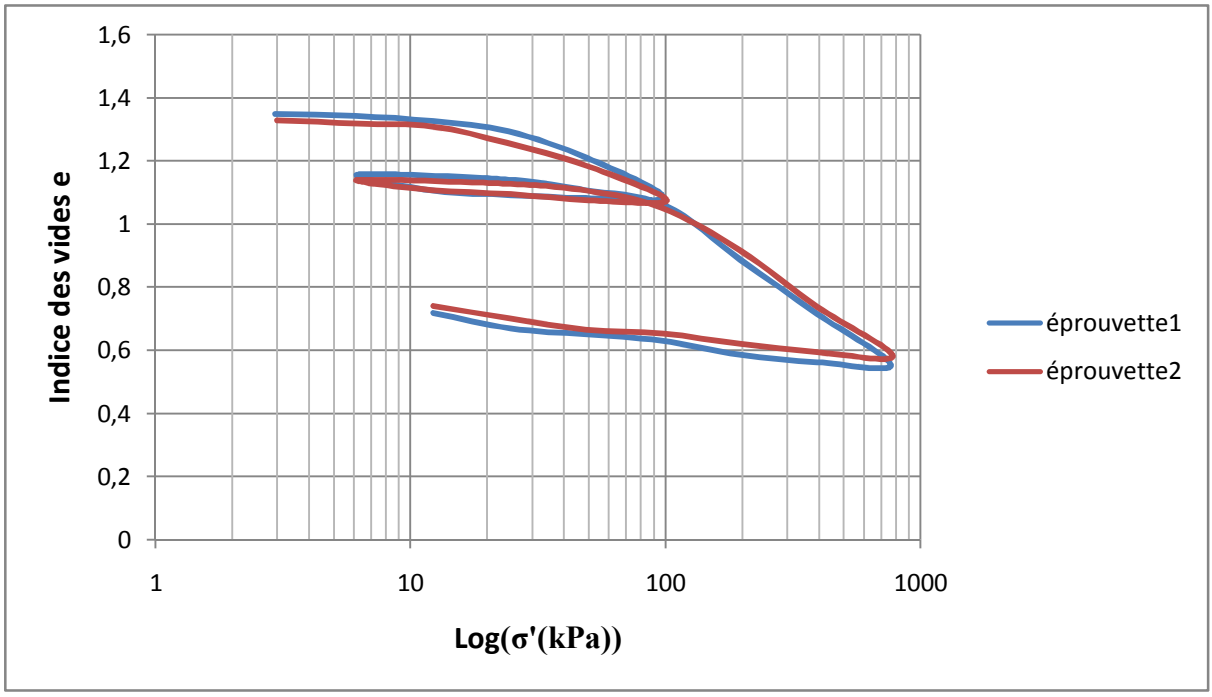



Fig. III.4 : courbe œdométrique enregistrées sur l'échantillon 2.

| Échantillon | Indice de compression $C_c$ | Indice de gonflement $C_g$ | σ'p (kpa) |
|---|---|---|---|
| **Échantillon 1-1** | 0,637 | 0,064 | 45 |
| **Échantillon 1-2** | 0,675 | 0,09 | 48 |

Tab.III.16 : caractéristique œdométrique des échantillons.

## III.5. Essai de cisaillement à l'appareil triaxial :

L'essai triaxial de révolution, appelé triaxial, permet de déterminer les caractéristiques mécanique de cisaillement c et **φ, l**'appareillage permet de contrôler le drainage de l'éprouvette de sol, de mesurer la pression interstitielle à l'intérieur de l'échantillon et la variation de volume de l'échantillon.il n'impose pas la surface de cisaillement.

Les essais triaxiaux sont régis par les normes NF P 94-070 et NF P 94-074 [17].

### III.5.1.Essais réalisés:

Deux sériés d'essais de type consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (Cu+u) et deux sériés d'essais du type consolidé drainé (CD)ont été réalisées comme suit.

### III.5.1.1.Résultats des essais triaxiaux CD sur Échantillon1 :

Les résultats des essais triaxiaux CD sont illustrés sur les figures 5,6.et7.

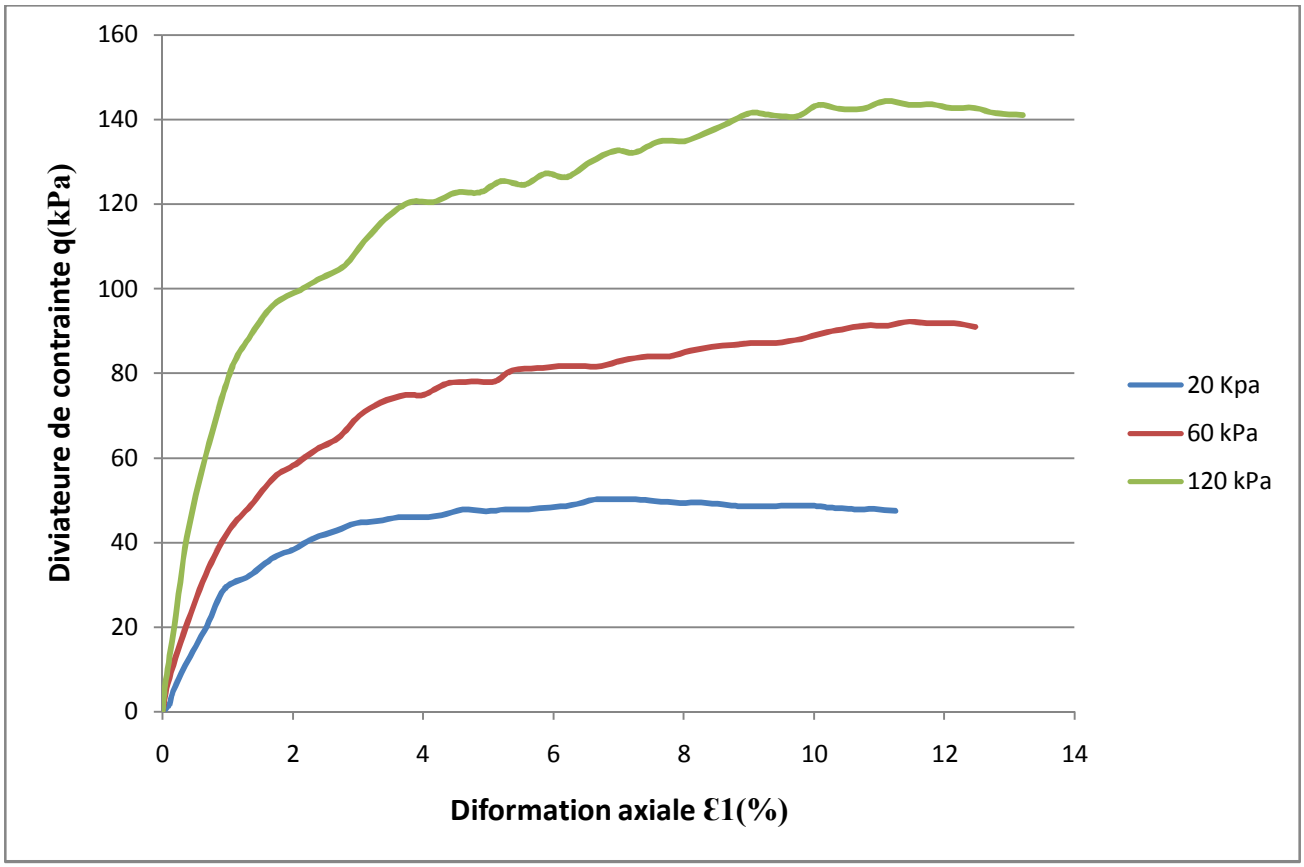



FIG. III.5.courbes contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD

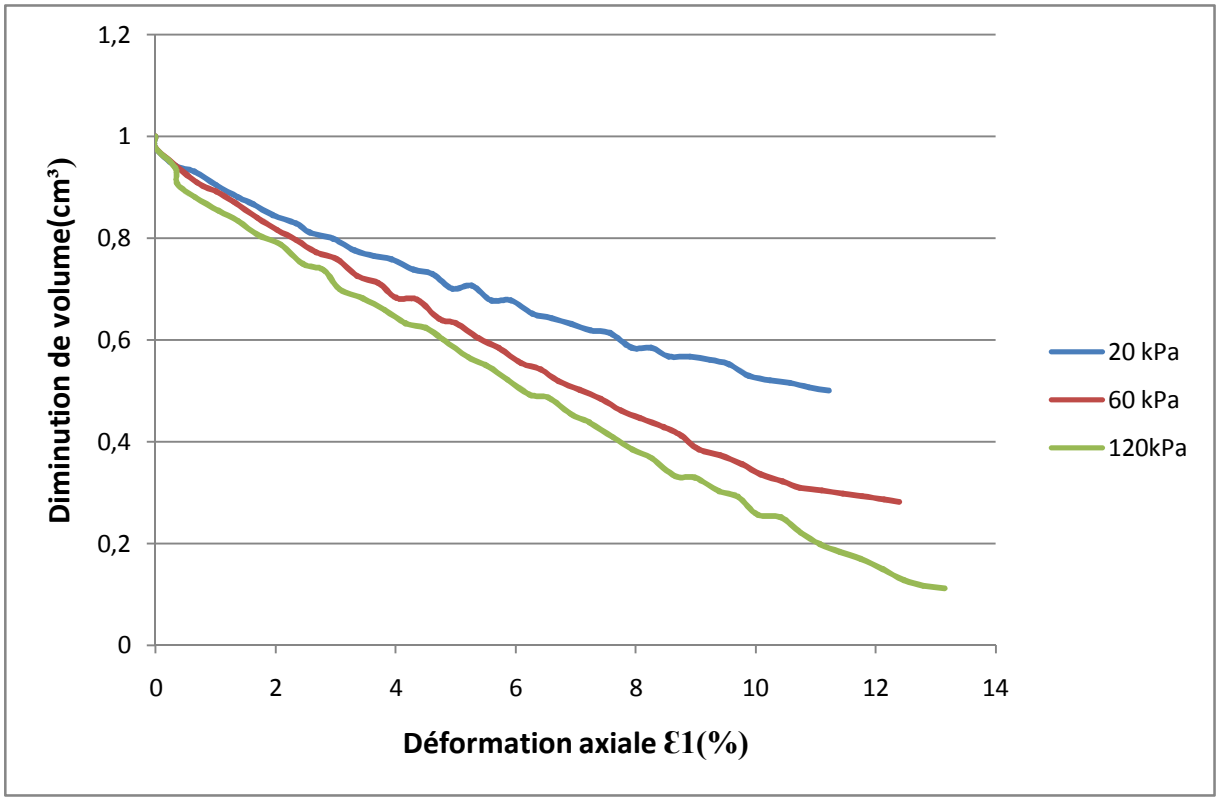



*FIG.* III.6. Variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD

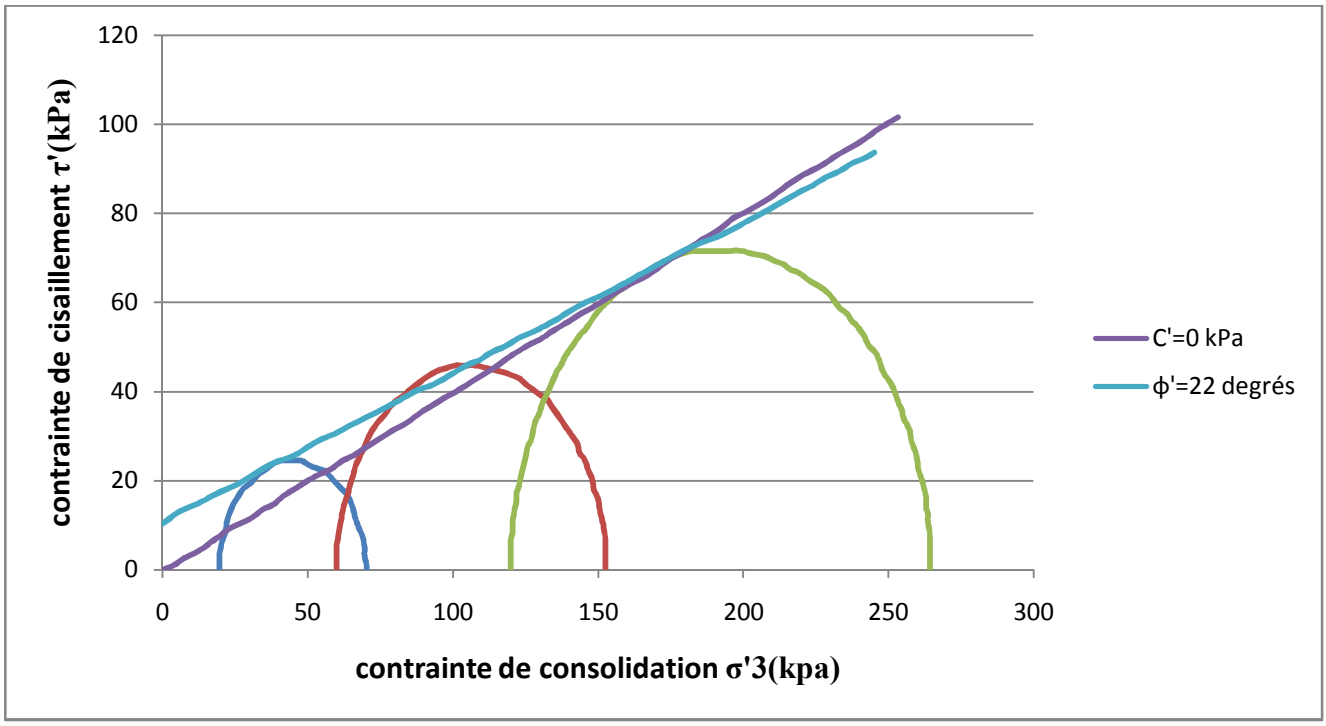



FIG. III.7.courbe intrinsèque à partie d'essais triaxiaux CD

### III.5.1.2.*Résultats des essais triaxiaux (CU+U) sur* Échantillon1 *:*

*Les résultats des essais triaxiaux (CU+U) sont illustrés sur les figures 8,9.et10.*

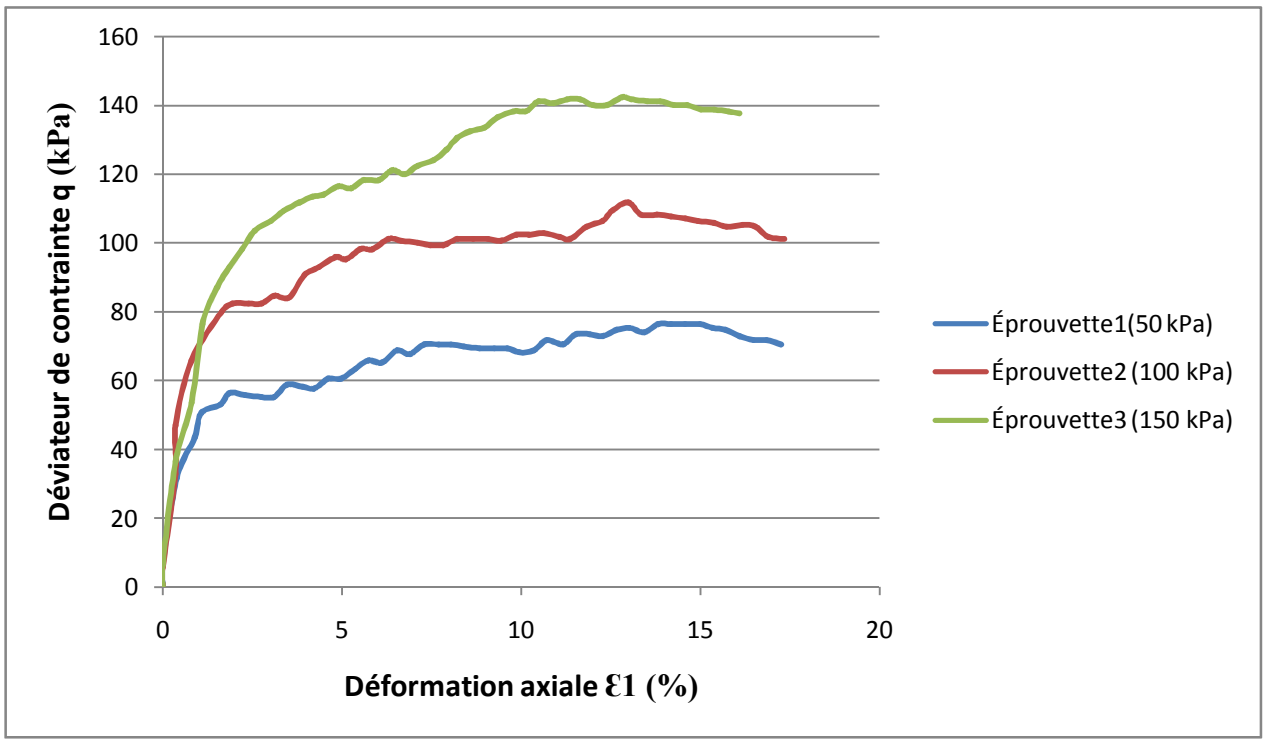



FIG. III.8.courbes contrainte-déformation lors du cisaillement non drainé

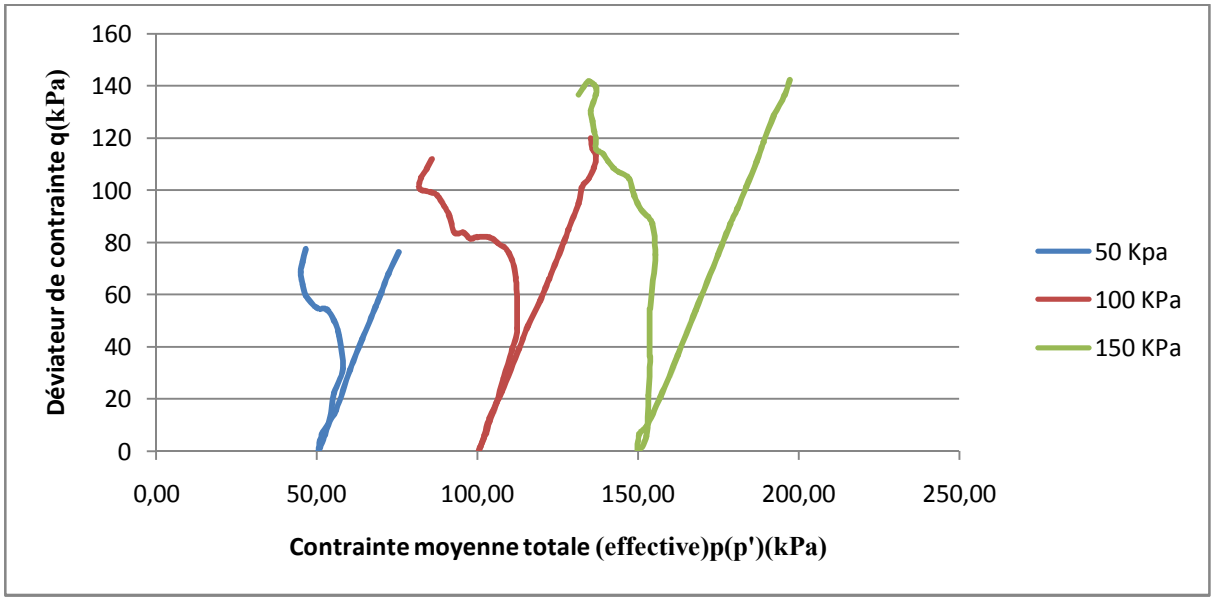



*FIG.* III.9.chemins de contrainte lors du cisaillement non drainé

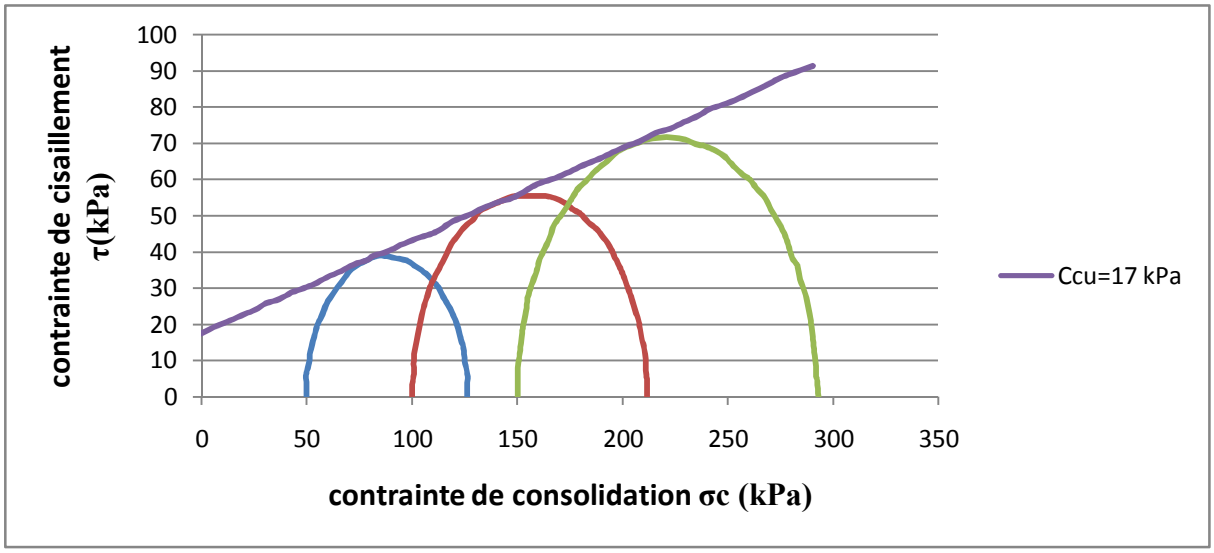



FIG.III.10.courbe enveloppe à partir d'essais triaxiaux (CU+U)

La figure 10 montre les résultats des essais dans le plan de Mohr. On détermine, en outre, le paramètre $tg\lambda_{cu}$ qui permet de calculer l'accroissement de la cohésion non drainée en fonction de l'accroissement de la contrainte de consolidation

$$tg\lambda_{cu} = \frac{\Delta Cu}{\Delta \sigma u} \qquad \textbf{(III.1)}$$

Ce paramètre a été calculé entre les contraintes de consolidation 100 et 150 kpa afin d'être sur qu'on se trouve dans le domaine normalement consolidé, on obtient la valeur moyenne

$tg\lambda_{cu}$ =0.3 (tableau III.17)

| Essai CU+u | $C_{cu}$ (kpa) | $\varphi_{CU}$ (degrés) | $tg\lambda_{cu}$ |
|---|---|---|---|
| **Série 1-1** | 17 | 14.3 | 0.309 |
| **Série 1-2** | 16 | 14 | 0.302 |

Tab III.17: caractéristiques mécaniques à court terme de l'échantillon à partir d'essais CU+u.

Par ailleurs, à partir de la courbe enveloppe déterminée lors d'un essai (CU+u), l'évolution théorique de la cohésion non drainée en fonction de la contrainte de consolidation s'exprime par :

$$\mathbf{C_u(\sigma_c) = C_{cu}\ \frac{\cos \varphi_{CU}}{1-\sin \varphi_{CU}} + \sigma_c\ \frac{\sin \varphi_{CU}}{1-\sin \varphi_{CU}}} \qquad \textbf{[III.2]}$$

### III.5.1.3.Résultats des essais triaxiaux CD effectués sur l'échantillon 2.

Les résultats des essais drainés sont montés sur les figures 11, 12, et 13 pour le cisaillement drainé

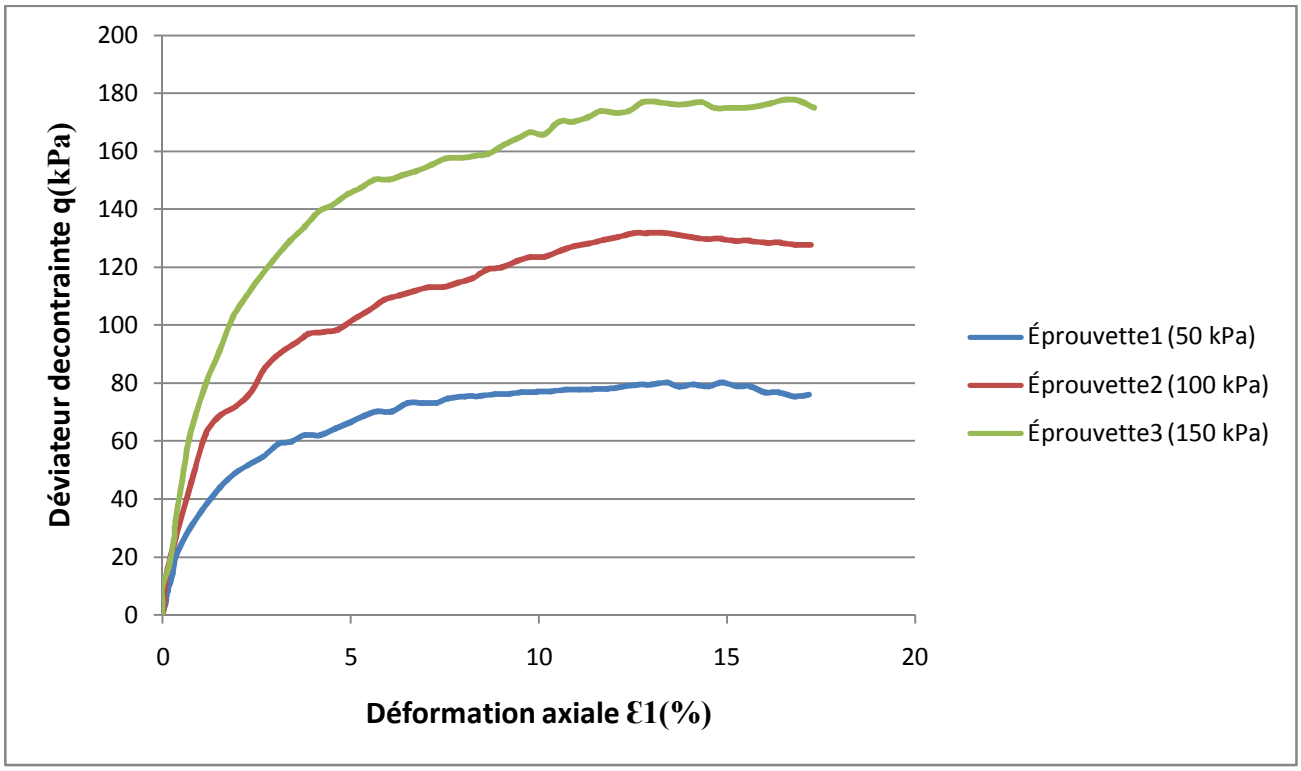



FIG. III.11.courbe contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD

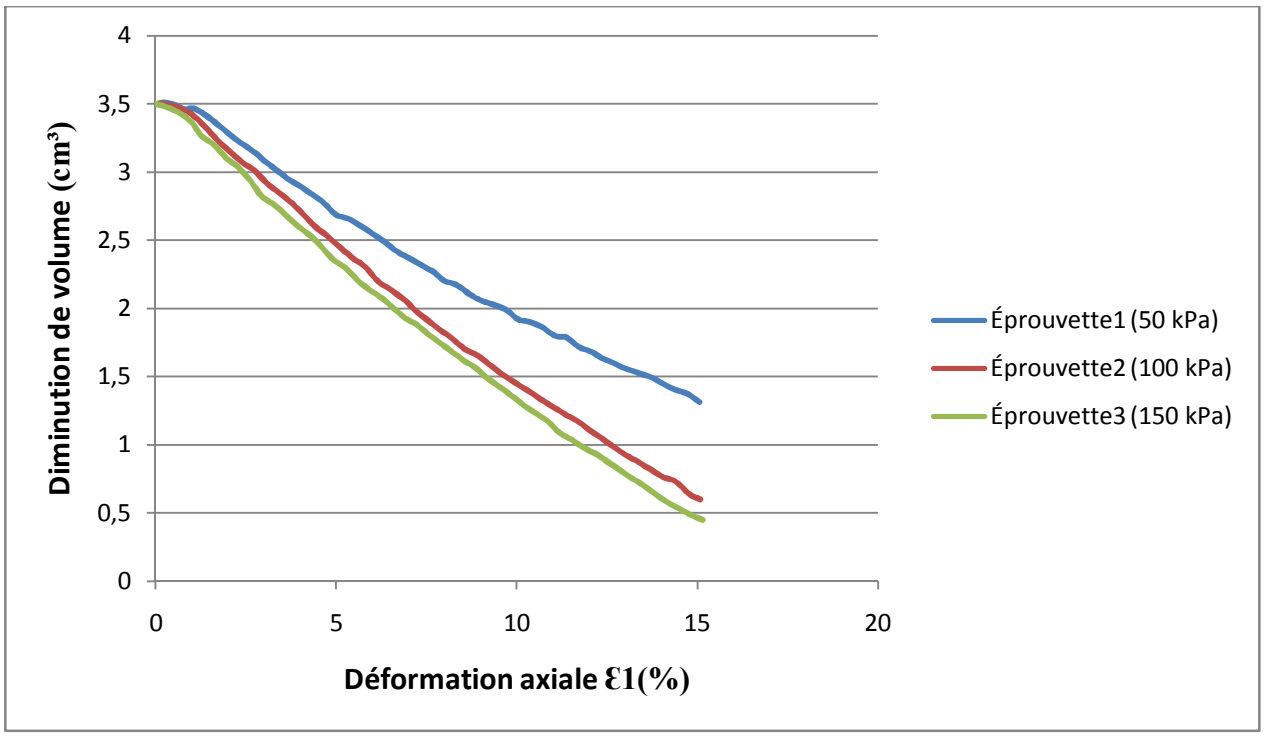


FIG.III.12.variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD

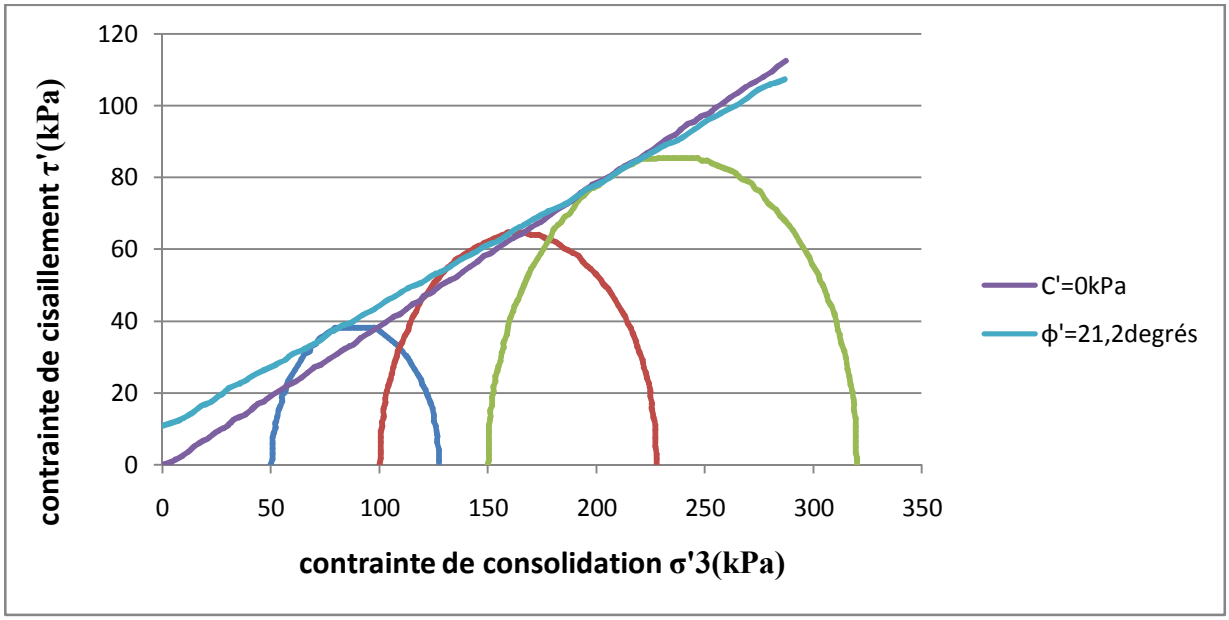



FIG. III.13.courbe intrinsèque à partir d'essais CD

| Essai CD | C' (kpa) | φ' (degrés) |
|---|---|---|
| **l'échantillon 1-1** | 0 | 22 |
| **l'échantillon 1-2** | 0 | 21.8 |

Tab. V.18. caractéristiques mécanique à long terme des échantillons de vase reconstituée déterminés à partir des essais triaxiaux consolidés drainés.

## III.5.1Simulation des essais réalisés :

Les paramètres $\lambda^*$ et $K^*$ ont été déterminés à partir des caractéristiques œdométrique $C_c$ et $C_g$ :

$$\boldsymbol{\lambda^* = \frac{C_c}{(1+e_0)\ln 10}} \qquad \textbf{[III.3]}$$

Où $\boldsymbol{\lambda^*}$ est l'indice de compression modifié.

$$\boldsymbol{K^* = \frac{C_g}{(1+e_0)\ln 10}}$$

**[III.4]**

Où $\boldsymbol{K^*}$ est l'indice de gonflement modifié.

$e_0$ : désigne l'indice des vides initial qui est détermine à partir de l'essai œdométrique.

## III.6. Conclusion :

Ce chapitre une étude expérimentale du comportement de sol vaseux ou sable vaseux de Bejaia.

L'investigation par les essais « standard pénétration test (**S.P.T**) » définit un sol moyennement compact à l'exception, de l'horizon à compacité faible entre 21 et 24 m de profondeur.

L'investigation par les essais au pressiomètre Ménard indique un sol hétérogène : à 7.00 m, le sol normalement consolidé, à 9.00 et à 12.00 m, le sol est surconsolidé, à15.00m, sol normalement consolidé et à 17 m, le sol est surconsolidé.

L'essai en laboratoire, œdométrique et triaxiaux CD et (Cu+u) on été réalisé, le comportement monotone du sable vaseux à été étudie au triaxiale sur deux chemins de contrainte, le chemin non drainé à $\sigma_3$ constante et le chemin drainé à déviateur de contrainte constante, l'essai ont également permis de détermine les caractéristique de résistance à court et à long termes.

# Chapitre IV: Etude numérique

# IV. Etude numérique des essais réalisés :

## IV .1.Introduction :

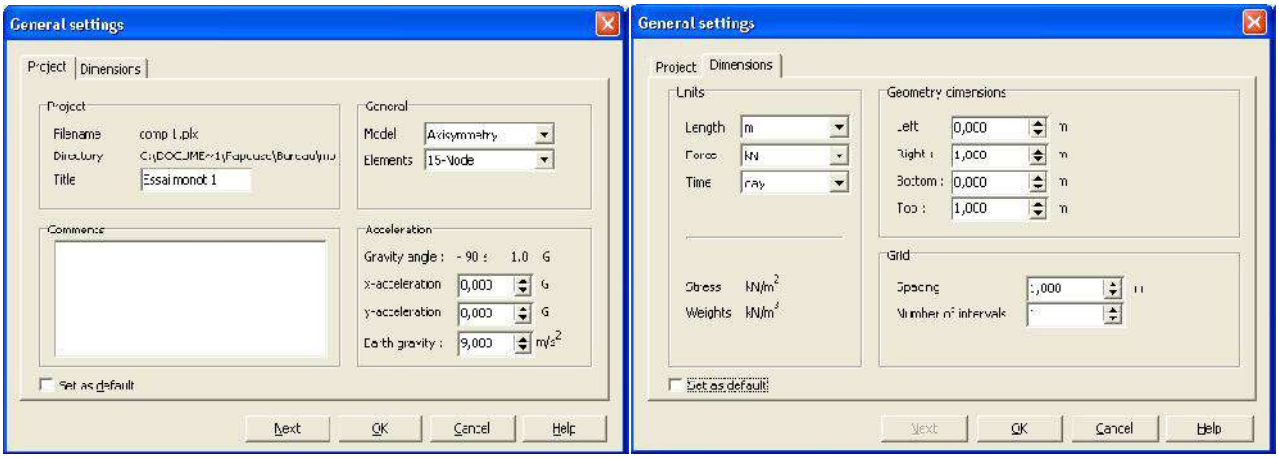
PLAXIS est un programme d'élément finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et des stabilité pour différents types d'applications géotechniques, le programme utilisé une interface graphique, pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

## IV .1.2.Le modèle de comportement utilise dans Plaxis :

Le modèle des sols mous (Soft Soit Modél) à éte utilisé pour la modélisation du comportement de la sable vaseux, ce choix est justifie par la simplicité de la détermination des paramètres de ce modèle et par lange utilisation.

## IV .2.Définition des données :

Un essai triaxial peut simplement être modelé au moyen d'une géométrie axisymétrique des dimensions d'unité (1m*1m), celui représente un quart d'échantillon de sol (figure IV.1).




**(a)** **(b)**

***Figure*** IV.***1. (a), (b :*** *Fenêtre des données générales de l'essai (1, 2) sous chargement monotonique (1et 2).*

### A. La géométrie du modèle :

Dans ce paragraphe des simulations de deux essais triaxiaux seront réalisées. On

Simule un quart de l'échantillon triaxial (figure. IV. 2).

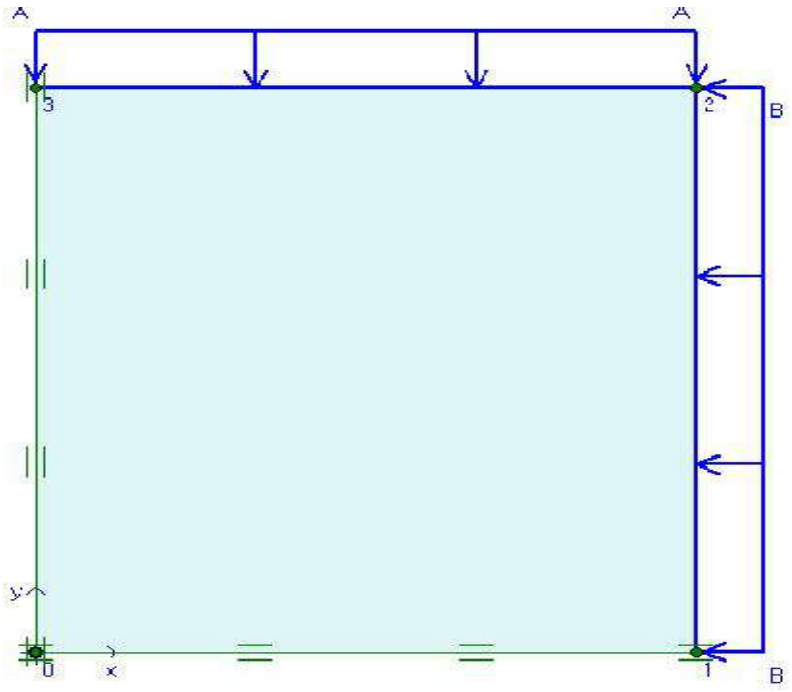



***Figure*** IV.***2****-Modèle géométrique de l'essai triaxial sous chargement monotonique*

## B.Condition aux limites et chargement :

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c`est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.

- **Chargement :**

Pour simuler cet essai, nous avons appliqué un chargement isotrope ($\sigma 3$) noté A et B de 20 et 50kPa pour l'essai 1 et 2 respectivement. Pour la deuxième phase, on applique seulement un chargement verticale ($\sigma 1$), alors que le chargement horizontal reste constant (A).

## C.Caractéristiques mécaniques du sable vaseux :

Les paramètres demandés par *Plaxis* pour le modèle Soft Soit Modél, sont présentés dans le tableau (IV.1)

| paramètre | unité | Echantillon1 | Echantillon1 |
|---|---|---|---|
| $\gamma_{unsat}$ | (KN/m³) | 16 | 16 |
| $\gamma_{sat}$ | (KN/m³) | 17 | 17 |
| $K_x$ | (m/Jour) | $8.10^{-5}$ | $7.10^{-5}$ |
| $K_y$ | (m/Jour) | $8.10^{-5}$ | $7.10^{-5}$ |
| $e_0$ | (-) | 1.68 | 1.35 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\lambda^*$ | (-) | 0.1 | 0.12 |
| $K^*$ | (-) | 0.01 | 0.017 |
| C | (KN/m²) | 1 | 1 |
| φ | degrés | 22 | 21.1 |
| ν | (-) | 0.33 | 0.33 |
| $K_0^{nc}$ | (-) | 0.5 | 0.5 |
| M | (-) | 1.67 | 1.67 |
| POP | (KN/m²) | 45 | 48 |

**Tab**IV.1.paramètre du modéle SSM pour les échantillons du sable vaseux pour la simulation numérique.

## D.Génération du maillage :

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L`opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin).

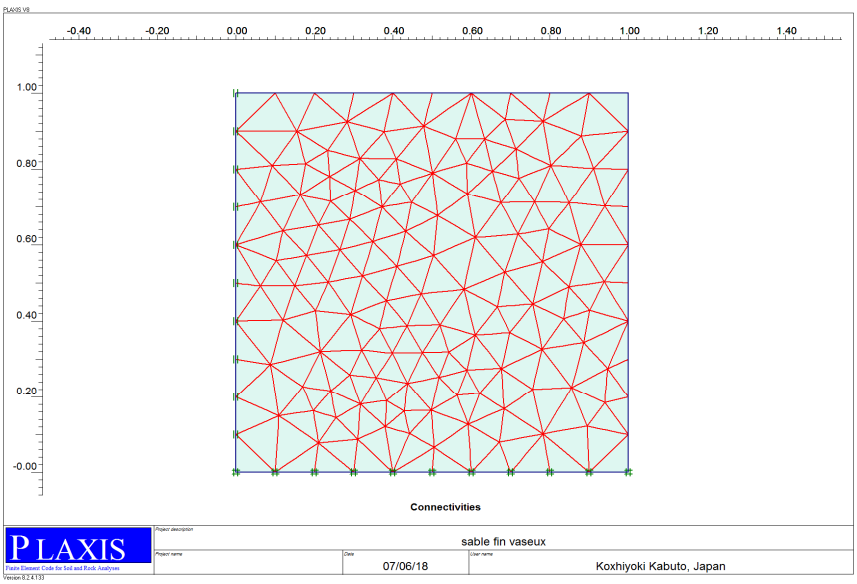



***Figure*** IV.3- *Maillage de la géométrie*

## E. Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales, ainsi que des contraintes initiales.

### 1. Conditions hydrauliques :

La nappe phréatique est placée sur la surface de l'échantillon (Figure IV.4).

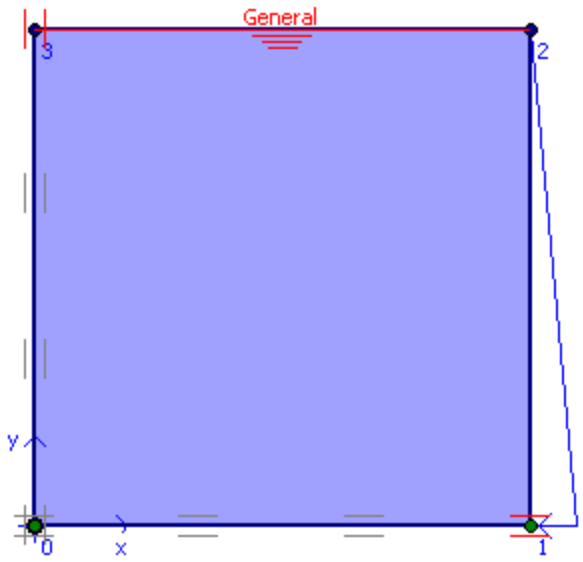



***Figure*** IV.4*Conditions hydrauliques initiales*

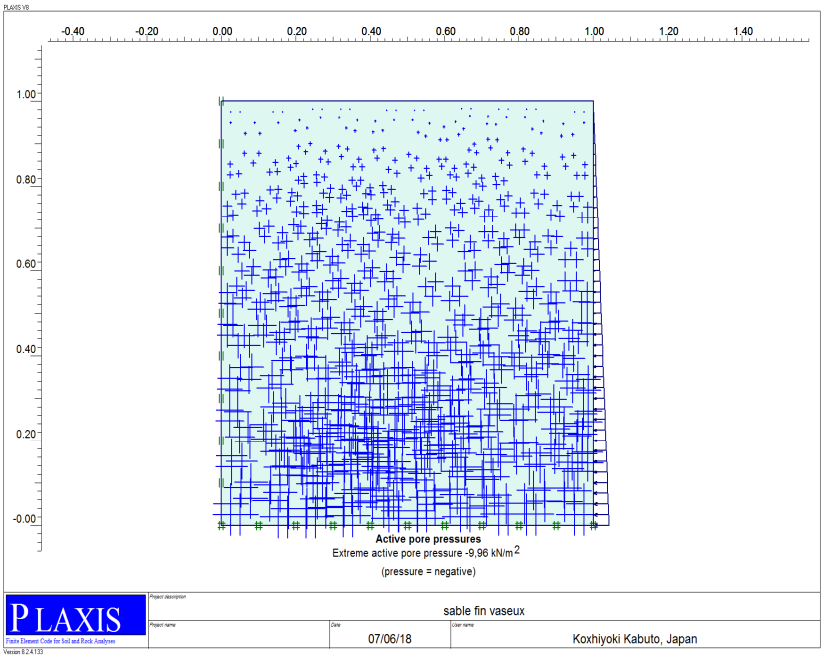
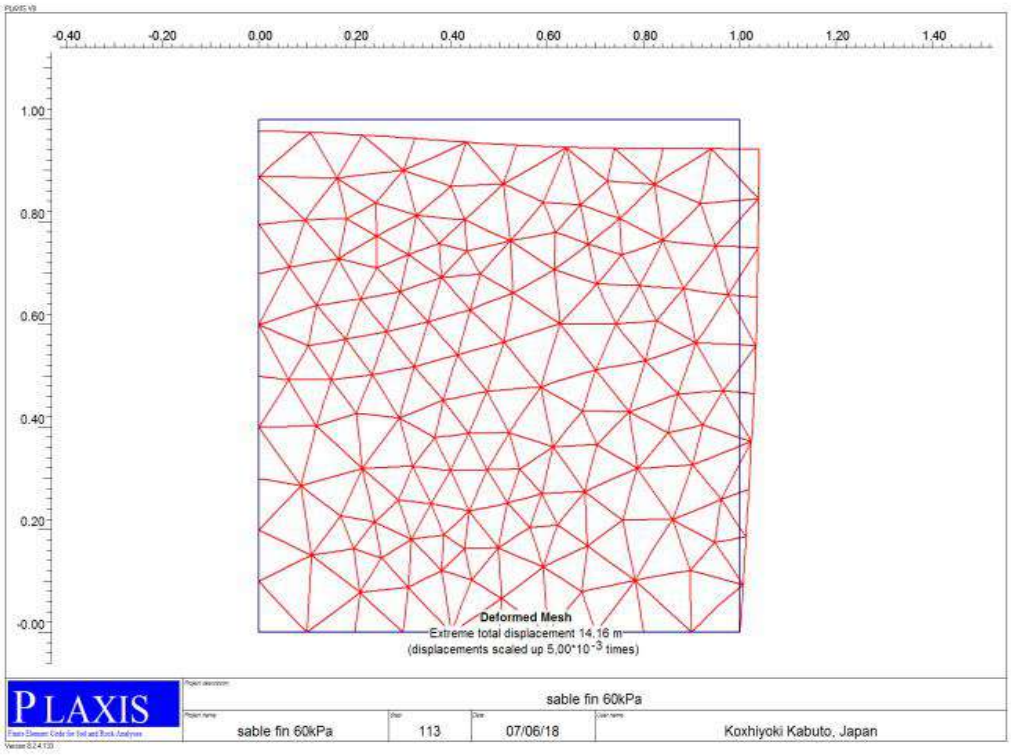



***Figure*** .IV.5- *Génération des pressions interstitielles initiales. (Umax =-9.96kN/m²)*

## IV .2.1.Procédure de calcul :

Dans le programme de calcul, le calcul de toutes les phases peut être fait au moyen du procédé *"staged construction "*. Dans la deuxième phase, les déplacements sont remis à zéro et l'échantillon est verticalement chargé jusqu'à la rupture, tandis que la charge horizontale est maintenue constante.



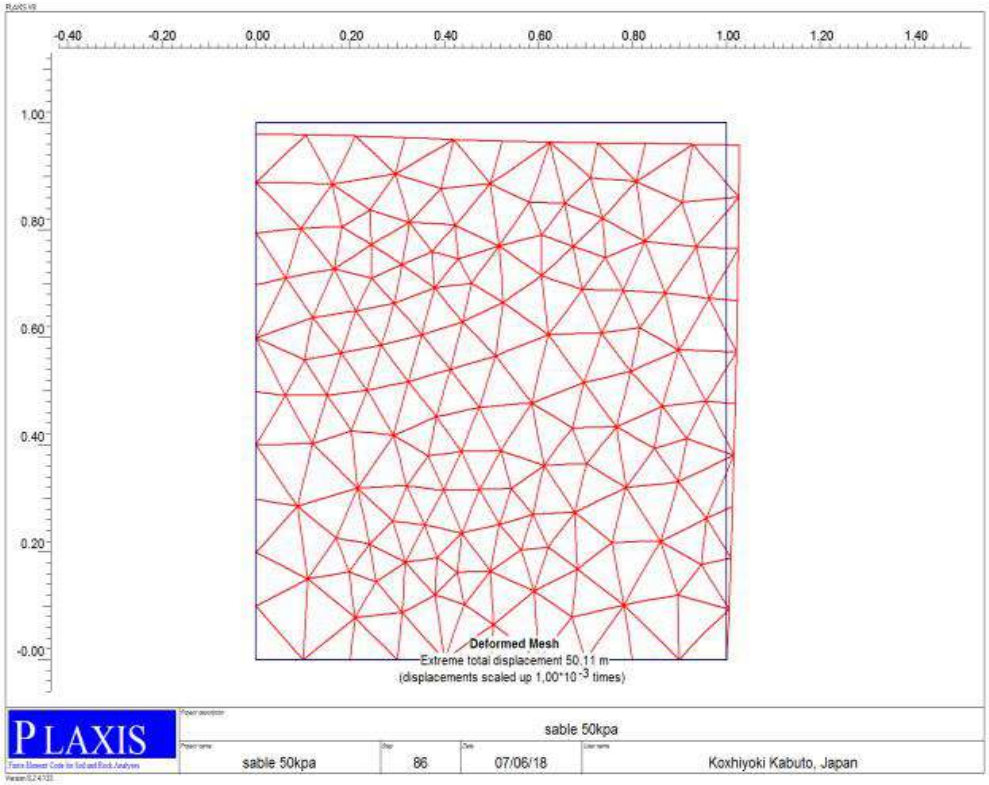




**Figure** IV.6 **(a), (b)** - Déformation du maillage (essai 1,2) sous chargement monotonique.

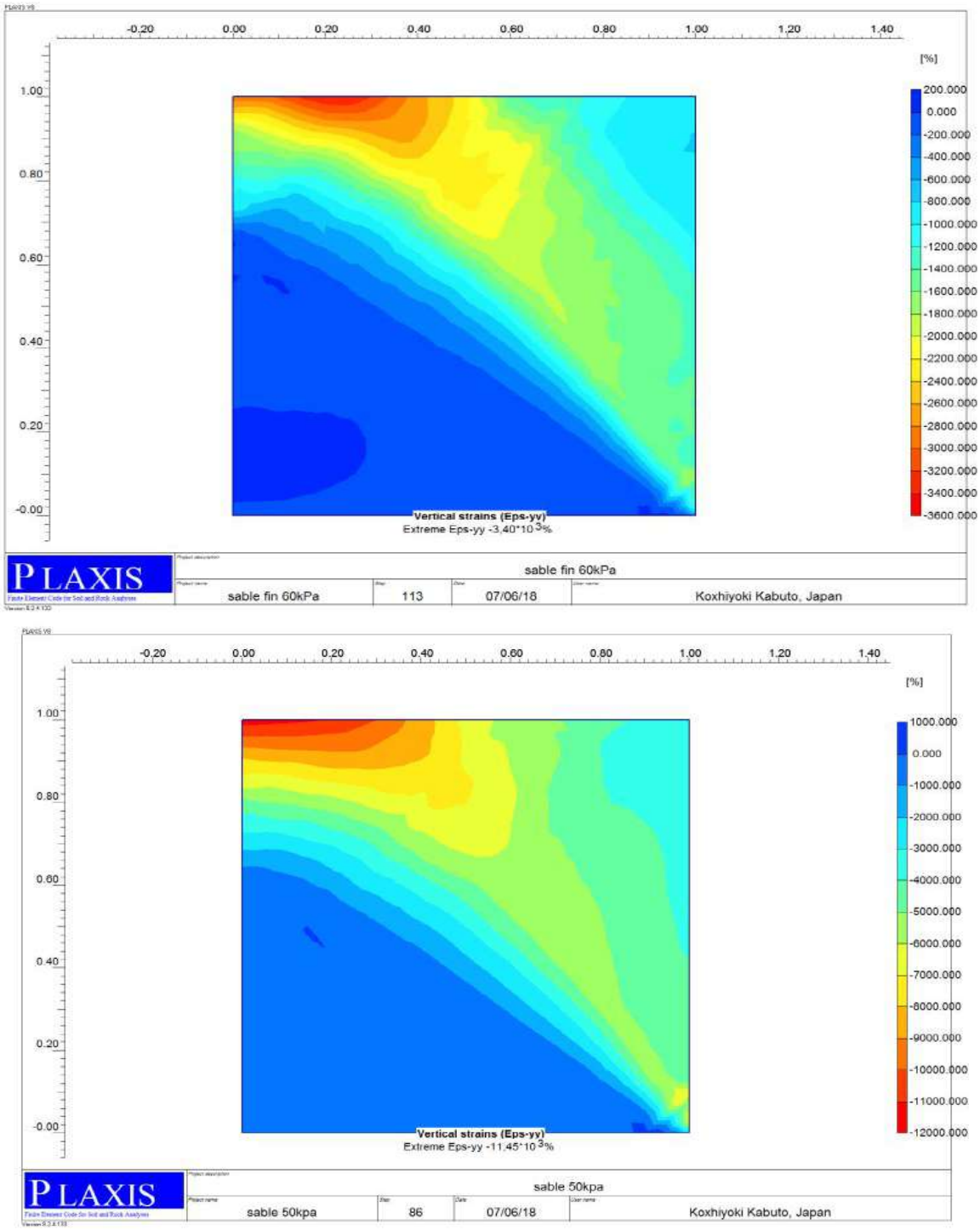



**Figure** IV.**7(a), (b)** -Déformation verticale (essai 1,2) sous chargement monotonique

Les figures (IV.8a-b) présentant les zones de contraintes effectives. Les petites zones de concentration de contraintes effectives élevées, correspondent très précisément aux zones de développement d'importantes déformations, telles observées aux figures (IV.7 a-b).

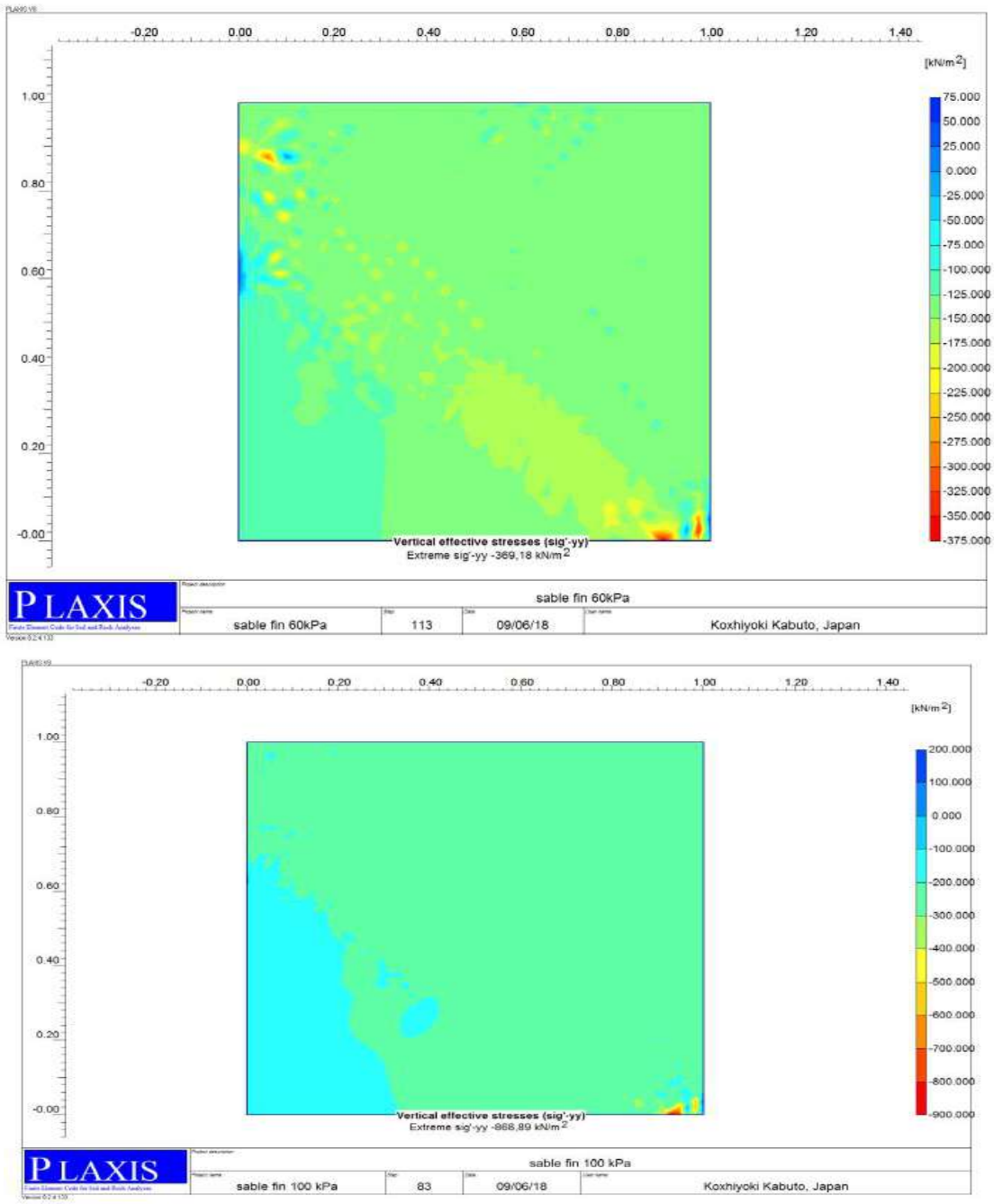



**Figure** IV.8. **(a), (b)** -Contraintes effectives (essai 1,2) sous chargement monotonique

Les essais ont été modélisés avec les conditions aux limites, les résultats sont donnés sur les figures IV.9 et IV.10 le tableau résume la différence entre les valeurs numérique et expérimentale du déviateur au pic.

| Essai | Expérimentale | | Numérique | |
|---|---|---|---|---|
| | $q_{max}$ | $\varepsilon_1$ | $q_{max}$ | $\varepsilon_1$ |
| | KN/m² | (%) | KN/m² | (%) |
| **Essai1** | 50 | 7.5 | 38 | 7.5 |
| **Essai2** | 90 | 12 | 70 | 12 |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Essai2** | 148 | 12 | 156 | 12 |

***Tab.*** IV.2– *Comparaison du déviateur de contrainte développé à la rupture pour l'échantillon1.*

| **Essai** | **Expérimentale** | | **Numérique** | |
|---|---|---|---|---|
| | $q_{max}$ | $\varepsilon_1$ | $q_{max}$ | $\varepsilon_1$ |
| | KN/m² | (%) | KN/m² | (%) |
| **Essai1** | *82* | *15* | *78* | *15* |
| **Essai2** | *130* | *13.5* | *108* | *13.5* |
| **Essai3** | *178* | *13.5* | *150* | *13.5* |

***Tab.*** IV.3– *Comparaison du déviateur de contrainte développé à la rupture pour l'échantillon 2*

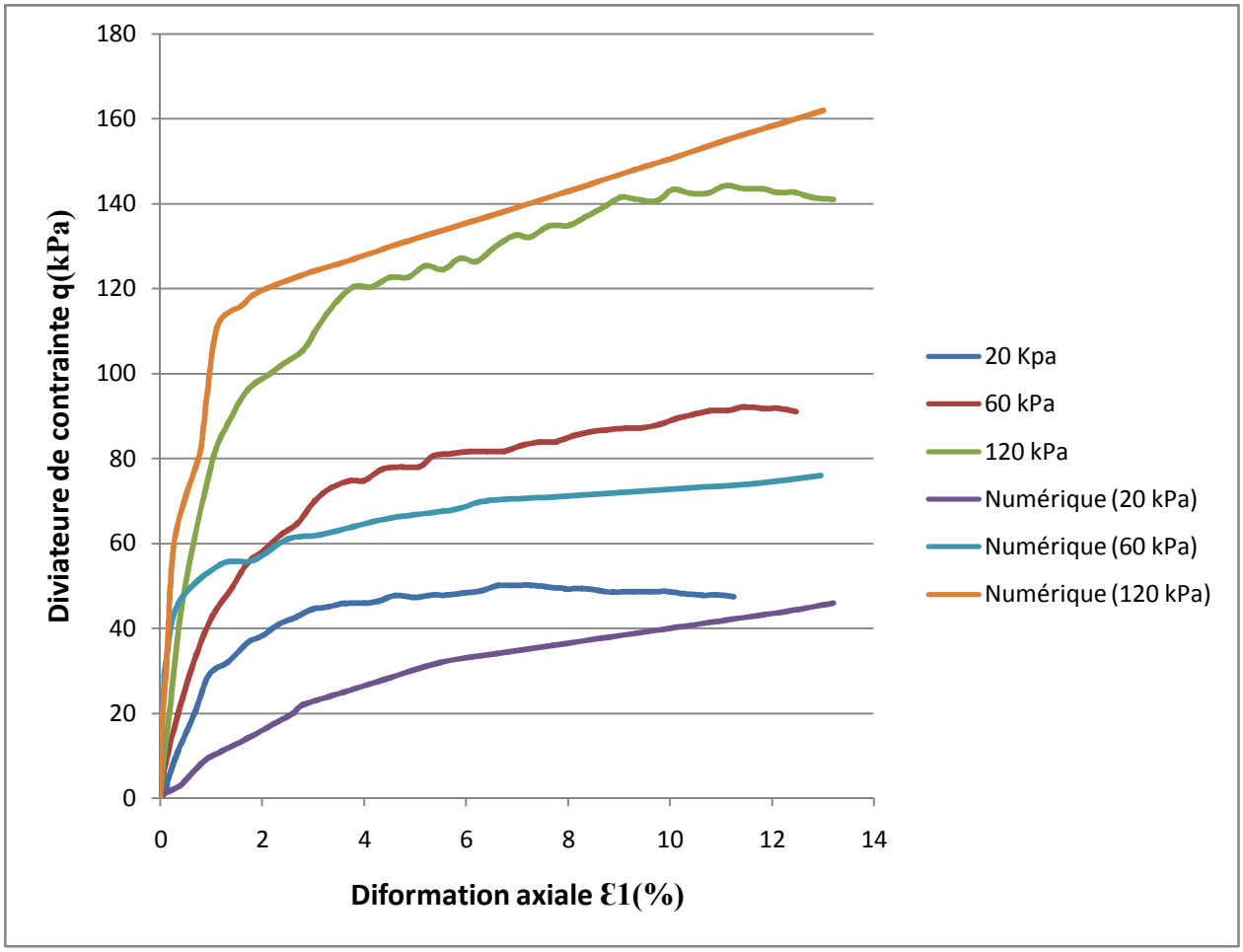



**Figure.** IV.9 **:** Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon 1.

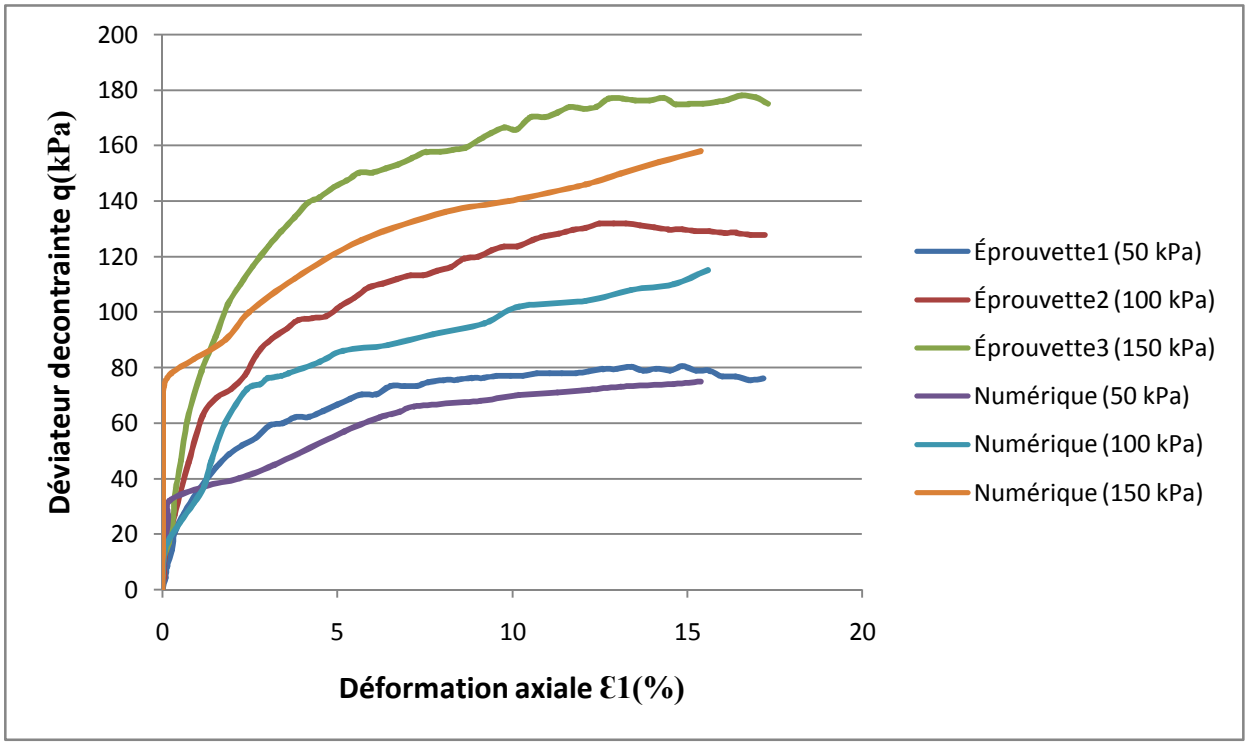



Figure .IV.10: Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon 2

## IV .3.Conclusion :

Ce chapitre une étude numérique du comportement du sol ou sable vaseux de bejaia.

Les essais ont été simulés à l'aide du modèle de comportement SSM, incorporé dans le logiciel PLAXIS. Globalement un bon accord a été obtenu entre les essais et le modèle.

Ce travail doit être poursuivi pour tester le modèle sur l'autre chemin de chargement avant sont utilisation pour le calcul des ouvrages géotechnique concernés par le sol ou sable vaseux de bejaia.

# Chapitre V:
# Conclusion générale

## Conclusion générale :

L'objectif de ce travail de recherche est consistant dans un premier temps à identifier expérimentalement du sable vaseux.

Cette étude a comporté trois parties principales :

- Une recherche bibliographique
- étude expérimentale
- Une partie numérique

Ce mémoire de fin d'études portant sur le dimensionnement du quai poste 25, situé au niveau de port de Bejaia, Nous avons aussi pris les reconnaissances de sol comme une base de données pour notre recherche, à travers le rapport de sol remis par le laboratoire.

La recherche bibliographique présente une synthèse des principaux travaux réalisés sur les comportements des sols vaseux ou sable vaseux type de sols nécessitent une bonne connaissance de leur comportement mécanique et la résistance au cisaillement Contenant des notions de contraintes et de déformations.

Le troisième chapitre concerne une étude expérimentale, les principales traites de comportement du sable vaseux en petite et grande déformation pour différents types de chargement.

Dans la démarche expérimentale réalisée à l'appareil, nous avons pu propose un nouveau type d'essai monotone appelé essai à déviateur constant, l'échantillon du sol ont été soumis à des essais œdométrique et à des essais triaxiaux consolidé draines (CD) et consolide non draine (CD+u).

L'étude numérique menée dans le quatrième chapitre, la simulation des essais à l'aide du modèle SSM (Soft Soil Model) incorporé dans le programme PLAXIS à donnée des résultats satisfaisants, ce qui permettrait d'aborder, des calculs numériques d'ouvrages géotechnique concernés par du sol vaseux de bejaia.

Après avoir arrêté tous l'étude expérimentale est numérique, Globalement un bon accord a été obtenu entre les essais et le modèle.

Enfin, on souhaite que ce mémoire, soit une modeste contribution pour la réalisation de l'étude.

# Référence Bibliographique

## Référence bibliographique :

[1] LCPC. (1973). Essai de laboratoire et en place de mécanique des sols.

[2] KLÖCKER H. Mécanique des milieux continus élasticité

[3] LÉRAU J. (2005-2006). Géotechnique 1 cours-chapitre 4.

[4] GARRAUD N., MILLET G., ZAMPONI L. (2004). Agrégation de mécanique

[5] LAMRI I. (2008). Etude du comportement d'un cyclique. Mémoire de Magistère Université 20 Aout 1955-Skikda.

[6] HOLTZ R., KOVACS W. (1991). Introduction À la géotechnique. Éditions de l'école polytechnique Couverture.

[7] BOUAFIA A. (2010). Conception et calcul des ouvrages géotechniques.

[8] DEGOUTTE G., ROYET P. (2009). Mécanique des sols. Aide mémoire.

[9] JAMES A., GOULET. (2011). Contrainte & déformations. 3rd Edition. Polytechnique Montréal.

[10] BAHDA F. (1997). Étude du comportement du sable à l'appareil triaxial : Expérience et modélisation. Thèse de Docteur de l'école nationale du pont et chaussée.

[11] BOUGUERRA A., MAHIDDINE M., HAMADI Z. (2015). Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis. Mémoire de master université de Médéa.

[12] CORDARY D. (1994). Mécanique des sols 2$^{e}$titrage. Paris cedex 08.

[13] HARICHANE Kh. [2013-2014]. Mécanique des sols. Université Hassiba ben-Bouali de chlef.

[14] PAREZ M., NF P94-070. Éditée et diffusée par l'association française de normalisation (afnor).

[15] AOUCHICHE S., BARKOU T. (2014-2015). Dimensionnement d'un quai en palplanche cas d'étude : quai poste 25 qui se situ au port de Bejaia. Mémoire de Master Université Abderrahmane Mira – Bejaia.

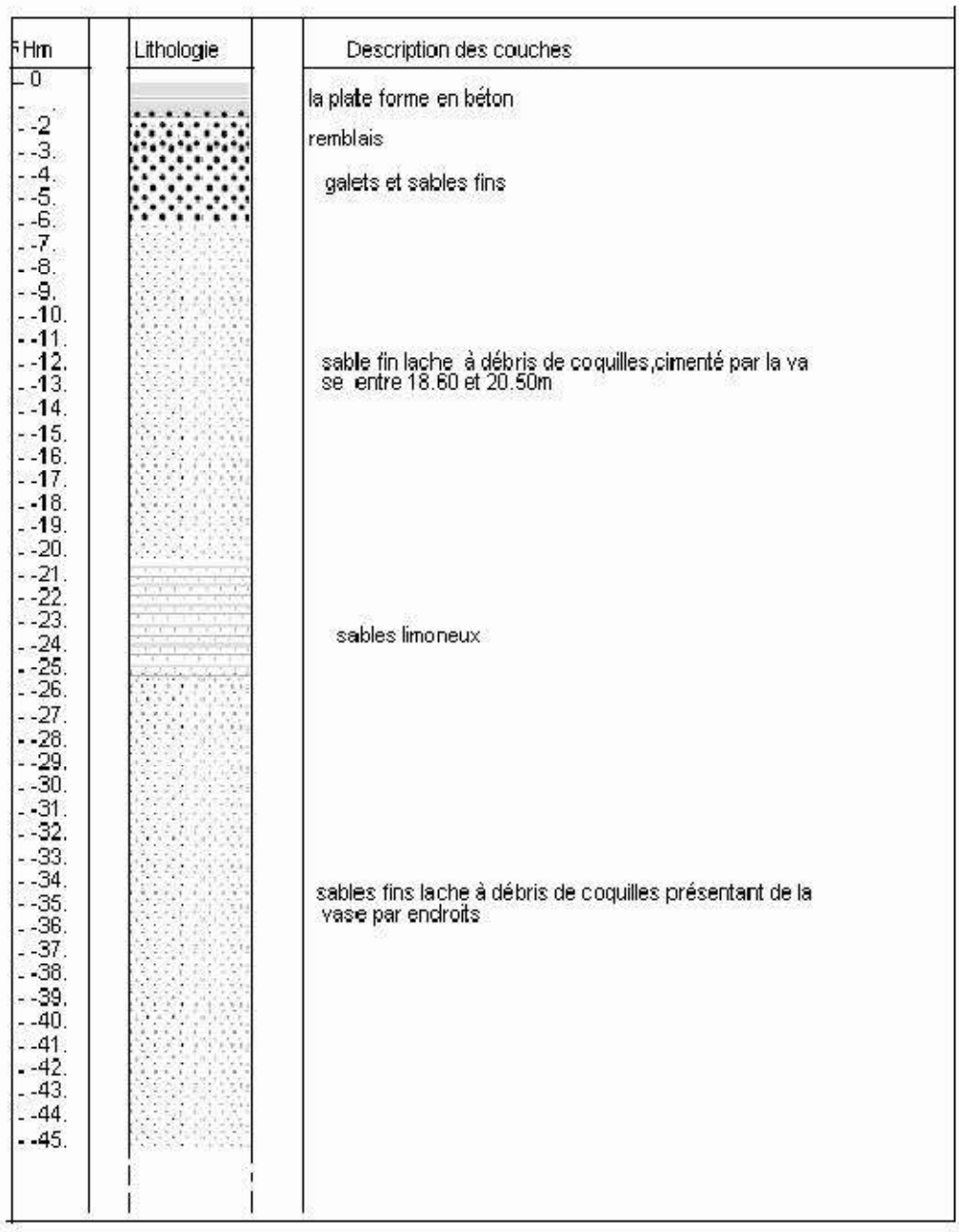
[16]SAMEUL A., JEAN-FRANÇOIS J. Propriétés mécaniques des sols déterminés en place.

[17] PLUMELLE C.Théorie et pratique de la géotechnique.

# Annexe A

LOG DE SONDAGE
Projet EXEENTION DU NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA
No SC1
Localisation PORT DE BEJAIA
Profondeur 45

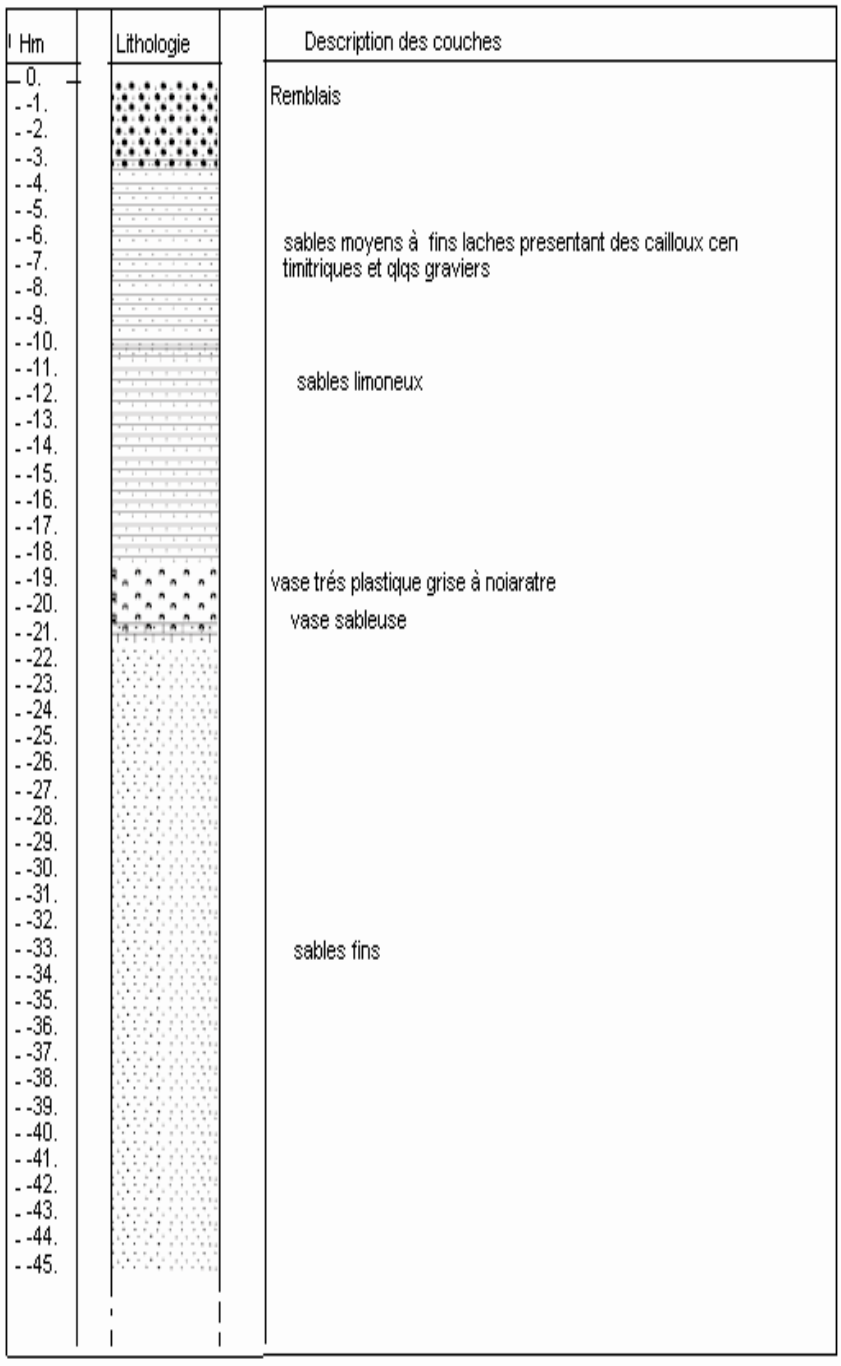
Date 12/08/2010




**Log de sondage carotté n°01.**

LOG DE SONDAGE
Projet EXEENTION DU NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA
No SC2
Localisation PORT DE BEJAIA
Profondeur 45.00

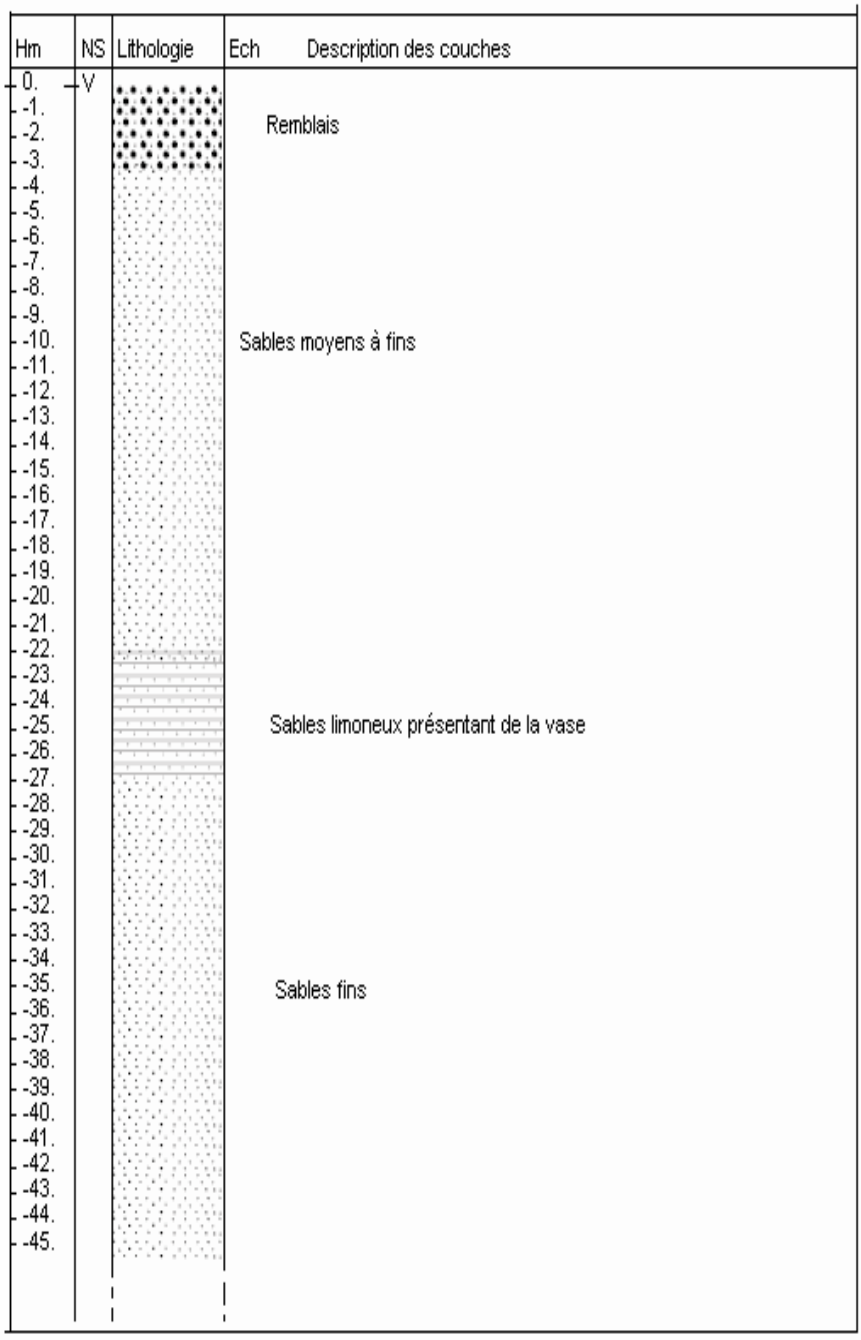
Date 12/08/2010




**Log de sondage carotté n°02.**

LOG DE SONDAGE
Projet EXEENTION DU NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA
No SC3
Localisation PORT DE BEJAIA
Profondeur 45

Date 12/08/2010




**Log de sondage carotté n°03.**



**Vue des caisses de carottes de sondage n°01**



**Vue des caisses de carottes de sondage n°02**



**Vue des caisses de carottes de sondage n°03**

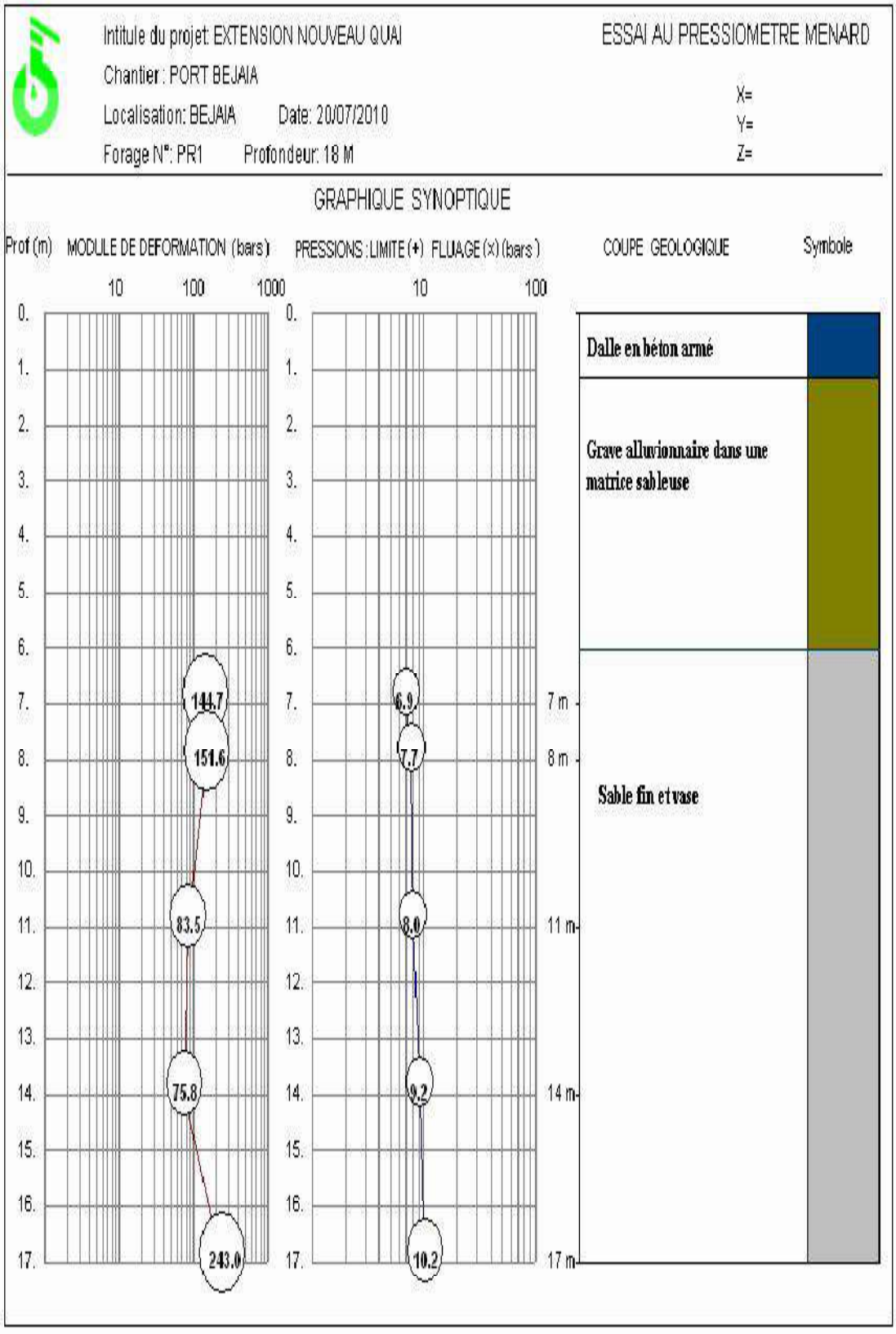



**Figure 07 :** Profil Pressiométriques du sondage n°01 à 17m de profondeur.

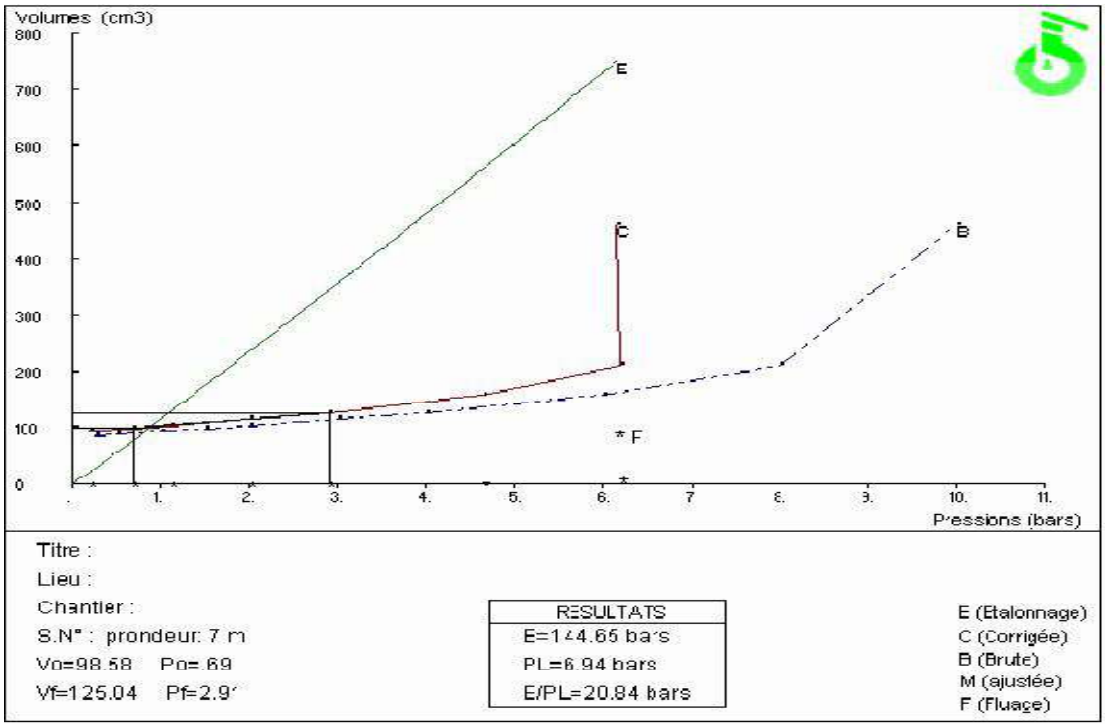



**Figure 08 :** Courbe d'essai pressiométriques n°01 à 7m de profondeur

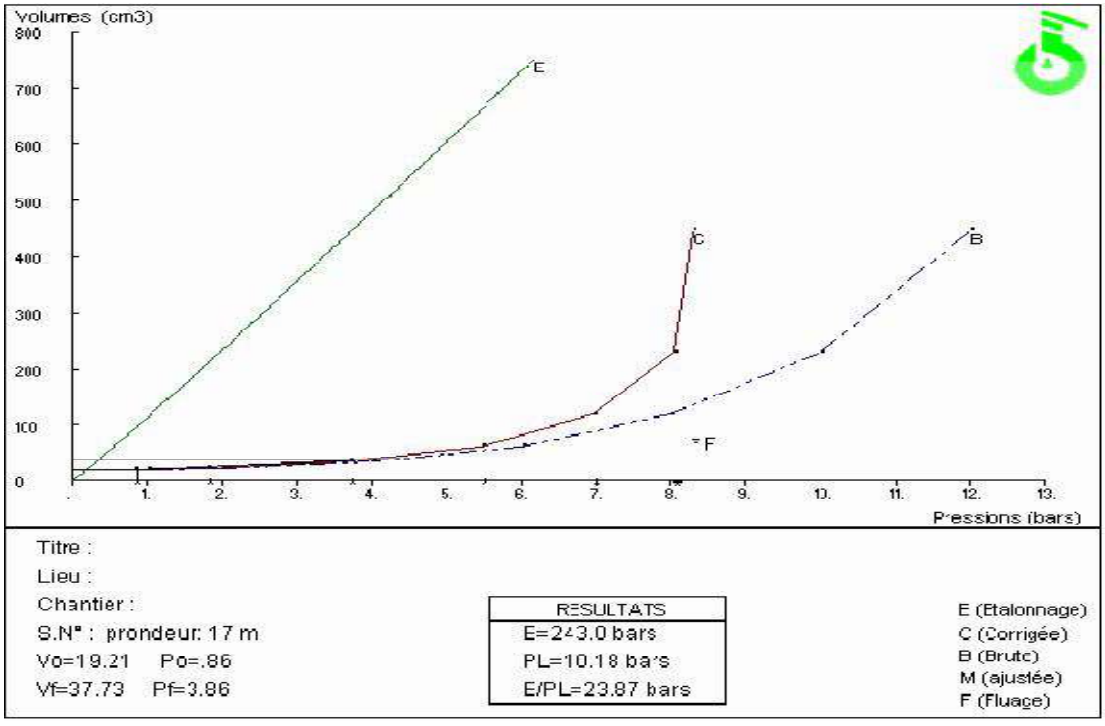



**Figure 09 :** Courbe d'essai pressiométriques n°01 à 17m de profondeur

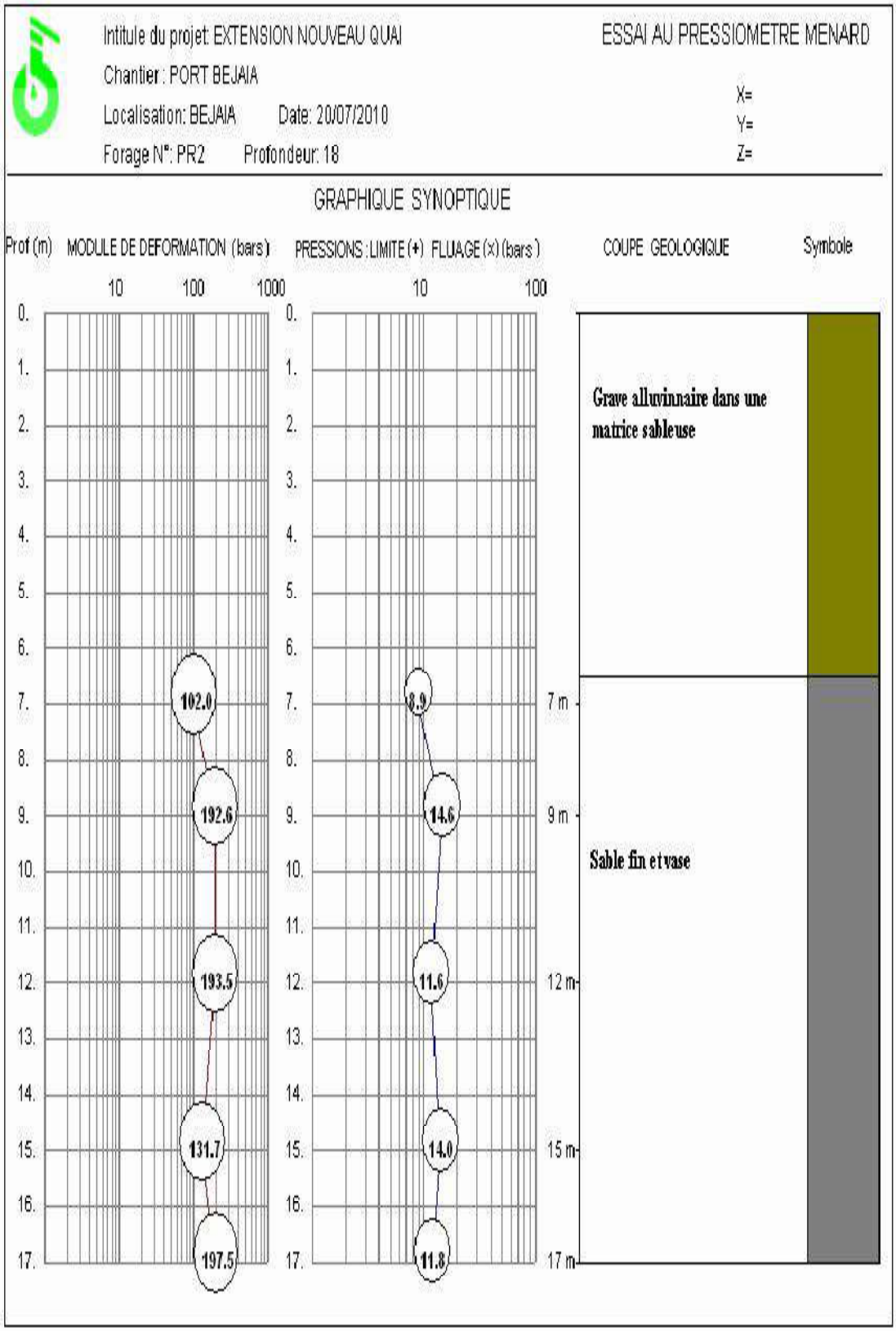



**Figure 10 :** Profil Pressiométriques du sondage n°02 à 17m de profondeur.

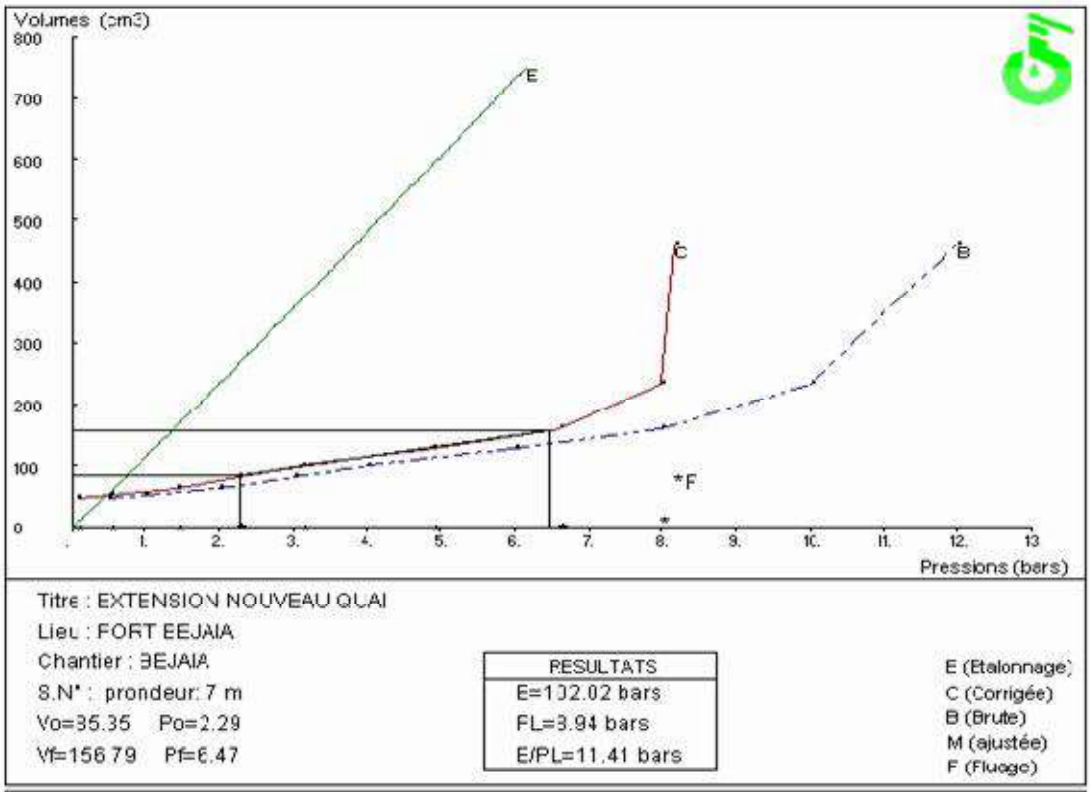



**Figure 11 :** Courbe d'essai pressiométriques n°02 à 7m de profondeur

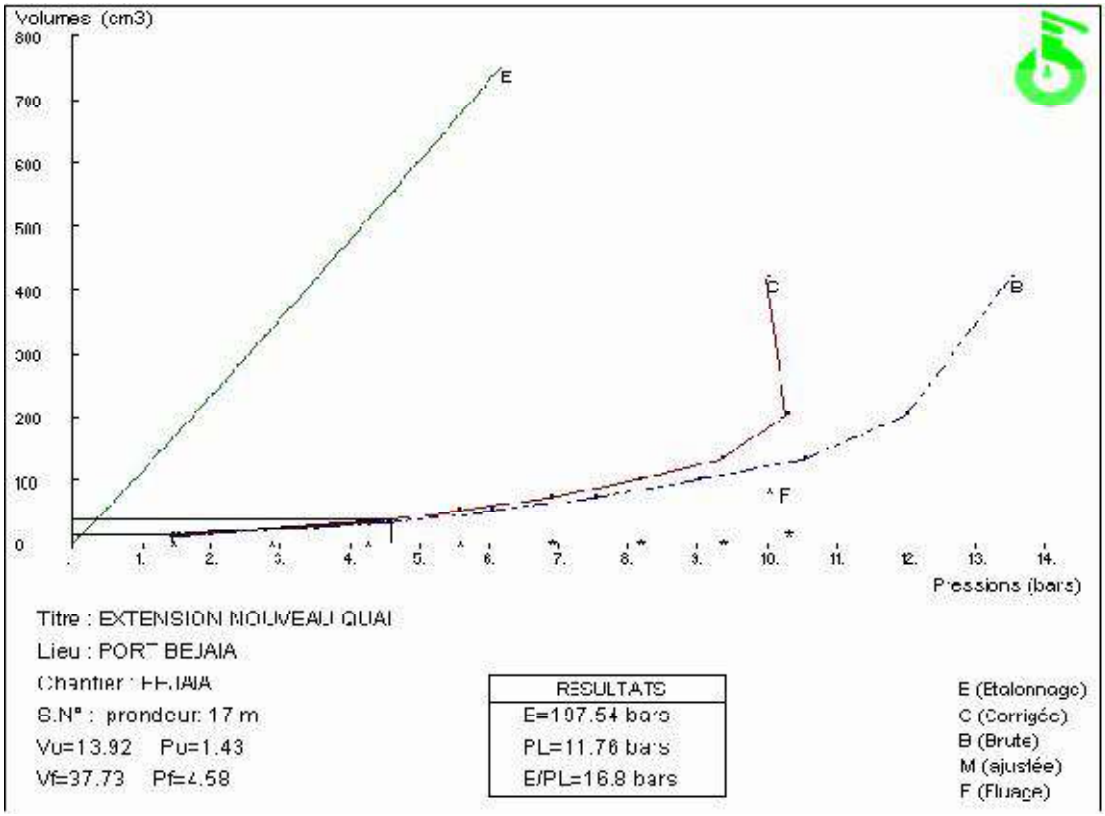
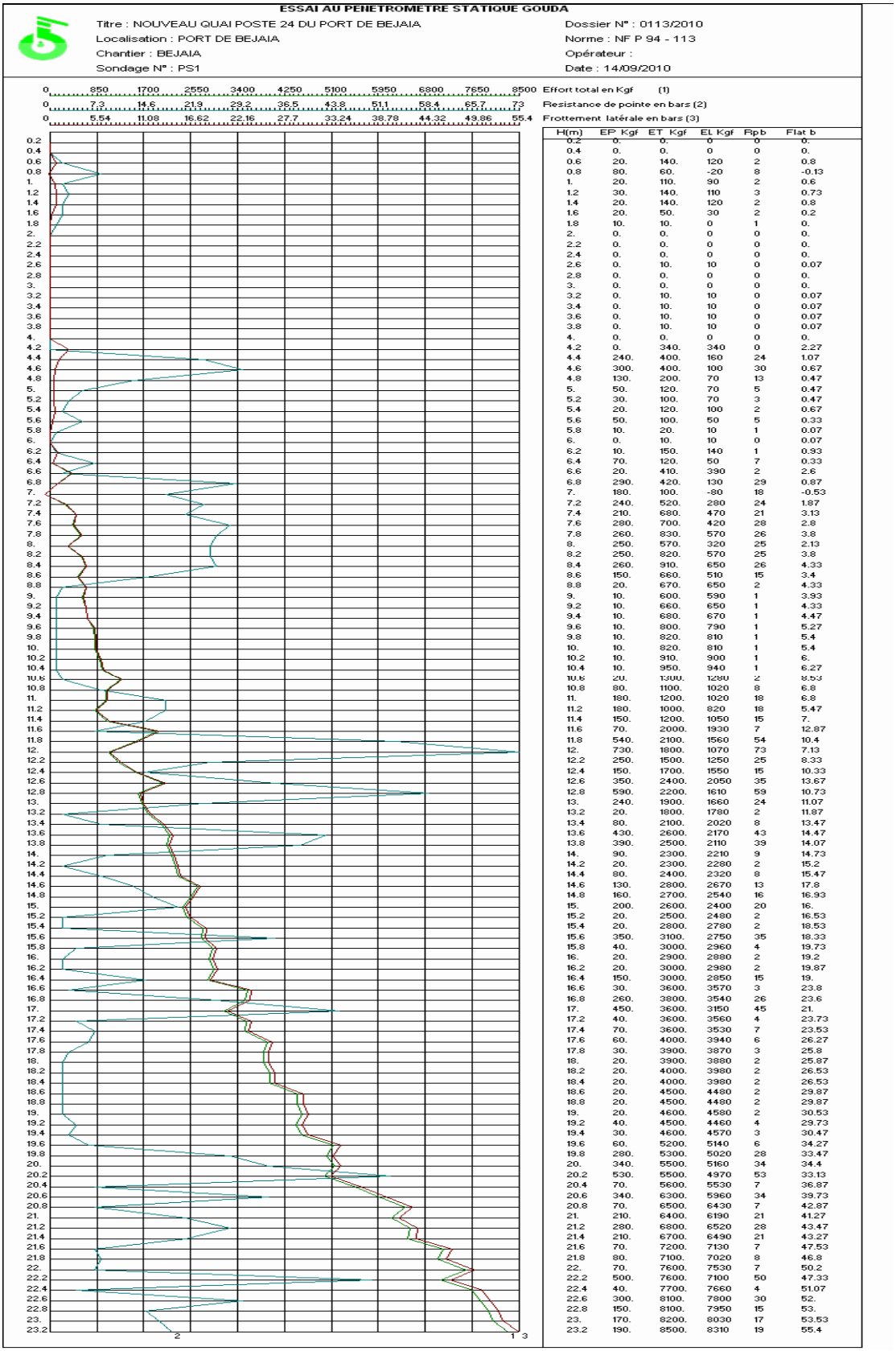



**Figure 12 :** Courbe d'essai pressiométriques n°2 à 17m de profondeur



ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

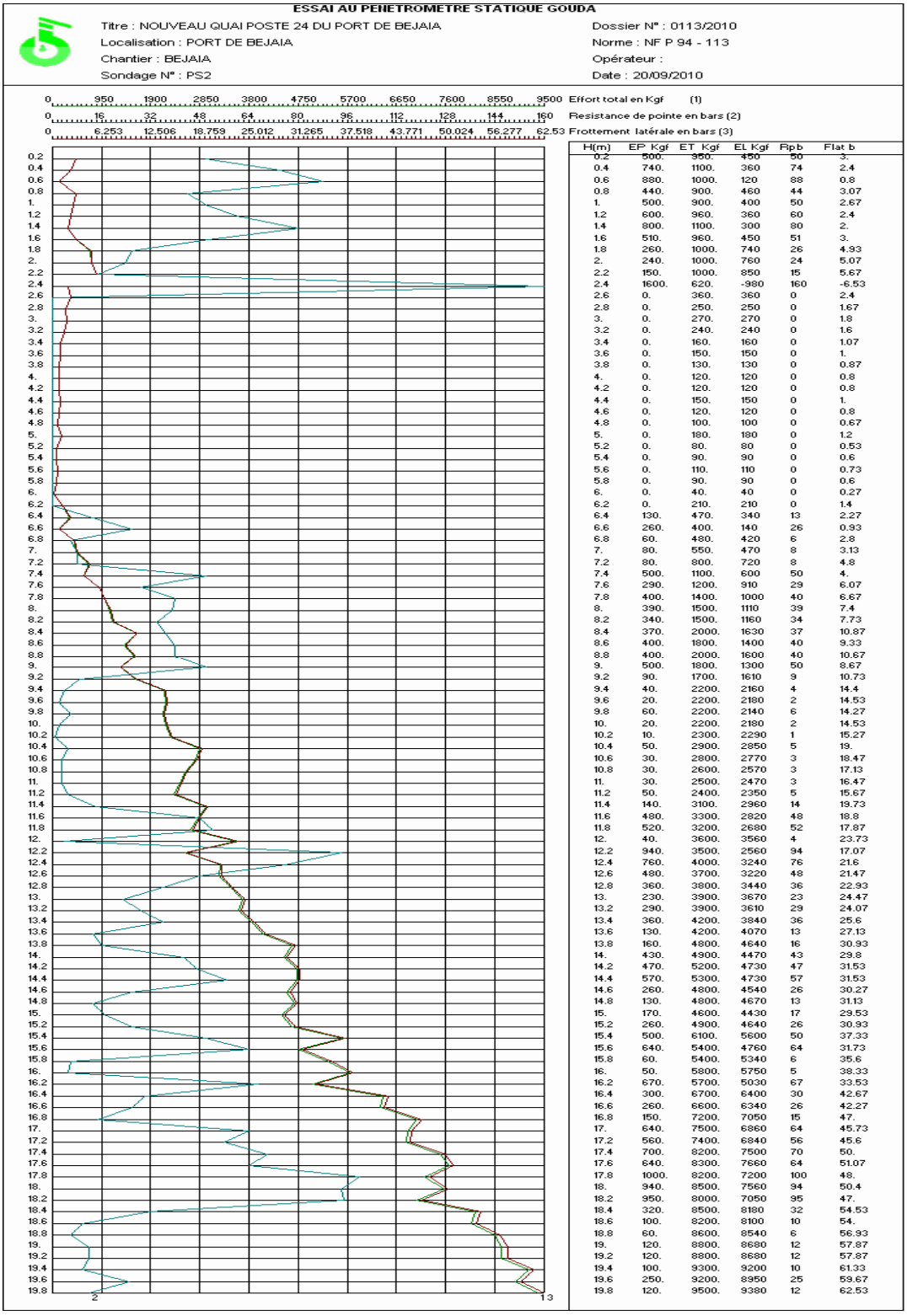
Titre : NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA
Localisation : PORT DE BEJAIA
Chantier : BEJAIA
Sondage N° : PS1

Dossier N° : 0113/2010
Norme : NF P 94 - 113
Opérateur :
Date : 14/09/2010

0 850 1700 2550 3400 4250 5100 5950 6800 7650 8500 Effort total en Kgf (1)
0 7.3 14.6 21.9 29.2 36.5 43.8 51.1 58.4 65.7 73 Resistance de pointe en bars (2)
0 5.54 11.08 16.62 22.16 27.7 33.24 38.78 44.32 49.86 55.4 Frottement latérale en bars (3)

| H(m) | EP Kgf | ET Kgf | EL Kgf | Rp b | Flat b |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.2 | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 0.4 | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 0.6 | 20. | 140. | 120 | 2 | 0.8 |
| 0.8 | 80. | 60. | -20 | 8 | -0.13 |
| 1. | 20. | 110. | 90 | 2 | 0.6 |
| 1.2 | 30. | 140. | 110 | 3 | 0.73 |
| 1.4 | 20. | 140. | 120 | 2 | 0.8 |
| 1.6 | 20. | 50. | 30 | 2 | 0.2 |
| 1.8 | 10. | 10. | 0 | 1 | 0. |
| 2. | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 2.2 | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 2.4 | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 2.6 | 0. | 10. | 10 | 0 | 0.07 |
| 2.8 | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 3. | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 3.2 | 0. | 10. | 10 | 0 | 0.07 |
| 3.4 | 0. | 10. | 10 | 0 | 0.07 |
| 3.6 | 0. | 10. | 10 | 0 | 0.07 |
| 3.8 | 0. | 10. | 10 | 0 | 0.07 |
| 4. | 0. | 0. | 0 | 0 | 0. |
| 4.2 | 0. | 340. | 340 | 0 | 2.27 |
| 4.4 | 240. | 400. | 160 | 24 | 1.07 |
| 4.6 | 300. | 400. | 100 | 30 | 0.67 |
| 4.8 | 130. | 200. | 70 | 13 | 0.47 |
| 5. | 50. | 120. | 70 | 5 | 0.47 |
| 5.2 | 30. | 100. | 70 | 3 | 0.47 |
| 5.4 | 20. | 120. | 100 | 2 | 0.67 |
| 5.6 | 50. | 100. | 50 | 5 | 0.33 |
| 5.8 | 10. | 20. | 10 | 1 | 0.07 |
| 6. | 0. | 10. | 10 | 0 | 0.07 |
| 6.2 | 10. | 150. | 140 | 1 | 0.93 |
| 6.4 | 70. | 120. | 50 | 7 | 0.33 |
| 6.6 | 20. | 410. | 390 | 2 | 2.6 |
| 6.8 | 290. | 420. | 130 | 29 | 0.87 |
| 7. | 180. | 100. | -80 | 18 | -0.53 |
| 7.2 | 240. | 520. | 280 | 24 | 1.87 |
| 7.4 | 210. | 680. | 470 | 21 | 3.13 |
| 7.6 | 280. | 700. | 420 | 28 | 2.8 |
| 7.8 | 260. | 830. | 570 | 26 | 3.8 |
| 8. | 250. | 570. | 320 | 25 | 2.13 |
| 8.2 | 250. | 820. | 570 | 25 | 3.8 |
| 8.4 | 260. | 910. | 650 | 26 | 4.33 |
| 8.6 | 150. | 660. | 510 | 15 | 3.4 |
| 8.8 | 20. | 670. | 650 | 2 | 4.33 |
| 9. | 10. | 600. | 590 | 1 | 3.93 |
| 9.2 | 10. | 660. | 650 | 1 | 4.33 |
| 9.4 | 10. | 680. | 670 | 1 | 4.47 |
| 9.6 | 10. | 800. | 790 | 1 | 5.27 |
| 9.8 | 10. | 820. | 810 | 1 | 5.4 |
| 10. | 10. | 820. | 810 | 1 | 5.4 |
| 10.2 | 10. | 910. | 900 | 1 | 6. |
| 10.4 | 10. | 950. | 940 | 1 | 6.27 |
| 10.6 | 20. | 1300. | 1280 | 2 | 8.53 |
| 10.8 | 80. | 1100. | 1020 | 8 | 6.8 |
| 11. | 180. | 1200. | 1020 | 18 | 6.8 |
| 11.2 | 180. | 1000. | 820 | 18 | 5.47 |
| 11.4 | 150. | 1200. | 1050 | 15 | 7. |
| 11.6 | 70. | 2000. | 1930 | 7 | 12.87 |
| 11.8 | 540. | 2100. | 1560 | 54 | 10.4 |
| 12. | 730. | 1800. | 1070 | 73 | 7.13 |
| 12.2 | 250. | 1500. | 1250 | 25 | 8.33 |
| 12.4 | 150. | 1700. | 1550 | 15 | 10.33 |
| 12.6 | 350. | 2400. | 2050 | 35 | 13.67 |
| 12.8 | 590. | 2200. | 1610 | 59 | 10.73 |
| 13. | 240. | 1900. | 1660 | 24 | 11.07 |
| 13.2 | 20. | 1800. | 1780 | 2 | 11.87 |
| 13.4 | 80. | 2100. | 2020 | 8 | 13.47 |
| 13.6 | 430. | 2600. | 2170 | 43 | 14.47 |
| 13.8 | 390. | 2500. | 2110 | 39 | 14.07 |
| 14. | 90. | 2300. | 2210 | 9 | 14.73 |
| 14.2 | 20. | 2300. | 2280 | 2 | 15.2 |
| 14.4 | 80. | 2400. | 2320 | 8 | 15.47 |
| 14.6 | 130. | 2800. | 2670 | 13 | 17.8 |
| 14.8 | 160. | 2700. | 2540 | 16 | 16.93 |
| 15. | 200. | 2600. | 2400 | 20 | 16. |
| 15.2 | 20. | 2500. | 2480 | 2 | 16.53 |
| 15.4 | 20. | 2800. | 2780 | 2 | 18.53 |
| 15.6 | 350. | 3100. | 2750 | 35 | 18.33 |
| 15.8 | 40. | 3000. | 2960 | 4 | 19.73 |
| 16. | 20. | 2900. | 2880 | 2 | 19.2 |
| 16.2 | 20. | 3000. | 2980 | 2 | 19.87 |
| 16.4 | 150. | 3000. | 2850 | 15 | 19. |
| 16.6 | 30. | 3600. | 3570 | 3 | 23.8 |
| 16.8 | 260. | 3800. | 3540 | 26 | 23.6 |
| 17. | 450. | 3600. | 3150 | 45 | 21. |
| 17.2 | 40. | 3600. | 3560 | 4 | 23.73 |
| 17.4 | 70. | 3600. | 3530 | 7 | 23.53 |
| 17.6 | 60. | 4000. | 3940 | 6 | 26.27 |
| 17.8 | 30. | 3900. | 3870 | 3 | 25.8 |
| 18. | 20. | 3900. | 3880 | 2 | 25.87 |
| 18.2 | 20. | 4000. | 3980 | 2 | 26.53 |
| 18.4 | 20. | 4000. | 3980 | 2 | 26.53 |
| 18.6 | 20. | 4500. | 4480 | 2 | 29.87 |
| 18.8 | 20. | 4500. | 4480 | 2 | 29.87 |
| 19. | 20. | 4600. | 4580 | 2 | 30.53 |
| 19.2 | 40. | 4500. | 4460 | 4 | 29.73 |
| 19.4 | 30. | 4600. | 4570 | 3 | 30.47 |
| 19.6 | 60. | 5200. | 5140 | 6 | 34.27 |
| 19.8 | 280. | 5300. | 5020 | 28 | 33.47 |
| 20. | 340. | 5500. | 5160 | 34 | 34.4 |
| 20.2 | 530. | 5500. | 4970 | 53 | 33.13 |
| 20.4 | 70. | 5600. | 5530 | 7 | 36.87 |
| 20.6 | 340. | 6300. | 5960 | 34 | 39.73 |
| 20.8 | 70. | 6500. | 6430 | 7 | 42.87 |
| 21. | 210. | 6400. | 6190 | 21 | 41.27 |
| 21.2 | 280. | 6800. | 6520 | 28 | 43.47 |
| 21.4 | 210. | 6700. | 6490 | 21 | 43.27 |
| 21.6 | 70. | 7200. | 7130 | 7 | 47.53 |
| 21.8 | 80. | 7100. | 7020 | 8 | 46.8 |
| 22. | 70. | 7600. | 7530 | 7 | 50.2 |
| 22.2 | 500. | 7600. | 7100 | 50 | 47.33 |
| 22.4 | 40. | 7700. | 7660 | 4 | 51.07 |
| 22.6 | 300. | 8100. | 7800 | 30 | 52. |
| 22.8 | 150. | 8100. | 7950 | 15 | 53. |
| 23. | 170. | 8200. | 8030 | 17 | 53.53 |
| 23.2 | 190. | 8500. | 8310 | 19 | 55.4 |

**Figure 13 :** Courbe pénétrographes Statique « CPT » n °01



ESSAI AU PENETROMETRE STATIQUE GOUDA

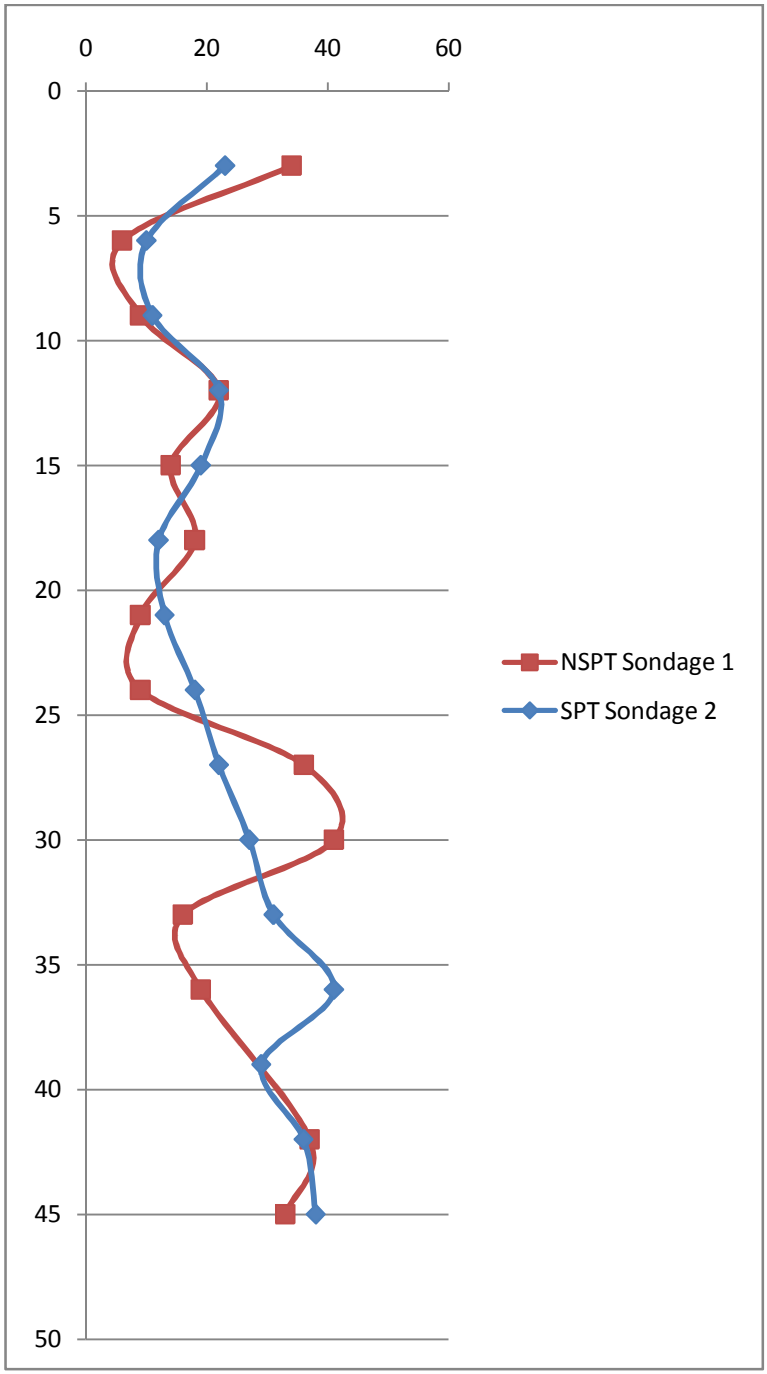
Titre : NOUVEAU QUAI POSTE 24 DU PORT DE BEJAIA
Localisation : PORT DE BEJAIA
Chantier : BEJAIA
Sondage N° : PS2

Dossier N° : 0113/2010
Norme : NF P 94 - 113
Opérateur :
Date : 20/09/2010

0 950 1900 2850 3800 4750 5700 6650 7600 8550 9500 Effort total en Kgf (1)
0 16 32 48 64 80 96 112 128 144 160 Resistance de pointe en bars (2)
0 6.253 12.506 18.759 25.012 31.265 37.518 43.771 50.024 56.277 62.53 Frottement latérale en bars (3)

| H(m) | EP Kgf | ET Kgf | EL Kgf | Fp b | Flat b |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.2 | 500. | 950. | 450 | 50 | 3. |
| 0.4 | 740. | 1100. | 360 | 74 | 2.4 |
| 0.6 | 880. | 1000. | 120 | 88 | 0.8 |
| 0.8 | 440. | 900. | 460 | 44 | 3.07 |
| 1. | 500. | 900. | 400 | 50 | 2.67 |
| 1.2 | 600. | 960. | 360 | 60 | 2.4 |
| 1.4 | 800. | 1100. | 300 | 80 | 2. |
| 1.6 | 510. | 960. | 450 | 51 | 3. |
| 1.8 | 260. | 1000. | 740 | 26 | 4.93 |
| 2. | 240. | 1000. | 760 | 24 | 5.07 |
| 2.2 | 150. | 1000. | 850 | 15 | 5.67 |
| 2.4 | 1600. | 620. | -980 | 160 | -6.53 |
| 2.6 | 0. | 360. | 360 | 0 | 2.4 |
| 2.8 | 0. | 250. | 250 | 0 | 1.67 |
| 3. | 0. | 270. | 270 | 0 | 1.8 |
| 3.2 | 0. | 240. | 240 | 0 | 1.6 |
| 3.4 | 0. | 160. | 160 | 0 | 1.07 |
| 3.6 | 0. | 150. | 150 | 0 | 1. |
| 3.8 | 0. | 130. | 130 | 0 | 0.87 |
| 4. | 0. | 120. | 120 | 0 | 0.8 |
| 4.2 | 0. | 120. | 120 | 0 | 0.8 |
| 4.4 | 0. | 150. | 150 | 0 | 1. |
| 4.6 | 0. | 120. | 120 | 0 | 0.8 |
| 4.8 | 0. | 100. | 100 | 0 | 0.67 |
| 5. | 0. | 180. | 180 | 0 | 1.2 |
| 5.2 | 0. | 80. | 80 | 0 | 0.53 |
| 5.4 | 0. | 90. | 90 | 0 | 0.6 |
| 5.6 | 0. | 110. | 110 | 0 | 0.73 |
| 5.8 | 0. | 90. | 90 | 0 | 0.6 |
| 6. | 0. | 40. | 40 | 0 | 0.27 |
| 6.2 | 0. | 210. | 210 | 0 | 1.4 |
| 6.4 | 130. | 470. | 340 | 13 | 2.27 |
| 6.6 | 260. | 400. | 140 | 26 | 0.93 |
| 6.8 | 60. | 480. | 420 | 6 | 2.8 |
| 7. | 80. | 550. | 470 | 8 | 3.13 |
| 7.2 | 80. | 800. | 720 | 8 | 4.8 |
| 7.4 | 500. | 1100. | 600 | 50 | 4. |
| 7.6 | 290. | 1200. | 910 | 29 | 6.07 |
| 7.8 | 400. | 1400. | 1000 | 40 | 6.67 |
| 8. | 390. | 1500. | 1110 | 39 | 7.4 |
| 8.2 | 340. | 1500. | 1160 | 34 | 7.73 |
| 8.4 | 370. | 2000. | 1630 | 37 | 10.87 |
| 8.6 | 400. | 1800. | 1400 | 40 | 9.33 |
| 8.8 | 400. | 2000. | 1600 | 40 | 10.67 |
| 9. | 500. | 1800. | 1300 | 50 | 8.67 |
| 9.2 | 90. | 1700. | 1610 | 9 | 10.73 |
| 9.4 | 40. | 2200. | 2160 | 4 | 14.4 |
| 9.6 | 20. | 2200. | 2180 | 2 | 14.53 |
| 9.8 | 60. | 2200. | 2140 | 6 | 14.27 |
| 10. | 20. | 2200. | 2180 | 2 | 14.53 |
| 10.2 | 10. | 2300. | 2290 | 1 | 15.27 |
| 10.4 | 50. | 2900. | 2850 | 5 | 19. |
| 10.6 | 30. | 2800. | 2770 | 3 | 18.47 |
| 10.8 | 30. | 2600. | 2570 | 3 | 17.13 |
| 11. | 30. | 2500. | 2470 | 3 | 16.47 |
| 11.2 | 50. | 2400. | 2350 | 5 | 15.67 |
| 11.4 | 140. | 3100. | 2960 | 14 | 19.73 |
| 11.6 | 480. | 3300. | 2820 | 48 | 18.8 |
| 11.8 | 520. | 3200. | 2680 | 52 | 17.87 |
| 12. | 40. | 3600. | 3560 | 4 | 23.73 |
| 12.2 | 940. | 3500. | 2560 | 94 | 17.07 |
| 12.4 | 760. | 4000. | 3240 | 76 | 21.6 |
| 12.6 | 480. | 3700. | 3220 | 48 | 21.47 |
| 12.8 | 360. | 3800. | 3440 | 36 | 22.93 |
| 13. | 230. | 3900. | 3670 | 23 | 24.47 |
| 13.2 | 290. | 3900. | 3610 | 29 | 24.07 |
| 13.4 | 360. | 4200. | 3840 | 36 | 25.6 |
| 13.6 | 130. | 4200. | 4070 | 13 | 27.13 |
| 13.8 | 160. | 4800. | 4640 | 16 | 30.93 |
| 14. | 430. | 4900. | 4470 | 43 | 29.8 |
| 14.2 | 470. | 5200. | 4730 | 47 | 31.53 |
| 14.4 | 570. | 5300. | 4730 | 57 | 31.53 |
| 14.6 | 260. | 4800. | 4540 | 26 | 30.27 |
| 14.8 | 130. | 4800. | 4670 | 13 | 31.13 |
| 15. | 170. | 4600. | 4430 | 17 | 29.53 |
| 15.2 | 260. | 4900. | 4640 | 26 | 30.93 |
| 15.4 | 500. | 6100. | 5600 | 50 | 37.33 |
| 15.6 | 640. | 5400. | 4760 | 64 | 31.73 |
| 15.8 | 60. | 5400. | 5340 | 6 | 35.6 |
| 16. | 50. | 5800. | 5750 | 5 | 38.33 |
| 16.2 | 670. | 5700. | 5030 | 67 | 33.53 |
| 16.4 | 300. | 6700. | 6400 | 30 | 42.67 |
| 16.6 | 260. | 6600. | 6340 | 26 | 42.27 |
| 16.8 | 150. | 7200. | 7050 | 15 | 47. |
| 17. | 640. | 7500. | 6860 | 64 | 45.73 |
| 17.2 | 560. | 7400. | 6840 | 56 | 45.6 |
| 17.4 | 700. | 8200. | 7500 | 70 | 50. |
| 17.6 | 640. | 8300. | 7660 | 64 | 51.07 |
| 17.8 | 1000. | 8200. | 7200 | 100 | 48. |
| 18. | 940. | 8500. | 7560 | 94 | 50.4 |
| 18.2 | 950. | 8000. | 7050 | 95 | 47. |
| 18.4 | 320. | 8500. | 8180 | 32 | 54.53 |
| 18.6 | 100. | 8200. | 8100 | 10 | 54. |
| 18.8 | 60. | 8600. | 8540 | 6 | 56.93 |
| 19. | 120. | 8800. | 8680 | 12 | 57.87 |
| 19.2 | 120. | 8800. | 8680 | 12 | 57.87 |
| 19.4 | 100. | 9300. | 9200 | 10 | 61.33 |
| 19.6 | 250. | 9200. | 8950 | 25 | 59.67 |
| 19.8 | 120. | 9500. | 9380 | 12 | 62.53 |

**Figure 14 :** Courbe pénétrographes Statique « CPT » n °02




Remblais entre 0.00 et 3.0 m de profondeur

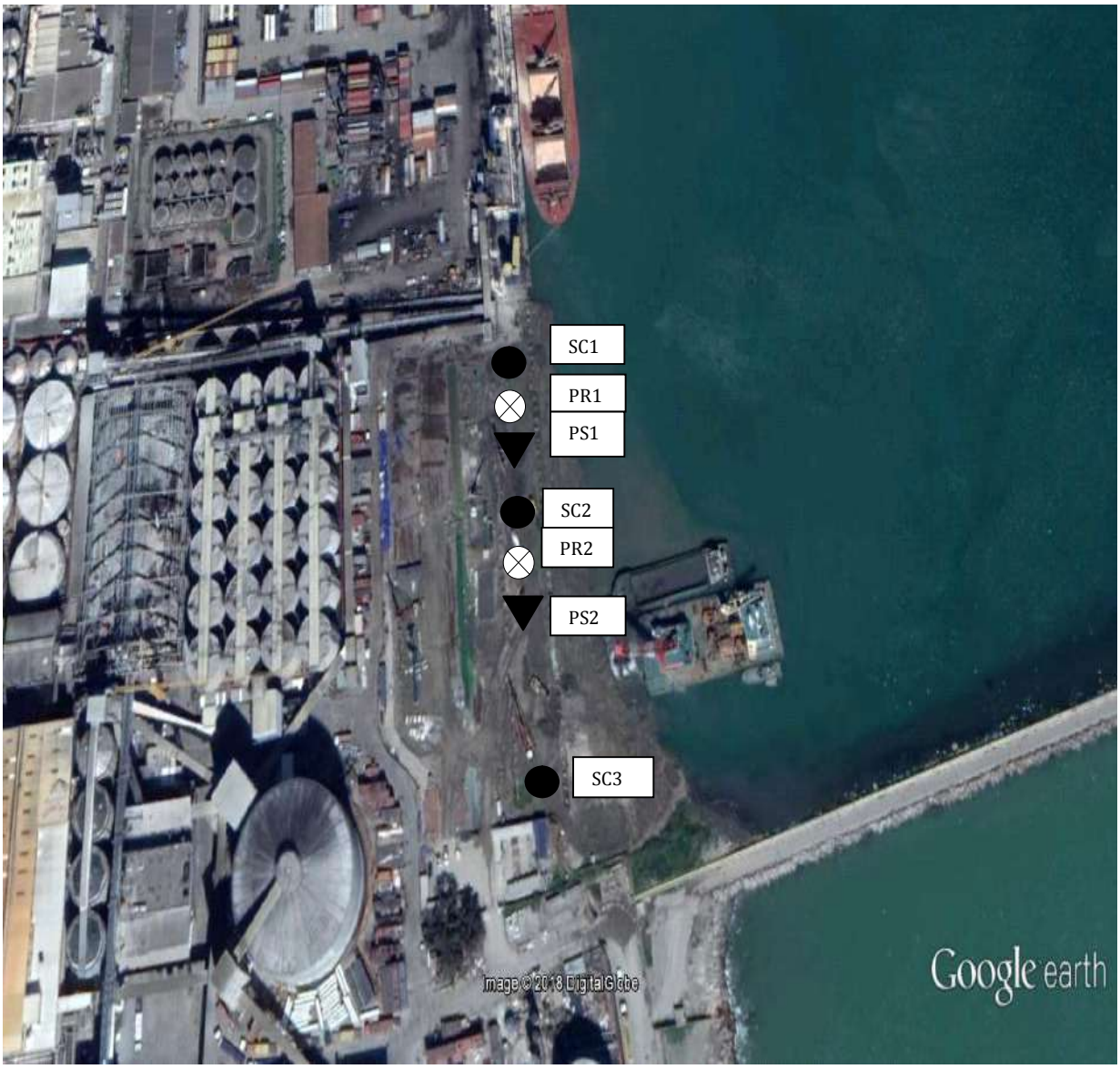
Nspt = 23

Alternance de sable fin vaseux

Nspt = 5 à 41 coups b

**Figure 14 :** Courbe standard pénétration Test « SPT ».

# Annexe B




LEGENDE :

▼ PENETROMETRE DYNAMIQUE

● SONDAGE CAROTTE

⊗ SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

**Plans d'implantation des sondages**