REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Laboratoire Géotechnique Environnement Et Aménagement (LGEA)

Mémoire de master

Présenté par:

Kamel Melha

Sujet:

INVESTIGATION GEOTECHNIQUE DU SITE DU PORT SEC D'ORAN ET DIMENSIONNEMENT

Proposé par:

M^{r}: M.BAHAR Ramdane
M^{r}:BOUDLAL Omar

Encadré par:

M^{r}: M.BAHAR Ramdane
M^{r}:BOUDLAL Omar

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Je dédie travail à :

- Mon défunt père qui resterait toujours un être cher;
- Ma très chère mère;
- Mon marie;
- Ma sœur;
- Ma fille;
- Ma famille

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REMERCIMENTS

Le moment est arrivé de mettre un terme à ce travail et de remercier tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à l'élaboration de ce document. Qu'ils voient en ces quelques lignes l'expression de ma reconnaissance. Mes remerciement s'adressent à:

- **M.BAHAR Ramdane, pour avoir proposé le thème et accepter d'être mon directeur de mémoire, pour son soutien, sa patience et sa disponibilité tout en suivant de prés l'élaboration de mon mémoire.**

- **M.MELBOUCI Bachir, président de ce mémoire, pour ses précieux renseignements, le temps qu'il m'a accordé et sa confiance.**

- **M.BOUDLAL Omar Co-Rapporteur, de m'avoir souvent montré la voie, et bénéficier de ces connaissances dans le domaine de la géotechnique.**

- **M.GABI Smail, qui a accepté de juger ce travail.**

- **M. MEHADDENE, qui a accepté de juger ce travail.**

- **M.BOUKHAROUB M^{ed} Meziane et LACHEDI Kamel, pour m'avoir donné les orientations essentielles pour mener à bien ce travail.**

- **L'ensemble de mes groupies de la promotion –Mastère2 (2009/2010)-.**

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

LISTE DES FIGURES

CHPITRE I

Figure 1.I: photo aérienne du port d'Oran.

Figure 2.I: port d'Oran.

Figure 3.I: pile de contenér.

Figure 4.I: Terminal à conteneur (port sec à El-Hamiz, Alger).

CHPITRE II

Figure 1.II: schématisation de l'opération du tamisage.

Figure 2. II : Tamiseuse électrique.

Figure 3.II: kit de sédimentométrie.

Figure 4.II: Différons états des sols.

Figure 5.II: les trois limites conventionnelles d'Atterberg.

Figure 6.II: diagramme de plasticité et de classification des sols fins.

Figure 7.II: Appareil de Casagrande manuel.

CHPITRE III

Figure 1.III : Courbe Proctor.

Figure 2.III : Appareil d'essai Proctor.

Figure 3.III : Caractéristiques des essais Proctor (Proctor normal et Proctor modifié).

Figure 4.III : opération de compactage.

Figure 5.III : presse C.B.R (poinçonnement en coure).

Figure 6.III : Caractéristiques de l'essai C.B.R.

Figure 7.III : essai C.B.R, compactage et retournement de l'éprouvette.

Figure 8.III :essai C.B.R imbibition et gonflement

Figure 9.III : Courbe de contrainte – déformation.

Figure 10.III : Droite intrinsèque (sol cohérent).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 11.III : Schématisation du principe.

Figure 12.III : boite de cisaillement.

Figure 13.III: machine de cisaillement directe à la boite.

Figure 14.III : courbe contrainte / déformation

Figure 15.III : droite intrinsèque.

Figure 16.III : principe des odomètres.

Figure 17.III : courbe de compressibilité.

Figure.18.III : courbe de tassement relatif ΔH/H en fonction de la contrainte effective

Figure.19.III : courbe de tassement en fonction de la pression normale.

CHPITRE IV

Figure 1.IV: autoroute este-ouest (tronçon de Bouira)

Figure 2.IV : Coupe verticale d'un corps de chaussée.

Figure 3.IV : structure d'une chaussée souple.

Figure 4.IV : structure d'une chaussée bitumineuse épaisse.

Figure 5.IV : structure d'une chaussée à assise traitée aux liants hydrauliques.

Figure 6.IV : structure d'une chaussée à structure mixte.

Figure 7.IV : structure d'une chaussée à structure inverse.

Figure 8.IV : structure d'une chaussée à dalles non goujonnées avec fondation.

Figure 9.IV : structure d'une chaussée à dalles goujonnées avec fondation.

Figure 10.IV : structure d'une chaussée en béton armé continu.

Figure 11.IV : structure d'une chaussée en béton de ciment mince collé.

Figure 12.IV : structure d'une chaussée en béton armé continu sur grave bitume.

CHPITRE V

Figure.1.V : Photo d'une vue aérienne de la ville d'Oran et situation du site.

Figure 2.V : Photo d'une vue aérienne du site.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 3.V : Carte géologique du littoral Oranais et situation du site.

Figure 4.V : Schéma morphologique du littoral Oranais.

Figure 5.V : Structure de la Montagne des Lions (repérage figure V.3).
Figure 6.V : Photo d'équipement de sondage.

Figure 7.V : Photo des puits de reconnaissance.

Figure 8.V : Photo pose de piézomètres et prélèvement d'échantillon d'eau.

Figure 9.V : Photo pénétromètre dynamique.

Figure 10.V : Photo d'essai au carottier SPT.

Figure 12.V : Photos représentant des caisses des sondages carottés.

Figure 13.V : Photos représentant le sondage carotté -01-.

Figure 14.V : Photos représentant le sondage carotté -02-.

Figure 15.V : Photos représentant le sondage carotté -03-.

Figure 16.V : Photos représentant le sondage carotté -04-.

Figure 17.V : Photos représentant le sondage carotté -05-.

Figure 18.V : Photos représentant le sondage carotté -06-.

Figure 19.V: Photos représentant le sondage carotté -07-.

Figure 20.V : Photos représentant le sondage carotté -08-.

Figure 21.V : Photos représentant le sondage carotté -09-.

Figure 22.V : Photos représentant le sondage carotté -10-.

Figure 23.V : Photos représentant le sondage carotté -11-.

Figure 24.V : Photos représentant le sondage carotté -12-.

Figure 25.V : Photos des puits de reconnaissance.

Figure 26.V : Photos du puits -1- de reconnaissance.

Figure 27.V : Photo du puits -2- de reconnaissance.

Figure 28.V : Photo de puits -3- de reconnaissance.

Figure 25.V : Photo de puits -4-de reconnaissance

Figure 26.V : Photo de puits -5- de reconnaissance

Figure 27.V : Photo de puits -6- de reconnaissance

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CHPITRE VI

Figure 1.VI: Courbe granulométrique du puits -1- .
Figure 2.VI: Courbe granulométrique du puits -2- .
Figure 3.VI: Courbe granulométrique du puits -3- .
Figure 4.VI: Courbe granulométrique du puits -4- .
Figure 5.VI: Courbe granulométrique du puits -5- .
Figure 6.VI: Courbe granulométrique du puits -6- .
Figure 7.VI: Courbe granulométrique des puits.
Figure 8.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -1-.
Figure 9.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -2-.
Figure 10.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -3-.
Figure 11.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -4-.
Figure 12.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -5-.
Figure 13.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -6-.
Figure 14.VI : Courbes Proctor modifiées globales.
Figure 15.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -1-.
Figure 16.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -2-.
Figure 17.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -3-.
Figure 18.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -4-.
Figure 19.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -5-.
Figure 20.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -6-.
Figure 21.VI : Courbe globale de l'essai de portance Californien (C.B.R).
Figure 22.VI: Courbes de contraintes-déformations du puits -1-.
Figure 23.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -2-.
Figure 24.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -3-.
Figure 25.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -4-.
Figure 26.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -5-.
Figure 27.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -6-.
Figure 28.VI : Courbes de variations de volume du puits -1-.
Figure 29.VI : Courbes de variations de volume du puits -2-.
Figure 30.VI : Courbes de variations de volume du puits -3-.
Figure 31.VI : Courbes de variations de volume du puits -4-.
Figure 32.VI : Courbes de variations de volume du puits -5-.
Figure 33.VI : Courbes de variations de volume du puits -6-.
Figure 34.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -1-
Figure 35.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -2-
Figure 36.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -3-
Figure 37.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -4-
Figure 38.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -5-
Figure 39.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -6-
Figure 40.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 41.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

Figure 42.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

Figure 43.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.
Figure 44.VI: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

LISTE DES TABLEAUX

CHPITRE II

Figure VI.32: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.
Figure VI.33: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

Figure VI.34: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

Figure VI.35: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.
Figure VI.36: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

CHPITRE III

Figure VI.32: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.
Figure VI.33: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

Figure VI.34: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

Figure VI.35: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.
Figure VI.36: Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

CHPITRE V

Tableau 1.V : Niveaux d’eau relevés dans les différents piézomètres.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CHPITRE VI

Tableau VI.1. Caractéristiques physiques des puits.

Tableau VI.2. Caractéristiques physiques des carottes.

Tableau 3.VI : Expression des résultats des limites d'Atterberg.

Tableau 4.VI Expression des résultats des essais Proctor.

Tableau 5.VI : Expression des résultats des essais C.B.R.

Tableau VI.6. Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % et en poids.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PORTS SEC

I.1. INTRODUCTION ……...3

I.2. DEFINITION ……4

I.2.1.PORTS ……..4

I.2.2.PORT SEC ……4

I.3. PRESENTATION DU PORT SEC D'ORAN ……..5

I.4. EXPLOITATION ……..6

I.5. OBJECTIFS DU PORT SEC ……7

I.5.1.Objectifs macro-économiques ……8

I.5.2. Objectifs micro-économiques ……8

I.5.3. Objectifs stratégiques ……..8

I.6. REMARQUE ……9

I.7. CONCLUSION ……9

CHAPITRE II: PRESENTATION ET IDENTIFICATION DES MATERIAUX

II.1. INTRODUCTION ……10

II.2. DESCRIPTION VISUELLE DES SOLS ……11

II.2.1. LA PROCEDURE GENERALE ……...11

II.2.1.1. LA GROSSEUR DES PARTICULES ET LES MATIERES ORGANIQUES ……11

II.2.1.2. LA COULEUR DU SOL ……12

II.2.1.3. L'ETAT D'HUMIDITE DU SOL ……12

II.2.1.4. LA STRUCTURE DES DEPOTS ……..12

II.2.1.5. L'ETAT DE CIMENTATION DES DEPOTS ……13

II.2.2. LA DESCRIPTION DES SOLS A GRAINS FINS ……..13

II.2.2.1. LA DONSISTANCE ……...13

II.2.2.2. LA PLASTICITE ……14

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

II.3. ANALYSE GRANULOMETRIQUE ……..18

II.3.1. ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE ……18

II.3.2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE ……...19

II.4. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ……21

II.5. CONCLUSION ……28

CHAPITRE III: LES ESSAIS MECANIQUES REALISES.

III.1. INTRODUCTION ……..29

III.2. ESSAIS PROCTOR (MODIFIE) ……29

III.2.1. DESCRIPTION DE L'ESSAI PROCTOR MODIFIE ……...32

III.2.2. MODE OPERATOIRE DE L'ESSAI PROCTOR MODIFIE ……33

III.2.3. EXPRESSIONS DES RESULTATS ……..34

III.3. ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN (C.B.R) ……35

III.3.1: PRINCIPE DE L'ESSAI ……35

III.4. ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE ……..39

III.4.1. BUT ET PRINCIPE DE L'ESSAI ……..42

III.4.2. DEROULEMENT DE L'ESSAI ……42

III.4.3. EXPRESSION DES RESULTATS ……44

III.4.4. PRESENTATION DES RESULTATS ……...44

III.4.5. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE ……46

III.5. ESSAI OEDOMETRIQUE ……48

III.5.1. BUT ET PRINCIPE DE L'ESSAI ……..49

III.5.2.EXPRESSION DES RESULTATS ……52

III.5.3AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES 52

III.6. CONCLUSION……54

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CHAPITRE IV:GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

IV.1. INTRODUCTION ……..55

IV.2. DEFINITION ……..55

IV.3. LES PRINCIPALES COUCHES DE CHAUSSEES ……..56

IV.3.1. LA COUCHE DE FORME ……56

IV.3.2. LA COUCHE D'ASSISE ……..56

IV.3.3. LA COUCHE DE SURFACE ……...58

IV.4.MATERIAUX UTILISES DANS LA CONSTRUCTION DES CHAUSSEES ……58

IV.4.1.LES MATERIAUX DURS A GRANULOMETRIE SEREE……. 58

IV.4.2.LES MATERIAUX A ELEMENT FINS ……58

IV.4.3.LIANTS HYDROCARBONES (BITUME ET GOUDRON) …….59

IV.4.4.EMPLOIS DES MATERIAUX SYNTHETIQUES DANS LES CHAUSSEES ……59

IV.5. LES DIFFERENTS TYPES DE CHAUSSEES ……59

IV.5.1.LES CHAUSSEES SOUPLES ……...60

IV.5.2.LES CHAUSSEES BITUMINEUSES EPAISSES ……60

IV.5.3.LES CHAUSSEES A ASSISE TRAITEE AUX LIANT HYDRAULIQUES (SEMI-RIGIDES) ……...60

IV.5.4.LES CHAUSSEES A STRUCTURE MIXTE ……..61

IV.5.5.LES CHAUSSEES A STRUCTURE INVERSE ……...61

IV.5.6. LES CHAUSSEES EN BETON DE CIMENT ……62

IV.5.7. LES CHAUSSEES COMPOSITES ……...63

IV.6. RESISTANCE MECANIQUE DES CHAUSSEES ……...64

IV.7.QUALILITES SUPERFICIELLES DES CHAUSSEES ……64

IV.7.1.L'UNI ……..64

IV.7.2.LA RUGOSITE ……..65

IV.7.3. L'IMPERMEABILITE ……..65

IV.8. LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES ……...66

IV.9. CONCLUSION ……...66

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CHAPITRE V : PRESENTATION DU SITE, IDENTIFICATION ET CLASSIFICATION DES SOLS

V.1INTRODUCTION ……..67

V.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIE DU SITE ……..67

V.3.CONTEXTE GEOLOGIQUE ……68

V.3.1.Contexte géologique régional ……..69

V.3.2.DONNEES STRATIGRAPHIQUES ……71

V.3.3. DONNEES STRUCTURALES ……...71

V.4. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE ……....72

V.5. TECTONIQUE ET SISMICITE ……..72

V.5.1. TECTONIQUE ……72

V.5.2. SISMICITE ……73

V.6. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE ……74

V.6.1. SONDAGES CAROTTE ET PUITS DE RECONNAISSANCE (IDENTIFICATION VISUELLE) ……76

V.6.2. PIEZOMETRES ……85

V.7. CONCLUSION ……..86

CHAITRE VI: RESULTATS ET INTERPRETATIONS

VI.1.INTRODUCTION ……...87
VI.2. RESULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE ……...87
VI.3. RESULTATS DES ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUES ……...91
VI.3.1. RESULTATS DES ESSAIS DES LIMITES D'ATTERBERG ……...92
VI.4. RESULTATS DES ESSAIS PROCTOR ……106
VI.5. RESULTATS DES ESSAIS PORTANCE CALIFORNIEN (C.B.R) ……110
VI.6. RESULTATS DE BOITE DE CISAILLEMENT……114
VI.6.1. COURBES DE CONTRAINTES-DEFORMATIONS ……...114
VI.6.1.1.INTERPTERATION DES COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION ……...117
VI.6.2. COURBES DE VARIATIONS DE VOLUME ……...122
VI.6.2.1.INTERPRETATION DES COURBES DE VARIATION DE VOLUME…….. 125
VI.6.2. DOROITES INTRINSEQUES ……...128
VI.7. RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES ……..131
VI.7.1 COURBES OEDOMETRIQUE ……...131
VI.8.ANALYSES CHIMIQUES ……...136

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.9.CONCLUSION ……..138

CONCLUSION GENERALE …….139

REFEENCES BIBLIOGRAHIQUES ……140

ANNEXES

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

INTRODUCTION GENERAL

La construction d'ouvrages de génie-civil, particulièrement, les ouvrages d'entreposage, sont devenus un facteur très important, pour un pays dans l'économie dépondent de l'extérieur.

La réalisation de ports modernes, de taille mondiale, dans des régions situées en dehors des villes, dans le but de soustraire les produits d'entreposages, dans les ports maritimes, asphyxie par les villes, et allégée l'engorgement de leurs zones entrepôts.

Afin de réaliser un projet, dans la construction est stratégique, et permet d'impulser une dynamique nouvelle à l'économie du pays. Et cela à moindre cout et temps, une reconnaissance des sols est une phase fondamentale dans la réussite de ce projet de construction. La détermination des caractéristiques du sol avant les travaux de constructions conduit à la planification des taches de façon ordonnée et complètement organisée. Le coût de cette reconnaissance sera récupéré par la réalisation du projet dans les meilleurs délais, au coût minimum et dans les meilleures conditions de sécurité que ce soit pendant la construction ou durant l'exploitation de l'ouvrage. Inversement, une construction de projet important sans étude de sol peut se solder par des surprises désagréables ou fatales. Des références plus spécialisées peuvent être consultées pour des détails approfondies des pathologies de construction.

Le chapitre I consacré pour définir ce qu'est un port sec, et mieux comprendre son itérais. La manière d'exploitation et ces objective.

Les chapitre II et III, n'on pour bute que la présentation d'une synthèse très brève des procédés généraux de reconnaissance et d'identification des sols.

Le chapitre II consacré à la présentation et description, des méthodes d'identification des matériaux. Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

Dans le chapitre III, sont présentés les différents essais mécaniques, tout en montrant le but et le principe de chaque essai, le mode opératoire, l'appareillage, et l'expression des résultats, et pour finir, déterminée les avantages et les inconvénients des essais réaliser.

Le chapitre IV, englobe toutes les généralités indispensables à connaitre sur le domaine routier pour mieux comprendre l'utilité de notre travail. Nous allons citer les différents types de chaussées, leurs principales couches, leur résistance mécanique, et leurs qualités superficielles, pour finir, un dimensionnement global.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Dans le chapitre V, nous effectuons une situation géographique et topographique du site, une étude du contexte géologique, hydrologique, la tectonique et la sismicité, pour finir par une reconnaissance géotechnique du site (sondages carotte et puits de reconnaissance, piézomètres).

Le chapitre IV, est un chapitre récapitulatif, contenant touts les interprétations des résultats obtenus lors des différents essais réalisés dans ce travail.

Enfin, on termine cette étude par une conclusion générale, ou on a synthétisé l'ensemble des résultats obtenus. Et par une série d'annexes expliquant et complétons certaines données.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

I.1.INTRODUCTION

Les ports actuels, exigües et asphyxiés par les villes, ne peuvent pas réceptionner des navires d'une grande capacité, estimé à 25.000 tonnes. Les ports algériens réceptionnent environ 10.000 navires par an. Ils sont loin derrière des ports de la plupart des pays du bassin méditerrané qui accueillent quotidiennement plus de 3.000 bateaux.qui se traduit par l'absence d'équipements et de structures logistiques dans ces ports engendre une perte d'argent et de temps.

Résultat, les coûts des transports maritimes de marchandises demeurent parmi les plus élevés au monde, ce qui pèse lourdement sur le pouvoir d'achat des Algériens. La nécessite d'investir dans de nouvelles infrastructures portuaires s'explique d'une part de l'économie qui est très dépendante de l'extérieur, et d'autre part de la situation actuelle des ports Algériens, complètement encerclés par les villes; ce qui rend impossible tout projet de les élargir.

La problématique réside alors dans la recherche des voies pour relever ce défit qui handicape les échanges avec les partenaires économiques. Cette réalité se traduit par:

-Une lenteur et une irrégularité du circuit d'approvisionnement en transit des principaux secteurs économiques et des exportations Algériennes.

-Un système fragile de ravitaillement des populations en produits de première nécessité.

La réalisation de ports modernes de taille mondiale dans des régions situées en dehors des villes dans le but de soustraire les produits d'entreposages dans les ports maritimes est allégée l'engorgement de leurs zones entrepôts.

A l'exception de la configuration géographique d'un port maritime, toutes les autres activités portuaires s'y déroulent de manière fluide. Ce qui amène à dire qu'un port sec est une plate-forme logistique construite loin des ports maritimes à l'intérieur des villes servant de point de départ, de transit ou d'arrivée des flux de marchandises générés par le commerce international.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

I.2.DEFINITION

I.2.1.PORTS

Un port est un endroit situé sur le littoral maritime, sur les berges d'un lac ou sur un cours d'eau et destiné à accueillir des bateaux et navires. Un port peut remplir plusieurs fonctions, mais doit avant tout permettre d'abriter les navires, en particulier pendant les opérations de chargement et de déchargement. Il facilite aussi les opérations de ravitaillement et de réparations. Il est un lieu de séjour.

À l'opposé d'un mouillage consistant généralement d'une rade protégée des vents dominants et des vagues par la terre, un port sera protégé par une ou plusieurs digues ou môles. Il pourra être composé de plusieurs darses, de parties isolées par des écluses, de cales sèches ou flottantes. Il peut nécessiter des dragages afin d'entretenir une profondeur suffisante. Le port lui-même est aménagé avec des jetées, des quais, des pontons et doit être relié à d'autres moyens de transport (routier, ferroviaire…). Les ports peuvent être classés selon leur localisation, leur statut et leur activité.[Recherche internet].

Figure 1.I:photo aérienne du port d'Oran.

I.2.2.PORT SEC

En dépit de la diversité des concepts, noms et définitions se rapportant à la notion de port sec et de l'existence d'autres installations analogues, l'expression «port sec»

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

s'entend d'un lieu donné situé à l'intérieur des terres pour le groupage et la distribution de marchandises, ayant des fonctions correspondant à celles d'un port maritime, et comprenant des services de dédouanement. Les fonctions rattachées à un port maritime que l'on pourrait s'attendre à retrouver dans un port sec supposent des installations pour la manutention de conteneurs (voire de marchandises en vrac); des liaisons avec les infrastructures intermodales; un regroupement géographique de sociétés et d'organismes indépendants s'occupant du transport de marchandises (tels que transitaires, expéditeurs et transporteurs); et la fourniture de services connexes (entres autres, inspections douanières, paiement de taxes, entreposage, entretien et réparation, et liaisons bancaires au moyen des technologies de l'information et de la communication). [Recherche internet]:www. Wikipidia.com.

I.3. PRESENTATION DU PORT SEC D'ORAN

La ville d'Oran, de part sa localisation géographique, est un carrefour d'échanges. La position côtières constitue une portière sur la méditerranée. Pour cela, le Gouvernement de la République Algérienne, envisage la construction et l'exploitation d'un port sec à Oran.

Selon le quotidien d'Oran la capitale de l'Ouest sera bientôt dotée d'un nouveau port sec. En effet, un projet vient d'être inscrit dans le programme de l'Entreprise Portuaire d'Oran (EPO). Cette enceinte économique sera réalisée sur l'axe reliant Oran à Oued Tlélat, plus précisément dans l'ancien siège de l'Enaditex. Après les quatre ports secs réalisés à Alger, et le premier port du genre réalisé à Oran par la Maghrébine de Transport et Auxiliaire (MTA), dans la zone industrielle d'Es-Sénia, la capitale de l'ouest du pays vient de renforcer ses capacités d'entreposage par une seconde infrastructure équipée de toutes les commodités d'un véritable port commercial.

Des négociations sont en cours pour l'acquisition de cette assiette qui sera aménagée et exploitée afin d'abriter le nouveau port sec de l'EPO. Ce projet qui s'inscrit dans le cadre du développement de l'entreprise, vise à redynamiser l'activité économique en tentant ainsi de répondre aux besoins des opérateurs. Pas moins de 3.000 conteneurs seront entreposés dans ce nouveau site aussi vaste que le terminal à conteneurs.

Le port aura les mêmes caractéristiques techniques et les mêmes standards que les véritables ports. Outre ces spécificités, cette enceinte va comprendre un terminal à conteneurs, des structures abritant les services des douanes, le service chargé du contrôle aux frontières, le service phytosanitaire, l'inspection vétérinaire, les transitaires et les consignataires, en plus des services de l'EPO.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

L'aval du site a été donné par les services de la Direction Régionale des Douanes, destiné à la création de ce port sec qui sera aménagé conformément aux normes et vigueurs, pour le développement des ports secs à travers le pays, et plus particulièrement ce projet destiné à la région ouest et à tous les opérateurs dans un cadre conventionnel défini par l'exploitant, ce qui permettra, d'une part, d'offrir et d'améliorer la prestation aux importateurs et, d'autre part, de créer de l'emploi et, surtout, d'élargir la gamme des services.

Une fois les conteneurs réceptionnés au port d'Oran, ils seront acheminés sous escorte douanière à compter du débarquement des marchandises. Quant au règlement régissant la durée maximale du séjour des marchandises dans le port sec, celle-ci sera appliquée conformément au code des douanes. [Quotidien d'Oran, 13juin2009], "Quotidien d'Oran -13juin2009-par Samir Ould Ali publié dans Oran"

Figure 2.I: port d'Oran.

I.4. EXPLOITATION

La conteneurisation qui est la tendance actuelle du trafic, a milité en faveur de la création de terminaux à conteneur.

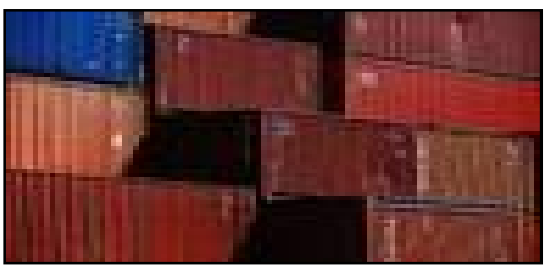


Figure 3.I: pile de contenér.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Il faut aller au-delà de simple manutention des conteneurs dans les terminaux, mais prévoir des infrastructures d'accueil avec des fonctions des dépôts pouvant être sériées comme suit:

- Le dédouanement;
- L'entreposage temporaire des conteneurs d'un mode à un autre;
- La possibilité de transférer des conteneurs d'un mode à un autre;
- Le dépotage et l'empotage de conteneurs;
- Le groupage des cargaisons;
- L'entretien et la réparation des conteneurs.

Ces fonctions des dépôts font appel à la promotion et au développement des infrastructures maritimes et aussi routières et ferroviaires au site du terminal.

Figure 4.I: Terminal à conteneur (port sec à El-Hamiz, Alger).

I.5. OBJECTIFS DU PORT SEC

La réalisation du port sec est une des composantes du programme de réhabilitation de la région d'Oran initié par le gouvernement Algérien qui le considère comme prioritaire et susceptible d'impulser une dynamique nouvelle à l'économie de cette partie du territoire national.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Il a pour objectif:

I.5.1.Objectifs macro-économiques

Les incidences escomptées sur l'économie nationale sont entre autres:

1. La régularité et l'accélération du circuit des importations et des exploitations permettent une relance de l'économie par l'accroissement de la consommation;
2. La maîtrise du volume des échanges ainsi que la maîtrise des statistiques nationales qui constituent un outil stratégique de politique économique;
3. Une facilitation du recouvrement des recettes fiscales à travers un centre unique de traitement;
4. Soutenir cette ville dans son rôle d'important carrefour d'échanges commerciaux;
5. La création de divers emplois, avec des services professionnalisés et efficaces, aux normes internationales.

I.5.2. Objectifs micro-économiques

A ce titre, on peut noter:

1. La disponibilité des intrants nécessaires pour l'économie;
2. La réduction des coûts et de la durée d'acheminement des produits à travers un pôle unique qui regroupe tous les intervenants;
3. Une plus grande sécurité des marchandises par la mise en place des techniques et équipement appropriés pour les opérations physiques de manutention, de stockage, de livraison etc…;
4. La simplification pour les ports maritimes des procédures pour un gain de temps dans la rotation et le transit des marchandises d'où la réduction des congestions au niveau des ports maritimes et un gain d'espace, dans la mesure où les marchandises venant des ports vont transiter par cette plate-forme logistique en attendant de partir à leur destination.

I.5.3. Objectifs stratégiques

La création du port sec permet:

1. De disposer d'un circuit d'approvisionnement d'urgence efficace;

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

2. De constituer et mobiliser rapidement un stock de sécurité (produits stratégiques comme les hydrocarbures, produits alimentaires, intrants industriels, autres produits);
3. De contribuer à la lutte contre les fraudes fiscales à travers les modes de gestion de magasins cales ou sous douane;
4. Le paiement des frais d'entreposage et de passage dans l'entrepôt aux opérateurs économiques nationaux;
5. De sécuriser d'avantage la circulation dans la ville d'Oran en décongestionnant le trafic urbain actuellement saturé par les camions traversant la ville ou stationnant sur les voies.

I.6. REMARQUE

Pour éviter que le port sec ne constitue un obstacle de plus à fluidité du trafic, il y a lieu de requérir en amont:

- La collaboration des autorités portuaires maritimes;
- La collaboration des pays de transit.

Cette collaboration devrait se solder par l'accord d'un traitement préférentiel est réservé aux marchandises en transit sur la base d'accords et de conventions.

I.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons défini le port et le port sec et leurs propriétés en s'attardant sur l'importance et la nécessité de désengorgé les ports maritimes. Les ports secs sont implantés sur des zones industrielles (là où se situent les industries) et la proximité des voies ferrées, qui facilitent la fluidité des marchandises.

Nous avons aussi étudié et exposé les différentes infrastructures des ports secs et leur exploitation en soulignant les différents objectifs tels que (Objectifs macro-économiques, Objectifs micro-économiques, Objectifs stratégiques).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

II.1. INTRODUCTION

A la différence des autres matériaux du génie civil et du bâtiment, les sols-et les roches- préexistent sur le site des travaux et la première phase de toute étude géotechnique consiste à définir la nature et l'état de ces terrains, qui constitue les propriétés essentielles des sols.

Le sol est un matériau à trois phases: solide, liquide et gazeuse. La coexistence, dans le matériau, de trois phases présentant de grandes différences dans leurs propriétés physiques et mécaniques voir chimiques des sols. La définition d'un sol repose donc sur une description précise des trois phases.

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés: essais d'identification.

Les essais d'identification conduisent à une description précise et chiffrée, et non seulement descriptive, du sol. Une définition chiffrée est nécessaire car des sols d'aspects très voisins peuvent présenter des comportements (mécaniques, en particulier) très différents.

Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

On distingue classiquement deux grandes catégories d'essais d'identification:

-les essais qui répondent de l'arrangement et de la répartition des phases (squelette solide, eau, air). Ces essais caractérisent l'état du sol et ne peuvent être réalisés que sur des échantillons intacts;

-les essais qui traduisent les propriétés des particules du sol et l'intensité de leurs liaisons avec l'eau. Ces essais caractérisent la nature du sol et sont réalisés sur des échantillons intacts ou remaniés (dont l'état a été perturbé lors du prélèvement ou du transport).

Dans le présent chapitre consacré à la description, l'identification et la classification des sols, qui présente des techniques de caractérisation des sols en laboratoire.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

II.2. DESCRIPTION VISUELLE DES SOLS

Il est intéressant de procédée à une identification et une classification rapide d'un sol. Avant même de réalisée des essais en laboratoire sur des échantillons représentatifs de sol prélevés sur le terrain.

Une description et une classification approximative des sols qui s'appuie sur normalisée.

Cette méthode permet d'estimer le comportement d'un sol, et elle s'accompagne d'une description sommaire des caractéristiques du sol in situ, c'est-à-dire du sol dans son environnement réel.

II.2.1. LA PROCEDURE GENERALE

La procédure générale se fait par description d'un sol, par l'identification de ses particules les plus grosses. Une grande importance est attache à la détection des matières organiques, en raison de leur influence nuisible sur le comportement général des sols.

D'autres caractéristiques singulières peuvent être significatives, par exemple l'odeur, la couleur, l'état d'humidité, un début de cimentation ou une structure particulière. [Robitaille et Tremblay,1997].

II.2.1.1. LA GROSSEUR DES PARTICULES ET LES MATIERES ORGANIQUES

La méthode de description visuelle se base sur la classification granulométrique primaire, qui distingue les sols à gros grains des sols à grains fins. Pour que la description d'un sol reflète sa composition réelle sur le terrain, l'échantillon doit contenir toute la gamme des grosseurs de particules de ce sol.

On étale l'échantillon, ce qui permet d'évaluer la proportion de chaque grosseur de particules. S'il est impossible d'estimer la proportion de fines dans l'échantillon, on peut agiter un mélange de sol et d'eau dans une éprouvette ou un bocal et estimer les volumes relatifs de gros grains et de fines en observant les particules qui se déposent.

La plupart des dépôts de sol sont constitués d'un mélange de gros grains et de grains fins. Or, quand plus de la moitié des particules de l'échantillon sont visibles à l'œil nu, il s'agit d'un sol à gros grains. A l'inverse, quand plus de la moitié des particules ont une texture si fine qu'on ne peut les discerner à l'œil nu, il s'agit d'un sol à grains fins. Dans le cas d'un sol majoritairement constitué de grains fins, des essais manuels pourront révéler la prédominance du silt ou de l'argile.

Les sols fins peuvent être qualifiés d'organiques ou d'inorganiques, selon le cas. En l'absence de résidus organiques visibles, une couleur claire ou brillante annonce généralement un sol fin inorganique.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

La qualification de différentes façons les sols contenant des matières organiques sous la forme de particules végétales, ligneuses ou fibreuses, à divers degrés de décomposition. Selon l'importance de ces particules, on parlera d'un sol organique, partiellement organique ou fortement organique, l'essentiel étant de souligner la présence, même infime, des matières organiques. Quelquefois, elles sont si finement réduites que seule la couleur brune foncée, grise foncée ou noire de l'échantillon de sol humide permet de les détecter. Les sols organiques peuvent paraitre spongieux et mous au toucher et dégager une odeur de décomposition. Si l'échantillon est sec, il est possible d'en faire ressortir l'odeur en le mouillant et en le réchauffant légèrement dans le creux de la main. L'odeur est organique, terreuse ou nulle.

II.2.1.2. LA COULEUR DU SOL

La couleur permet parfois de faire des rapprochements entre des sols de même origine géologique. Il existe des tables de couleurs normalisées comme la table de Munsell, qui fournit des normalisations types décrivant la teinte, la luminosité et le degré de saturation des couleurs, pour décrire la couleur d'un sol; en pratique. On le fait plutôt au moyen de termes simples et compréhensibles (il est préférable, pour décrire la couleur d'un sol, d'utiliser un échantillon humide. En autre, la couleur foncée d'un échantillon humide peut indiquer la présence de matières organiques.

II.2.1.3. L'ETAT D'HUMIDITE DU SOL

L'importance de qualifier l'état d'humide du sol en place, car plusieurs propriétés de sol sont liées à sa teneur en eau naturelle. On les distingue par le touchée. Les sols secs sont ceux qui semblent ne pas renfermer la moindre humidité par leur état poussiéreux et plutôt rêches au toucher. Les sols humides, quant à eux, ne contiennent pas d'eau libre visible à l'œil nu. A l'opposé des sols saturés qui se rencontrent habituellement sous la nappe phréatique.

II.2.1.4. LA STRUCTURE DES DEPOTS

La structure des dépôts décrit l'organisation et la disposition des grains de sol. En observant un échantillon en laboratoire, on ne peut pas la déduire avec suffisamment de précision; c'est au moment de l'échantillonnage qu'on peut l'observer le mieux, surtout à l'intérieur d'une fouille ou d'une tranchée. Certaines structures peuvent fournir des informations intéressantes sur le comportement mécanique prévisible des sols.

Quand le dépôt est constitué de plusieurs couches alternées de matériaux de diverses natures, on dit que la structure est stratifiée. Si les couches sont plutôt minces (moins de 6 mm), on parle de dépôt laminé lorsqu'elles sont surtout composées de gros grains, et de dépôt varve quand elles sont majoritairement composées de grains fins.

Des fragments qui se détachent le long de plans de rupture en présentant peu de résistance signalent un dépôt fissuré. Le plan de rupture lui-même, s'il est luisant et lisse comme dans certains dépôts d'argile, prendra le nom de miroir de faille. Enfin, quand un

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

massif d'argile présente de petits blocs anguleux, plus solides que le reste du massif et se détachant facilement, on parle d'une structure à blocaux.

Dans la description visuelle d'un sol, on doit aussi noter, tout détail structural particulier, comme la présence de lentilles (petites inclusions de matériaux de texture ou de nature différentes de celles du matériau constituant la matrice principale du dépôt) ou l'existence de trous de racines ou d'ouvertures poreuses. Si le dépôt ne présente aucune structure particulière évidente, on le qualifie d'homogène.

II.2.1.5. L'ETAT DE CIMENTATION DES DEPOTS

A un âge géologique avancé, les dépôts de sol tendent à se consolider sous le poids des particules accumulées. En profondeur, les sels minéraux en solution dans l'eau interstitielle peuvent se recristalliser sous la pression et cimenter les particules de sol. Le processus de cimentation se terminera lorsque les particules cesseront de se dépose, et le sol en voie de cimentation sera de nouveau exposé à la surface sous l'effet de l'érosion.

Le degré de cimentation est directement proportionnel à l'intensité de cette réaction, qu'on peut qualifier de forte, faible ou nulle. Si les mottes de sol se désagrègent à la manipulation ou se fissurent sous une légère pression des doigts, la cimentation est faible; s'il faut une forte pression pour obtenir le même résultat, la cimentation est modérée; enfin, s'il est impossible de briser les mottes avec les doigts, la cimentation est qualifiée de forte.

II.2.2. LA DESCRIPTION DES SOLS A GRAINS FINS

Les manipulations visant à identifier la fraction fine s'effectuent avec un échantillon de sol suffisant pour modeler une boule d'à peu près 25 mm de diamètre, et dont on aura enlevé les particules supérieures à environ 400 µm.

II.2.2.1. LA DONSISTANCE

On imagine aisément qu'un sol cohérent de consistance molle ne pourra porter de lourdes charges; à l'opposé, une consistance dure annonce une meilleure capacité portante. On qualifie la consistance des sols cohérents sur le terrain ou à partir d'un échantillon intact, en tentant d'y enfoncer le pouce ou d'en marquer la surface avec l'ongle du pouce.

Le tableau si dessous, décrit la procédure d'évaluation de la consistance, de même que les qualificatifs la définissant. Le tableau met également en corrélation la consistance et la résistance au cisaillement mesurée avec un pénétromètre de poche.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

TABLEAU 1.II: Essai manuel de consistance des sols fins.

Consistance	Procédure d'évaluation	Résistance au cisaillement
Très molle	Le pouce pénètre le sol de plus de 25 mm	Moins de 0,25
Molle	Le pouce pénètre le sol d'environ 25 mm	0,25 à 0,50
Ferme	Le pouce peut marquer la surface du sol d'environ 6 mm	0,50à1,00
Dure ou raide	On ne peut marquer le sol avec le pouce, mais c'est possible avec l'ongle du pouce.	1,00 à 2,00
Très dure ou très raide	On ne peut marquer la surface avec l'ongle du pouce.	Plus de 2,00

II.2.2.2. LA PLASTICITE

La procédure suivante a pour objet de déterminer si un sol fin ou la fraction fine d'un sol à gros grains démontre une plasticité l'apparentant à l'argile, ou si, au contraire, les fines sont non plastiques et silteuses. La plasticité est mise en évidence au moyen de trois essais manuels simples visant à déterminer la résistance à sec, la dilatance, ainsi que la rigidité du rouleau plastique.

Associés aux indications du tableau si dessous les résultats de ces trois essais permettent d'identifier les sols fins et la fraction fine des sols à gros grains. Les informations du tableau concernant les sols organiques ne sont toutefois fournies qu'à titre indicatif.

TABLEAU 2.II: Identification des sols fins au moyen des essais manuels.

Nom typique	Symbole	Résistance à sec	Dilatance	Rigidité du rouleau plastique
Silt de faible ou moyenne plasticité	ML	Nulle à faible	Lente à rapide	Faible ou non plastique
Argile de faible ou moyenne plasticité	CL	Moyenne à grande	Nulle à lente	Moyenne
Silt de haute plasticité	MH	Faible à moyenne	Nulle à lente	Faible à moyenne
Argile de haute plasticité	CH	Grande à très grande	Nulle	Forte
Silt organique	OL	Faible à moyenne	Lente	Faible

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Argile organique	OH	Moyenne à très grande	Nulle	Moyenne

- **La résistance à sec**

A l'état sec, les sols cohérents démontrent une certaine résistance à la rupture, puisque c'est l'état ou les liens cohésifs entre les feuillets argileux sont les plus forts. Cette propriété permet de distinguer les argiles des silts, qui présentent quant à eux une faible résistance à l'état sec.

On évalue la résistance à sec avec un échantillon de sol fin, qu'on pétrit , en y ajoutant un peu d'eau si nécessaire , jusqu'à ce qu'il ait la forme d'une boule d'environ 12mm de diamètre ayant la consistance du mastique. On laisse sécher l'échantillon au soleil, à l'aire ou dans une étuve a une température n'excédant pas 60°C, et on effectue l'essai en tentant d'écraser l'échantillon séché entre les doigts:

- La résistance est très faible ou nulle si l'échantillon se désagrège par une simple manipulation;

- La résistance est faible si il faut une légère pression des doigts pour réduire l'échantillon en poudre;

- La résistance est moyenne si la pression nécessaire pour réduire l'échantillon en poudre est forte;

- La résistance est grande si il est impossible d'écraser l'échantillon entre les doigts mais que pourtant il se brise;

- La résistance est très grande si on ne peut briser l'échantillon entre le pouce et une surface rigide.

- **La dilatance**

Bien qu'ils possèdent le même arrangement structural que les sols à gros grains, les silts sont très peu perméables, car les vides entre leurs grains sont très petits. Cependant, ils ne retiennent pas l'eau autant que les sols argileux. Ce comportement de l'eau libre qui distingue les sols fins peut être mis en évidence par l'essai visant à évaluer le degré de dilatance, c'est-à-dire la vitesse à laquelle un échantillon de sol fin réagit aux vibrations pour faire ressortir ou pour absorber l'eau libre qu'il contient. Selon les résultats, on pourra identifier le sol à une argile ou à un silt.

Pour faire l'essai, on a besoin d'un échantillon de sol de volume suffisant pour former une boule de 12 mm de diamètre, auquel on ajoute, si nécessaire, de l'eau pour que la boule ait une consistance molle mais non collante. A l'aide d'un couteau ou d'une petite spatule, on étend le sol dans la paume d'une main, qu'on déplace horizontalement, pour aller frapper vigoureusement et à plusieurs reprises le revers de l'autre main. On observe alors l'aspect de la surface de l'échantillon, on referme la main dessus pour le comprimer, puis on l'observe à nouveau.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- La dilatance est rapide quand l'eau apparait facilement et rapidement à la surface de l'échantillon en réaction aux secousses et y pénètre aussi rapidement lorsqu'il y a compression; l'apparition de l'eau libre rend la surface luisante, et sa disposition la laisse plutôt terne;
- La dilatation est lente s'il faut plusieurs secousses vigoureuses pour amener l'eau à la surface et si l'apparence de l'échantillon n'est guère modifiée par la compression.
- La dilatance est nulle lorsque l'aspect de l'échantillon ne subit aucune modification perceptible.

- **La rigidité du rouleau plastique**

On sait que les états de consistance de l'argile dépendent de sa teneur en eau (en réduisant celle-ci, on fait passer l'argile d'une consistance visqueuse ou liquide à une consistance plastique, puis solide.

L'essai s'effectue avec un échantillon semblable à celui de l'essai précédent. Si le sol est trop mouillé, on peu l'étendre et le laisser sécher par évaporation. On donne à l'échantillon une forme allongée, puis on le roule entre les mains ou sur une surface lisse jusqu'à ce que le rouleau ainsi formé ait un diamètre de 3 mm. On replie le rouleau à plusieurs reprises jusqu'à ce qu'il se brise en plusieurs morceaux ayant environ 3 mm de diamètre: c'est à ce moment que le sol a une teneur en eau voisine de la limite de plasticité. Avec les débris du rouleau, on forme de motte, qu'on pétrit jusqu'à ce qu'elle s'effrite. On doit apprécier les efforts requis pour atteindre la limite de plasticité, de même que la résistance du rouleau près de cette limite et la rigidité de la motte lorsqu'elle s'effrite:

- La rigidité est faible lorsqu'une légère pression suffit à amener le rouleau à la limite de plasticité; celui-ci offre peu de résistance et la motte formée avec les débris est molle;
- La rigidité est moyenne lorsqu'il faut une pression moyenne pour amener le rouleau à la limite de plasticité; la motte a une rigidité moyenne;
- La rigidité est forte lorsqu'il faut une forte pression pour rouler l'échantillon jusqu'à la limite de plasticité.

Cet essai permet aussi de connaître le degré de plasticité des fines du sol:

- La plasticité est nulle lorsqu'il est impossible de rouler l'échantillon, peu importe sa teneur en eau;
- La plasticité est faible lorsqu'on peut à peine rouler l'échantillon et qu'il est impossible de faire une motte avec les débris, une fois la limite de plasticité atteinte;
- La plasticité est moyenne quand l'échantillon est facile à rouler et la limite de plasticité, rapidement atteinte, mais sans qu'il soit possible de rouler les segments de nouveau après la rupture; la motte cohérente formée avec les débris s'effrite après un léger pétrissage;

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- La plasticité est élevée lorsque les segments du rouleau doivent être repliés et roulés plusieurs fois avant d'atteindre la limite de plasticité, et que la motte formée avec les débris est très cohérente et ne s'effrite pas immédiatement au moment du pétrissage.

REMARQUE

L'identification d'un sol fin est constitué de particules inférieures à 400 µm, il est possible qu'il renferme une certaine proportion de sable fin. Il faudra que l'appellation définitive du sol tienne compte de cette éventualité. Pour détecter la présence de sable ou de silt, on peut frotter une petite quantité de sol entre ses doigts (si c'est granuleux, c'est que le sol contient du sable ou du silt; sinon, c'est plutôt de l'argile).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

II.3. ANALYSE GRANULOMETRIQUE

II.3.1. ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE

L'analyse granulométrique, dans la norme (NF P94- 040), permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers (hors-série).

L'essai consiste à classer les différents grains constituants l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboités les un sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des gains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.

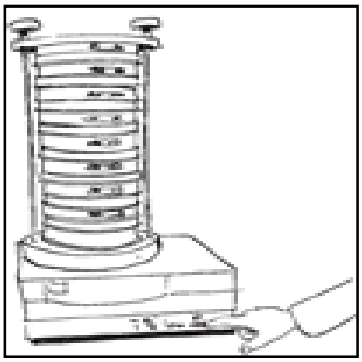


Figure 1.II: schématisation de l'opération du tamisage.

L'analyse granulométrique est réalisée par deux méthodes:

-Par tamisage, pour les particules supérieures à 80 μm.

-Par sédimentomètrie, pour les particules inférieures à 80 μm.

Figure 2. II : Tamiseuse électrique.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Les résultats de l'analyse granulométrique des échantillons seront traduits sous forme de courbes appelées courbes granulométriques, qui traduit la distribution pondérale des granulats élémentaires et permet aussi de mesurer l'importance relative de chacune des fractions.

Une fois la courbe tracée on détermine:

- Le coefficient d'uniformité (ou coefficient de Hazen), $C_u=D_{60}/D_{10}$: caractérise la pente de la courbe granulométrique (ce coefficient permet de savoir si la granulométrie est étalée ou serrée).

- Le coefficient courbure, $C_c=(D_{30})^2/ D_{10}\times D_{60}$: ce coefficient vient en complément de C_u dans la classification des sols, afin de déterminer si la granulométrie est bien graduée ou mal graduée –un sol est mal gradué si une fraction de grains prédomine- (traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe).

Avec:

D_{10}: Diamètre correspondant à 10% des tamisas cumulés;

D_{30}: Diamètre correspondant à 30% des tamisas cumulés;

D_{60}: Diamètre correspondant à 60% des tamisas cumulés.

II.3.2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE

Le tamisage ne permet pas la séparation des grains dont les dimensions sont faibles (<0,08mm), on effectuera donc la séparation par la sédimentométrie dont la norme (NF P94-057). La méthode de mesure est basée sur la cinématique des éléments solides d'un milieu dispersé dans un milieu liquide, sous l'influence de la gravité.

La sédimontométrie, est basée sur la loi de stock, qui donne la vitesse limite d'une particule, tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux, en fonction du diamètre de la particule.

Cette relation s'écrit: $V = \frac{\gamma s - \gamma 0}{18\eta} \times g \times d2$

Avec:

γ_s : densité des grains solides;

γ_0 : poids volumique du liquide (KN/m^3)

η : viscosité du liquide (viscosité dynamique en Pa/s.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Dans le cas d'un sol argileux γ_s=2,65 et à une température de 20°c environ η=1,008 MPa/s

$V(cm/s) = 8920 \times d^2 = X/t$ [cm/s]

D'où: $d = \sqrt{X/8920 \times t}$

Avec:

d : diamètre de la particule;

X : profondeur du prélèvement;

t : temps du prélévement.

- Mode opératoire: -Méthode de la pipette-

Dans 1/2 l d'eau distillée, on met 20g de sol <0,08mm, on ajoute 10 ml de défloculant (Hexamétaphosphate de sodium), soit 102g/l, on agite pendant 20mn en utilisant un agitateur magnétique ou manuel. On laisse reposer 24heurs après avoir ajouté 1/2 l d'eau pour avoir 1l. Après 12heurs, on agite pendant 2mn, et on fait des prélèvements à l'aide d'une pipette à des temps variables (30s, 90s, 3mn,…..,24h) à une profondeur X. On pèse les masses de sol C1, C2…., après étuvage, on rapporte ces masses à la concentration de la solution C_0= 20g. Et on trace la courbe (C/C_0)= f(d).

Figure 3.II: kit de sédimentométrie.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

II.4. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES

v TENEUR EN EAU (W)

La norme NF P 94-050 (octobre 1991) a pour objet la détermination à l'étuve de la teneur en eau d'un matériau, qui est le rapport du poids de l'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On l'exprime en pourcentage par la formule suivante:

$$W = \frac{PW}{PS} \times 100 \quad [\%]$$

v LA MASSE VOLUMIQUE SECHE (ρ_d):

La masse volumique sèche d'un matériau est déterminée selon la norme NF P94-064 (novembre 1993). Elle représente le rapport de la masse des particules de sol sec au volume total de la même masse de sol, y compris le volume des vides. On l'exprime par la formule suivante:

$$\rho d = \frac{Ms}{V} \qquad [g/cm^3]$$

v LA MASSE VOLUMIQUE DES GRAINS SOLIDES (ρ_s):

La norme NF P94-054 (octobre 1991) a pour objet la détermination de la masse volumique des grains solides de sol, qui est le rapport de la masse des particules de sol sec au volume de la même masse de sol sec. On l'exprime par la formule suivante:

$$\rho s = \frac{Ms}{Vs} \qquad [g/cm^3]$$

v INDICE DES VIDES (e):

L'indice des vides permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire, si notre matériau est dans un état serré ou lâche. Il est défini comme étant le rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

Sachant que l'indice des vides dépend aussi de la masse volumique des grains solides et de la masse volumique sèche selon la formule:

$$e = \frac{\rho s}{\rho d} - 1$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

v POROSITE (η):

La porosité a une signification analogue à celle de l'indice des vides. C'est le rapport du volume des vides (c'est-à-dire du volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol.

$$\eta = \frac{Vv}{V}$$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule suivante:

$$\eta = \frac{e}{e+1}$$

v DEGRE DE SATURATION (S_r):

Le degré de saturation indique la quantité d'eau que contient le sol. C'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides.

$$Sr = \frac{Vw}{Vv} \times 100$$

Le degré de saturation peut être exprimé aussi par la formule suivante:

$$Sr = \frac{\rho s}{\rho w} \times \frac{w}{e}$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

v LES LIMITES D'ATTERBERG:

La norme NF P94-051 (mars 1993) destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau), s'applique aux sols dont les éléments ont une dimension inferieure à 0.4 mm.

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques, destinés à identifier et classer un sol et à caractériser son état. L'essai est propre aux argiles, car ces derniers forment des pâtes dans lesquelles chaque grain est relié aux grains voisins par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. On distingue alors trois états de la consistance des argiles : états liquide, plastique et solide. A l'état liquide, les grains sont indépendants les uns des autres, le mouvement relatif entre les particules est aisé. A l'état plastique, les grains sont plus rapprochés et ont mis en commun leurs couches d'eau adsorbées. Lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner. A l'état solide, les distances inter-granulaires sont encore plus petites. Les grains arrivent même au contact en quelques points chassant ainsi l'eau adsorbée. Les frottements internes sont alors importants. La transition d'un état à l'autre est très progressive.

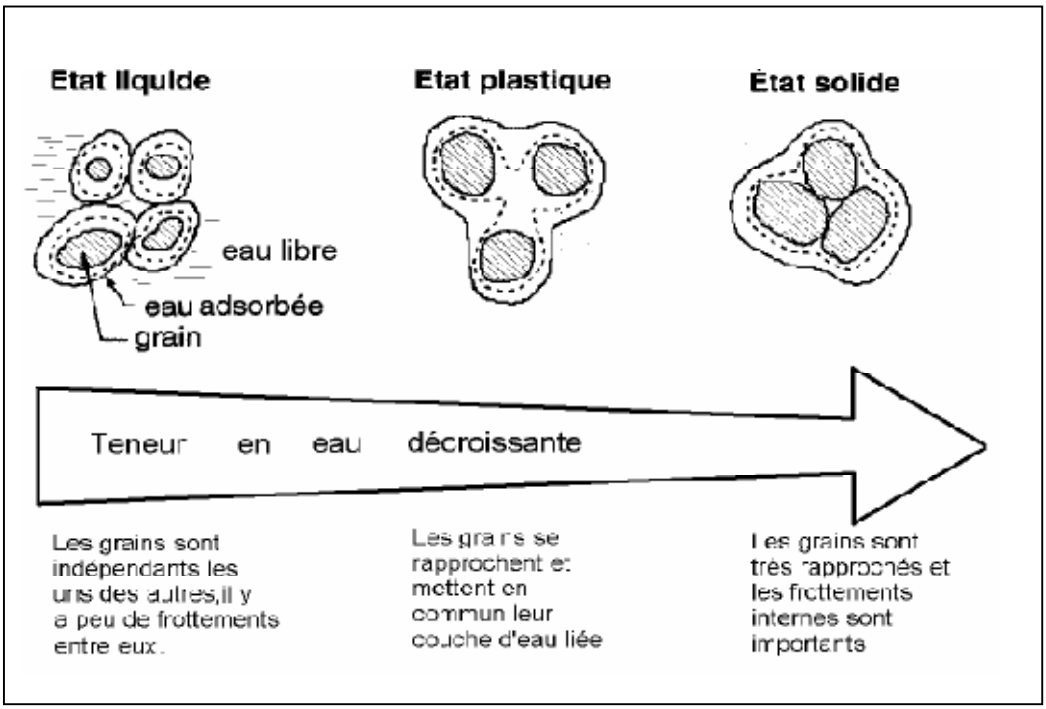


Figure 4.II: Différons états des sols.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

§ LA LIMITE DE LIQUIDITE(W_l)

Teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique, (elle sépare l'état liquide de l'état plastique).

Appareillage : l'appareil est constitué d'une coupelle pouvant recevoir des chocs et d'un outil à rainurer.

Mode opératoire : l'échantillon de sol est mis en place dans la coupelle et on trace un sillon avec l'outil à rainurer.

Par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1 à 1.5 cm des lèvres de la rainure après 15 à 35 chocs.

Résultats : on mesure la teneur en eau w au moment de la fermeture conventionnelle.

§ LA LIMITE DE PLASTICITE(W_P)

Teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide (Elle sépare l'état plastique de l'état solide).

Mode opératoire : à partir d'une boulette d'échantillon que l'on roule sur un marbre à la main ou avec une plaque, on forme un rouleau aminci progressivement jusqu'à 3 mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15 cm.

Par convention, la limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau soulevé par le milieu de 1 à 2 cm se fissure.

Résultats : on mesure alors la teneur en eau qui est la limite de plasticité.

§ LA LIMITE DE RETRAIT(W_R)

Teneur en eau, sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait (elle correspond à la quantité d'eau juste nécessaire pour combler les vides d'un sol lorsque celui-ci est à son volume minimum).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

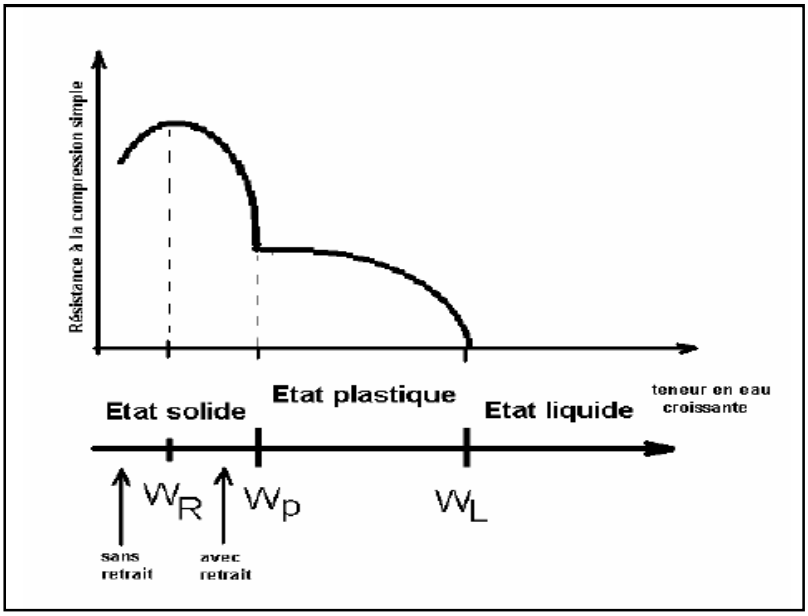


Figure 5.II: les trois limites conventionnelles d'Atterberg.

En comparant la teneur en eau d'un sol donné aux limites d'Atterberg déterminées précédemment sur un échantillon du même sol, on obtient des indications fondamentales sur son comportement mécanique. Autrement dit, ces limites décrivent certains comportements critiques (Figure 5.II). Sur la base de ces limites, on défini les indices suivant :

§ L'INDICE DE PLASTICITE(I_P)

Etendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité, par différence:

$$I_P = W_L - W_P.$$

- Plus l'indice de plasticité est élevé, plus le sol est sensible aux effets de gonflement par humidification (ou de retrait par dessiccation).

- L'indice de plasticité n'est jamais nul mais peut être non mesurable.

TABLEAU 3.II: Classification des sols suivant son degré de plasticité.

I_p	Degré de plasticité du sol
0 à 5	Sol non plastique
5 à 15	Sol peu plastique
15 à 40	Sol plastique
>40	Sol très plastique

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

§ DIAGRAMME DE CASAGRANDE

Il s'agit d'un diagramme qui permet de classer les sols fins en quatre catégories selon les valeurs de W_L et I_P.

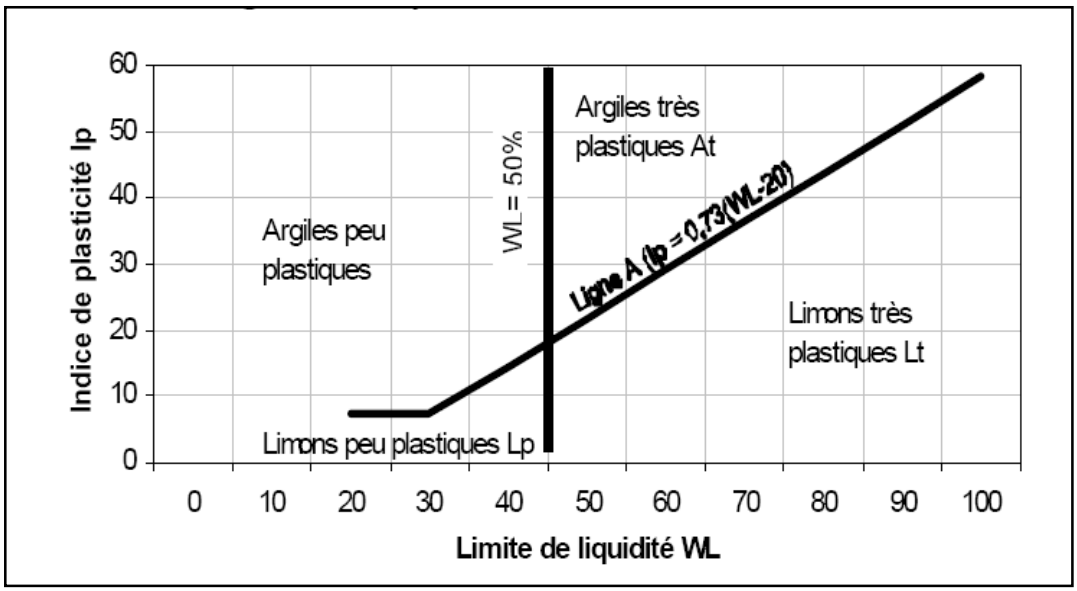


Figure 6.II: diagramme de plasticité et de classification des sols fins.

§ L'INDICE DE CONSISTANCE(I_c)

La comparaison entre la teneur en eau naturelle du sol w_0 et les limites d'Atterberg, permet d'avoir une idée de l'état du sol en place. On définit pour cela l'indice de consistance:

$$I_C = (W_L - W_0) / I_P$$

TABLEAU 4.II: Classification des sols suivant son indice de consistance.

I_C	0	0,25	0,5	0,75	1
Consistance	Liquide	Pateuse	Molle	Ferme	Très dure

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

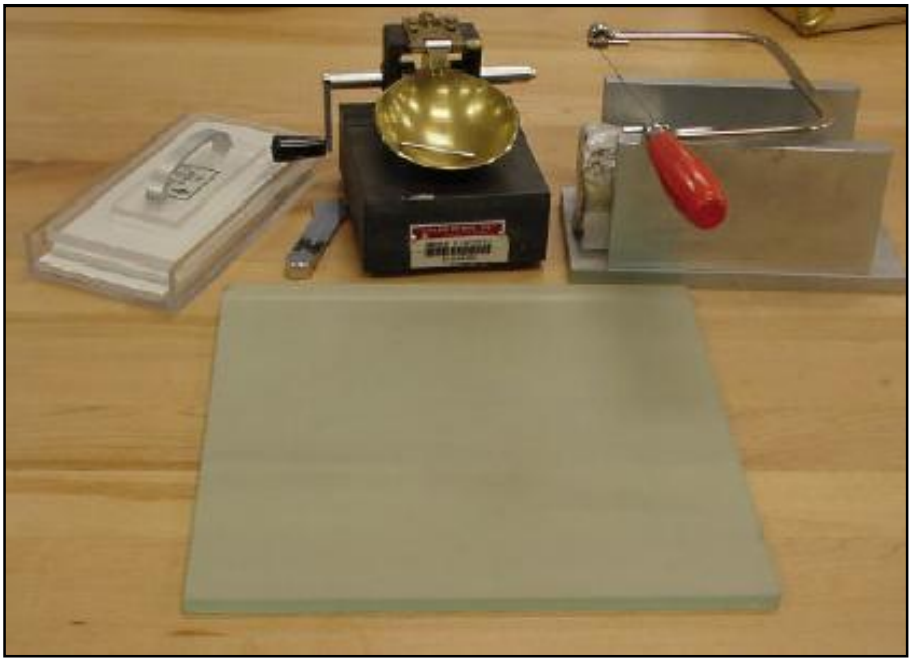


Figure 7.II: Appareil de Casagrande manuel.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

II.5. CONCLUSION

Afin d'établir un pré-diagnostique des échantillons extraits du site, des essais de première identification in-situ, permettent une illustration globale des échantillons extraits puis confirmer par des essais de laboratoire. Cela nous permet d'établir un pré-dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.1. INTRODUCTION

Les différents échantillons tirés du site de terminale à conteneur du port sec d'Oran, doivent être soumis à des essais mécaniques, afin d'étudier leur comportement sous différentes sollicitations.

Dans ce chapitre, consacré à la présentation des différentes théories d'essais étudiées, tirées et résumées des ouvrages d'auteurs qu'on va citer, auxquelles on a soumis les matériaux. On distingue quatre séries d'essais: les essais Proctor, C.B.R, essais de cisaillement à la boite, essais œdométriques. Ces essais ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou.

III.2. ESSAIS PROCTOR (MODIFIE)

La portance d'un sol est la caractéristique qui définit sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées. Elle dépend de la nature du sol, de son pourcentage d'eau et du degré de compactage.

L'importance de cet essai, l'impose d'être objet de plusieurs recherches. Il fût traité et exposé de différentes manières et par plusieurs auteurs tels que : [Dupain, Lanchant et saint-Arroman, 2000], [Hotlz et Kovascs, 1991], [Leonards, 1968], [Robitaille et Tremblay, 1997], [Arquie, 1972], [Arquie et Morel, 1988], [Correa et Quibel, 2000], etc ...

Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné selon des conditions (énergie) de compactage précises. On compacte des échantillons de sol remanié dans un moule normalisé, en adoptant diverses valeurs de teneur en eau (5%, 7%, 9%, 11%, 13%).

Pour chaque essai, on détermine le poids volumique sec en fonction de la teneur en eau. Puis les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum Proctor (en forme de cloche). L'abscisse du maximum de cette courbe représente la teneur en eau optimale ω_{opt}, et son ordonnée la masse volumique apparente sèche optimum ρ_{opt}. De part et d'autre de l'optimum Proctor, les poids volumiques sont plus petits.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

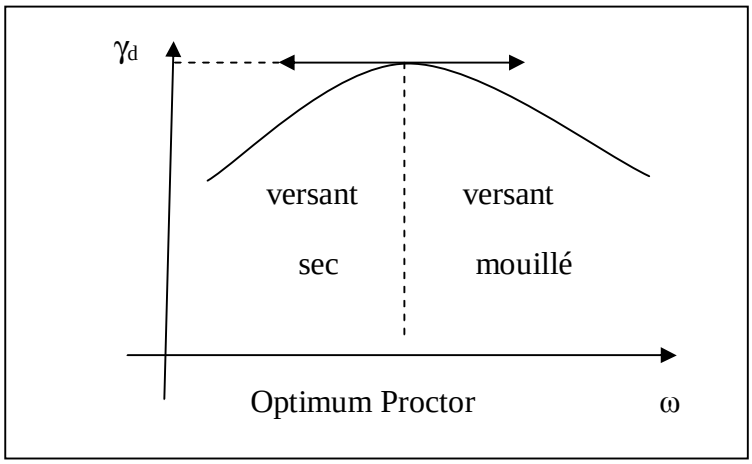


Figure 1.III : Courbe Proctor.

La norme NF P94-093 destiné à la mesure des variations de la compacité d'un sol, en fonction de la teneur en eau et en fonction de l'énergie de compactage.

Il existe deux types d'essais Proctor, essai Proctor normal est réalisé avec la dame normale (petite dame), quelque soit le moule, et l'essai Proctor modifié est réalisé avec la dame modifiée (grande dame) quelque soit le moule. Généralement l'essai Proctor modifié est le plus recommandé.

Figure 2.III : Appareil d'essai Proctor.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Les principales caractéristiques des essais Proctor (Proctor normal et Proctor modifié) sont récapitulées dans le tableau (1.III) :

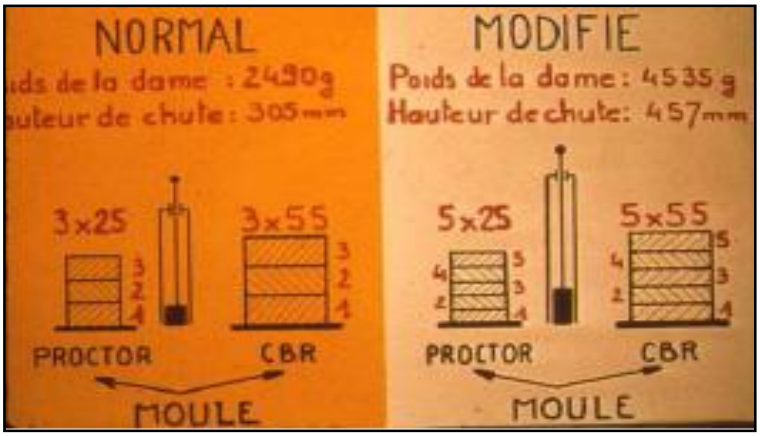


Figure 3.III : Caractéristiques des essais Proctor (Proctor normal et Proctor modifié).

Tableau 1.III : Caractéristiques des essais Proctor.

Essais	Masse du matériau (kg)	Hauteur de chute du marteau (mm)	Nombre de couches	Volume du moule (cm^3)	Nombre de coups par couche	Energie de compactage (EC)
Proctor normal	2,49	305	3	944	25	592
				2124	56	589
Proctor modifié	4,54	457	5	944	25	2695
				2124	56	2683

L'énergie de compactage est donnée par la formule suivante:

$$EC = \frac{M \times g \times H \times N \times n}{V} \quad [kj/m^3] \qquad (III.1)$$

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Avec :

M : masse du marteau [kg] ;

N : nombre de couches ;

H : hauteur de chute du marteau [m] ;

V : volume du moule [m^3] ;

g : accélération de la pesanteur [m/s^2].

n : nombre de coups par couches.

III.2.1. DESCRIPTION DE L'ESSAI PROCTOR MODIFIE

Le Proctor modifié est l'essai de compactage en laboratoire le plus utilisé. Il peut s'effectuer suivant quatre méthodes, selon le type du sol à analyser (voir Tableau 2.III).

Tableau III.2 : Description des méthodes des essais Proctor.

Méthodes	Conditions du choix de la méthode	Diamètre maximal des particules (mm)	Volume du moule (cm^3)	Nombre de coups par couches
A	Retenu 5mm < 7 %	5	944	25
B	Retenu 5mm < 7 %	5	2124	56
C	Retenu 5mm ≥ 7 % Retenu 20mm < 10 %	20	2124	56
D	Retenu 20mm ≥10 % Retenu 20mm ≤ 30 %	20	2124	56

1- Méthodes **A** ou **B** : On élimine le refus sur le tamis de 5 mm et on réalise l'essai sur le passant du tamis de 5mm.

2- Méthode **C** : On effectue l'essai sur le passant du tamis de 20 mm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

3- Méthode **D** : L'essai se fait sur le passant du tamis de 80 mm, après remplacement de la masse des particules passant le tamis de 80 mm et retenues sur le tamis de 20 mm, par une masse égale de particules passant le tamis de 20 mm et retenues sur le tamis de 5 mm.

4- Si la quantité de particules retenues sur le tamis de 20 mm est supérieure à 30 %, la norme recommande de ne pas effectuer l'essai Proctor.

En comparant les données du tableau ci-dessus, on constate que l'énergie déployée dans l'essai Proctor modifié est d'environ 4,5 fois supérieure à celle de l'essai Proctor normale.

III.2.2. MODE OPERATOIRE DE L'ESSAI PROCTOR MODIFIE

1- On tamise un échantillon de sol représentatif.

- Après séchage à l'air ou à une température ne dépassant pas 60°C pour les sols fins.

2- On sépare l'échantillon en 6 ou 7 parties (pour avoir 6 ou 7 éprouvettes), les échantillons destinés au moule de 944cm^3 doivent avoir une masse d'environ 2,75 kg ; ceux destinés au moule de 2124 cm^3 doivent peser environ 5,75 kg.

3- On règle la teneur en eau de chaque échantillon, de manière à ce que ces valeurs se repartissent de part et d'autre de la teneur en eau optimale. D'un échantillon à l'autre, la teneur en eau doit augmenter d'environ 1,5 %, et pour que la teneur en eau soit homogène, chaque échantillon doit être malaxé soigneusement et couvert d'une molécule plastique jusqu'à son utilisation.

4- On prend le volume et la masse du moule vide, (la norme prescrit de refaire ces mesures toute les milles utilisations).

5- On compacte chaque échantillon de sol en suivant la même méthode. On dépose dans le moule 5 couches égales de sol, en compactant chacune au moyen de 25 ou 56 coups de marteau, selon le moule utilisé. La distribution des coups doit être uniforme sur toute la surface**,** à des intervalles d'au moins une seconde et demie. Apres avoir compacté les cinq couches, on enlève le collet et on arase le sol au niveau du moule (la dernière couche ne doit pas dépasser la hauteur intérieure du moule de plus de 6 mm).

6- On pèse l'éprouvette humide immédiatement lors de son extraction du moule, et sèche après l'avoir laissée pendant 24 heures à l'étuve.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

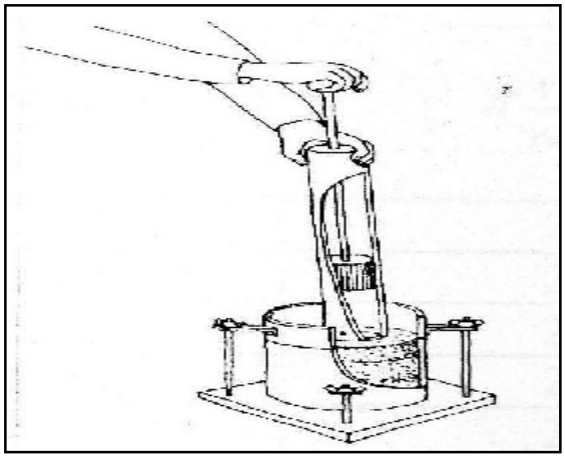


Figure 4.III : opération de compactage.

III.2.3. EXPRESSIONS DES RESULTATS

Après avoir déterminé les poids sec et humide par pesées, la teneur en eau et la densité sèche seront déterminées à l'aide des formules suivantes :

$$w = \frac{p_h - p_s}{p_s} \qquad \gamma_d = \frac{p_s}{v} \qquad \text{Densité sèche} : \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \qquad \text{(III.2)}$$

Avec :

p_s : Poids sec [g] ; $\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$: Densité sèche [sans unité] ;

p_h : Poids humide [g] ; γ_d : Poids volumique sec [kN/m^3] ;

w : Teneur en eau [%] ; V : Volume du moule [cm^3] ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ; tel que : $\gamma_w = 10$ kN/m^3.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.3. ESSAI DE PORTANCE CALIFORNIEN (C.B.R)

L'essai CBR dans la norme (NF P 94-078) est l'un des principaux essais routiers, il fut entrepris à l'origine par le département des routes de l'état de Californie peu avant la 2 ème guerre mondiale. Le corps des ingénieurs de l'armée américaine adopta cette méthode pendant la guerre puis la développa et l'améliora. Plus tard, elle fut utilisée pratiquement par tous les pays du monde entier.

L'importance de cette méthode notamment dans la construction des chaussées, l'impose d'être objet de plusieurs recherches. Elle fut traitée et exposée de différentes manières et par plusieurs auteurs tel que : [Jeuffroy, 1974], [Denis, 1999], [Dupain, Lanchon et Arroman, 2000], [Craminot, 2006], sans y avoir de différence dans le principe, le but, le mode opératoire …etc.

Cet essai a pour but, l'évaluation de la portance et de la résistance au gel du sol, pour le dimensionnement du sol de fondation, dans la construction des ouvrages en terre ou des assises de chaussées, c'est-à-dire sa résistance à la rupture (l'aptitude des matériaux à supporter les charges), cette caractéristique est indispensable dans les travaux routiers, en particulier pour la confection des remblais et les couches de forme, dans lesquels on ne peut admettre que de faibles déformations.

Figure 5.III : presse C.B.R (poinçonnement en coure).

III.3.1: PRINCIPE DE L'ESSAI

Au cours de cet essai, le matériau est poinçonné par un piston de 19,35 cm^2 de section, enfoncé à une vitesse constante de 1,27 mm/mn. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué les enfoncements de 2,5 et 5 mm, sont alors rapportés aux valeurs 13,35 et 20 kN, qui sont les forces observées dans les mêmes conditions sur un matériau de référence.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 6.III : Caractéristiques de l'essai C.B.R.

Avant le poinçonnement, il faut:

1. Compacter à la teneur en eau optimale (ω_{opt}), suivant le processus de l'essai Proctor modifié (moule C.B.R, dame lourde, cinq couches, cinquante cinq coups par couche).
2. Araser le moule et déterminer la teneur en eau de la partie ainsi enlevée.
3. Enlever la plaque de base, ôter le disque d'espacement et retourner le moule, pour fixer sur la plaque de base l'extrémité qui était en haut, en interposant une feuille de papier filtre.
4. Peser l'ensemble, moule + plaque de base + contenu, à 1g près.

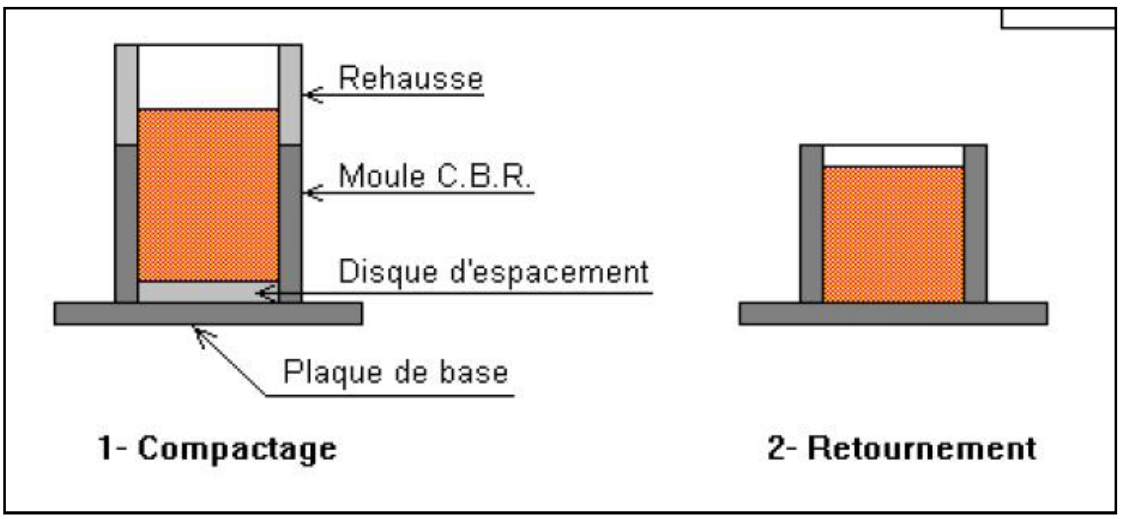


Figure 7.III : essai C.B.R, compactage et retournement de l'éprouvette.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

L'indice CBR recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part, est par convention, la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$I_{(2,5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement (en kN)} \times 100}{13,35}.$$

$$I_{(5)} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement (en kN)} \times 100}{20}. \qquad \text{(III.3)}$$

La capacité portante du sol est d'autant meilleure que l'indice CBR est plus élevé.

Les essais CBR permettent, la détermination de:

L'indice Portant Immédiat (IPI), pour évaluer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins pendant la durée du chantier. Le poinçonnement se fait immédiatement après confection de l'éprouvette, sans utilisation des charges annulaires.

- L'indice CBR immédiat (CBR immédiat), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les surcharges de la chaussée. Les conditions sont identiques à l'I.P.I, mais le poinçonnement se fait en chargeant l'éprouvette par les deux charges annulaires de 2.3 Kg chacune, lesquelles représentent la charge de la chaussée.
- L'indice CBR après immersion (CBR immersion), c'est pour déterminer la portance du matériau sous les plus mauvaises conditions hygrométriques (présence d'eau), qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique. On place sur l'échantillon, successivement, un disque de papier filtre, un disque perforé de gonflement et une charge constituée par des charges annulaires de 2.265g (au moins deux disques), représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme de terrassement. On met le tout dans un bac rempli d'eau, la plaque de base étant un peu écartée du font pour permettre le passage d'eau. Un comparateur tenu par un trépied placé sur le moule mesurera les variations de hauteur de l'échantillon. On rempli d'eau et l'on note la lecture de la mesure donnée par le comparateur au début de l'essai.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

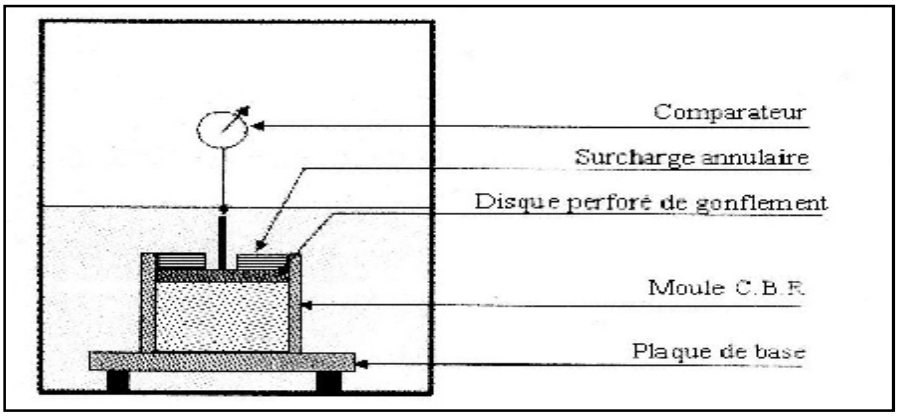


Figure 8.III :essai C.B.R imbibition et gonflement

Dans le cas de l'indice CBR immersion, on laisse l'imbibition se poursuivre pendant quatre jours; puis on calcule le gonflement linéaire relatif G, par rapport à l'épaisseur h de l'échantillon à l'origine. Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{\Delta h}{H} \times 100 \qquad \text{(III.4)}$$

Avec :

Δ_h : gonflement mesuré [mm] ;

H : hauteur initiale de l'éprouvette, soit 116,4 mm.

L'indice recherché, est un nombre sans dimension, exprimé en pourcentage, il définit le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans le matériau type d'autre part.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.4. ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE

La résistance au cisaillement constitue souvent un souci lors de la réalisation des différents ouvrages de génie civil, en particulier ceux des travaux routiers. L'étude de ce phénomène en le concrétisant ainsi, par des appareils pour essais de laboratoire tel que le triaxial et la boite de Casagrande, qui permettent d'évaluer la résistance du sol en place ou des granulats d'apport afin d'assurer la sécurité des ouvrages construits et d'éviter toutes surprises après construction. On s'intéresse particulièrement à l'essai de cisaillement direct à la boite de Casagrande réalisés en laboratoire portant la norme (NF P94-071-1)

La résistance au cisaillement d'un sol est définie par le [LCPC 21, 1987], comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture. Si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement (τ) en fonction de la déformation (ε) dans le plan $\tau = f(\varepsilon)$, on obtient le graphique indiqué sur la figure (III.9).

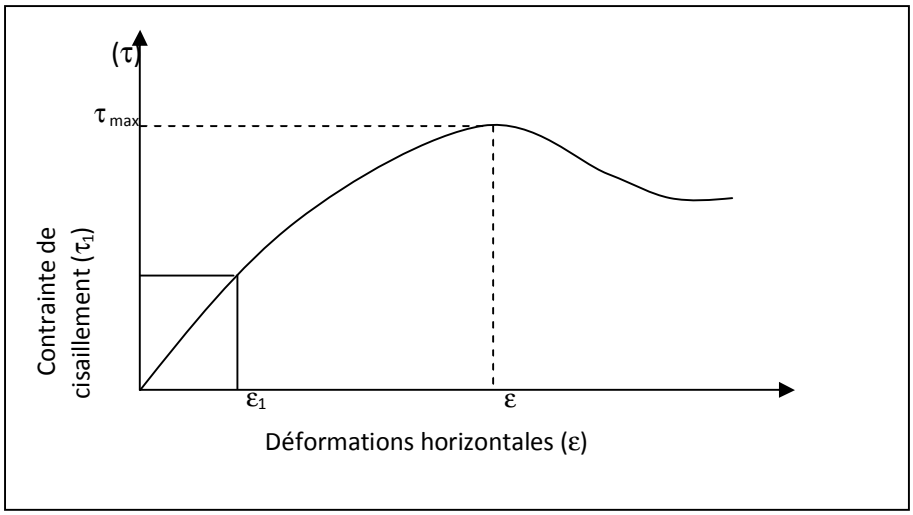


Figure 9.III : Courbe de contrainte – déformation.

Selon le [LCPC 21, 1987], la résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max} ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1.

La résistance au cisaillement d'un sol (matériau) est principalement assurée, soit par le frottement et l'enchevêtrement des grains (sol pulvérulent), soit par la cohésion qui lie les grains (sol cohérons). La manifestation de l'un de ces paramètres est fonction de la nature du sol. On s'intéresse particulièrement aux sols cohérents vus la nature des échantillons.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

L'essai de cisaillement direct permet à de déterminer des paramètres de résistance du sol, soit l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c), qui sont souvent représentés par la courbe intrinsèque ou droite de coulomb.

- **Angle de frottement (φ)**

Dans tous les sols, une partie de la résistance au cisaillement est due au frottement qui se manifeste aux points de contact entre les grains. La résistance au cisaillement d'un sol est exprimée par un angle (φ) qui est d'autant plus élevé que le sol est frottant. Un sol plastique ou comportant une forte quantité d'argile est peu frottant.

- **Cohésion (C)**

Dans les sols très fins, en plus des frottements inter- granulaires se manifestent des forces d'attraction entre particules qui se traduisent par une cohésion du sol. Elle est exprimée par une pression qui varie avec la teneur en eau des sols.

- **Courbe intrinsèque, critère de Mohr – Coulomb**

Lors de ses recherches, Coulomb remarqua que la résistance au cisaillement à la rupture était directement proportionnelle à la contrainte normale : plus cette dernière augmentait, plus la résistance au cisaillement devenait grande. Il nota aussi que les sols cohérents manifestaient une certaine résistance au cisaillement due à leur cohésion quand la contrainte normale était nulle. En partant de ces observations, il formula la relation suivante, connue sous le nom d'**équation de Coulomb** :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \qquad \text{(III.5)}$$

Les paramètres servant à évaluer la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture sont donc la cohésion et l'angle de frottement. Quand on connaît la valeur de ces paramètres, il est facile de calculer τ correspondant à σ.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

La droite issue de l'équation constitue l'**enveloppe de rupture**, c'est-à-dire la limite linéaire où se trouve la gamme des contraintes agissant sur le plan de rupture. Il ne peut y avoir aucun point au-dessus de cette droite, car au-delà de cette limite, l'équilibre des contraintes est rompu, et le sol est instable. Un point situé sous l'enveloppe représente des contraintes en équilibre et une résistance au cisaillement suffisant pour assurer la stabilité du sol.

***Sols cohérents**

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillets, leur résistance au cisaillement provient peu du frottement et de l'enchevêtrement des particules, mais principalement de la cohésion entre les particules. Cette cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture même quand aucune contrainte normale n'est appliquée. Cette cohésion est liée à la présence de charges électriques à la surface des particules d'argile, qui engendrent des forces d'attraction entre les particules par l'intermédiaire des impuretés contenues dans l'eau qui sature souvent les sols cohérents. Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle peut même être parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme (φ) est nul (voir figure III.10), [Robitaille et Tremblay, 1997].

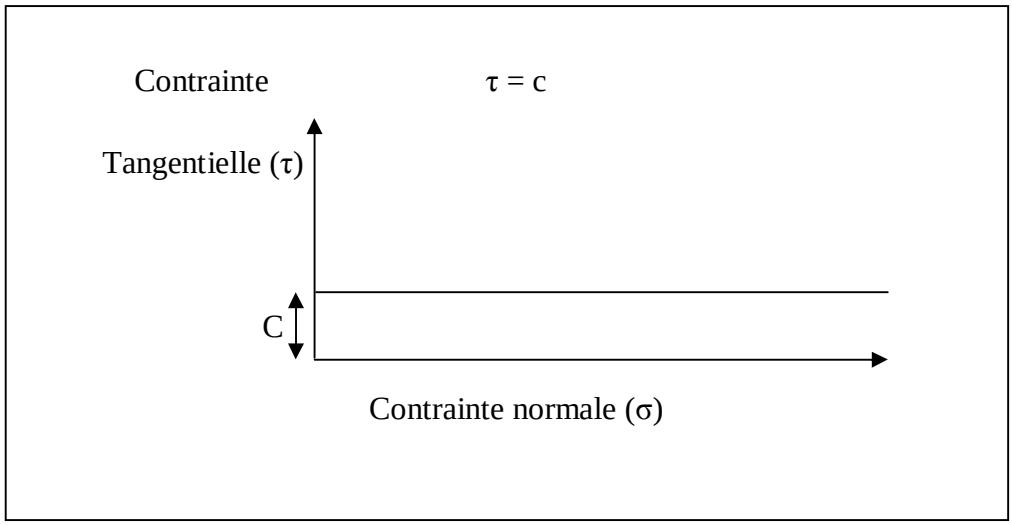


Figure 10.III : Droite intrinsèque (sol cohérent).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.4.1. BUT ET PRINCIPE DE L'ESSAI

Les essais de cisaillement permettent de déterminer les valeurs de la résistance au cisaillement du matériau étudié. L'échantillon à étudier est placé entre deux demi – boites qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Une contrainte normale sera exercée sur l'échantillon. La demi – boite inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement (T) est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixée à la demi – boite supérieure. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée, [LCPC 21,1987].

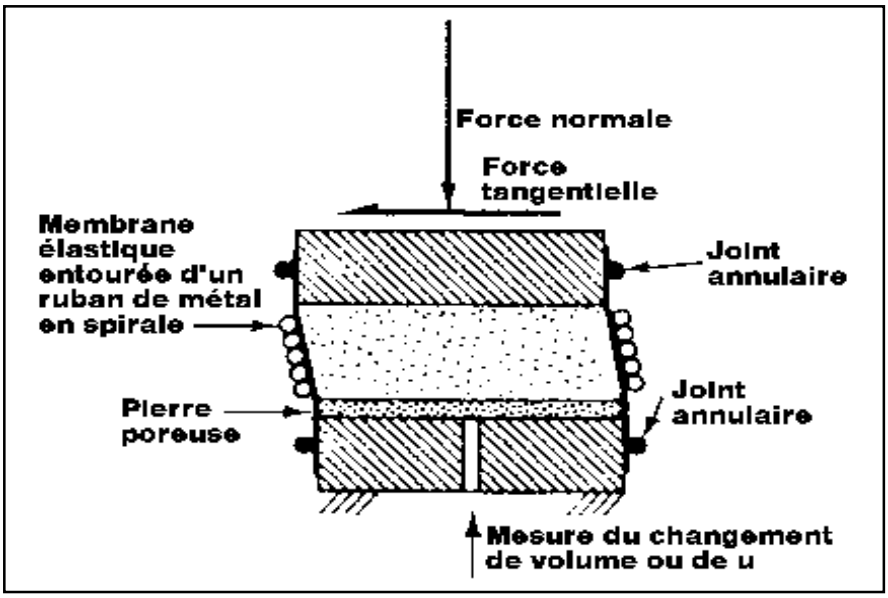


Figure 11.III :schématisation du principe.

III.4.2. DEROULEMENT DE L'ESSAI

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boite de cisaillement ;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale σ = 100, 200, 300kpa, maintenue constante tout le long de l'essai ;

- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boites, (1,52 mm/mn),(dans notre cas) ;

- Mettre tous les comparateurs (déplacement horizontal, déplacement vertical et force) à zéro ;

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- Actionner la machine et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément, à des intervalles de temps réguliers (toutes les 25 secondes);

La rupture est caractérisée par l'apparition d'un palier (sol cohérents), ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées, si non, on arrête à la déformation horizontale maximale, correspondant à (1,4 cm) de déplacement.

- Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul.

Figure 12.III : boite de cisaillement.

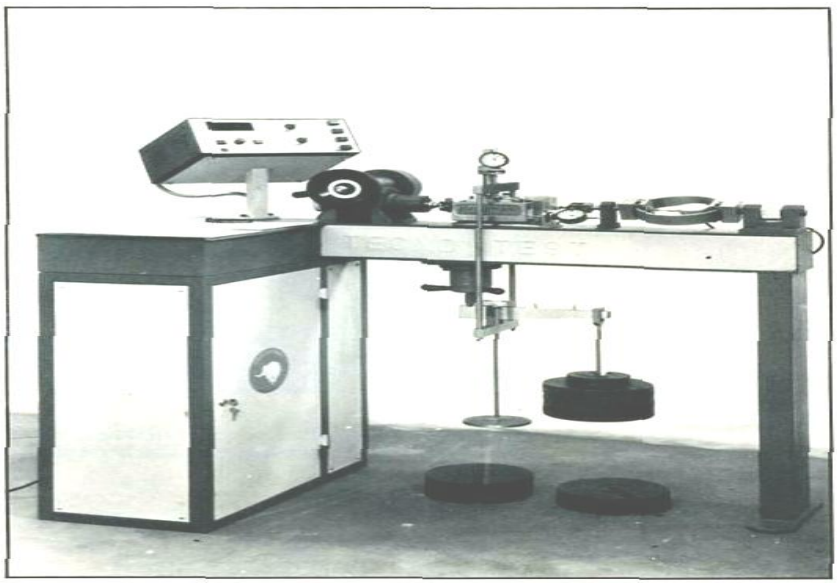


Figure 13.III: machine de cisaillement directe à la boite.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.4.3. EXPRESSION DES RESULTATS

Les lectures obtenues sur les différents comparateurs, sont converties en unités de calcul comme suit :

La section corrigée : $S_c = L\,(L - \Delta L)\ [cm^2]$ (III.6)

Avec :

L : longueur de la boite de cisaillement, L = 60 mm.

ΔL : déplacement horizontal [mm].

La variation de volume : (ΔV/V) [%]

Avec :

ΔV : déplacement volumique vertical [cm^3] ;

V : volume de l'échantillon. [cm^3].

La contrainte tangentielle : $\tau = \frac{T}{s_c}\ [kPa]$ (III.7)

Avec :

T : force de cisaillement [daN].

III.4.4. PRESENTATION DES RESULTATS

Les essais de cisaillement direct à la boite sont représentés sous forme de courbes :

- Contraintes déformations $\tau=f(\Delta L)$;
- Variations de volume $(\Delta V/V)=f(\Delta L)$;
- Droites intrinsèques $\tau=f(\sigma)$.

En fonction de :

- La contrainte normale appliquée (100, 200, 300 kpa) ;
- L'état de l'échantillon (Echantillons à l'état humide dense, l'échantillon est mis de la même manière qu'à l'état sec sauf que dans ce cas, il sera humidifié à la teneur en eau optimale obtenue à l'essai Proctor modifiée).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

On note **A** la surface du sol cisaillé (surface de la trousse coupante). On trace tout d'abord le graphe déplacement de la boite (abscisse) / contrainte de cisaillement formulée par : $\tau = T/A$. Et cela pour chaque essai.

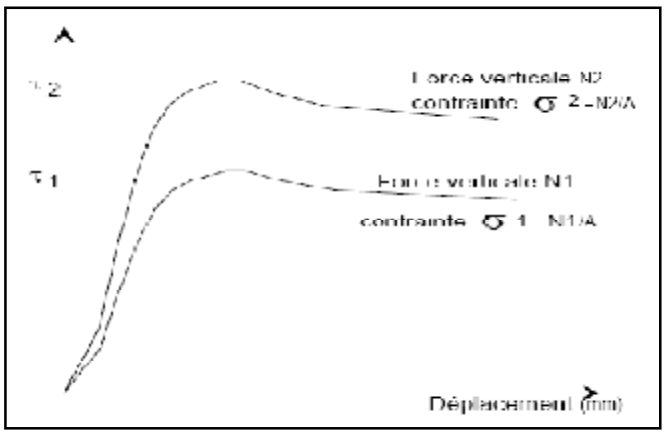


Figure 14.III : courbe contrainte / déformation

On trace ensuite la droite intrinsèque du sol à partir des deux points de mesure (σ_1,τ_1 et σ_2,τ_2) on en déduit la cohésion et l'angle de frottement du sol.

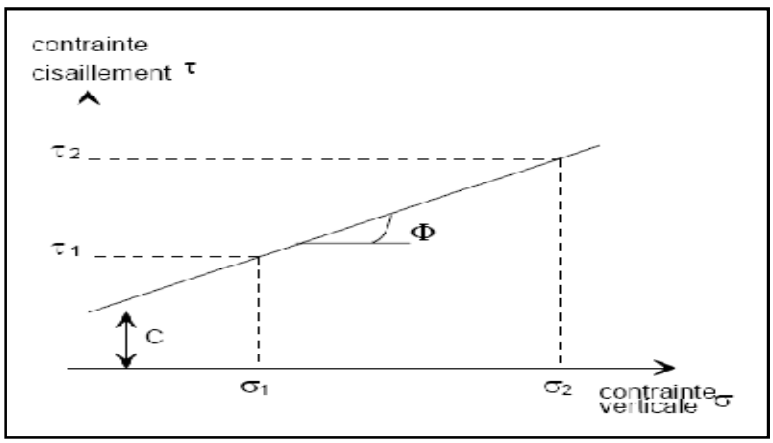


Figure 15.III : droite intrinsèque.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.4.5. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

L'essai à la boite de Casagrande nous permet de tracer la courbe intrinsèque de la variation de la contrainte de cisaillement 'τ' en fonction de la variation de la contrainte de compression 'σ' afin de déduire les caractéristiques mécaniques du sol étudié, à savoir la cohésion du sol C et l'angle de frottement interne φ.

La boîte de cisaillement présente toutefois l'avantage, par rapport à l'appareil triaxial, de mieux simuler les conditions initiales de l'état de contraintes in situ (pour ce dernier appareil, en effet, il faut prendre des dispositions particulières et connaître le coefficient K_0 si on veut recréer les même conditions). On retrouve en effet, à la boîte de cisaillement, avant déplacement horizontal, une situation identique à celle que l'on rencontre avec l'œdomètre.

Toutefois, Cet appareil présente plusieurs défauts, plusieurs imperfections. Tout d'abord la surface de l'échantillon, soumise aux efforts de cisaillement, varie au cours de l'essai puisqu'il y a déplacement relatif des deux demi boîtes. Ce déplacement n'atteint pas le centimètre, l'erreur est donc de 10 % au maximum. Mais cette incertitude est, néanmoins, gênante.

La surface de rupture est imposée. Ceci se révèle être un handicap dans beaucoup de cas réels mais, en revanche, rend l'essai bien adapté, chaque fois que cette surface est connue, comme dans les problèmes de glissement de terrain par exemple.

D'un autre côté, la répartition des contraintes sur le plan de cisaillement n'est pas uniforme (ce qu'on a supposé implicitement en écrivant $\sigma = {}^{P}/_{A}$ et $\tau = {}^{T}/_{A}$); la contrainte de cisaillement est maximale au centre de l'échantillon et décroît pour s'annuler vers les bords, tandis que la répartition de la pression verticale est commandée par les légers mouvements du piston qui ont souvent tendance à basculer. C'est là une deuxième source d'erreur importante.

Enfin, les efforts de frottement parasites sont mal connus et difficiles à prendre en compte. Il s'agit principalement du frottement des parties métalliques de la demi-boîte supérieure sur la partie cisaillée de l'échantillon. En ce concerne les sables la cohésion est une fonction rapidement décroissante de la teneur en eau. Il semble que la cohésion apparente est une fonction qui décroît lorsque la durée des essais de cisaillement augmente, de nombreux phénomènes restant pourtant inexpliqués et les résultats expérimentaux sont assez peu comparables.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

On a cherché à améliorer l'appareil classique en utilisant un échantillon de forme torique (appareil de Kérisel) pour lequel la surface de cisaillement ne varie pas au cours de l'expérience, ou en utilisant des appareils qui permettent de réaliser des tenseurs de déformations plus uniformes (appareil de Roscoe). Ces instruments relèvent du domaine de la recherche et c'est la boîte de Casagrande, malgré ses imperfections, qui est le seul dispositif à cisaillement direct utilisé dans la pratique courante pour la détermination de la résistance au cisaillement des sols.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.5. ESSAI OEDOMETRIQUE

La compressibilité est le phénomène de diminution de volume. Cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs. Les essais qui permettent de réaliser la compressibilité en laboratoire est l'essai oedométrique, il s'exécute selon la norme (NF P 94-090) par des appareils qu'on appelle oedomètres, l'essai est réaliser sur des éprouvettes de sol cylindriques placées à l'intérieur d'une enceinte rigide de même forme, indéformable (l'enceinte cylindrique rigide qui entoure l'éprouvette interdit tout dilatation radiale du sol, la pression exerce sur le piston produit une déformation uniquement verticales –ou radiales-), dont la paroi interne est au contact direct de l'éprouvette, mis entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

Ce mode de déformation, unidimensionnel, a acquis en mécanique des sols une grande importance pratique, l'adjectif oedomètres a pris le sens de déformation latérale nulle, ce qui conduit certains spécialistes à parler d'essais oedométriques à l'appareil triaxial, pour désigner les essais triaxiaux dans lesquels on interdit toute déformation latérale de l'éprouvette.

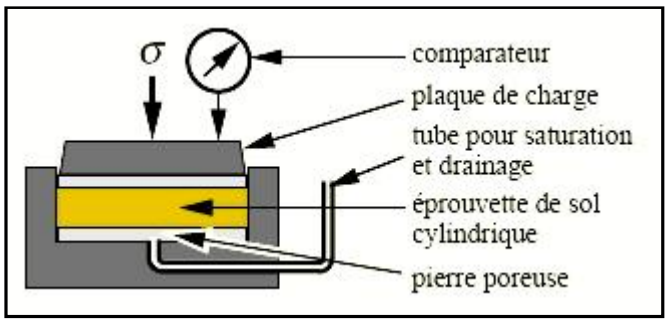


Figure 16.III : principe des odomètres.

Ainsi, l'essai oedométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leurs évolutions dans le temps. L'essai est une application directe de la théorie de la consolidation. La relation $\sigma = f(\varepsilon)$, traduit une pression variable exercer à l'aide d'un piston est les affaissements observés. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

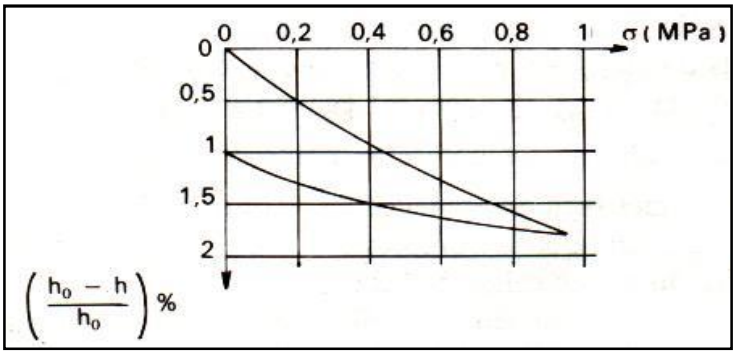


Figure 17.III : courbe de compressibilité.

Les essais que l'on peut réaliser dans des oedomètres sont très variés, telle que : la charge peut croitre continument ou être appliquée par paliers de durées diverses, on peut appliquer une charge unique ou plusieurs charges successives, imposer une déformation initiale et suivre la relaxation des contraintes ou au contraire faire subir au sol une déformation à vitesse constante, on peut asservir le chargement à l'évolution des contraintes ou encore chercher à caractériser le gonflement de certains sols ou l'effondrabilité de leur structure lorsqu'on les met en présence d'eau, etc [.....]

III.5.1. BUT ET PRINCIPE DE L'ESSAI

Afin de déterminer le comportement du sol soumis à une augmentation de contrainte verticale, on procède à un essai oedométrique. A cet effet, on place une éprouvette de sol dans un cylindre métallique indéformable entre deux pierres poreuses destinées à permettre la consolidation du sol par dissipation des pressions interstitielles. L'éprouvette est réalisée à partir des échantillons puisés sur le site à l'état saturée puis placée sous eau de manière à éviter la dessiccation du sol.

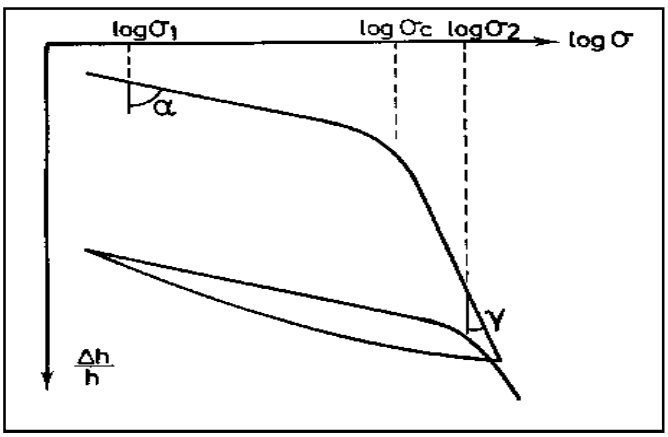


Figure.18.III : courbe de tassement relatif ΔH/H en fonction de la contrainte effective

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

La procédure de mise en charge a pour effet de briser la structure des sols structurés et de donner des mesures de compressibilité plus élevées que celles des sols en place. Ce qui précède ainsi que le remaniement inévitable des éprouvettes ont pour effet que les calcules réalisés à partir des résultats œdométriques sont généralement largement surévalués.

Pour chaque charge, on mesure le tassement en fonction du temps (pour chaque charge, elle sera appliquée pendant une période de 24h. cette durée pourra être réduite pour les paliers du cycle de déchargement-rechargement à condition de vérifier que les déformations sont stabilisées avant de modifier la charge); puis lorsqu'on a atteint la stabilisation du piston, on mesure l'enfoncement ou tassement final correspondant. On porte ensuite ce tassement final en fonction du logarithme de la pression exercée.

On constate qu'un tel diagramme établi pour un sol à caractère argileux, présente deux branches à peu près rectilignes reliées entre elles par une branche courbe dans la zone d'une certaine pression σ_p'. Cette pression σ_p' constitue la fraction mémorisée de la plus grande pression verticale effective que l'échantillon de sol a subie dans son histoire géologique, c'est-à-dire de la pression de consolidation naturelle parfois appelée pression de pré consolidation.

On constate que le tassement de l'éprouvette de la pression s1 à la pression s2 peut être exprimé par une fonction des logarithmes des rapports de pression, expression dans laquelle A est la tangente de l'angle $\propto$ de la première branche rectiligne avec la verticale, et C la tangente de l'angle γ de la deuxième branche rectiligne avec la verticale. C est la constante de compressibilité, A la constante de gonflement.

Lorsque l'on décharge puis recharge un sol non gonflant, on suit une branche de courbe parallèle à la branche de pente A. Si le sol est gonflant, la branche de déchargement peut avoir une pente différente, avec une valeur de A plus faible. La branche de pente C est appelée branche de consolidation normale ou de premier chargement. Les branches de pente A sont appelées branches de sur consolidation ou de rechargement.

On utilise aussi l'expression de simple proportionnalité :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E_0}$$

Avec :

E_0 est appelé module œdométrique et correspond à la pente de la sécante dans le diagramme linéaire (non logarithmique). Dans ce qui précède, les contraintes exprimées représentent des contraintes inter granulaires.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

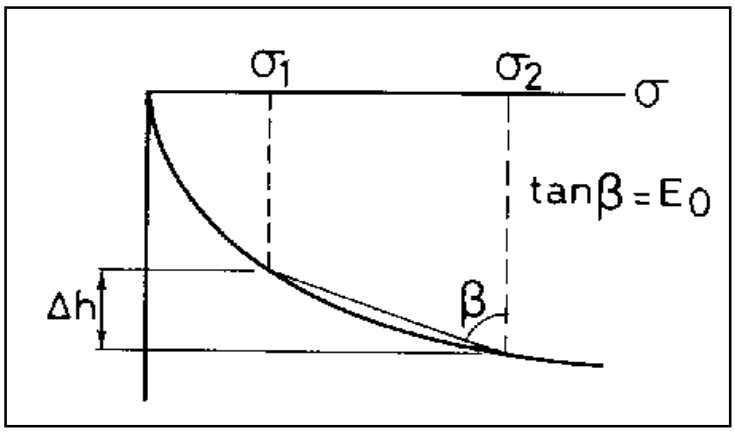


Figure.19.III : courbe de tassement en fonction de la pression normale.

Ces essais ont pour objectif de simuler le tassement d'un sol saturé soumis à une charge déterminée. La duré de temps réduite nous a conduit à utilisée les quatre oedomètres dont on dispose au laboratoire (oedomètre à petite cellule et à grande cellule)

Les oedomètres présentent les dimensions suivantes:

§ Oedomètre à grande cellule:

ϕ =75mm et S = 44,15cm^2, rapport du bras de levier:9:1, des comparateurs au 1/100mm et on peut atteindre.

§ Oedomètre à petite cellule:

ϕ =55,5mm et S = 20cm^2, rapport du bras de levier:10:1, des comparateurs au 1/100mm et on peut atteindre.

Les principales étapes du déroulement de l'essai sont les suivantes :

- Une fois l'échantillon est prêt, on le met dans la cellule cylindrique, entre deux pierres poreuses. L'ensemble est placé sur le bâti de consolidation;

- Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées toutes les 24 heures de :

  - 0,5 à 64 Kg, pour les oedomètres à petit cellule;
  - 1 à 128 Kg, pour les oedomètres à grenade cellule;

de telle sorte à avoir une croissance de la contrainte de 20 à 2900 KPa, pour les deux types d'oedomètres;

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés, de contraintes décroissantes de 2900 à 20 KPa;

- La durée des paliers de chargement et de déchargement est de 24 heures;

- Effectuer les essais à un cycle de chargement-déchargement;

- Pour chaque palier, on effectue sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou gonflement de l'échantillon;

- Après la dernière lecture, cela nous fera la durée de 15 jours pour chaque essai.

III.5.2.EXPRESSION DES RESULTATS

1- Détermination de la courbe de compressibilité : Elle permet de fournir essentiellement les paramètres suivants:

1-1- Indice de compression noté Ic ou Cc; Cc inf à 0.100 le sol est peu compressible. Cc entre 0.100 et 0.150 le sol est moyennement compressible. Cc entre 0.150 et 0.200 le sol est compressible. Au delà de 0.200, le sol est très compressible.

1-2- Indice de gonflement noté Ig ou Cs. Cs inférieur à 0.040 le sol est peu gonflant. Supérieur ou égal gonflant à très gonflant.

1-3- Pression de pré consolidation : Il permet de dire si le sol est sous consolidé ou normalement consolidé ou sur consolidé. Le sol sous consolidé ne peut jamais être un bon sol pour les fondations.

1-4- Modules oedométriques.

2- Détermination de la courbe de consolidation qui permet de fournir le facteur temps Tv et le coefficient de consolidation Cv.

III.5.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES

L'œdomètre est d'un emploi courant étant donné sa simplicité mais des recherches récentes ont montré que les données obtenues lors des essais usuels à petite échelle ne permettent pas toujours de prévoir convenablement la vitesse de tassement, cela se vérifie en particulier lorsque le sol comporte des fissures ou une macro texture.

La petite dimension de l'éprouvette ne permet généralement pas de représenter correctement les hétérogénéités présentes dans les sols naturels.

Les chemins de contraintes et les conditions de drainage sous des fondations sont généralement tridimensionnels et des différences peuvent apparaître au niveau des valeurs calculées pour le tassement ou pour sa vitesse.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

L'analyse d'un essai de consolidation repose généralement sur l'hypothèse que le sol est saturé. Dans le cas de sols non saturés, certains paramètres déduits de l'essai peuvent ne pas avoir de signification physique.

Une difficulté soulevée par l'emploi d'éprouvettes plus grosses est l'accroissement notable du temps de consolidation. Il est possible de réduire considérablement la durée des essais si ceux-ci sont arrêtés lorsque la consolidation atteint 90% sans attendre la consolidation totale.

L'œdomètre a subi quelques critiques, alléguant que le frottement sur l'anneau métallique nuit à la qualité des résultats. Il a été proposé, pour pallier cette difficulté, d'utiliser des éprouvettes dont le diamètre serait 3 à 4 fois plus grand que l'épaisseur et également de mettre en place un revêtement en Teflon sur l'anneau de confinement.

Certains auteurs ont fait remarquer l'apparition de gradients hydraulique très élevés susceptibles d'endommager la structure du sol et d'entraîner des modifications de leurs propriétés, particulièrement dans le cas des sols compressibles mous.

D'autres auteurs ont prouvé que l'existence de difficultés liées à la variation des contraintes latérales subies par l'éprouvette.

Plusieurs techniques nouvelles ont été mises au point pour réduire le temps nécessaire pour effectuer les essais habituels de consolidation. Ces méthodes, bien qu'assez peu utilisées jusqu'à présent, permettent de déterminer les paramètres de consolidation en quelques heures, au lieu de plusieurs jours comme dans le cas de l'œdomètre.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

III.6. CONCLUSION

L'hétérogénéité des formations géologiques présente sur site nous oblige à réaliser divers essais, aussi bien au laboratoire que sur le site, afin de mieux comprendre le comportement mécanique des sols rencontrés et leur portance ainsi que la définition de leurs caractéristiques.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.1. INTRODUCTION

La chaussée est essentiellement destinée à supporter les charges telle que les véhicules, et les reporter sur le terrain de fondation sous-jacent, sans que se produisent des déformations ni dans terrain, ni dans la chaussée elle-même.

On est souvent amené à constituer tout ou une partie de la chaussée par une couche de sol bien choisi, naturel ou amélioré; de ce fait, l'étude du sol n'intéressera pas uniquement le support de la chaussée mais elle s'étalera au corps de chaussée lui-même du point de vue structure et comportement.

Des théories ont été développées en mécanique des sols, restent applicables notamment suivant la nature du sol et l'importance des contraintes.

Figure 1.IV: autoroute este-ouest (tronçon de Bouira)

IV.2. DEFINITION

Les chaussées ont été définies par [Coquand, 1978], comme étant la partie d'une voie de communication affectée à la circulation des véhicules, elles se présentent comme des structures multicouches mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée, constitué du sol terrassé, dit sol support, le plus souvent surmonté d'une couche de forme. Une chaussée est essentiellement destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et à les reporter sur le terrain de fondations sous-jacent, sans que se produisent des déformations permanentes, ni dans ce terrain, ni dans la chaussée elle – même.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.3. LES PRINCIPALES COUCHES DE CHAUSSEES

Le corps d'une chaussée est constitué principalement, par la superposition de trois types de couches. La couche de surface, la couche d'assise, et la plate-forme support de chaussée constituée du sol, généralement surmonté d'une couche de forme. La couche de surface peut être divisée en une couche de liaison et une couche de roulement ; la couche d'assise en une couche de fondation et une couche de base. [Faure, 1998], [Gagnon, 1982], [LCPC, 2000].

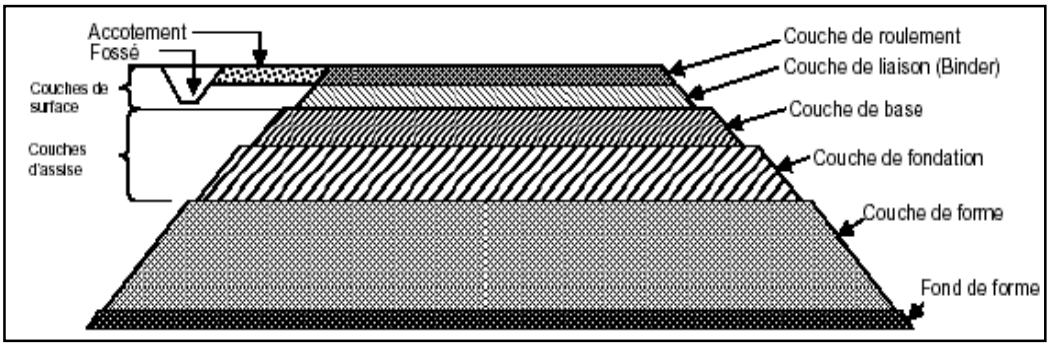


Figure 2.IV : Coupe verticale d'un corps de chaussée.

IV.3.1. LA COUCHE DE FORME

Cette couche, qui ne fait pas partie intégrante de la chaussée, a plusieurs fonctions. Pendant les travaux, elle protège le sol support, contribue au nivellement et permet la circulation des engins de chantier d'une part, et d'autre part, elle permet de rendre plus homogènes les caractéristiques du sol terrassé et de protéger ce dernier du gel.

IV.3.2. LA COUCHE D'ASSISE

L'assise de chaussée est généralement constituée de deux couches ; une couche de fondation, surmontée d'une couche de base. Son but est d'augmenter la stabilité et la rigidité de la fondation, elle mesure de 7,5 à 10 cm d'épaisseur, on utilise pour cette couche un mélange de pierres concassées contenant de 50 à 70 % de particules retenues au tamis de 4,75 mm et le pourcentage des vides doit être compris entre 3 à 8 %. Ces couches en matériaux élaborés, le plus souvent liés (bitume, liants hydrauliques) pour les forts trafics, apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles repartissent les pressions sur le support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.3.3. LA COUCHE DE SURFACE

Cette couche est constituée à son tour de deux sous-couches appelées, couches de liaison et couche de roulement.

§ **La couche de liaison** (binder), elle permet la transition entre la couche de base ou les fondations et la couche de roulement, elle doit fournir un support rigide et uniforme à la couche de roulement et aider la chaussée à bien se comporter, le mélange doit contenir de 50 à 70 % de pierres concassées et de 3 à 8 % de vides. Elle contribue à l'amélioration de l'uni de la chaussée et renforce la protection mécanique, thermique et hydraulique de l'assise par imperméabilisation. Elle supporte principalement les efforts tangentiels et assure un rôle primordial contre la formation d'ornières.

§ **La couche de roulement** (couche d'usure), c'est la couche supérieure de la chaussée sur laquelle s'exerce directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, elle doit offrir à l'usager le confort, donc une surface sans rugosité, et la sécurité, donc une surface antidérapante, cette couche doit être imperméable et posséder une grande résistance à la fissuration, elle mesure de 3,75 à 6,25 cm d'épaisseur. Son mélange contient de 30 à 50% de pierres concassées d'une grosseur maximale de 1,25 cm, il est conseillé d'avoir un pourcentage de vides inférieur à 5 % pour éviter une infiltration d'eau, et supérieur à 2 % pour éviter la désagrégation du mélange.

En plus de ces couches, pour qu'une chaussée puisse assurer, la durabilité, l'entretient, et la sécurité des passagers, elle doit comporter les éléments suivants :

- **L'accotement,** c'est la plate-forme contiguë à la chaussée, renforcé ou non, pour permettre l'immobilisation des véhicules.

- **Le fossé**, c'est une partie de la route, formant une tranchée ouverte dans le terrain, servant à la récolte et l'évacuation des eaux de surface.

- **Le fond de forme (sol support),** c'est l'ensemble des matériaux en place existants avant les terrassements ou à défaut, le déblai, qui est l'ensemble des matériaux en place obtenu après excavation.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.4.MATERIAUX UTILISES DANS LA CONSTRUCTION DES CHAUSSEES

Les chaussées sont constituées généralement, soit par des dalles en béton de ciment (chaussées rigide), soit par des matériaux pierreux, graveleux ou sableux employés avec ou sans addition de produits noirs ou de liants hydrauliques (chaussées souples ou semi-rigides) [Coquand, 1978].

IV.4.1.LES MATERIAUX DURS A GRANULOMETRIE SEREE

Les matériaux pierreux, graveleux ou sableux utilises dans la construction des routes se divisent en deux grandes classes, qui correspondent à des techniques d'emploi bien différentes dans leur principe:

*Les matériaux à granulométrie serrée (ouverte), comportant une forte proportion de vides. Ils sont généralement fournis par le concassage de pierres dures en carrière. Ils sont utilisés comme gravillons de revêtement superficiel.

*Les matériaux à granulométrie étalée (pleine), destinés à être compactés, et résistant par compacité et cohésion (sols et chaussées stabilisées, bétons bitumineux ou enrobés denses). Ces matériaux proviennent le plus souvent de gisement de matériaux grenus naturels, améliorés le cas échéant par concassage et triage, ils peuvent aussi provenir du concassage de pierres de dureté moyenne.

Il est essentiel de remarquer que la résistance d'un matériau pierreux dépend de deux éléments, d'une part de la dureté de la roche, d'autre part du mode de concassage, qui influence plus spécialement sur la forme des matériaux. Les matériaux de forme plate ou allongée sont plus fragiles que ceux voisins de la forme cubique.

IV.4.2.LES MATERIAUX A ELEMENT FINS

Ces matériaux, de plus en plus utilisés, peuvent provenir:

-Soit du concassage de matériaux de carrière, le produit de concassage étant est le tout venant, c'est-à-dire sans criblage ou avec un criblage très réduit corrigeant la courbe granulométrique dans la mesure nécessaire pour que le matériau soit compatible.

-Soit de sol de caractéristiques convenables, notamment en ce qui concerne la granulométrie et la teneur en fines. Les sources principales sont les graves, sables ou graviers d'origine glaciaire ou fluviale, le lavage, l'illuviation et les colmatages successifs de ces matériaux par l'action des courants conduisent à une granulométrie généralement continue et assez satisfaisante.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.4.3.LIANTS HYDROCARBONES (BITUME ET GOUDRON)

Le bitume et le goudron sont utilisés très largement dans la construction des chaussées souples, en raison de leurs propriétés physique qui les rendent spécialement propres à cet usage. Ces produits sont très visqueux aux températures ordinaires, mais par chauffage, soit par une préparation spéciale (émulsion), a fin d'être employés sous forme fluide; ils redeviennent rapidement visqueux et présentent alors les qualités essentielles suivantes:

- La cohésivité, qui ce traduis par la propriété de se déformer sans arrachement, ni fissuration interne, en donnant des films étanches et plastiques.
- L'adhésivité, qui illustre la propriété de coller aux agrégats minéraux.

IV.4.4.EMPLOIS DES MATERIAUX SYNTHETIQUES DANS LES CHAUSSEES

A coté des matériaux traditionnels (pierres, sables, ciments, goudrons, bitumes) sont apparus dans la construction des chaussées, depuis quelques années, des matériaux fabriqués, destinés à des utilisations spécifiques.

Les géotextiles, matériaux en fibres de polyesters, peuvent être tissés ou non traités. Elles peuvent être soit perméables, soit imperméables (géomembranes), livrés en rouleaux pesant 100 à 400 g/m^2, ils peuvent assurer dans les fondations de chaussées, des fonctions de renforcement (armatures), de séparation (anti-contaminants), de filtration et de drainage.

En fin, en vue d'obtenir en surface une rugosité exceptionnelle, on utilise des granulats artificiels présentant une haute résistance à l'abrasion (bauxite calcinée, céramique moulée, etc…)

IV.5. LES DIFFERENTS TYPES DE CHAUSSEES

Il existe plusieurs types de chaussées que l'on classe dans les familles ci-dessous. La différence entre ces chaussées peut être due à plusieurs paramètres, tel que la nature du sol sur lequel seront construites, ou encore l'intensité du trafic auquel elles seront soumises. On s'appuie sur [Faure, 1998] et [TRAN, 2004] pour distingué 7 principaux types :

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.5.1.LES CHAUSSEES SOUPLES

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm), parfois réduite à un simple enduit superficiel reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise ente 30 et 60 cm; elles constituent des chaussées à très faible trafic.

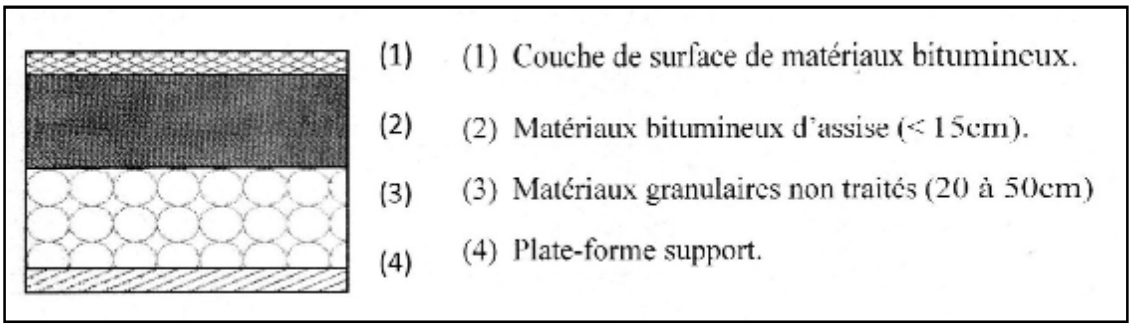


Figure 3.IV : structure d'une chaussée souple.

IV.5.2.LES CHAUSSEES BITUMINEUSES EPAISSES

Ces structures se composent d'une couche de roulement bitumineuse, sur un corps de chaussée en matériaux traités aux liants hydrocarbonés (bitumineux), fait d'une ou deux couches base et fondation). L'épaisseur des couches d'assise est le plus souvent comprise entre 15 et 40 cm.

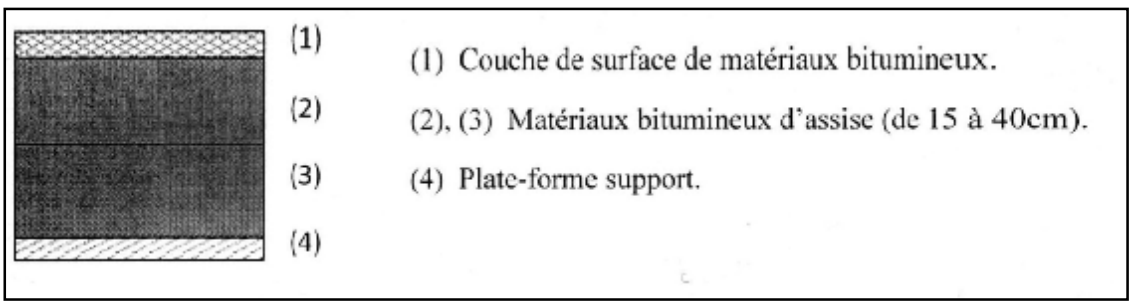


Figure 4.IV : structure d'une chaussée bitumineuse épaisse.

IV.5.3.LES CHAUSSEES A ASSISE TRAITEE AUX LIANT HYDRAULIQUES (SEMI-RIGIDES)

Ces structures sont qualifiées couramment de semi-rigides. Elles comportent une couche de surface bitumineuse sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques, disposés en une ou deux couches (base et fondation). L'épaisseur totale est de l'ordre de 20 à 50 cm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

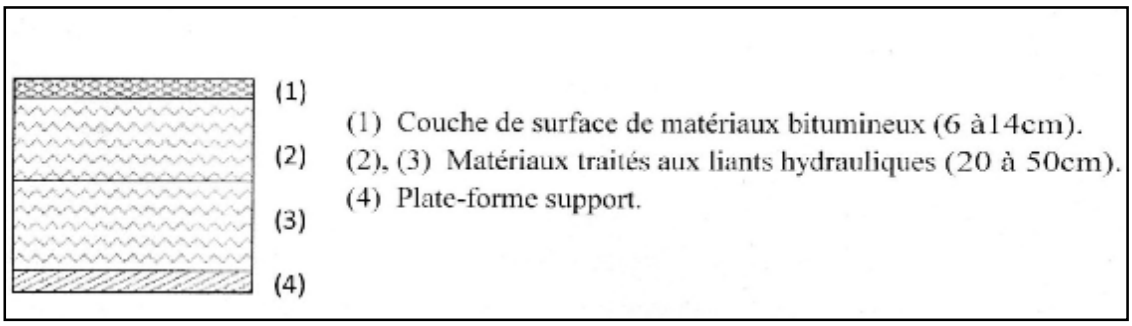


Figure 5.IV : structure d'une chaussée à assise traitée aux liants hydrauliques.

IV.5.4.LES CHAUSSEES A STRUCTURE MIXTE

Ces structures comportent une couche de roulement (surface) et une couche de base en matériaux bitumineux (épaisseur de la base: 10 à 20 cm), sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques (20 à 40 cm), les structures qualifiées de mixtes sont telles que le rapport de l'épaisseur de matériaux bitumineux à l'épaisseur totale de chaussée soit de l'ordre de 1/2.

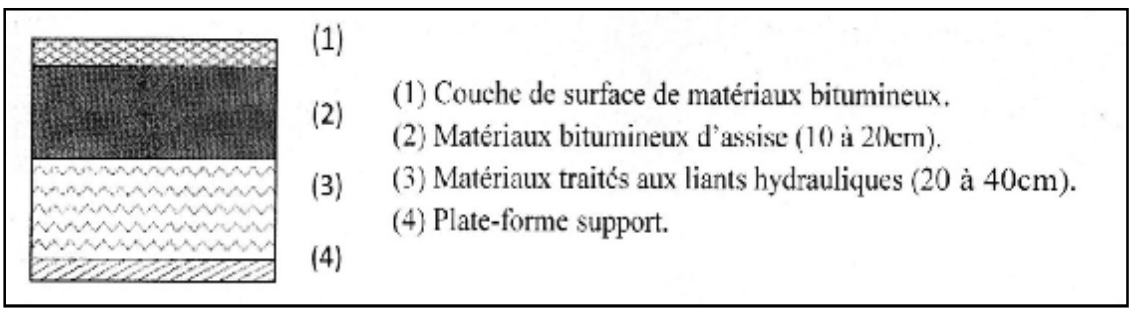


Figure 6.IV : structure d'une chaussée à structure mixte.

IV.5.5.LES CHAUSSEES A STRUCTURE INVERSE

Par rapport aux structures mixtes, ces structures comportent entre la couche de fondation traitée aux liants hydrauliques et les couches supérieures bitumineuses (couche d'épaisseur d'une quinzaine de centimètres), une couche supplémentaire de matériaux granulaires (grave non traitée, environ 12 cm), ayant pour fonction d'éviter la remontée des fissures de la couche de fondation. L'épaisseur totale atteint 60 à 80 cm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

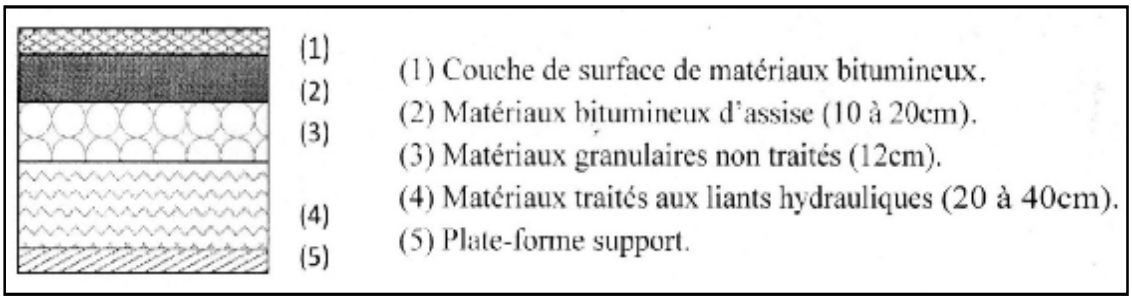


Figure 7.IV : structure d'une chaussée à structure inverse.

IV.5.6. LES CHAUSSEES EN BETON DE CIMENT

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 14 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement, éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton de ciment), soit sur une couche drainante en grave non traités, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques. La chaussée à un mode de fonctionnement très particulier, quoique voisin de celui des chaussées semi– rigides. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (béton armé continu), ou discontinue avec ou sans élément de liaison aux joints.

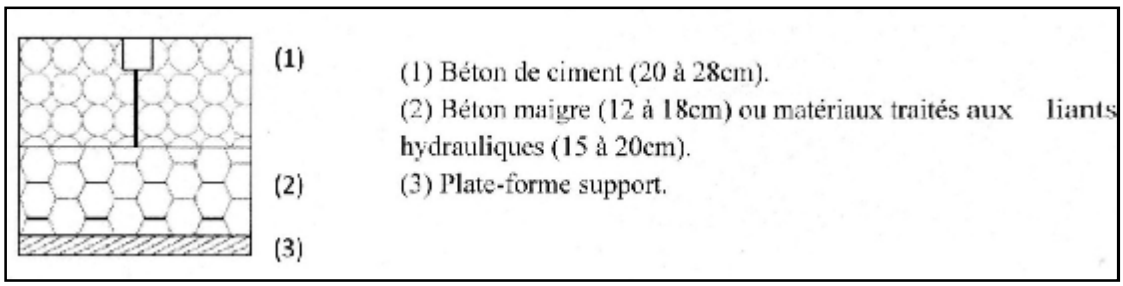


Figure 8.IV : structure d'une chaussée à dalles non goujonnées avec fondation.

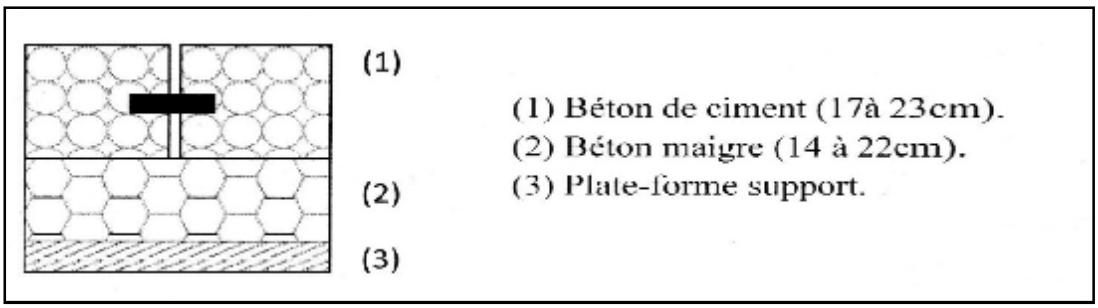


Figure 9.IV : structure d'une chaussée à dalles goujonnées avec fondation.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

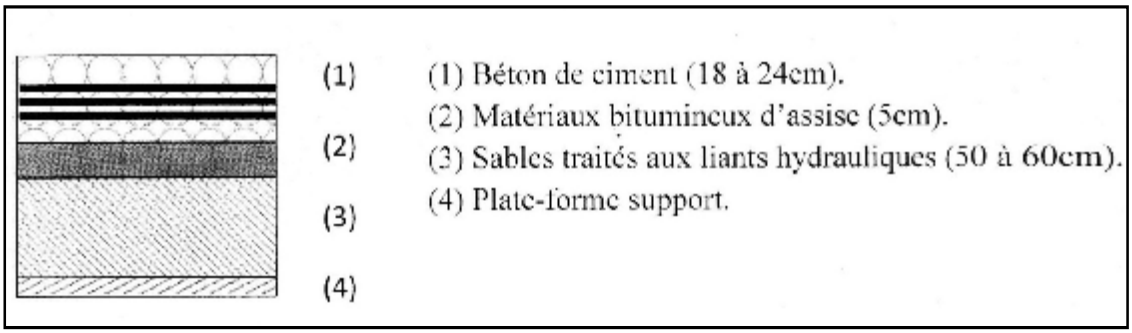


Figure 10.IV : structure d'une chaussée en béton armé continu.

IV.5.7. LES CHAUSSEES COMPOSITES

Ces structures combinent une couche de béton de ciment avec des couches en matériaux bitumineux. On distingue deux types de structures composites: le béton de ciment mince collé et le béton armé continu sur grave bitume.

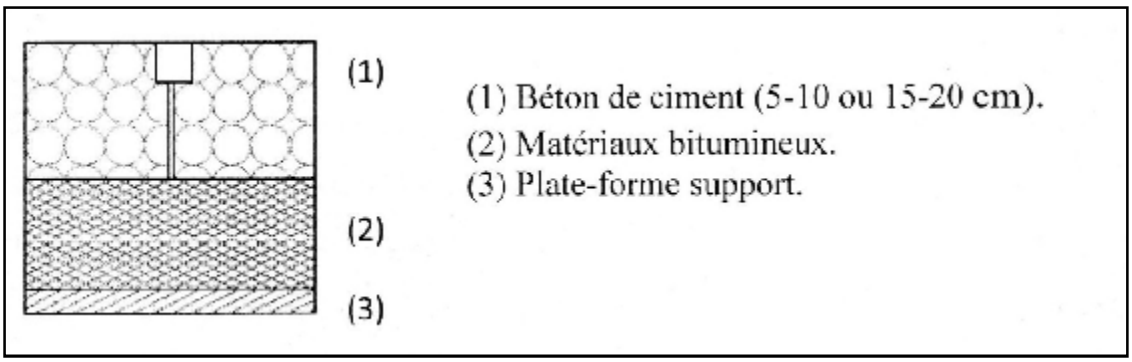


Figure 11.IV : structure d'une chaussée en béton de ciment mince collé.

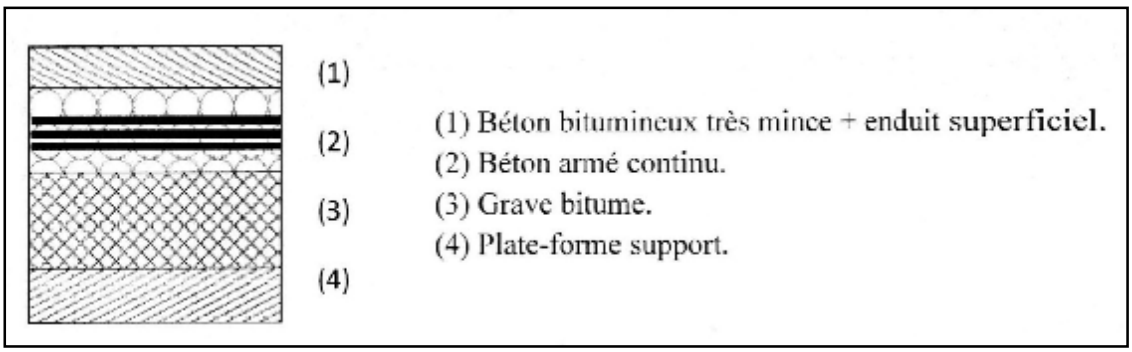


Figure 12.IV : structure d'une chaussée en béton armé continu sur grave bitume.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

IV.6. RESISTANCE MECANIQUE DES CHAUSSEES

Pour étudier, la résistance mécanique d'une chaussée, il faut d'une part, connaitre la circulation que la route devra supporter, notamment la valeur des plus lourdes charges admises, et la fréquence des passages de chaque catégorie de véhicules, tout spécialement des véhicules lourds. En effet, la répétition de lourdes charges aggrave considérablement les conditions de travaille d'une chaussée.

On devra tenir compte aussi, des circonstances exceptionnelles susceptibles d'engendrer soit des chocs, soit des efforts horizontaux anormaux (fortes déclivités, virages de faible rayon, etc.). D'autre part, il est indispensable, de caractériser de façon aussi précise que possible les qualités du terrain sur lequel la chaussée devra être établie, ces qualités qui conditionnent la portance du sol, il faut connaitre, les risques d'imbibition et de dessiccation auxquels est exposée la chaussée, il faut aussi tenir compte des risques climatique telle que le gel, qui pour certains sols, sont extremement graves [coquand, 1978]

IV.7.QUALILITES SUPERFICIELLES DES CHAUSSEES

Le rôle d'une chaussée est de transmettre, sans se déformer, les efforts verticaux et tangentiels dus aux charges. Il importe donc d'assurer l'uni, la rugosité et l'imperméabilité des couches de chaussées pour assurer à la fois la sécurité et le confort pour l'usager [Jeuffroy, 1974].

IV.7.1.L'UNI

On qualifie d'uni une chaussée dont le profil en long et en travers diffère très peu du profil théorique, et qui est exempte, en particulier, de dénivellations et d'ondulations. L'uni est une qualité essentielle non seulement pour assurer le confort des usagers, mais aussi pour diminuer les dépenses de traction, pour réduire l'usure des véhicules et celle de la chaussée même.

Il est naturellement illusoire de rechercher l'uni d'une chaussée si sa résistance aux actions verticales, soit dans le corps de la chaussée, soit dans le sol de fondation, n'est pas assuré: des contraintes exagérées produisent à plus ou moins longue échéance des déformations permanentes.

Les insuffisances d'uni dues à une mauvaise exécution de la couche de base sont difficilement réparables. C'est le cas des ondulations produites dans les chaussées en macadam par un serrage défectueux, un cylindre travaillant brutalement ou trop vite, dans les chaussées souples en général par un dressage irrégulier de la couche inferieure, donnant à la couche de base une épaisseur variable d'où résultent des tassements inégaux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Une chaussée bien réussie peut cependant devenir moins uni par suite de déformations superficielles dont les causes peuvent êtres les suivantes:

* pour une chaussée souple revêtue, les vagues due au fluage du tapis superficiel; cela arrive soit avec des enrobés peu stables, soit avec des revêtements superficiels trop riches en liant.

* pour une chaussée non revêtue à éléments fins, la perte de substance produite par la poussière en été, les poinçonnements marqués dans la boue superficielle en hiver, produisent des déformations, qui rendent nécessaire un reprofilage périodique.

La mesure de l'uni peut se faire au moyen de nombreux appareils dont le principe est, soit la détermination du profil en long, soit l'enregistrement des impulsions produites par les dénivellations de la chaussée sur un véhicule en mouvement.

IV.7.2.LA RUGOSITE

La rugosité de la surfasse des chaussées est une qualité indispensable pour assurer aux véhicules des possibilités de freinage convenables et une bonne stabilité transversale.

Il est relativement facile d'obtenir une bonne adhérence du pneumatique à la chaussée lorsque celle-ci est sèche et propre. Par contre sur une chaussée polluée et mouillée, des difficultés très sensibles apparaissent, dépondant d'une part du pneumatique, d'autre part de la texture superficielle de la chaussée.

Du point de vue de la chaussée, la nécessité de maintenir la rugosité se traduit par les règles suivantes:

* Il faut éviter tout causse d'accumulation d'eau sur les chaussées, due par exemple, à des pentes transversales trop faibles, à des déformations de surface, à une mauvaise évacuation latérale.

* les gravillons de couches de surface doivent être constituées par une roche dure, résistant à la fois au polissage et à la fragmentation.

* les revêtements doivent présenter une texture superficielle suffisamment grossière.

IV.7.3. L'IMPERMEABILITE

La plupart des corps de chaussées et des terrains de fondations étant plus au moins sensible à l'action de l'eau, il est essentiel que la surface des chaussées assure l'imperméabilité aux eaux de pluie et de ruissellement.

Une chaussée revêtue reste peu perméable lorsqu'elle est recouverte d'un film continu de liant suffisamment cohésif pour ne pas se fissurer sous l'action des charges et celle du climat. Lorsque le liant vieillit, des fissures très fines se produisent, l'eau pénètre et crée souvent des désordres.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

La perméabilité est le signe de l'usure ou tout au moins du vieillissement de l'enduit, le remède, soit de refaire un nouvel enduit imperméable soit de régénérer le liant vieilli par répondage d'huile qui lui rendent sa plasticité.

IV.8. LE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES

Le dimensionnement des chaussées consiste à définir la nature et l'épaisseur des différentes couches, afin de s'assurer que pendant toute la durée de service de l'ouvrage, la chaussée ne présente pas de déformations préjudiciables en termes de confort et de sécurité routière.

L'ingénieur appelé à construire une chaussée sur un terrain donné, devra tenir compte de certains paramètres essentiels permettant d'assurer la durabilité de l'ouvrage et la sécurité des utilisateurs. En se référant à [Coquand, 1978] et [Faure, 1998], on a résumé ces paramètres dans les points suivants :

- Le trafic, connaître l'importance de la circulation que devra supporter la chaussée, et surtout la nature et l'intensité de la circulation lourde ;

- La qualité de la plateforme support de chaussée, avoir une idée de la déformabilité du terrain, particulièrement dans le cas ou la couche supérieure est peu flexible (enrobés) ;

- Les caractéristiques des matériaux de chaussées et la qualité de réalisation ;

- Les conditions climatiques, être renseigné sur le climat, le régime des nappes, les possibilités de drainage et d'évacuation des eaux, le bilan évaporation – précipitation et les risques de gel.

IV.9. CONCLUSION

En plus du trafic et de son taux d'accroissement; la vitesse de circulation et le poids des véhicules exigent de plus en plus l'amélioration de la construction des chaussées modernes, ainsi le concepteur doit prendre certaines précautions lors du choix des matériaux constituant les différentes couches afin de permettre aux usagers de se déplacer, rapidement, sûrement et sans usure exagérée du matériel et du matériau.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V.1INTRODUCTION

La classification des sols est un moyen de créer des catégories de sol permettant de prédire leurs comportements. En général, le simple examen visuel permet de donner un nom au matériau : marne bleu, argile jaune, sable fin,…Il faut toutefois compléter cette indication par des essais de laboratoire.

Dans ce chapitre, on s'intéressera à la situation géographique et topographique du site, à son contexte géologique, hydrogéologique, à la tectonique et sismicité des lieus, et enfin une reconnaissance géotechnique sur site.

V.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE ET TOPOGRAPHIE DU SITE

Le terrain, d'une superficie d'environ 22 436 m^2 (330mx68m), se trouve au Sud-Est et à une vingtaine de kilomètres du centre ville d'Oran et à l'Est du l'aéroport d'Es-Senia (figure1.V). Le site longe la bordure droite de la route CW n°102 reliant l'agglomération Nedjma (Chetaibou) vers El Biod. Ses limites sont matérialisées comme suit (figure2.V):

Au Nord : Propriété Lahmar Abed.

Au Sud : DIGMEX.

A l'Est : Route CW n°102 Nedjma - El Biod.

A l'Ouest : Dépôt de récupération de ferraille.

FIGURE. 1.V : Photo d'une vue aérienne de la ville d'Oran et situation du site.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Les coordonnées géographiques du centre du site, sont : latitude Nord 35° 38’ 37,92’’ et longitude Ouest 0° 33’ 33,54’’, correspondant au coordonnées UTM : X= 279 012.64 et Y= 3 946 906.39. L’altitude moyenne du site est d’environ : Z=+90 mètres.

L’ensemble du site est relativement plat. Toutefois, on observe la présence de faibles pentes, de l’ordre 1% à 1.50%, orientées respectivement vers le Nord-Est et le Sud-Ouest du site.

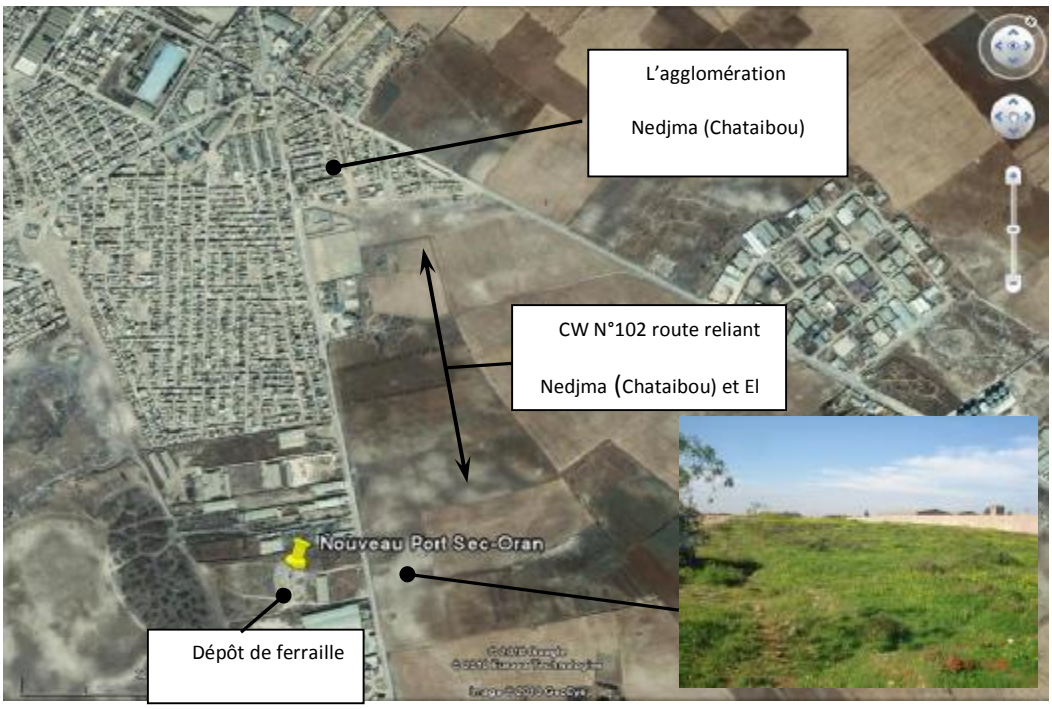


Figure 2.V : Photo d'une vue aérienne du site.

V.3.CONTEXTE GEOLOGIQUE

Selon la carte géologique intitulée Oran, feuille n°153 publiée en 1953 par le Service de la carte géologique d'Algérie, le site, objet de la présente étude, appartient au quaternaire continental représenté par **des amas éoliens, véritables dunes presque entièrement constituées de petits cristaux de gypse** autour des dépressions inondées couvrant des alluvions (figure V.3).

Le contexte stratigraphique qui ressort des études antérieures et de l’examen cartographique est constitué principalement par des faciès du Calabrien, représentés par la colonne lithologique suivante :

1. un encroûtement grés-calcaire d’épaisseur de 5 à 6 mètres ;
2. grès du pliocène moyennement dur de 10 à 30 mètres et de avec le passage de sable ;
3. substratum marneux et par endroit des dépressions remplis de sable limoneux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

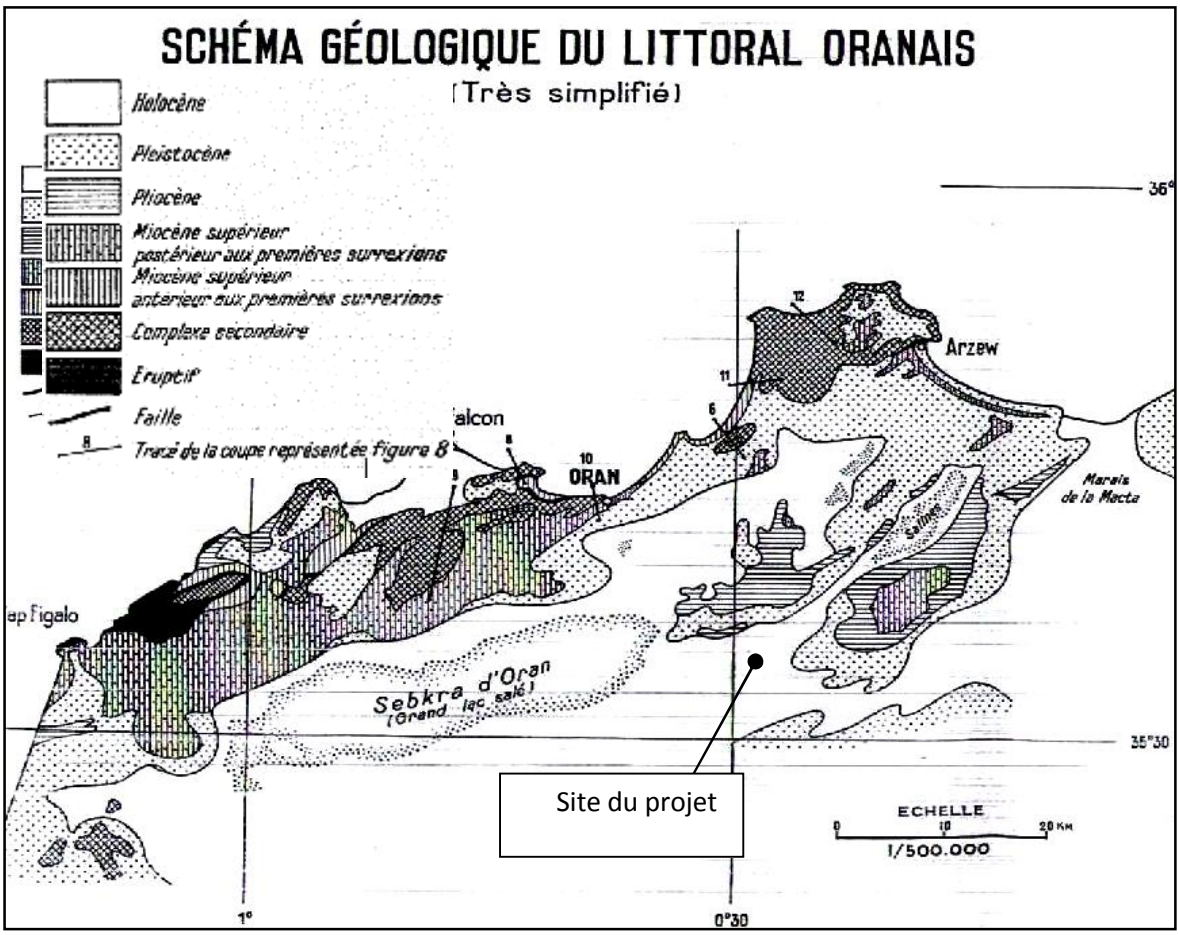


Figure 3.V : Carte géologique du littoral Oranais et situation du site.

V.3.1.Contexte géologique régional

Le site étudié est localisé dans la zone plate qui s'étend entre Oran et Es-Senia et la Grande Sebkha d'Oran (figure 2). Cette vaste dépression est essentiellement marquée par de grands affleurements quaternaires continentaux qui s'étendent dans toute la moitié Est de la feuille d'Oran et qui sont constitués par des :

- Alluvions (qa) ;
- Carapaces et terres végétales plus ou moins encroûtées (qc).

Ces dépôts quaternaires s'étendent dans toute la moitié Est de la feuille d'Oran, à l'exception des zones suivantes :

- Le rivage entre Oran et la Pointe de Canastel ; où réapparaissent les formations rocheuses miocène ; jusqu'au Djebel Bou Khar : Formations du Primaire et du Jurassique/Crétacé ;
- Les quelques « fenêtres » du Pliocène ; marnes plus ou moins sableuses.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

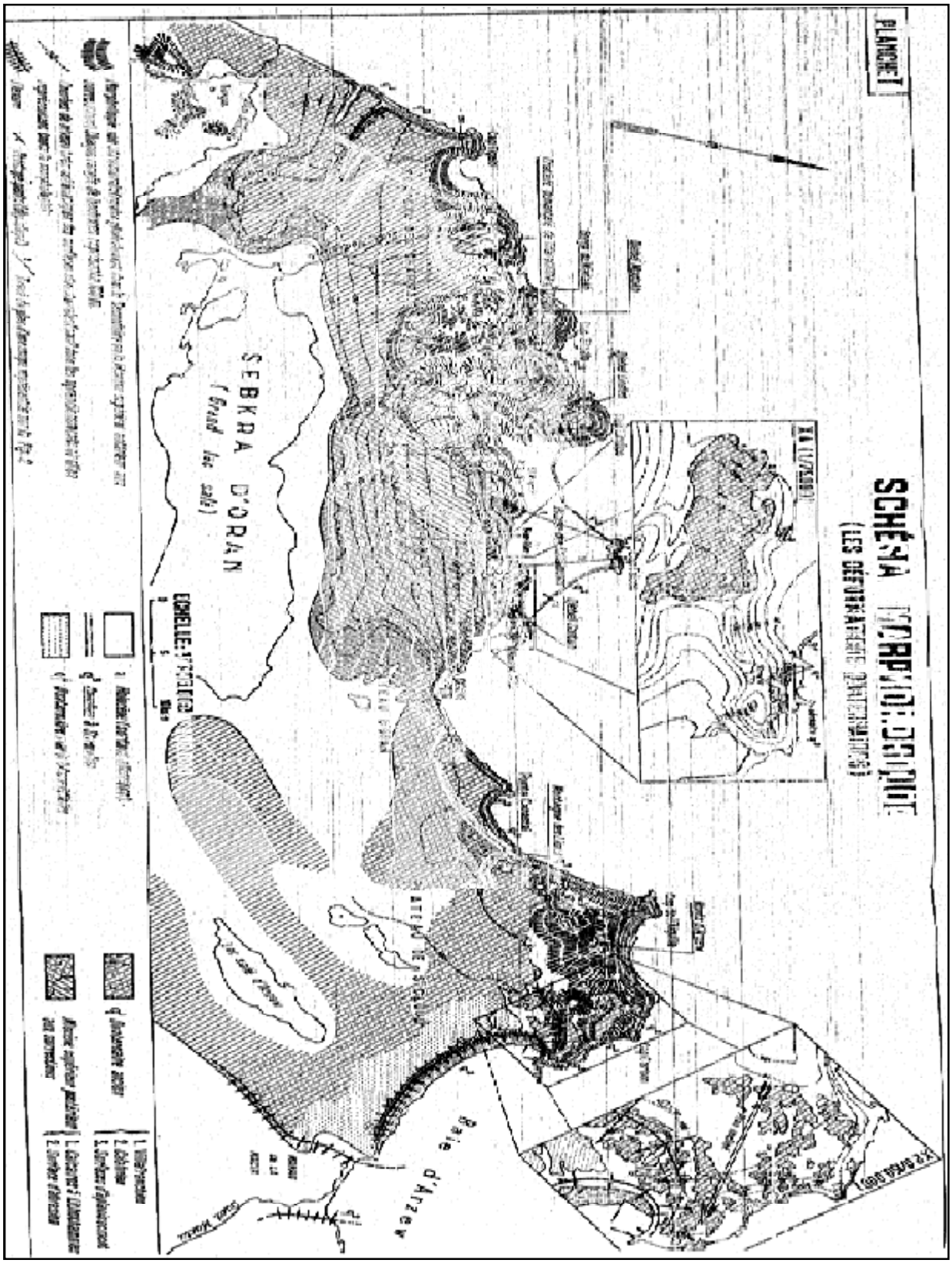


Figure 4.V : Schéma morphologique du littoral Oranais.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V.3.2.DONNEES STRATIGRAPHIQUES

Du point de vue stratigraphique, on notera pour :

- Les massifs côtiers : des formations appartenant au Primaire et au Jurassique-Crétacé ;
- La dépression de la Mleta / Grande Sebkha d'Oran / les Salines d'Arzew : de grands affleurements tabulaires constitués de dépôts quaternaires provenant de la sédimentation des produits de destruction (érosion) des massifs environnants. Ce Quaternaire contient une multitude de faciès détritiques : sables, sables grésifiés, grès tendres, encroûtements calcaires, calcaires poudreux, calcaires sableux etc.

L'épaisseur de ce Quaternaire peut atteindre 100 mètres ; sous ce quaternaire, on trouve successivement :

- Le Pliocène continental ;
- Le Pliocène marin ;
- Le Miocène essentiellement marneux avec des niveaux évaporitiques (gypseux).

V.3.3. DONNEES STRUCTURALES

Du point de vue structural, pour la région d'Oran, on rappellera que : " peu avant la fin du Miocène, il s'est produit un événement tectonique brutal et important : les sédiments secondaires sont remontés verticalement à travers leur couverture néogène et ont émergé sous forme de grandes îles dont l'érosion alimente une sédimentation grossièrement détritique ".

Ceci s'est traduit par une structure en :

- Horsts qui ont donné naissance aux massifs littoraux ;
- Grabens qui ont créé la grande dépression Mleta / Grande Sebkha d'Oran / Les Salines d'Arzew.

Au Pliocène supérieur (Tertiaire) et au Pléistocène (Quaternaire) il s'est produit un relèvement général de la façade littorale et un enfoncement de la dépression Mleta / Grande Sebkha d'Oran / Les Salines D'Arzew.

Cette importante tectonique qui s'est poursuivi au Quaternaire explique certains aspects inhabituels de la morphologie du littoral oranais : drainage vers les dépressions intérieures, côtes en falaises abruptes de 150 à 200 m de haut, déformations des surfaces d'aplanissement ou structurales récentes.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V.4. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

Le site étudié se trouve donc dans la limite Est de la grande dépression occupée par la Grande Sebkha d'Oran, la plaine de la Mleta et au Nord Est par les Salines d'Arzew. Cette grande dépression est un bassin endoréique vers lequel affluent tous les écoulements de surface.

Les eaux de surface s'y accumulent et y subissent une évaporation intense qui, avec le temps, se traduit par une sédimentation importante de sels et plus particulièrement de chlorure de sodium. Aux Salines d'Arzew, existe depuis très longtemps une exploitation industrielle de ce sel.

En plus de cette particularité hydrologique, les conditions géologiques (nature et structure des formations quaternaires et tertiaires) vont favoriser une infiltration d'une partie des eaux superficielles.

Toute la dépression, possède donc des potentialités hydrogéologiques dont le problème majeur reste la **salinité élevée** qui peut même s'avérer impropre à la consommation. Cette salinité provient bien sûr de la dissolution :

- De sels superficiels par les eaux de ruissellement dont une partie s'infiltre ;

- De faciès salins lors des écoulements souterrains.

A titre comparatif, la source de Kristel, alimentée par les eaux circulant dans les fissures des terrains (du Jurassique et du Crétacé) du Djebel Bou Khar, a une très bonne qualité minérale (potabilité).

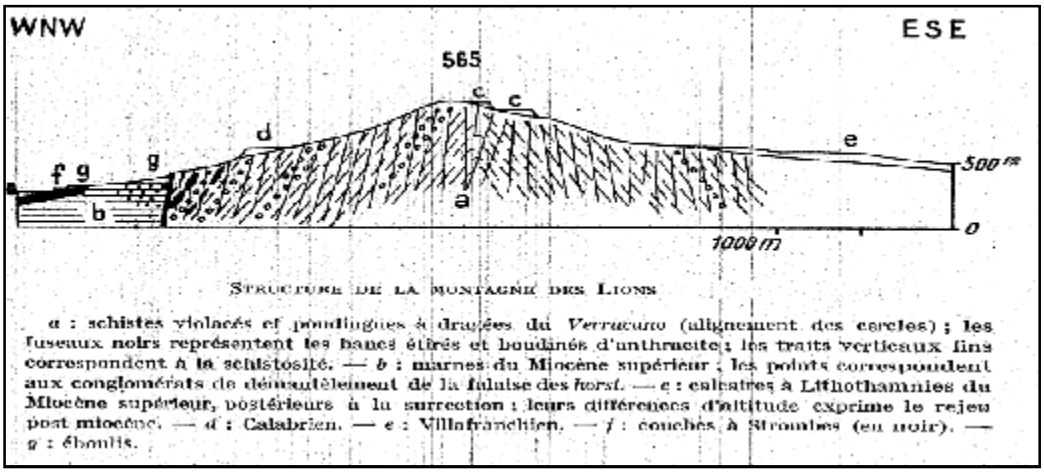
V.5. TECTONIQUE ET SISMICITE

V.5.1. TECTONIQUE

L'Algérie du Nord fait partie de la ceinture tectonique Alpine méditerranéenne où certaines régions présentent des activités sismiques importantes.

La Montage des Lions est un anticlinal unique que les contraintes verticales ont ravivé au moment de sa surrection comme horst , en élevant le centre par rapport aux bordures au moyen de glissements différentiels le long d'innombrables plans de schistosité verticaux ; ce mécanisme a encore rejoué après le Miocène supérieur puisque , près du sommet, on trouve deux affleurements de calcaires à Lithothamnies à deux niveaux différents, bien qu'ils soient très proches, et dont l'allongement est parallèle à la direction de la schistosité (figure 5.V).

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



STRUCTURE DE LA MONTAGNE DES LIONS

a : schistes violacés et poudingues à dragées du *Verracono* (alignement des cercles) ; les fuseaux noirs représentent les bancs étirés et boudinés d'anthracite ; les traits verticaux fins correspondent à la schistosité. — *b* : marnes du Miocène supérieur ; les points correspondent aux conglomérats de démantèlement de la falaise des *horst*. — *c* : calcaires à Lithothamnies du Miocène supérieur, postérieurs à la surrection ; leurs différences d'altitude exprime le rejeu post miocène. — *d* : Calabrien. — *e* : Villafranchien. — *f* : couches à Strombes (en noir). — *g* : éboulis.

Figure 5.V : Structure de la Montagne des Lions (repérage figure V.3).

De même le Djebel Santon est un anticlinal bordé de failles; pour lui cependant, la plus grande partie du plissement semble récente, puisqu'en rétablissant l'horizontalité du Calabrien qui en couvre le flanc septentrional, la flèche du pli diminue sensiblement; la seule forme de ce pli semble d'ailleurs indiquer qu'il est entièrement dû aux contraintes verticales ayant provoqué sa surrection en tant que horst.

Le Horst du Murdjadjo, très peu plissé en son centre, est bordé au Nord par une série de petits plis serrés. Les lentilles calcaires du Crétacé inférieur jouent un rôle important dans la localisation de ces plis, tant transversalement que longitudinalement (repérage figure 3.V).

Les monts d'Arzew sont une vaste bosse (Beule), accidentée de multiples replis au Nord-Ouest et dans la quelles les lentilles calcaires du Crétacé inférieur ont généralement manifesté leur indépendance tectonique en s'extrudant ; ainsi elles donnent lieu aux parties les plus élevées du massif et dominent les schistes dont elles jaillissent par faille.

V.5.2. SISMICITE

Les événements répertoriés depuis le séisme catastrophique du 09 octobre 1790 (3000 victimes) qui a eu lieu dans la région d'Oran montrent que l'activité sismique dans l'ouest du pays se focalise surtout dans les régions d'Oran, Mostaganem, Relizane et Mascara.

La consultation des documents, et archives sismologiques révèle une crise sismique non mentionnée par les catalogues classiques de la sismicité historique.

Bien qu'aucune indication n'ait été donnée sur la localisation exacte de l'épicentre, il semble que la région touchée inclurait les localités limitrophes.

"…les ouvrages édifiés sur un sol meuble subissent des dommages plus importants que ceux situés sur un sol de consistance rocheuse …"

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

…les couches meubles se comportent comme un oscillateur multiple particulier et le mouvement en surface n'est autre que la réponse de cet oscillateur à l'excitation imprimée à sa base par le rocher… « J-Despeyroux- Sols et Fondations Page 887 »

L'observation des effets macro-sismiques des secousses, montre que le mouvement sismique subi à la traversée des **sols mous (meubles)** et par rapport à ce qu'on observait dans **les sols rocheux**, une atténuation dans la zone des hautes fréquences et se trouvait par contre amplifié dans la zone des basses fréquences ;

D'après Seed, le spectre moyen probable à 5% d'amortissement d'un séisme de magnitude 6.5 agissant à 8 Km de distance pour les trois conditions de site suivantes :

- Rocher,
- Sols raides (ferme) en moins de 50 m d'épaisseur,
- Sol mou sans cohésion (meuble) en plus de 80 m d'épaisseur,

On constate que la réponse est plus élevée sur ces derniers que sur le rocher dès que la période dépasse 0.5 seconde, et on constate aussi que les sites de la 2ème catégorie (sols raides) sont ceux la réponse la plus élevée et ceci pour une période d'environ 0.4 seconde. Au-delà d'une période de 1 seconde, se sont les sols meubles qui donnent les plus grandes accélérations.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la commune de Oran est classée en zone IIa, sismicité moyenne.

V.6. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE

Compte tenu des ouvrages projetés, la reconnaissance géotechnique a consisté en la réalisation de :

- Douze (12) sondages carottés de 10,0 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts pour essais de laboratoire (Figure 6.V) ;
- Six (06) puits de reconnaissance de 3,00 m de profondeur (Figure 7.V) ;
- Pose de quatre (04) piézomètres au niveau des sondages (Figure 8.V) ;
- Trente (30) essais in situ au pénétromètre dynamique lourd (Figure 9.V) ;
- Neuf (09) essais de pénétration au carottier SPT (Figure 10.V) ;

Essais de laboratoire (Identification physique, essai mécanique, analyse chimique du sol et de l'eau (réalisé par Construction &Testing Engineering Laboratory), essai CBR, essai Proctor.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 6.V : Photo d'équipement de sondage.

Figure 7.V : Photo des puits de reconnaissance.

Figure 8.V : Photo pose de piézomètres et prélèvement d'échantillon d'eau.

Figure 9.V : Photo pénétromètre dynamique.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 10.V : Photo d'essai au carottier SPT.

Le plan d'implantation de ces essais in situ est donné en annexe dans ce présent rapport ainsi que : les coupes lithologiques, les courbes des sondages carottés, les profils pénétrométriques et les résultats des essais de laboratoire.

V.6.1. SONDAGES CAROTTE ET PUITS DE RECONNAISSANCE (IDENTIFICATION VISUELLE)

Douze (12) sondages carottés de 10 m de profondeur et six (06) puits de reconnaissance de 3,00 m de profondeur, ont été réalisés sur le site entre le 22/02/2010 et le 28/02/2010. La synthèse des résultats des sondages carottés permet de révéler en général que sous une couche de terre végétale d'environ 0,20 à 0,80 m d'épaisseur, la présence d'une formation sableuse gypseuse beige à blanchâtre surmontant une couche de sable fin gypseux calcareux blanchâtre, très calcareux par endroit (Figure 12.V). Les sondages carottés réalisés ont mis en évidence de haut en bas la succession lithologique ci-après :

Figure 12.V : Photos représentant des caisses des sondages carottés.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sondage SC-01

0,00 – 0,40 m : Terre végétale;

0,40 – 3,00 m : Sable gypseux blanchâtre;

3,00 – 6,00 m : Sable fin légèrement argileux beige;

6,00 – 6,50 m : Calcaire blanchâtre très dur;

6,50 – 9,50 m : Sable fin gypseux calcareux beige;

9,50 – 10,0 m : Sable fin gypseux calcareux gris verdâtre.

Figure 13.V : Photos représentant le sondage carotté -01-.

Sondage SC-02

0,00 – 0,20 m : Terre végétale;

0,20 – 10,00 m : Sable gypseux beige avec présence de grès à la base.

Figure 14.V : Photos représentant le sondage carotté -02-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sondage SC-03

0,00 – 0,80 m : Terre végétale;

0,80 – 6,00 m : Sable gypseux beige à blanchâtre;

6,00 – 9,00 m : Sable gypseux blanchâtre;

9,00 – 10,0 m : Argile sableuse marron à ocre.

Figure 15.V : Photos représentant le sondage carotté -03-.

Sondage SC-04

0,00 – 0,20 m : Terre végétale;

0,20 – 2,50 m : Sable gypseux beige;

2,50 – 10,0 m : Sable gypseux blanchâtre.

Figure 16.V : Photos représentant le sondage carotté -04-.

Sondage SC-05

0,00 – 0,50 m : Remblai;

0,50 – 5,00 m : Sable gypseux beige à blanchâtre;

5,00 – 10,0 m : Sable gypseux blanchâtre.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 17.V : Photos représentant le sondage carotté -05-.

Sondage SC-06

0,00 – 2,00 m : Sable gypseux beige;

2,00 – 5,70 m : Sable gypseux beige à blanchâtre;

5,70 – 10,0 m : Sable gypseux blanchâtre.

Figure 18.V : Photos représentant le sondage carotté -06-.

Sondage SC-07

0,00 – 0,20 m : Terre végétale;

0,20 – 6,00 m : Sable fin gypseux calcareux beige à blanchâtre;

6,00 – 10,0 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre.

Figure 19.V: Photos représentant le sondage carotté -07-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sondage S-08

0,00 – 4,00 m : Sable gypseux beige à blanchâtre;

4,00 – 8,40 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre;

8,40 – 10,0 m : Sable fin gypseux calcareux gris verdâtre.

Figure 20.V : Photos représentant le sondage carotté -08-.

Sondage SC-09

0,00 – 0,30 m : Terre végétale;

0,30 – 3,50 m : Sable gypseux beige;

3,50 – 10,0 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre.

Figure 21.V : Photos représentant le sondage carotté -09-.

Sondage SC-10

0,00 – 0,20 m : Terre végétale;

0,20 – 2,80 m : Sable gypseux beige à blanchâtre;

2,80 – 10,0 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 22.V : Photos représentant le sondage carotté -10-.

Sondage SC-11

0,00 – 0,20 m : Terre végétale;

0,20 – 2,50 m : Sable gypseux beige à blanchâtre;

2,50 – 8,70 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre;

8,70 – 10,0 m : Argile sableuse gris bleuâtre.

Figure 23.V : Photos représentant le sondage carotté -11-.

Sondage SC-12

0,00 – 0,20 m : Terre végétale;

0,20 – 2,40 m : Sable gypseux beige;

2,40 – 8,00 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre;

8,00 – 10,0 m : Argile sableuse gris bleuâtre.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 24.V : Photos représentant le sondage carotté -12-.

Les six (06) puits de reconnaissance ont révélé sous une couche superficielle de terre végétale variant entre 0,00 et 0,40 m d'épaisseur, la présence d'une formation importante de sables gypseux. Nous signalons la présence de cavités au niveau du site (Figure V.13).

Figure 25.V : Photos des puits de reconnaissance.

PUIT -01

0,00 - 0,35 m : Terre végétale;

0,35 - 3,00 m : Sable gypseux blanchâtre.

Figure 26.V : Photos du puits -1- de reconnaissance.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

PUIT-02

0,00 - 0,35 m : Remblai;

0,00 - 0,35 m : Remblai;

0,40 - 1,20 m : Terre végétale;

1,20 - 3,00 m : Sable gypseux blanchâtre.

Figure 27.V : Photo du puits -2- de reconnaissance.

PUIT -03

0,00 - 1,20 m : Sable gypseux beige;

1,20 - 3,00 m : Sable fin gypseux calcareux Blanchâtre.

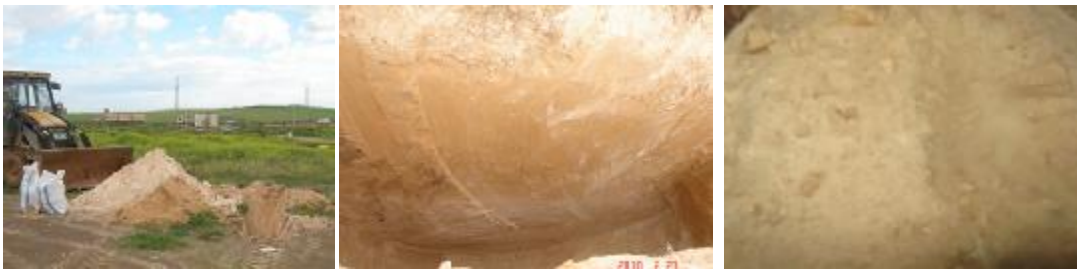


Figure 28.V : Photo de puits -3- de reconnaissance.

PUIT -04

0,00 - 0,40 m : Terre végétale;

0,40 - 1,80 m : Sable gypseux beige;

1,80 - 3,00 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Figure 25.V : Photo de puits -4-de reconnaissance

PUIT -05

0,00 - 0,70 m : Terre végétale;

0,70 - 3,00 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre.

Figure 26.V : Photo de puits -5- de reconnaissance

PUIT-06

0,00 - 0,35 m : Terre végétale;

0,35 - 3,00 m : Sable fin gypseux calcareux blanchâtre.

Figure 27.V : Photo de puits -6- de reconnaissance

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V.6.2. PIEZOMETRES

Quatre (04) piézomètres P_{z1}, P_{z2}, P_{z3} et P_{z4} ont été mis en place respectivement dans les sondages SC-03, SC-08, SC-07 et SC-12. Les niveaux d'eau mesurés sont donnés dans le: (tableau V.1). Ces levés piézométriques ont mis en évidence la présence d'une nappe d'eau entre 2,40 et 5,00 m de profondeur à partir de la surface du terrain.

Tableau 1.V : Niveaux d'eau relevés dans les différents piézomètres.

Piézomètres posés au niveau des sondages S-03, S-07, S-08 et S-12							
P_{z1}		P_{z2}		P_{z3}		P_{z4}	
Date	Niveau(m)	Date	Niveau(m)	Date	Niveau(m)	Date	Niveau(m)
22/02/2010	- 4,35	-	-	22/02/2010	-	-	-
23/02/2010	- 4,38	-	-	23/02/2010	-	-	-
24/02/2010	- 4,42	24/02/2010	- 5,10	24/02/2010	- 4,85	-	-
25/02/2010	- 4,40	25/02/2010	- 5,20	25/02/2010	- 4,80	25/02/2010	- 2,50

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

V.7. CONCLUSION

La reconnaissance de base ou superficielle qui s'effectue à partir de documents et d'examens sur place, ne nécessite pas l'utilisation de moyens mécaniques et ne constitue qu'une interprétation globale. Elle est complétée par une reconnaissance approfondie qui demande l'utilisation d'un matériel perfectionné et adapté à la nature du terrain. L'identification s'exécute au laboratoire par des testes, et des essais. De ce fait, elle est onéreuse mais nécessaire.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.1.INTRODUCTION

Après avoir réalisé les essais d'analyse granulométrique, sédimentométrie, déterminé les caractéristiques physiques, les limites d'Atterberg, Proctor, C.B.R, les essais de cisaillement et l'oedomètre; pour les six puits et les carottes, les résultats obtenus après tous les conversions de calcul, sont traduits sous forme de tableaux et de courbes pour permettre leur interprétations.

Ce chapitre constitue la synthèse de cette étude. Il contient ainsi, toutes les interprétations et les courbes les plus significatives, montrant le comportement des échantillons étudiés sous les différentes sollicitations.

On commencera par l'interprétation des résultats d'analyse granulométrique, on passera ensuite aux résultats des limites d'Atterberg, du compactage et C.B.R, après poinçonnement des échantillons compactés à la teneur en eau optimale lors des essais Proctor, puis aux résultats des essai de cisaillement, enfin, on terminera par l'interprétation des résultats d'oedométrique.

VI.2. RESULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

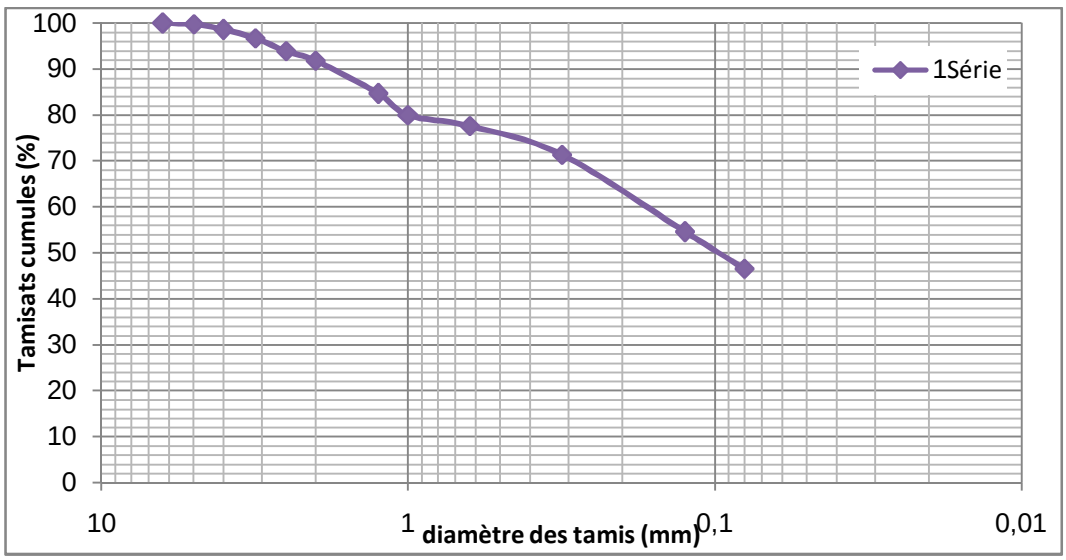


Figure 1.VI: Courbe granulométrique du puits -1- .

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

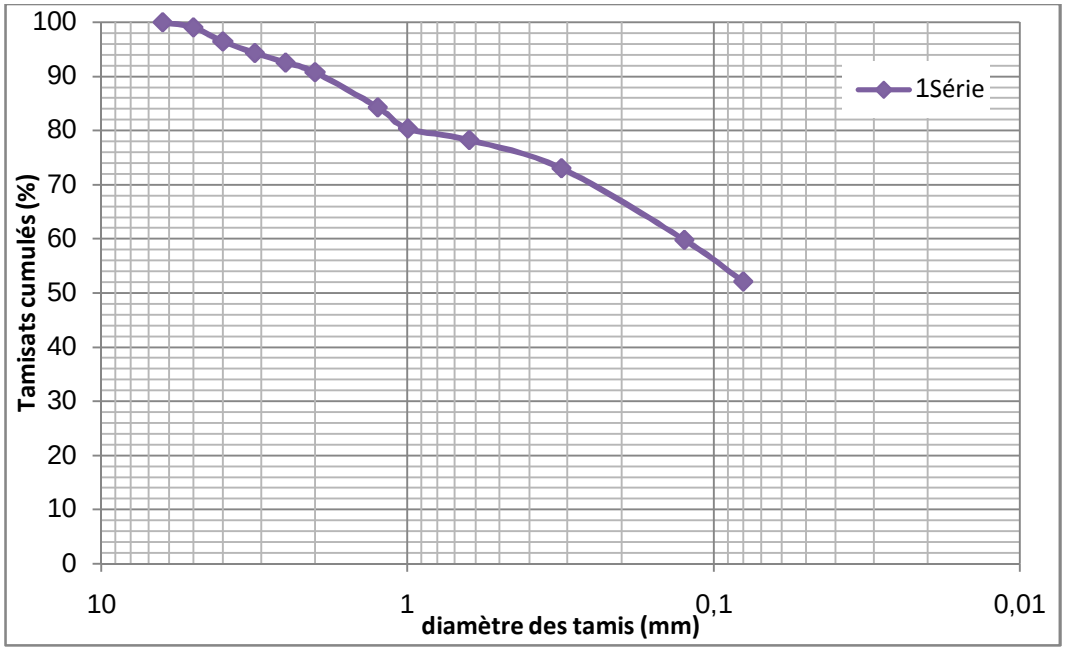


Figure 2.VI: Courbe granulométrique du puits -2- .

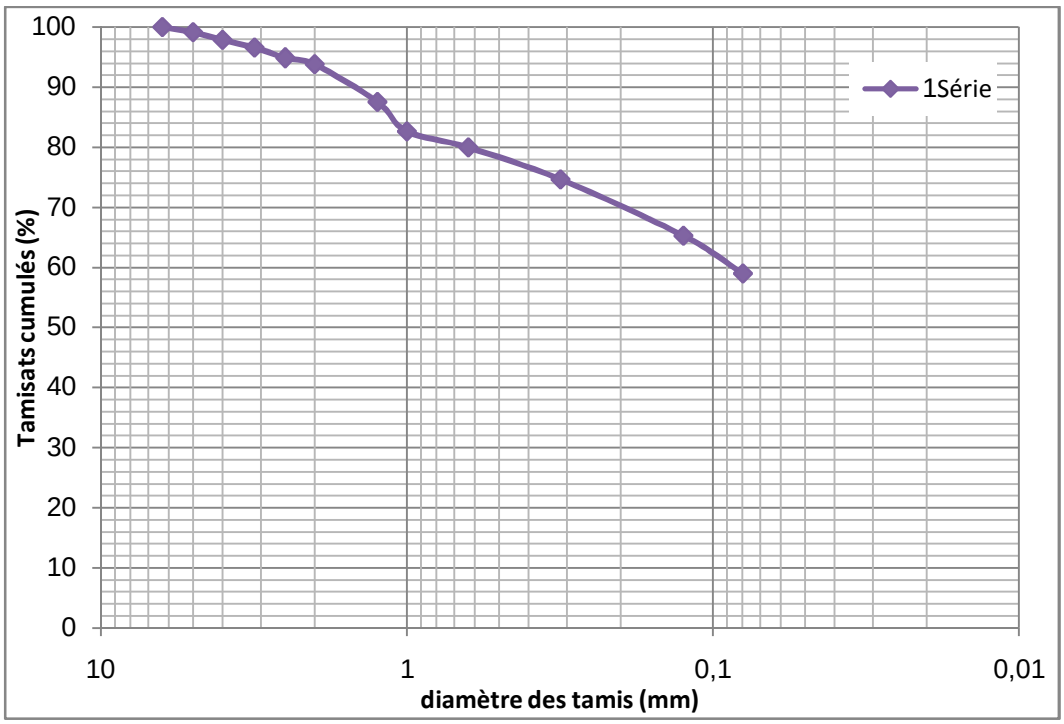


Figure 3.VI: Courbe granulométrique du puits -3- .

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

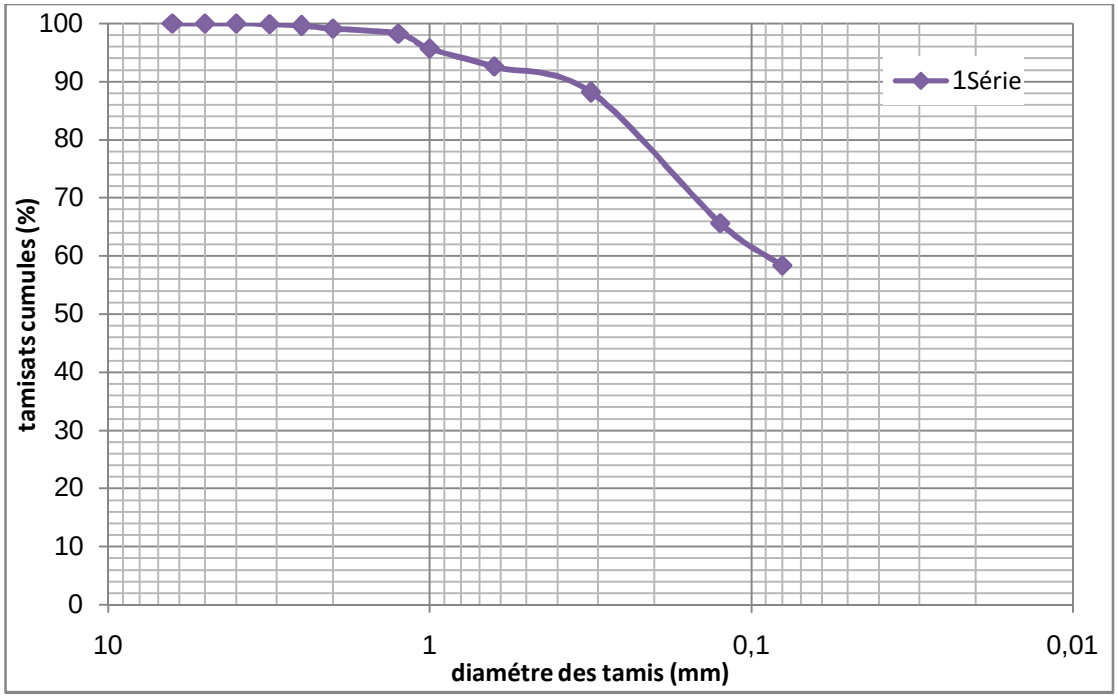


Figure 4.VI: Courbe granulométrique du puits -4- .

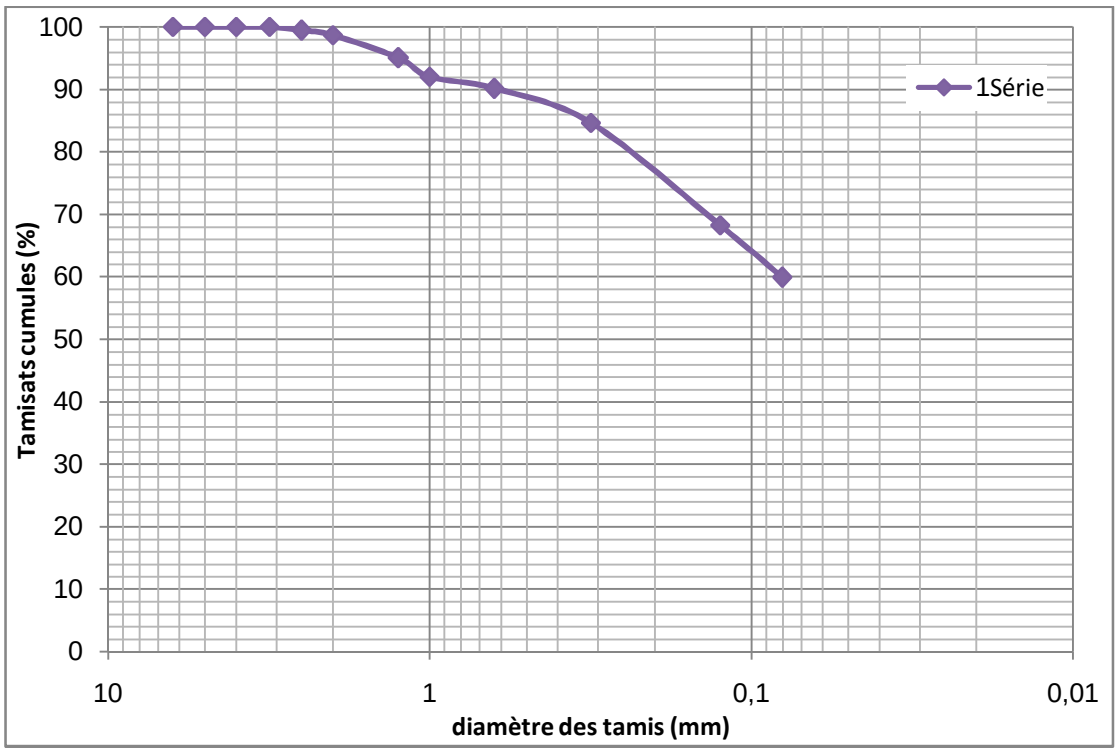


Figure 5.VI: Courbe granulométrique du puits -5- .

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

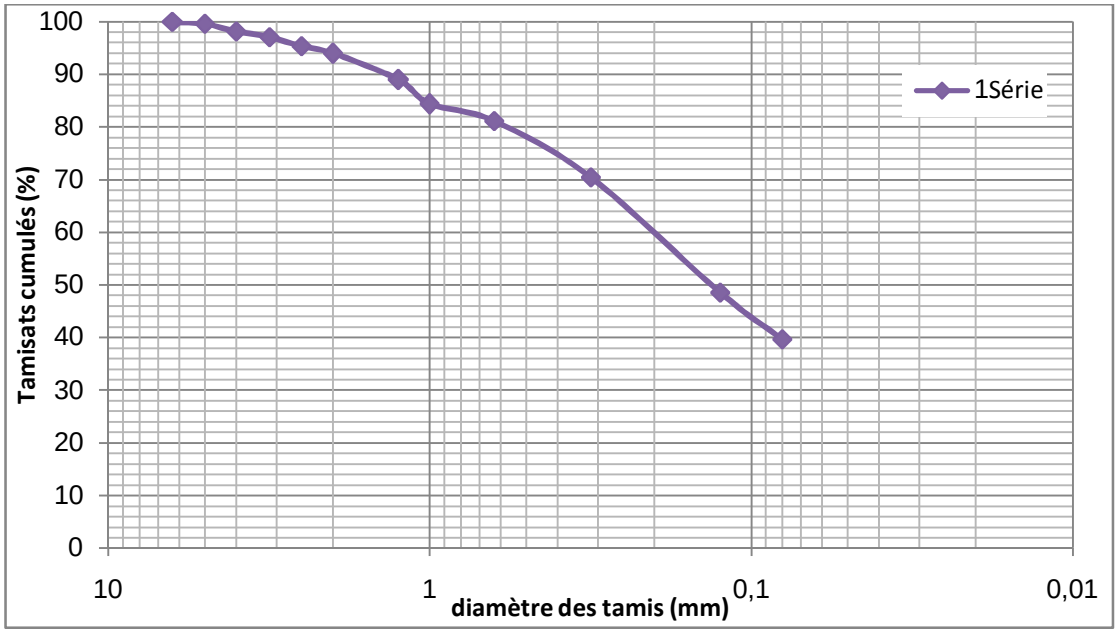


Figure 6.VI: Courbe granulométrique du puits -6- .

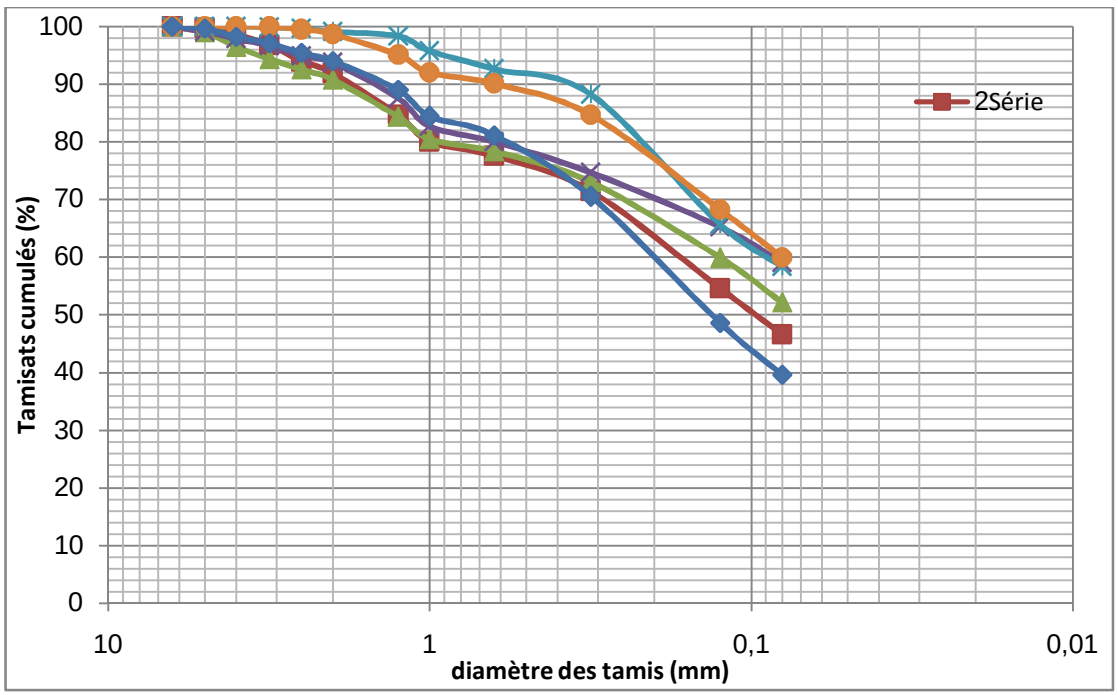


Figure 7.VI: Courbe granulométrique des puits.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.3. RESULTATS DES ESSAIS DE CARACTERISATION PHYSIQUES

Les résultats obtenus après essais d'identification des échantillons: les six puits, sont représentés dans le tableau 1.VI, les treize carottes, sont représentés dans le tableau 2.VI.

Tableau VI.1. Caractéristiques physiques des puits.

Caractéristiques déterminées	Puits (1)	Puits (2)	Puits (3)	Puits (4)	Puits (5)	Puits (6)
Teneur en eau naturelle: w(%)	26,13	33,79	30,22	31,16	29.18	35,06
Masse volumique sèche: $\rho_d(g/cm^3)$	0,87	0,83	0,82	0,80	0,82	0,79
Masse volumique des grains solide: $\rho_s(g/cm^3)$	1,38	1,32	1,29	1,24	1,31	1,23
Indice des vides: e(%)	0,58	0,6	0,57	0,55	0,6	0,55
Porosité: η(%)	0,36	0,37	0,36	0,35	0,37	0,35
Degré de saturation: (S_r)	6,21	7,43	6,84	7,02	6,37	7,84
Limites d'Atterberg: Wl, Wp et Ip(%)	Non mesurables	Non mesurables	Non mesurables	Non mesurables	Non mesurables	Non mesurables

Tableau VI.2. Caractéristiques physiques des carottes.

Sondages	S3 C2	S3 C2	S4 C2	S4 C2
Profondeur (m)	8,70-9,00	9,50-9,65	6,00-6,40	7,00-7,30
Teneur en eau naturelle: w(%)	43,48	42,41	13,38	15,51

Sondages	S5 C1	S6 C1	S8 C1	S8 C1
Profondeur (m)	8,70-9,00	6,00-6,30	8,40-8,70	9,00-9,30
Teneur en eau naturelle: w(%)	19,56	11,12	29,18	5,66

Sondages	S9 C2	S10 C1	S11 C1	S12 C1
Profondeur (m)	8,50-8,80	6,20-6,50	4,20-4,50	4,00-9,30
Teneur en eau naturelle: w(%)	11,70	28,36	29,18	6,29

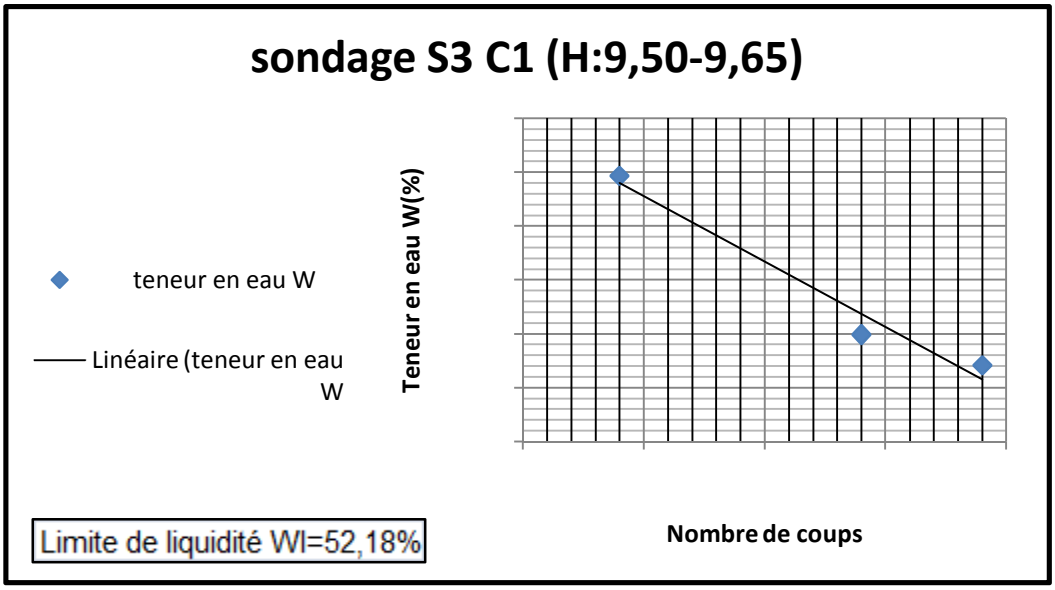
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sondages	S12 C2	S12 C2
Profondeur (m)	6,00-6,30	7,10-7,40
Teneur en eau naturelle: w(%)	22,83	24,58

VI.3.1. RESULTATS DES ESSAIS DES LIMITES D'ATTERBERG

Les résultats obtenus après essais (limites d'Atterberg) des échantillons: les six puits, et les treize carottes, sont représentés dans les figures ci-dessous et regroupés dans le tableau 3.VI.

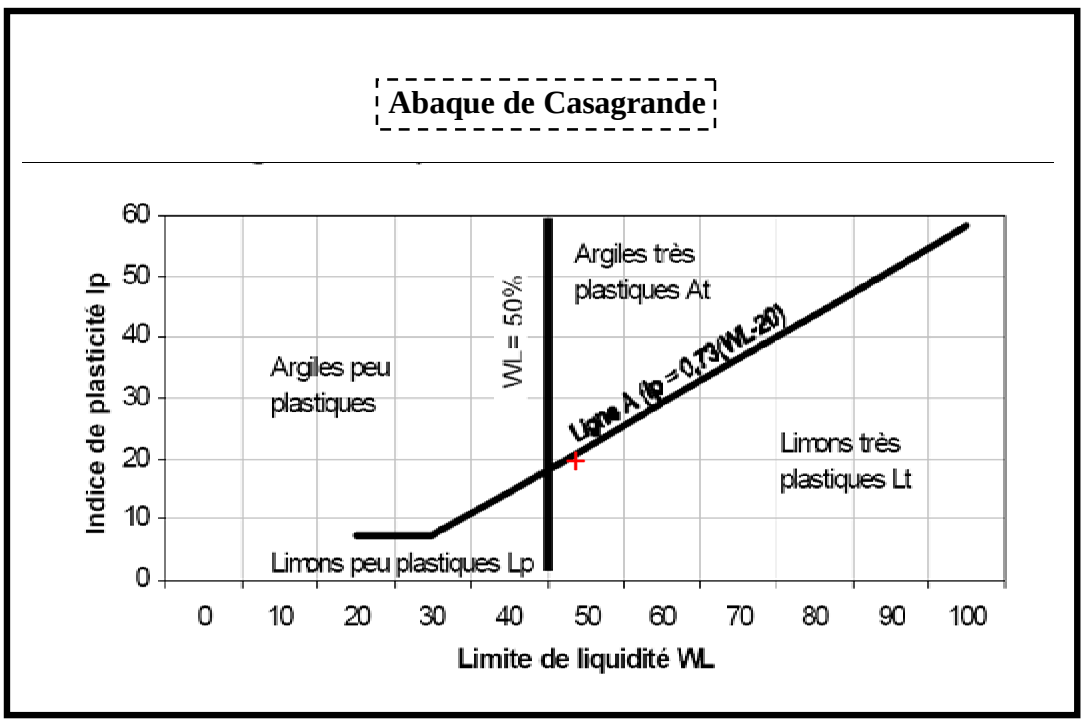
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



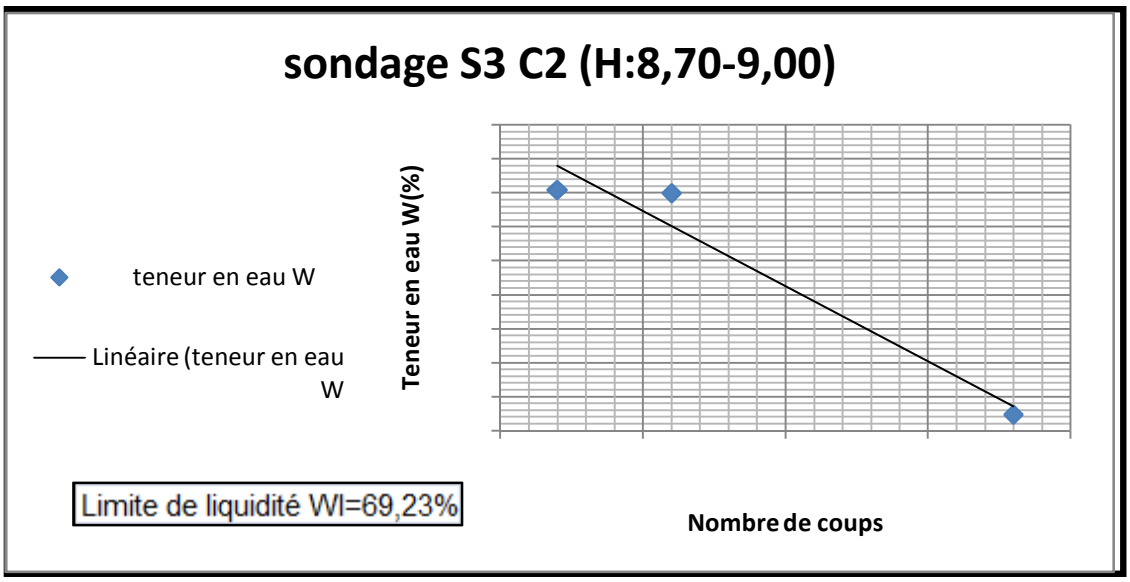
Essai N°	W(%)
1	30,69
2	32,75
3	34,28

Limite de plasticité Wp= 32,57%

Indice de plasticité: Ip = WI -Wp = 19,61%



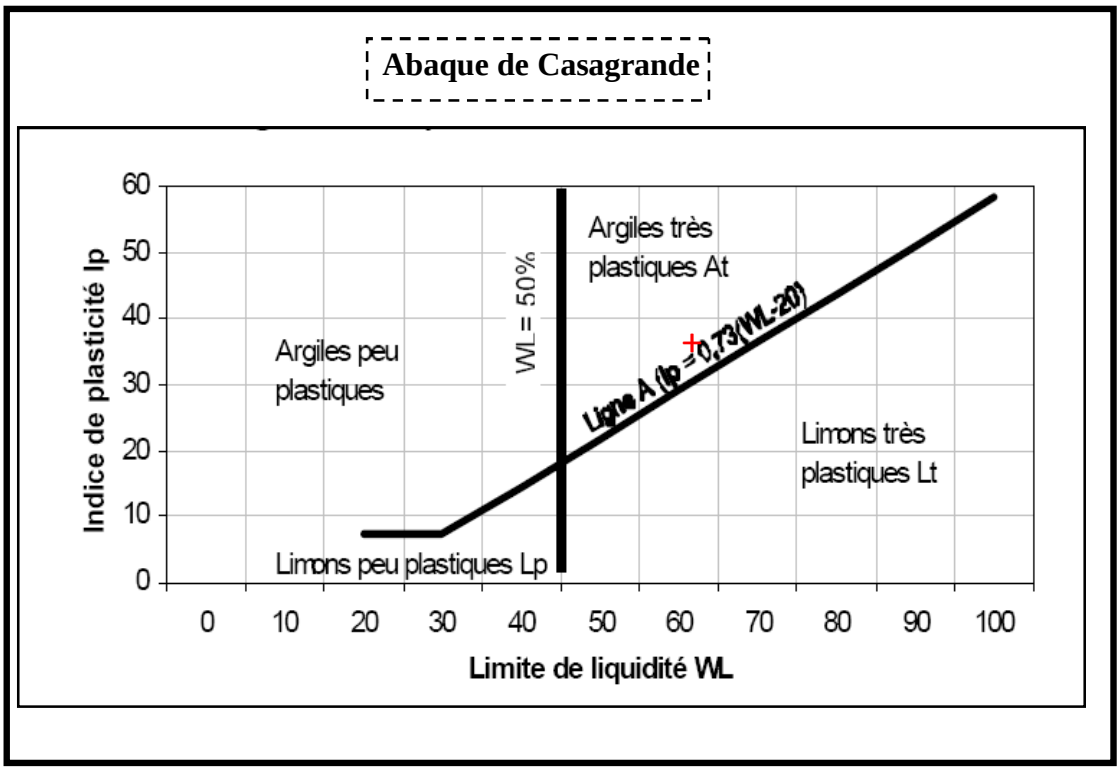
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



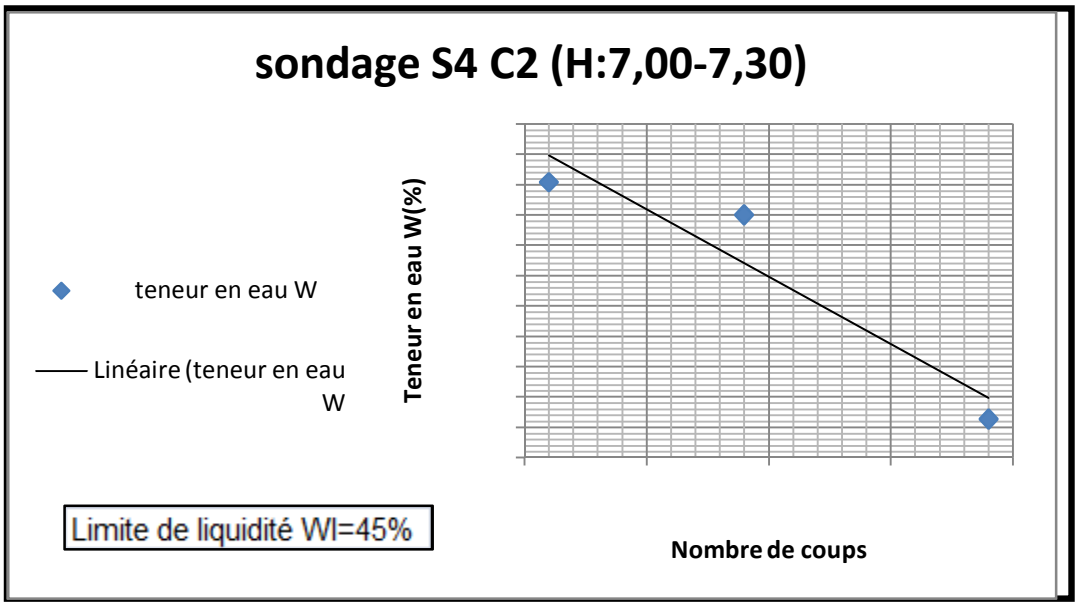
Essai N°	W(%)
1	30,86
2	32,92
3	38,83

Limite de plasticité Wp= 34,20%

Indice de plasticité: Ip = WI -Wp = 35,03%



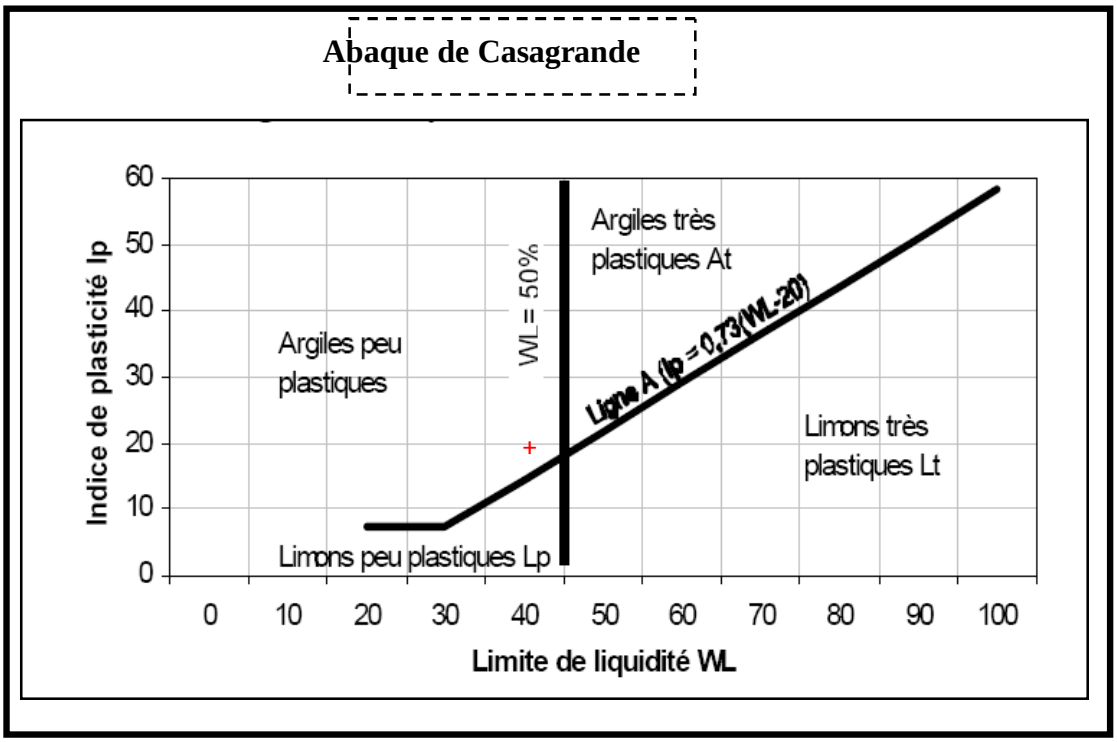
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



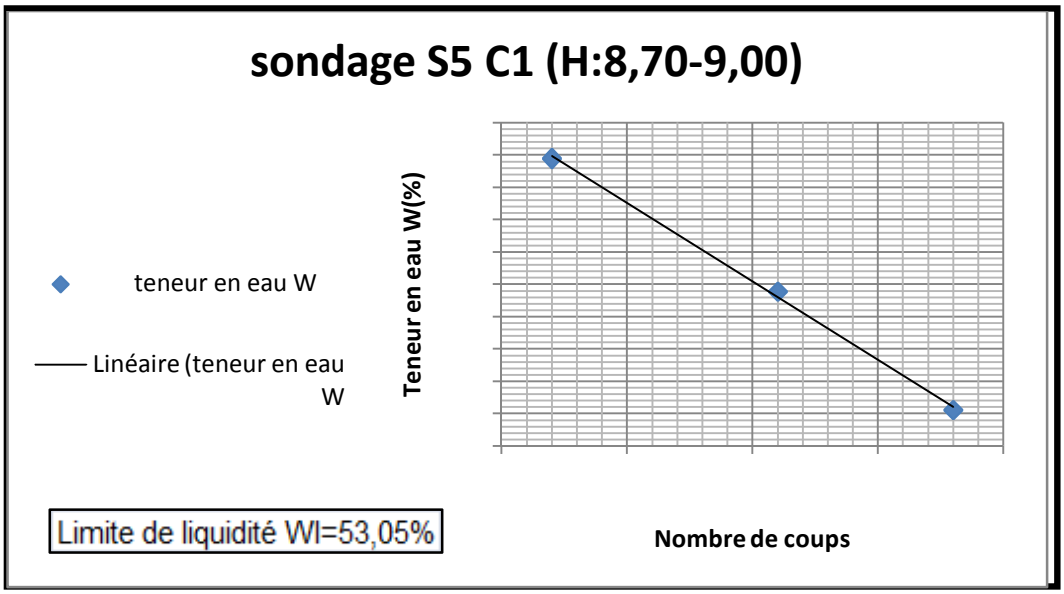
Essai N°	W(%)
1	24,78
2	25,37
3	26,56

Limite de plasticité Wp= 25,57%

Indice de plasticité: Ip = Wl -Wp = 19,43%



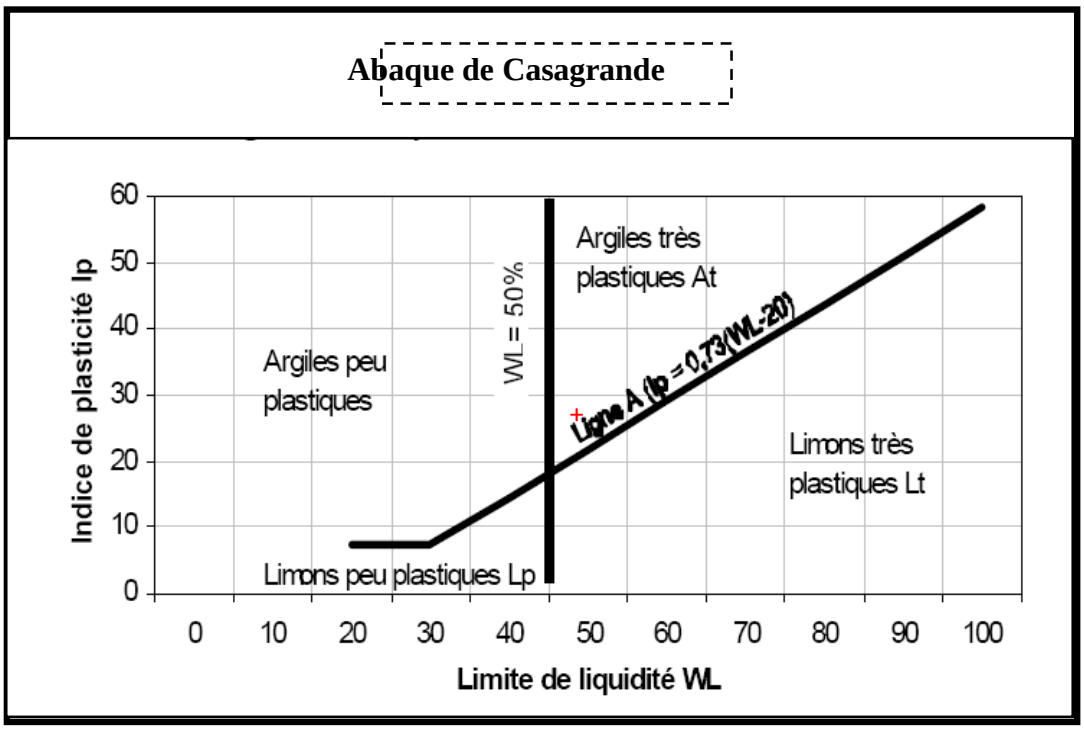
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



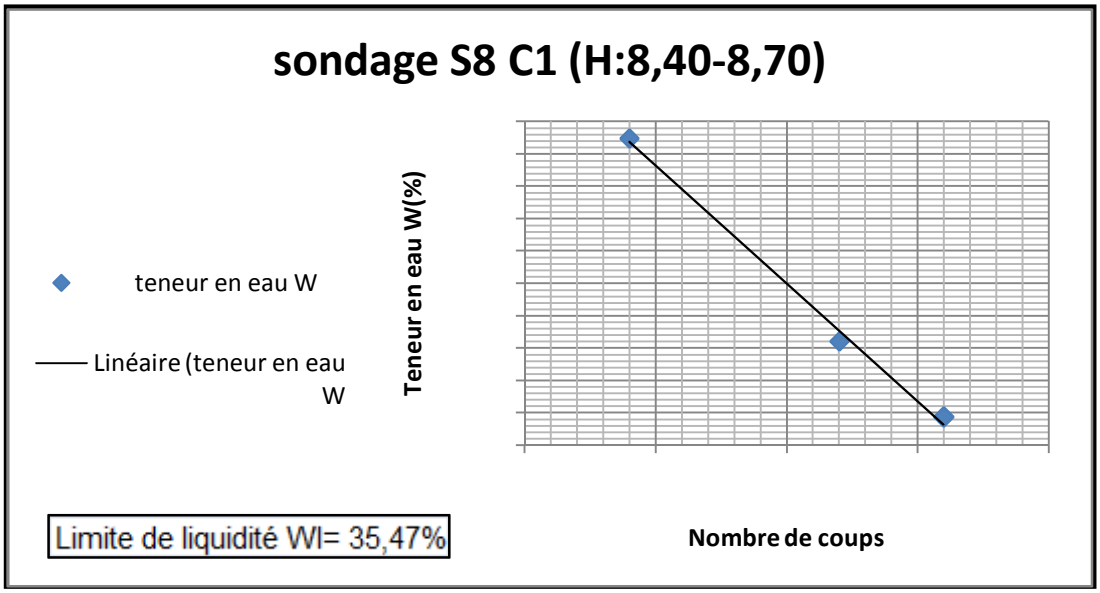
Essai N°	W(%)
1	23,72
2	24,57
3	27,86

Limite de plasticité Wp= 25,38%

Indice de plasticité: Ip = Wl -Wp = 27,67%



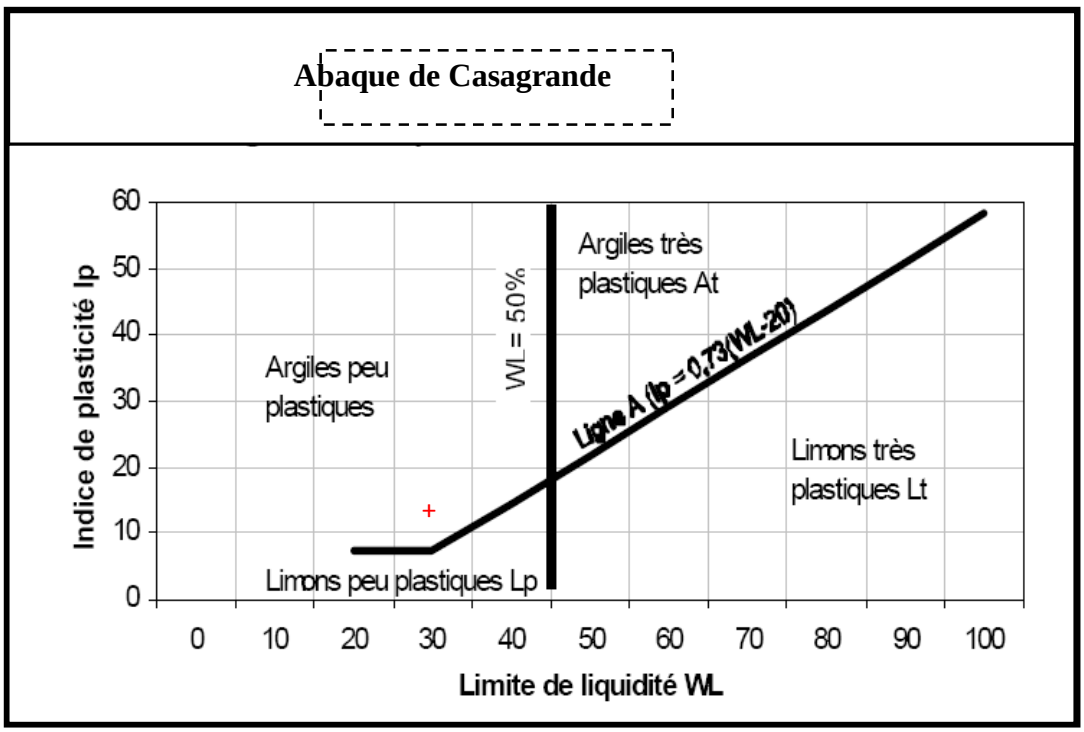
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



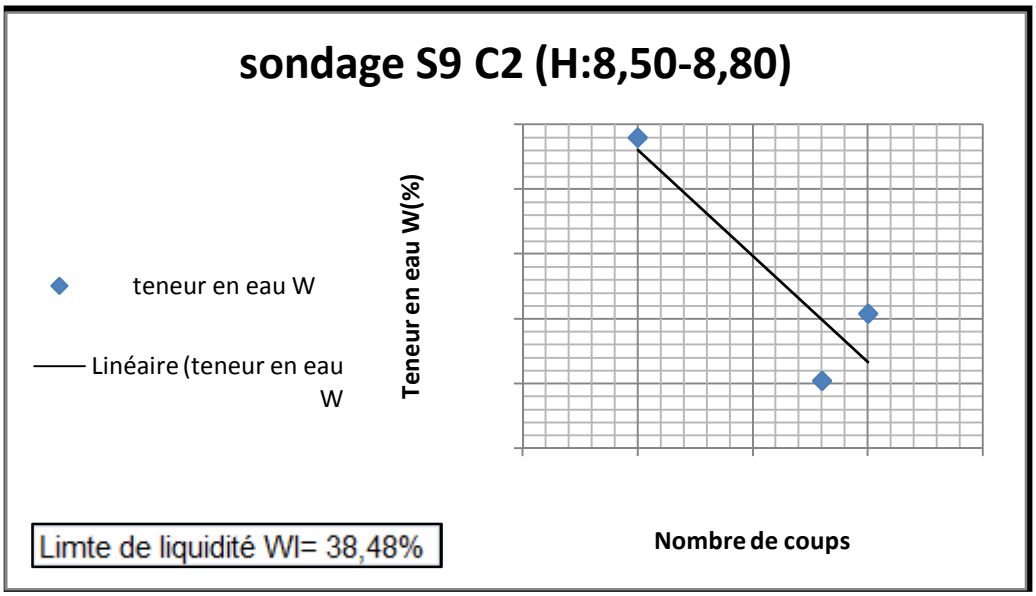
Essai N°	W(%)
1	19,84
2	23
3	28,23

Limite de plasticité Wp= 23,69%

Indice de plasticité Ip= WI - Wp = 11,78%



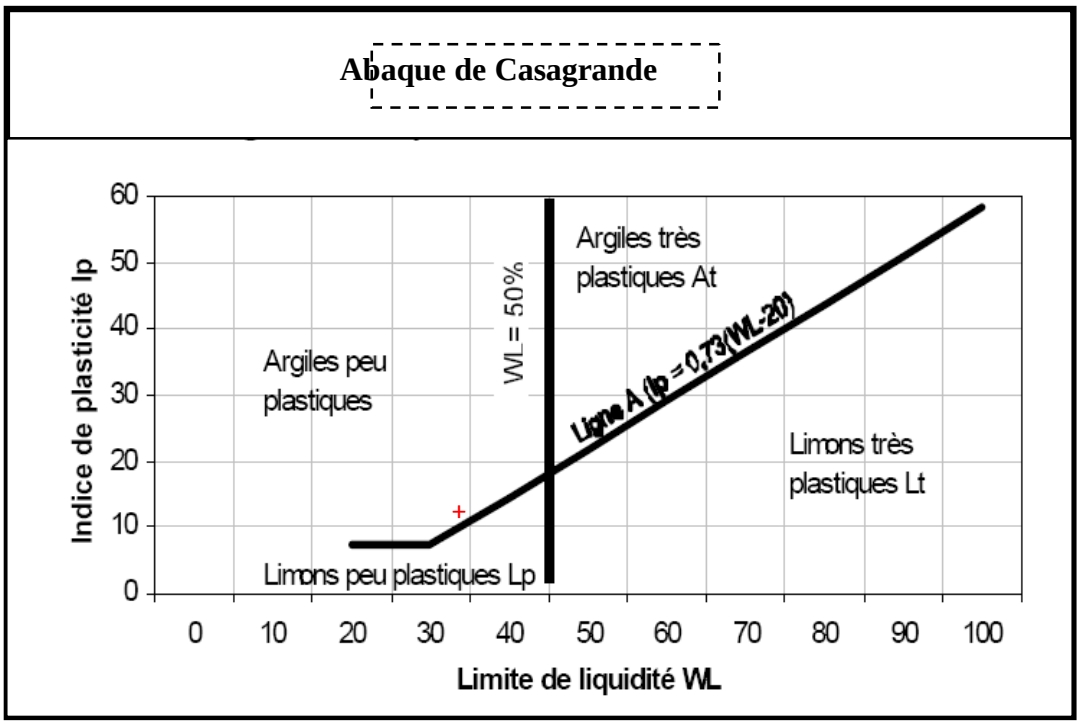
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



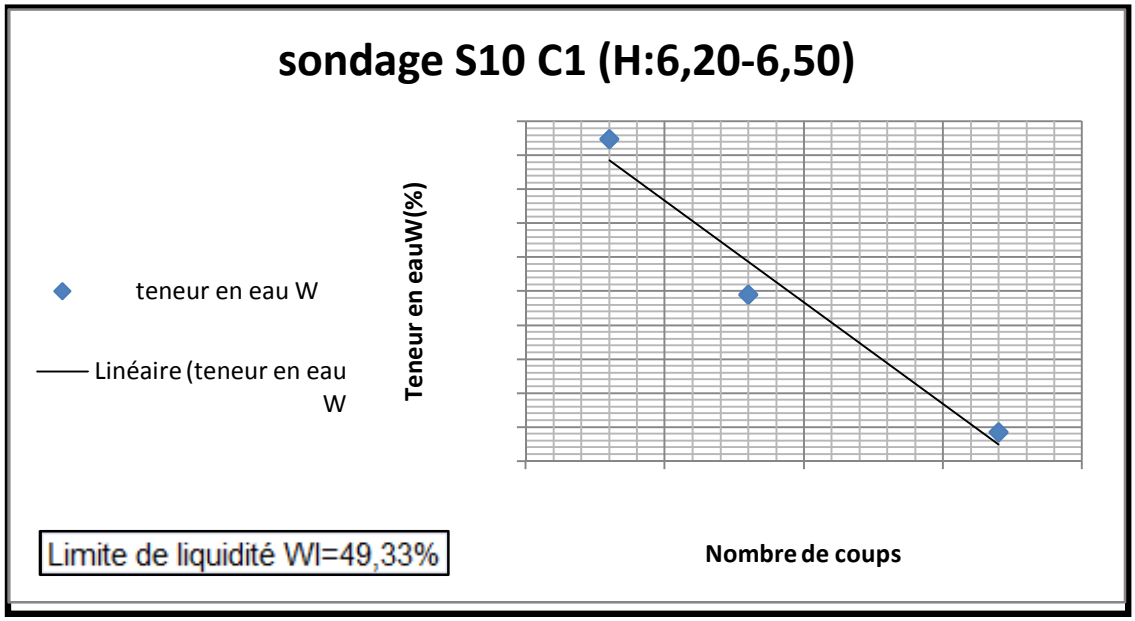
Essai N°	W(%)
1	23,21
2	23,36
3	35,55

Limite de plasticité Wp= 27,37%

Indice de plasticité: Ip = WI -Wp = 11,11%



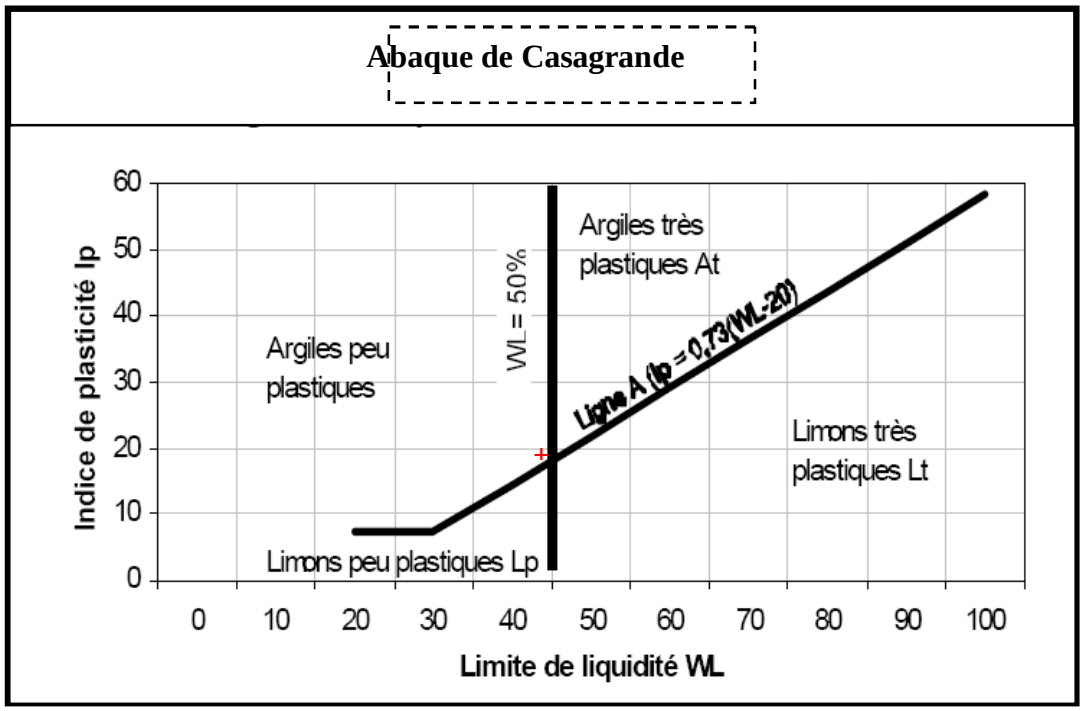
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



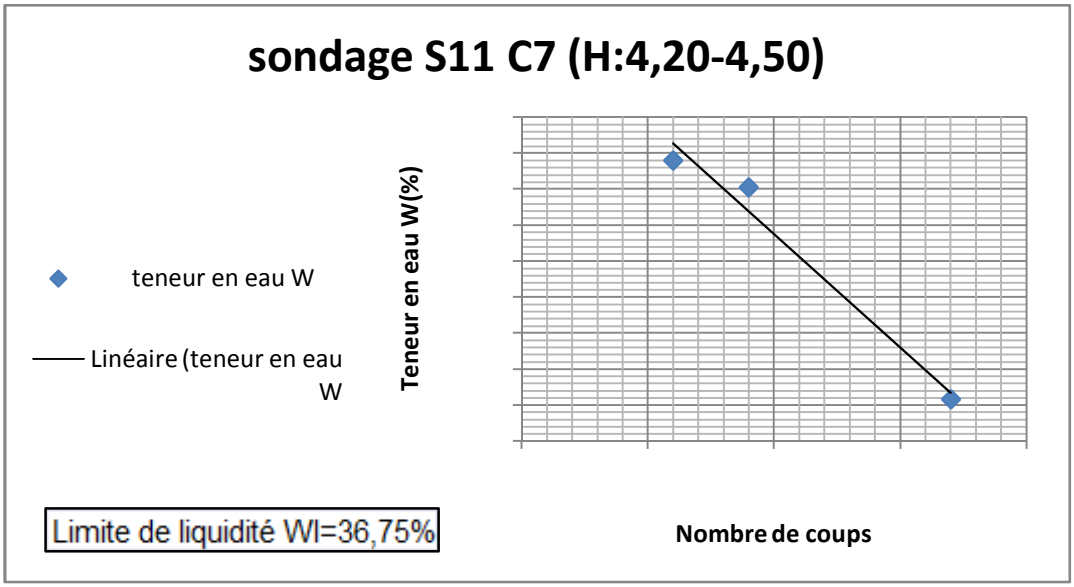
Essai N°	W(%)
1	29,09
2	30,2
3	30,61

Limite de plasticité Wp= 29,96%

Indice de plasticité: Ip = Wl -Wp = 19,37%



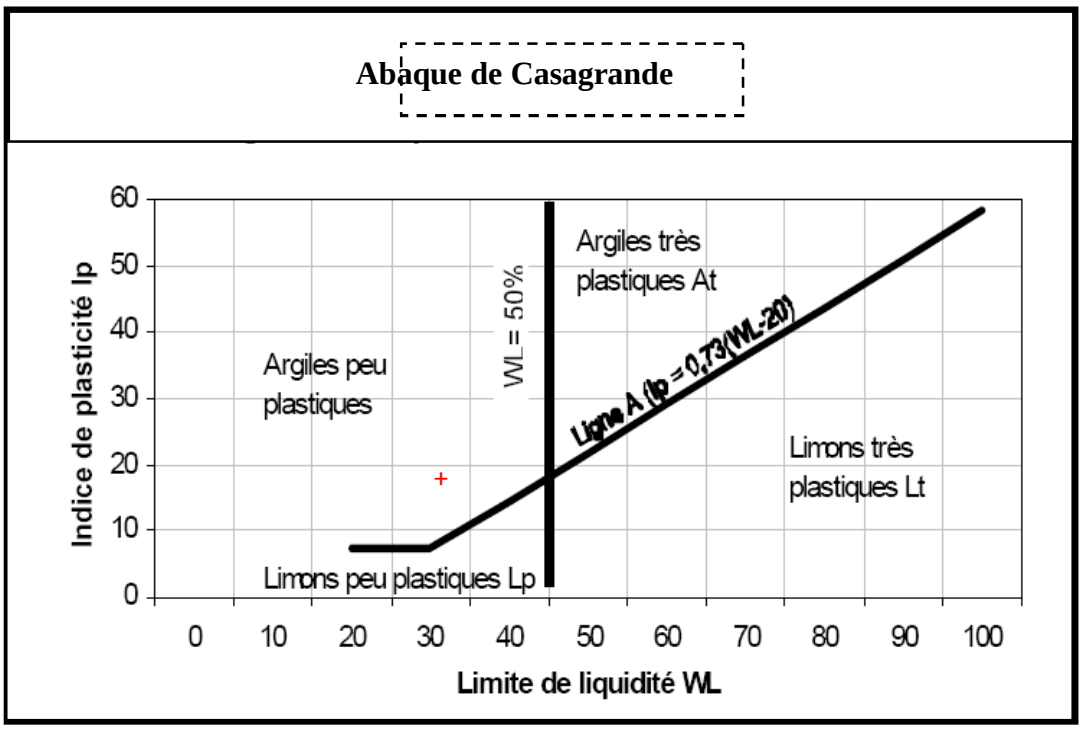
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



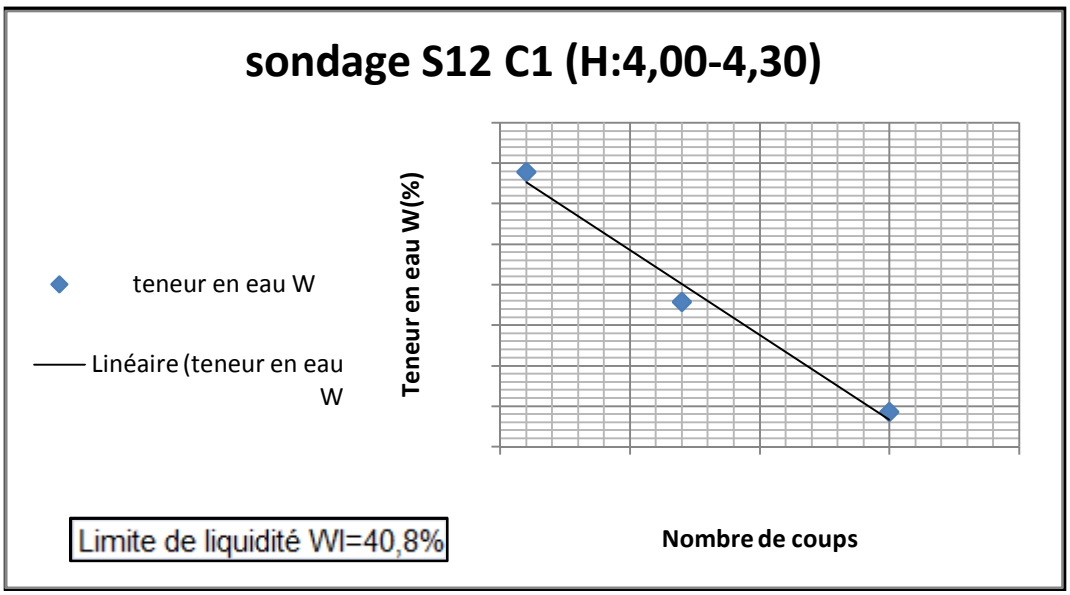
Essai N°	W(%)
1	17,98
2	20,47
3	21,13

Limite de plasticité Wp= 19,86%

ndice de plasticité: Ip = Wl -Wp = 16,89%



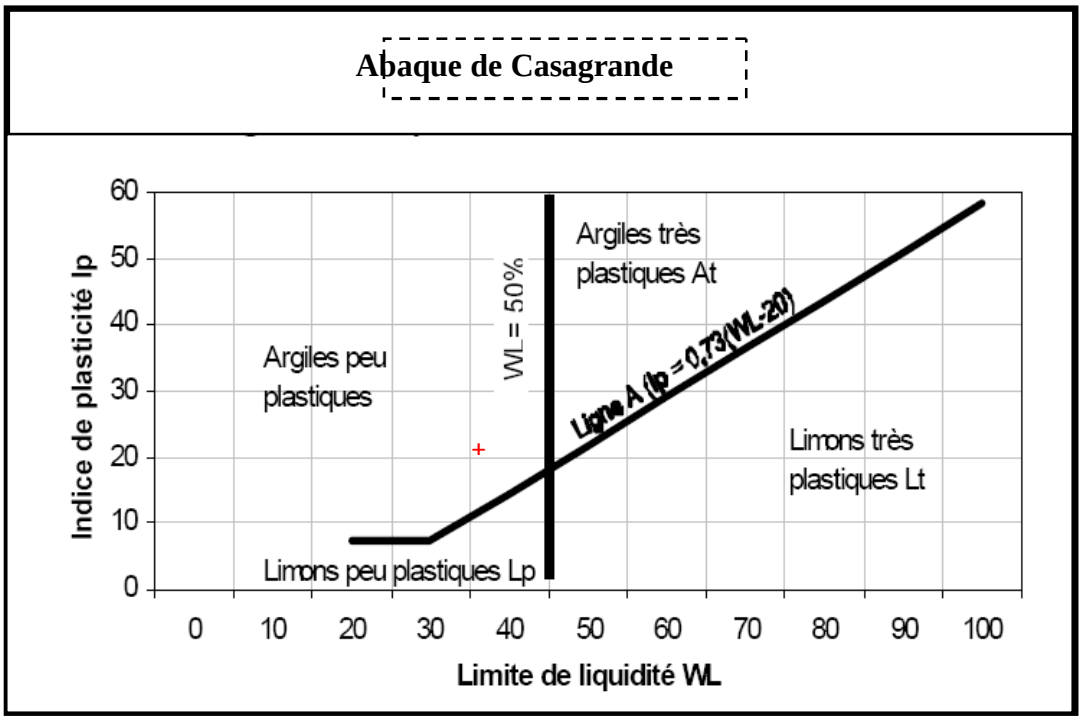
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



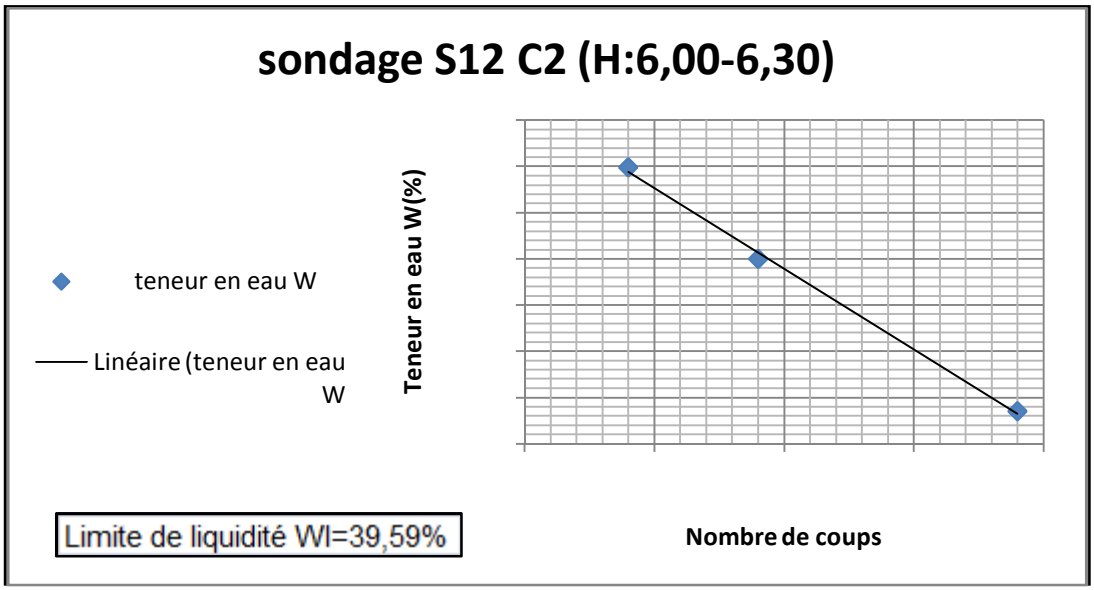
Essai N°	W(%)
1	19,23
2	20
3	21,78

Limite de plasticité Wp= 20,33%

Indice de plasticité: Ip = WI -Wp = 20,47%



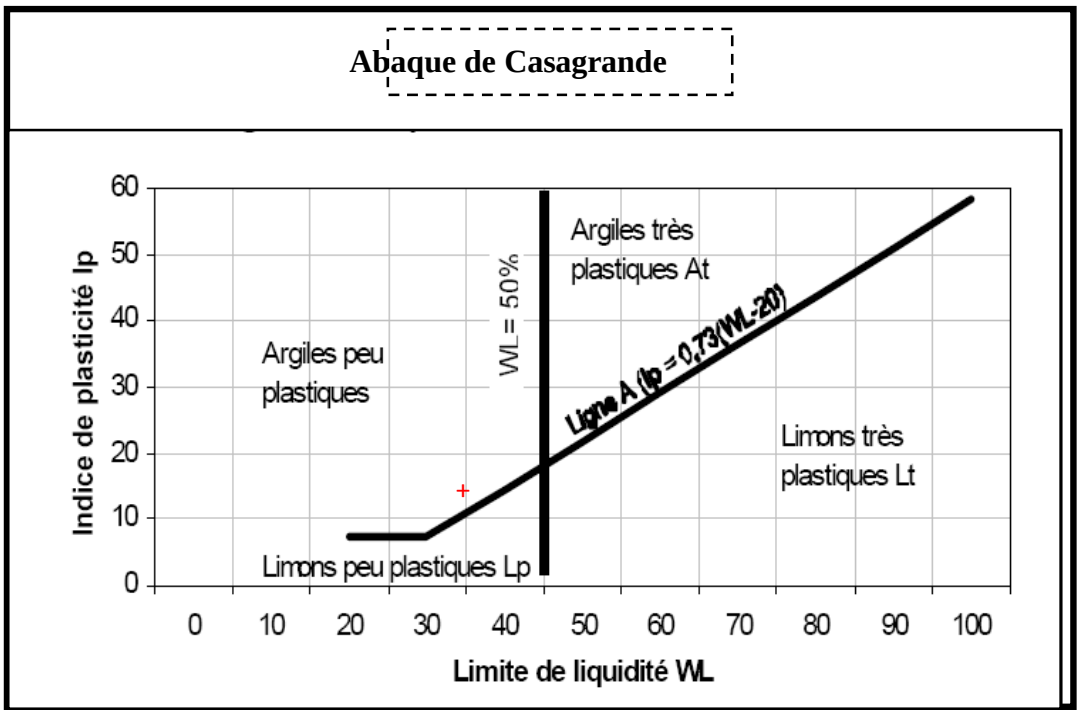
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



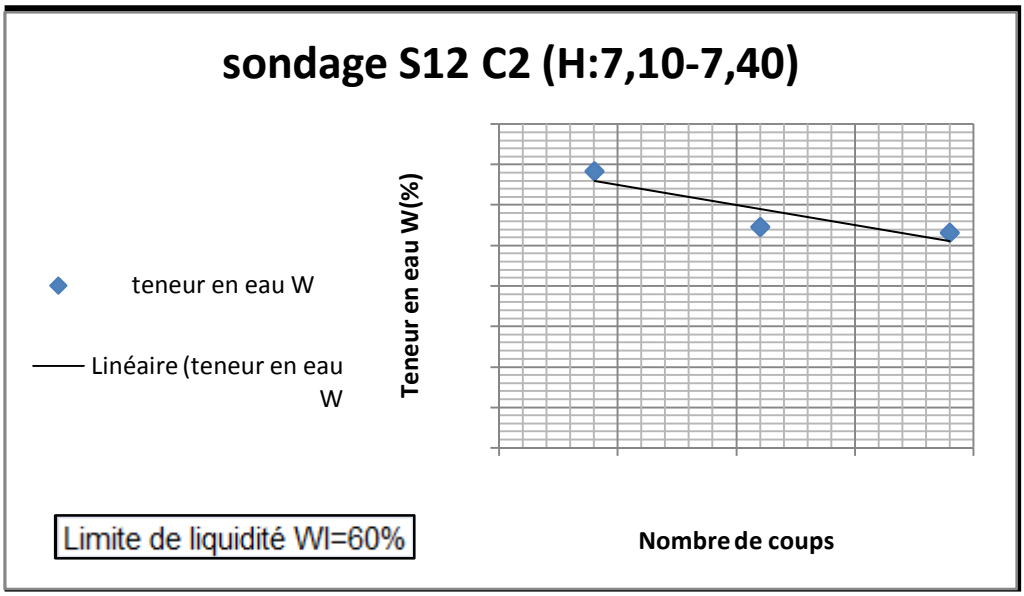
Essai N°	W(%)
1	21,42
2	29,26
3	30

Limite de plasticité Wp= 26,89%

Indice de plasticité: Ip = WI -Wp = 12,7%



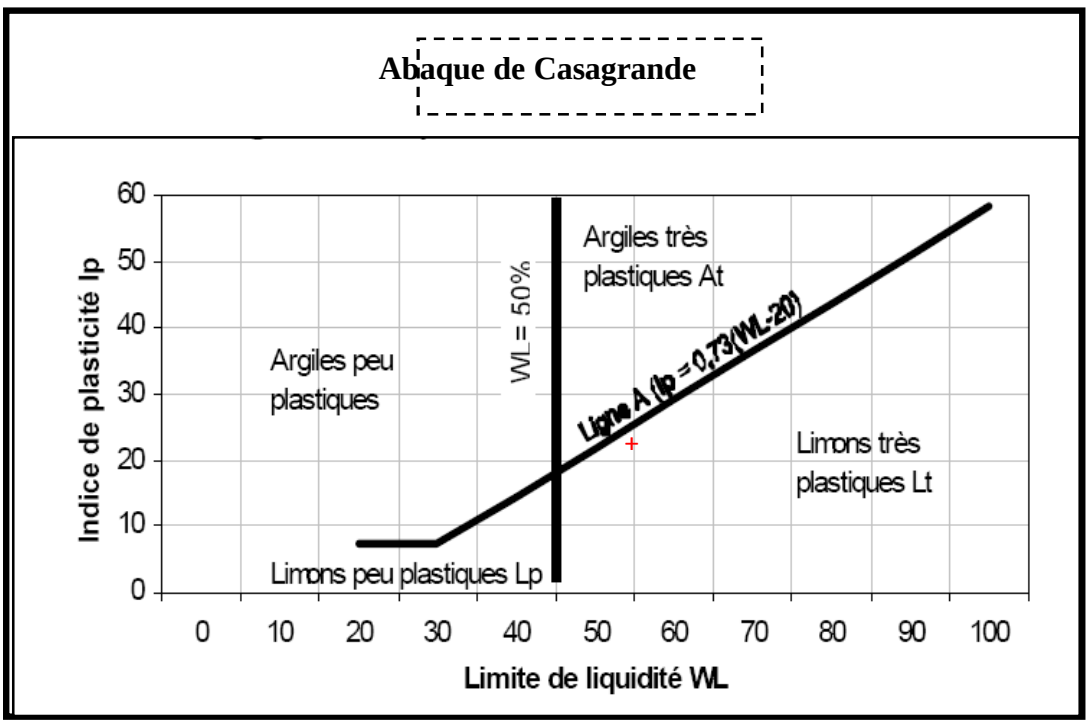
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com



Essai N°	W(%)
1	37,14
2	37,5
3	39,76

Limite de plasticité Wp= 38,13%

Indice de plasticité: Ip = WI -Wp = 21,87%



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Remarque:

Les limites d'Atterberg des sondages (S4 C2, S8 C1), sont non mesurables. Le reste des sondages est exprimé sous forme de tableaux globale.

Les limites d'Atterberg des sondages (puits 1, puits 2, puits 3, puits 4, puits 5, puits 6), sont non mesurables car les échantillons ont des fines plutôt sableuses.

Tableau 3.VI : Expression des résultats des limites d'Atterberg.

Sondages	S3 C2	S3 C1	S4 C2	S4 C2
Profondeur (m)	8,70-9,00	9,50-9,65	6,00-6,40	7,00-7,30
Teneur en eau naturelle: w(%)	43,48	42,41	13,38	15,51
Limite de liquidité (Wl)	52,18	69,23	Non mesurable	45
Limite de plasticité (Wp)	32,57	34,20	Non mesurable	25,57
Indice de plasticité (Ip)	19,61	35,03	Non mesurable	19,43
Indice de consistance (Ic)	0,44	0,76	Non mesurable	1,51
Classification	Argiles très plastiques At	Limons très plastiques Lt	-	Argiles peu plastiques

Sondages	S5 C1	S6 C1	S8 C1	S8 C1
Profondeur (m)	8,70-9,00	6,00-6,30	8,40-8,70	9,00-9,30
Teneur en eau naturelle: w(%)	19,56	11,12	29,18	5,66
Limite de liquidité (Wl)	53,05	-	35,47	Non mesurable
Limite de plasticité (Wp)	25,38	-	23,69	Non mesurable
Indice de plasticité (Ip)	27,67	-	11,78	Non mesurable
Indice de consistance (Ic)	1,21	-	0,53	Non mesurable
Classification	Argiles très plastiques At	-	Argiles peu plastiques	-

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Sondages	S9 C2	S10 C1	S11 C1	S12 C1
Profondeur (m)	8,50-8,80	6,20-6,50	4,20-4,50	4,00-9,30
Teneur en eau naturelle: w(%)	11,70	28,36	29,18	6,29
Limite de liquidité (Wl)	38,48	49,33	36,75	40,80
Limite de plasticité (Wp)	27,37	29,96	19,86	20,33
Indice de plasticité (Ip)	11,11	19,37	16,89	20,47
Indice de consistance (Ic)	2,41	1,08	0,44	1,6
Classification	Argiles peu plastiques	Argiles peu plastiques	Argiles peu plastiques	Argiles peu plastiques

Sondages	S12 C2	S12 C2
Profondeur (m)	6,00-6,30	7,10-7,40
Teneur en eau naturelle: w(%)	22,83	24,58
Limite de liquidité (Wl)	39,59	60
Limite de plasticité (Wp)	26,89	38,13
Indice de plasticité (Ip)	12,70	21,87
Indice de consistance (Ic)	1,31	1,61
Classification	Argiles peu plastiques	Limons très plastique Lt

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.4. RESULTATS DES ESSAIS PROCTOR

Les résultats obtenus aux différents essais Proctor sont présentés sous forme de courbes présentant les allures suivantes.

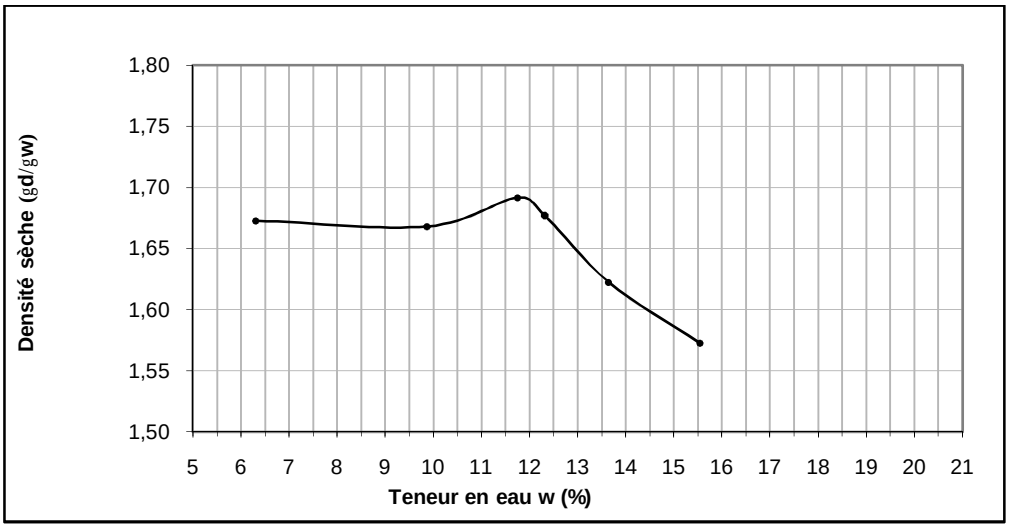


Figure 8.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -1-.

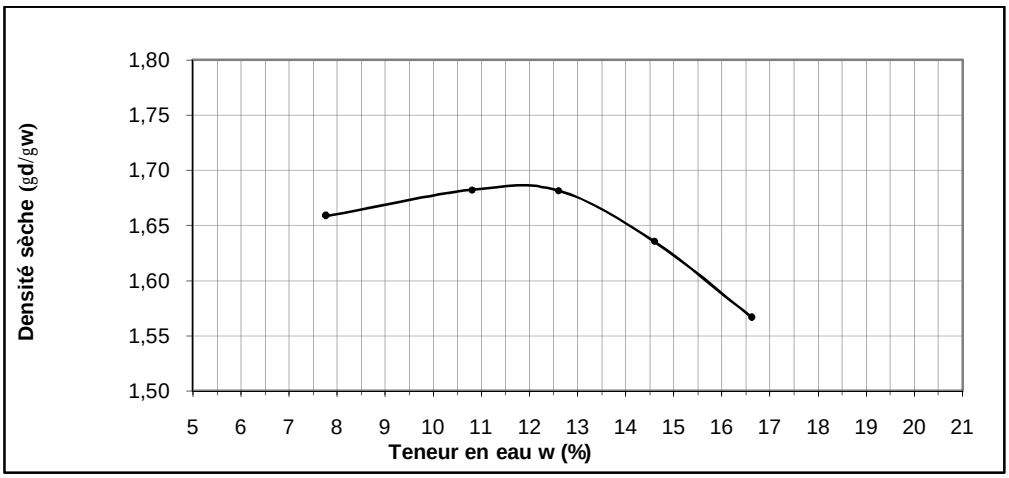


Figure 9.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -2-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

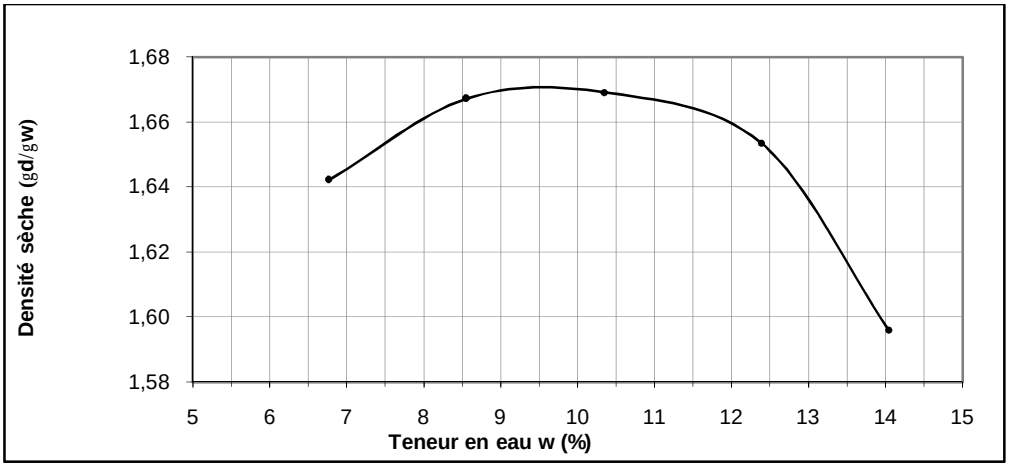


Figure 10.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -3-.

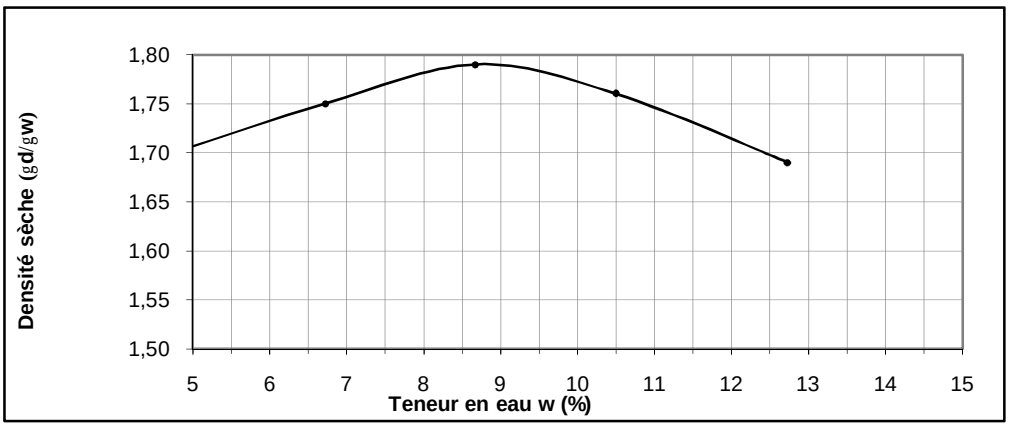


Figure 11.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -4-.

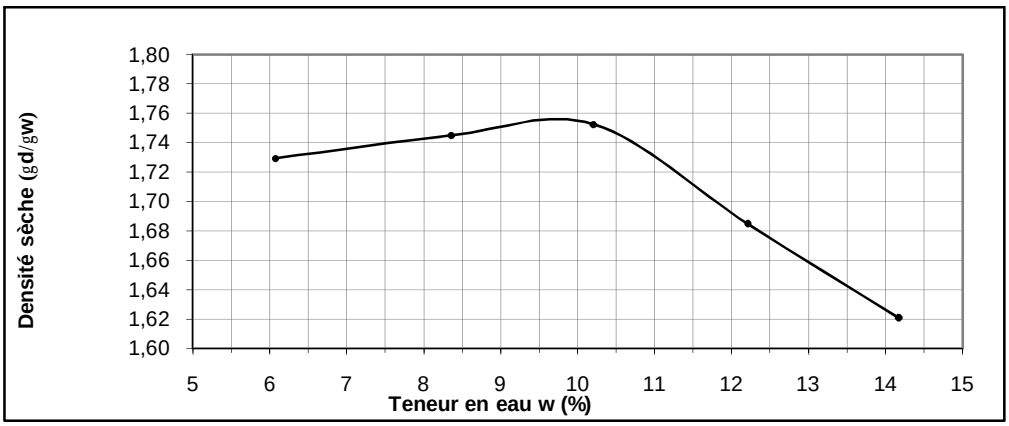


Figure 12.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -5-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

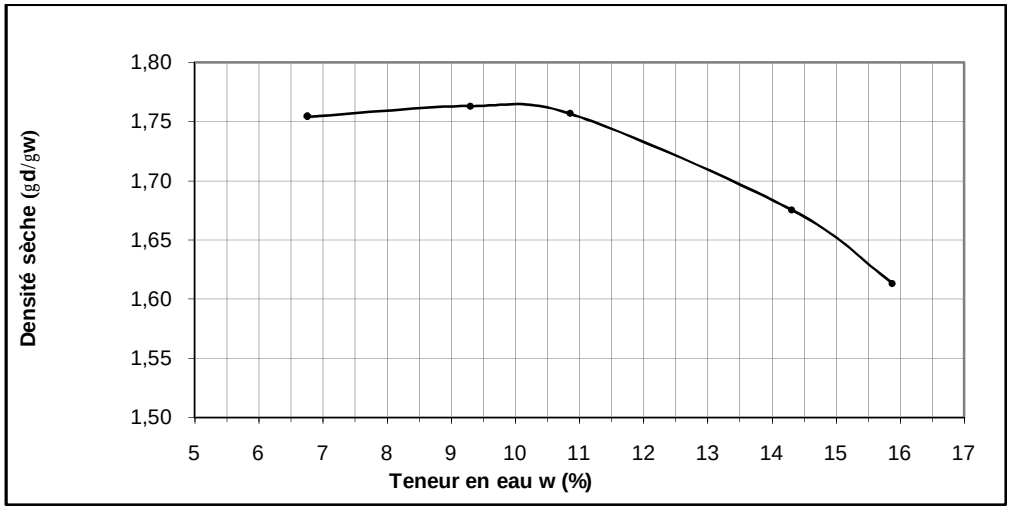


Figure 13.VI : Courbe Proctor modifiée du puits -6-.

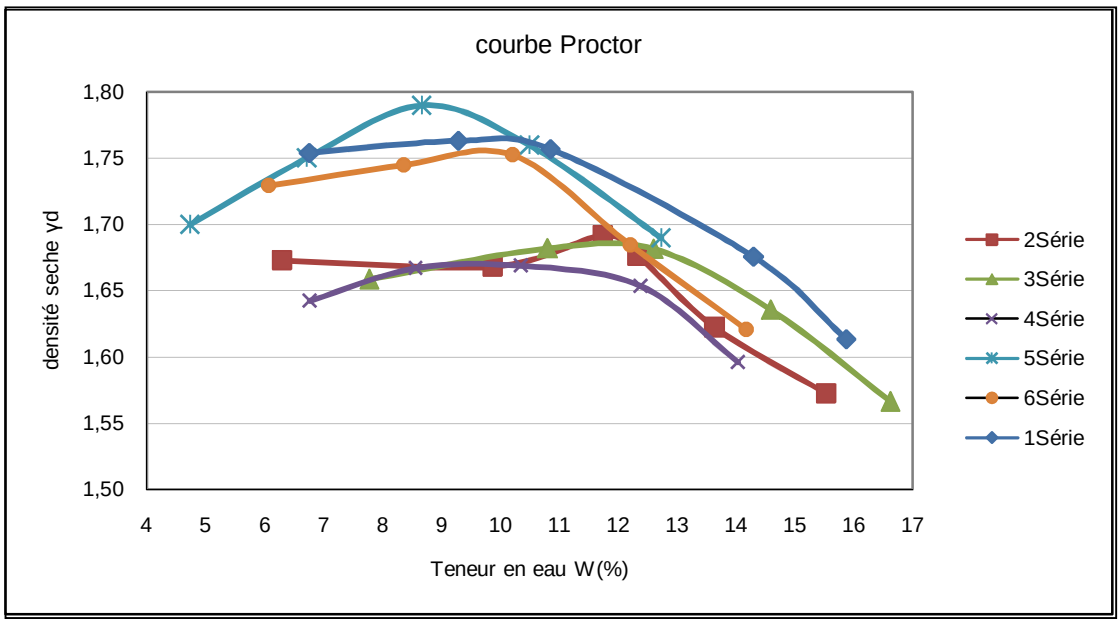


Figure 14.VI : Courbes Proctor modifiées globales.

Les résultats des densités sèches, et des teneurs en eaux optimaux, sont représentés sous forme de tableau.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Tableau 4.VI Expression des résultats des essais Proctor.

Sondages	Puits-1-	Puits-2-	Puits-3-	Puits-4-	Puits-5-	Puits-6-
Teneur en eau optimal $W_{opt}(\%)$	12	12	9,5	8,5	9,7	10
Densité sèche (γ_d/γ_w)	1,69	1,68	1,67	1,79	1,76	1,77

La figure 14.VI montre que les courbes Proctor ont pratiquement la même allure. Les densités sèches prennent des valeurs allant de 1,67 à 1,77 pour des teneurs en eau variant de 8,5 à 10%. Ainsi, le sol peut atteindre des densités relativement moyennes à des teneurs en eau acceptables, ne dépassant pas les 10%.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.5. RESULTATS DES ESSAIS PORTANCE CALIFORNIEN (C.B.R)

Les résultats obtenus aux différents essais portance Californien (C.B.R), sont présentés sous forme de courbes (forces-enfoncements) obtenues lors du poinçonnement des échantillons (les six puits), dans les cas de CBR $_{imm}$. présentant les allures suivantes.

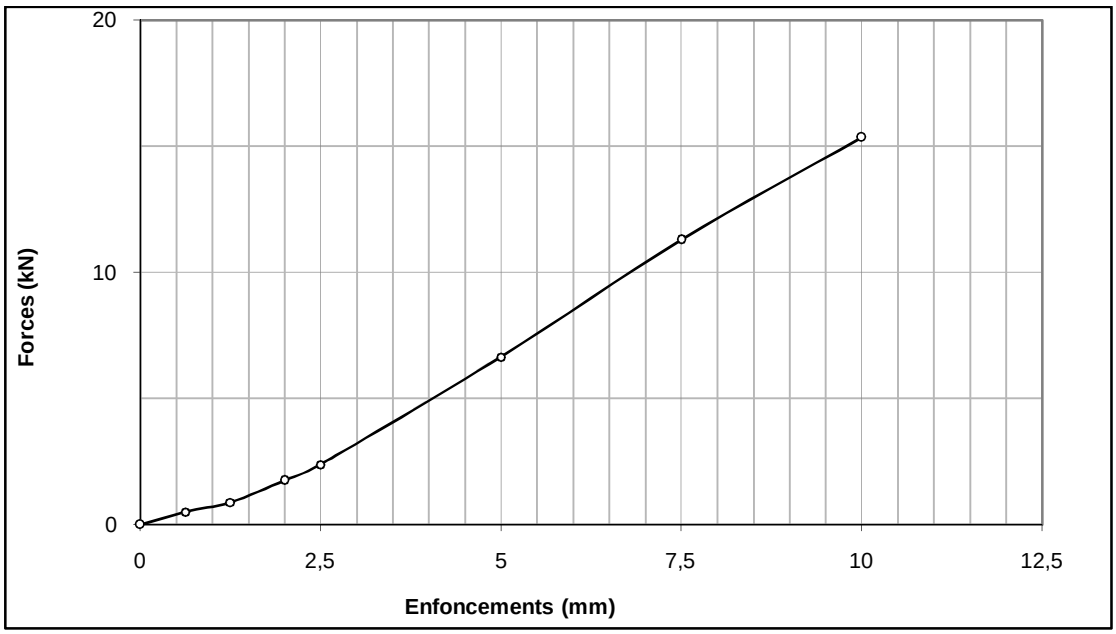


Figure 15.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -1-.

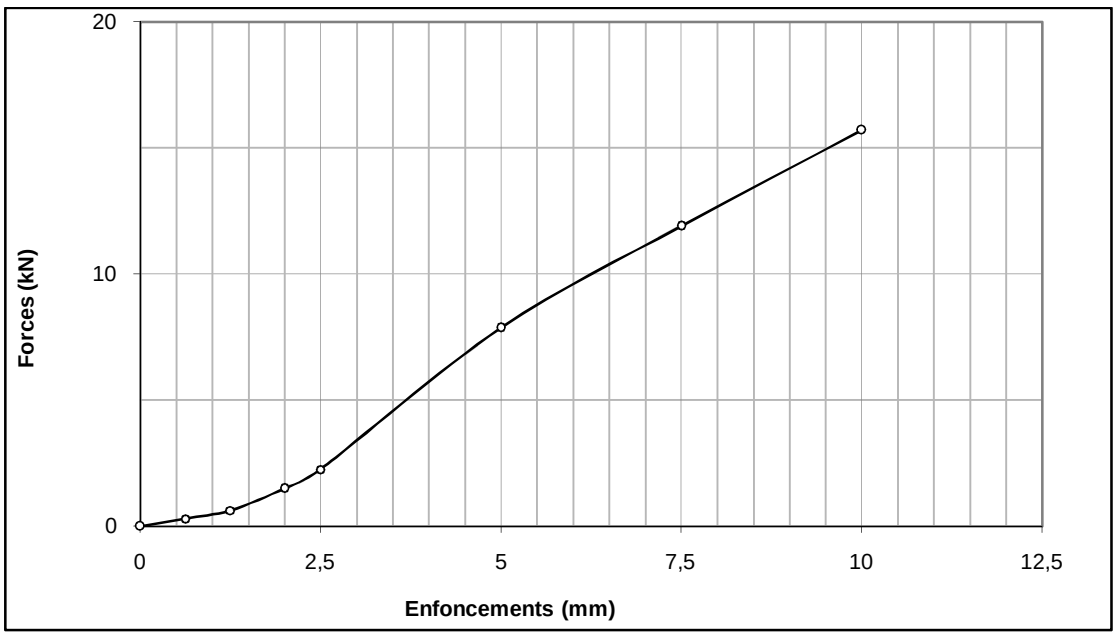


Figure 16.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -2-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

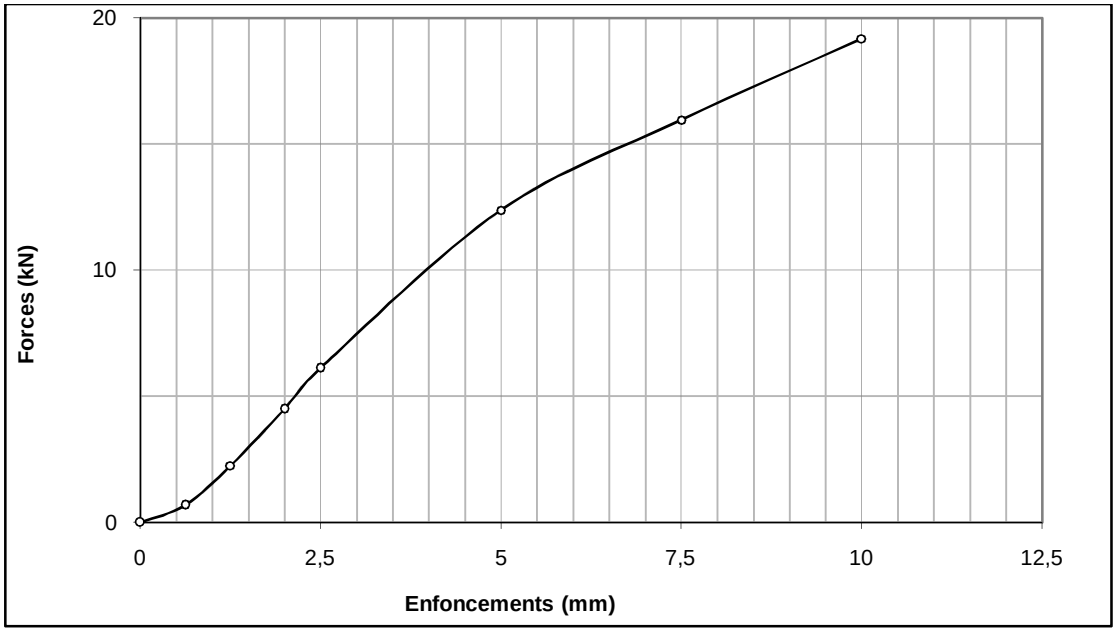


Figure 17.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -3-.

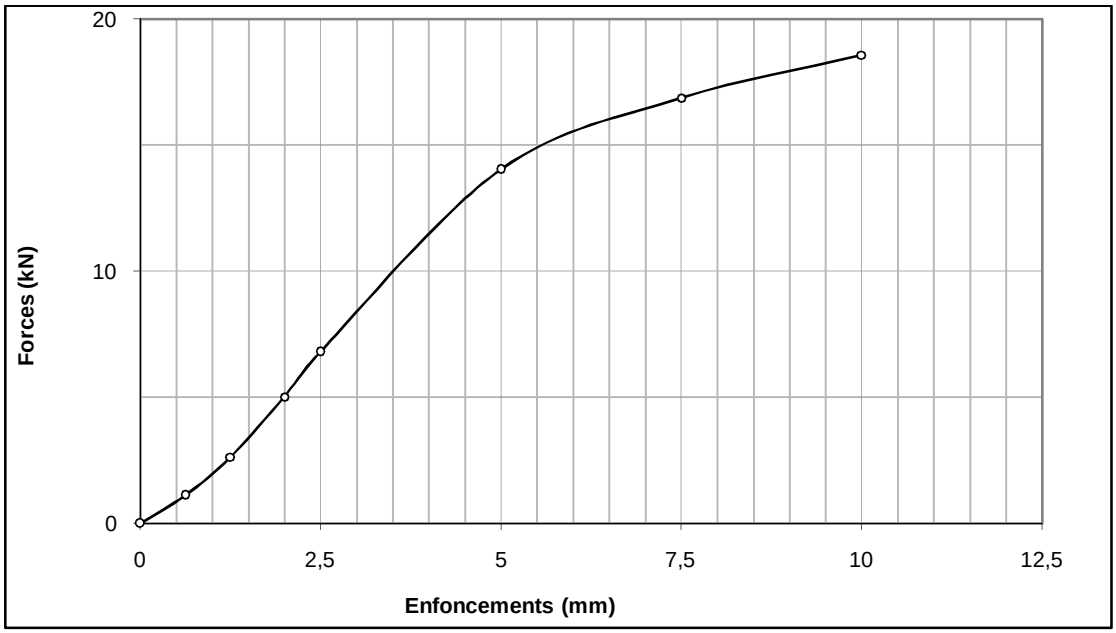


Figure 18.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -4-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

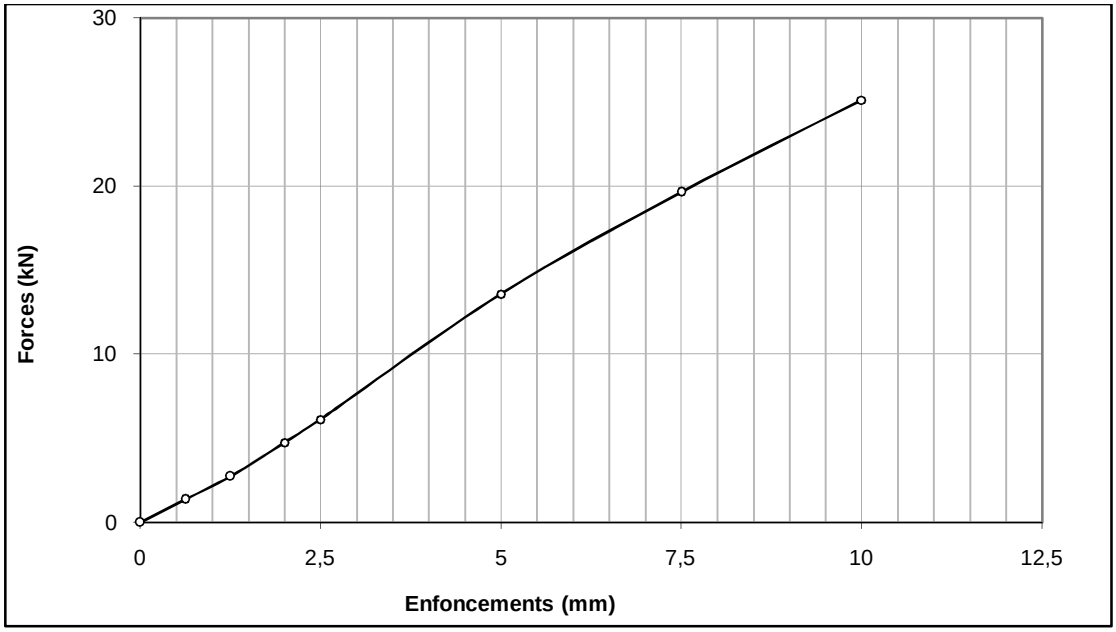


Figure 19.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -5-.

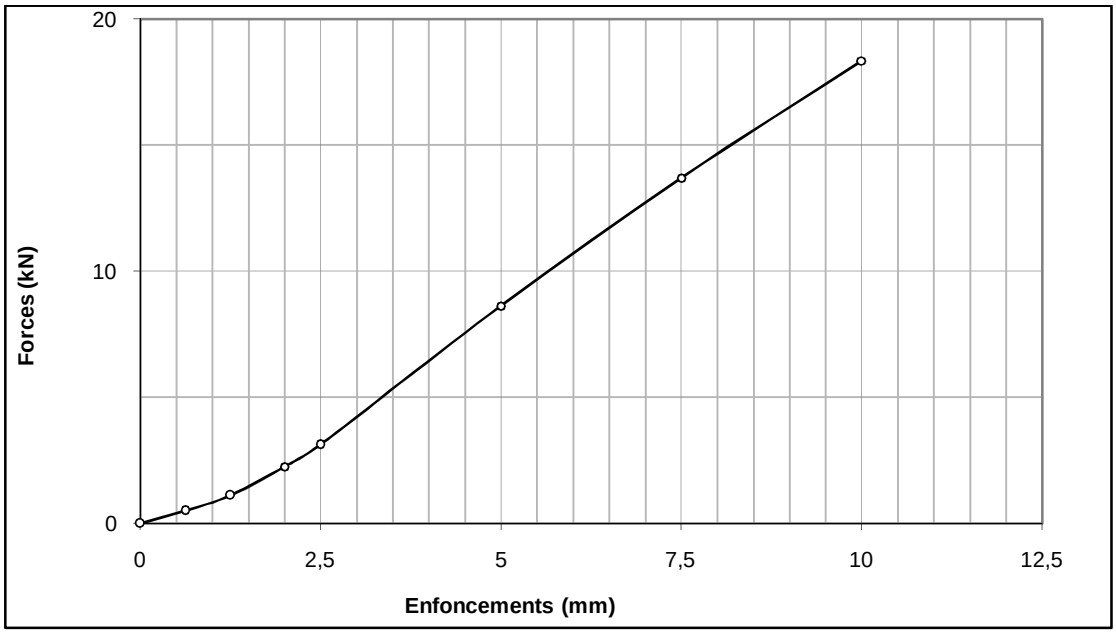


Figure 20.VI : Courbe de l'essai de portance Californien (C.B.R) du puits -6-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

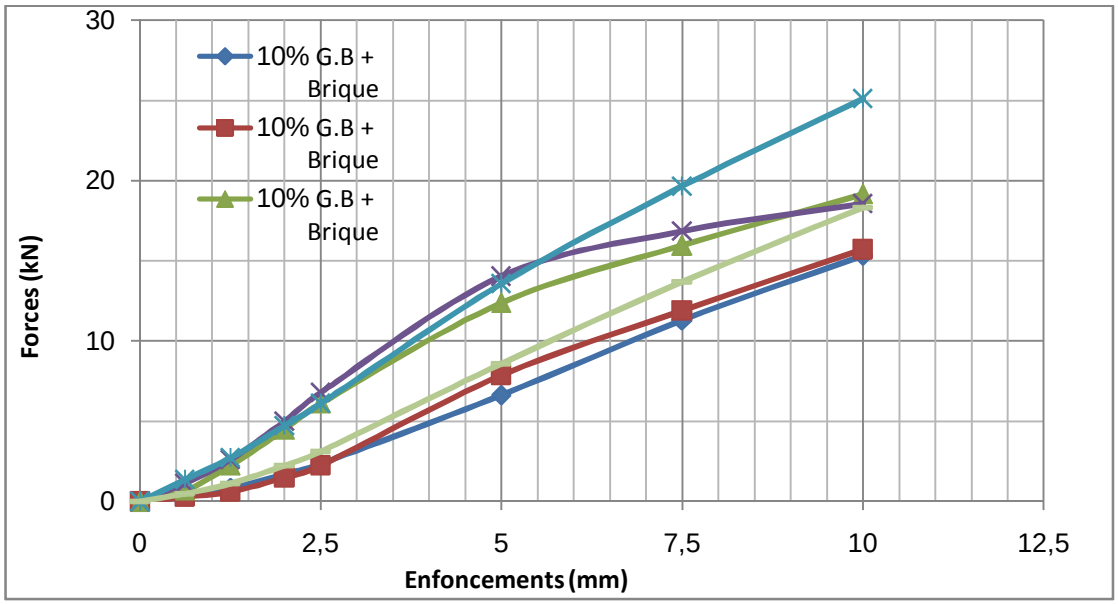


Figure 21.VI : Courbe globale de l'essai de portance Californien (C.B.R).

Les résultats des essais de portance sont représentés sous forme de tableau récapitulatif.

Tableau 5.VI : Expression des résultats des essais C.B.R.

	INDICE CBR APRES IMMERSION (CBR_{imm})			
Sondages	**$I_{(2,5)}$ (%)**	**$I_{(5)}$ (%)**	**CBR_{imm}(%)**	**G (%)**
Puits-1-	**17,82**	**33,21**	**33,21**	**0,15**
Puits-2-	**16,88**	**39,34**	**39,34**	**0,35**
Puits-3-	**45,82**	**61,88**	**61,88**	**0,50**
Puits-4-	**50,94**	**70,21**	**70,21**	**-**
Puits-5-	**45,82**	**67,87**	**67,87**	**0,07**
Puits-6-	**23,38**	**43,08**	**43,08**	**0,45**

La figure 21.VI montre que les courbes des essais CBR ont pratiquement la même allure. Mais la portance du sol diffère d'un point à un autre vu que les indices CBR enregistrés différent d'un puits à un autre. L'écart est parfois important, il atteint les 40%.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.6. RESULTATS DE BOITE DE CISAILLEMENT

Dans cet essai, l'échantillon du sol a été humidifié à l'optimum Proctor. Par conséquent, l'échantillon n'est pas consolidé et le cisaillement se produit dans ces conditions (non drainé, non consolidé). L'échantillon est placé dans la boite de Casagrande. On ne mesure pas les pressions interstitielles mais l'analyse se fait en termes de contraintes totales. Avant le déroulement de l'essai, sur les échantillons remaniés, il existe une pression interstitielle négative dite résiduelle (capillaire). Celle-ci est engendrée par les particules élémentaires qui se présentent sous forme de feuillets. L'eau est concentrée et se fixe entre ces feuillets, et les écarte pour provoquer un gonflement. Ceci favorise leur cisaillement par glissement, qui est due au rôle lubrifiant entre les grains joués par l'eau. La pression interstitielle négative est le résultat du relâchement des contraintes pendant l'échantillonnage.

Les courbes de contraintes-déformations et de variations de volume sont présentées sur les figures ci-après, en fonction de la contrainte normale appliquée (100, 200, 300 KPa), de l'état du matériau (humidifié à l'optimal Proctor).

VI.6.1 COURBES DE CONTRAINTES-DEFORMATIONS

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont présentés sous forme de courbes de contraintes-déformations $\tau = f(\Delta L)$, présentant les allures suivantes :

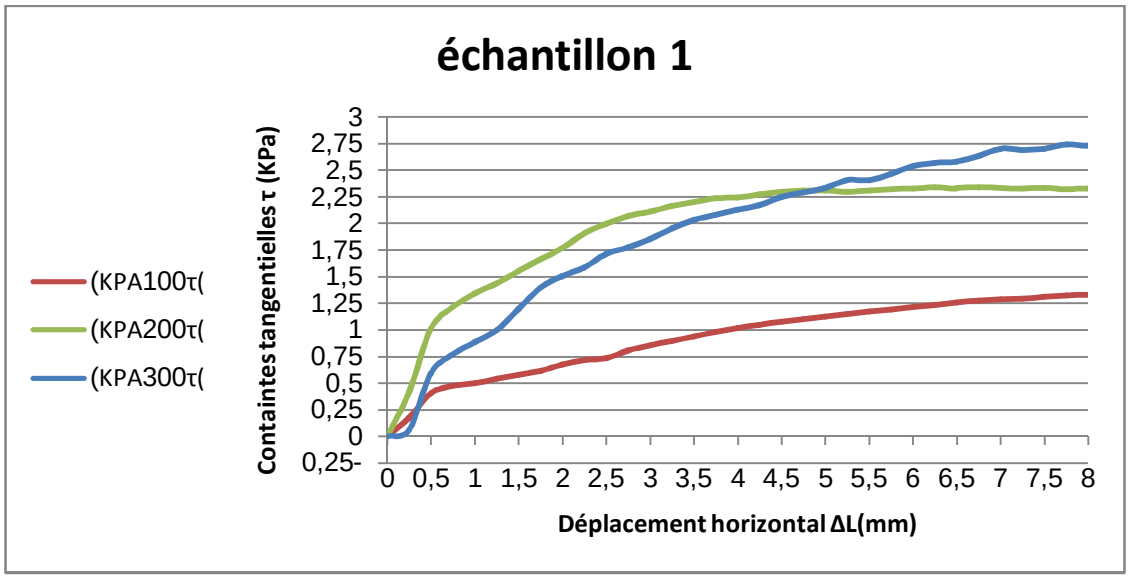


Figure 22.VI: Courbes de contraintes-déformations du puits -1-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

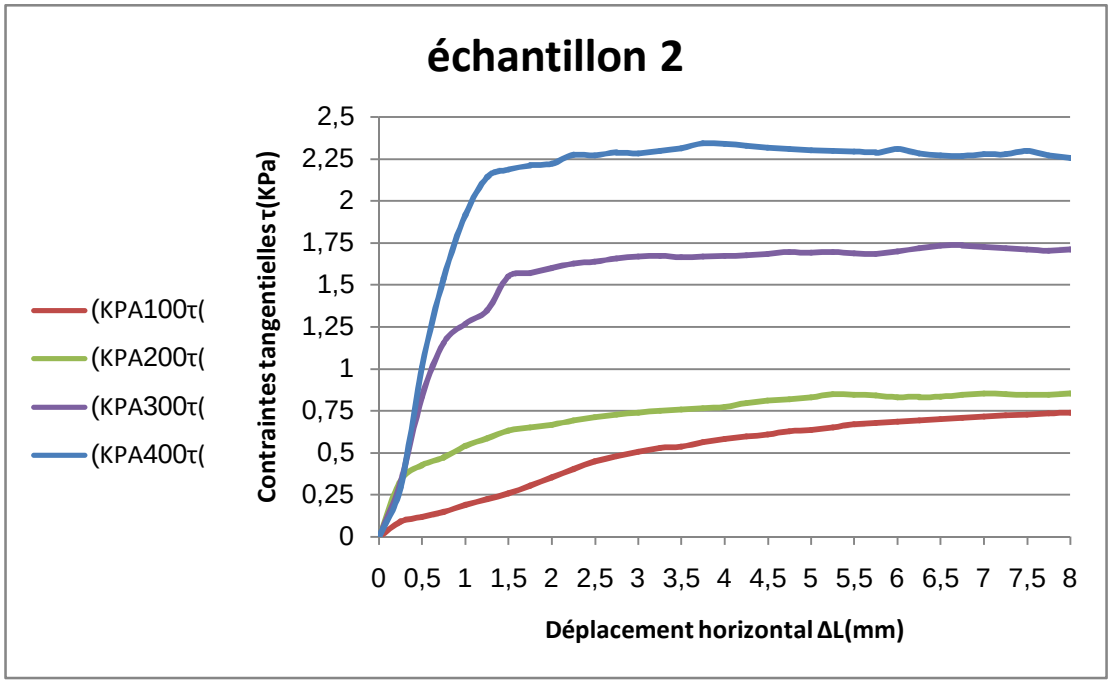


Figure 23.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -2-.

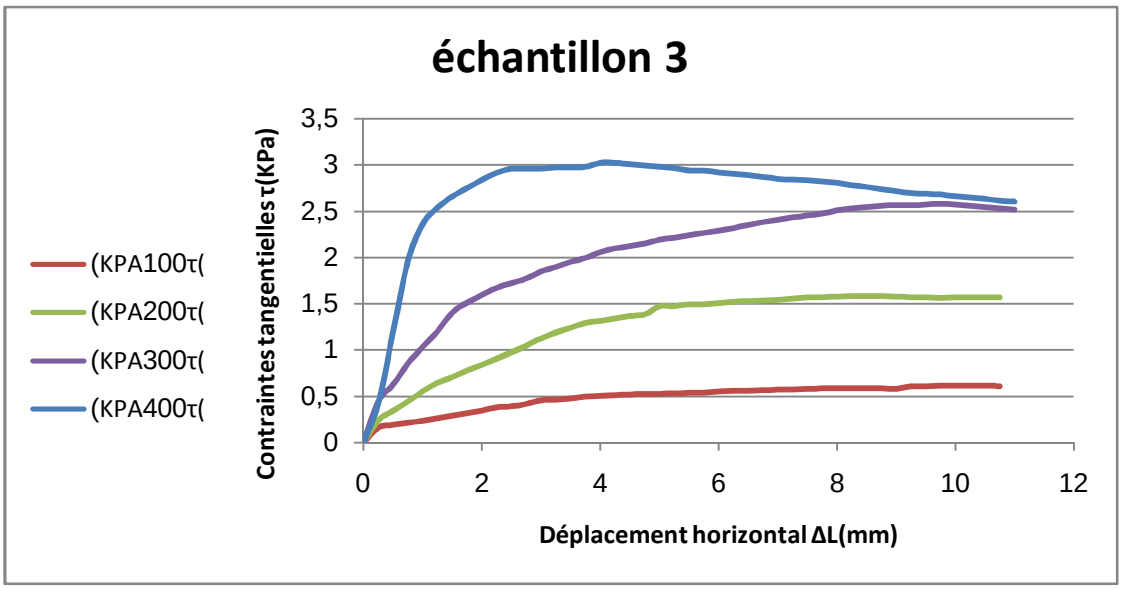


Figure 24.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -3-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

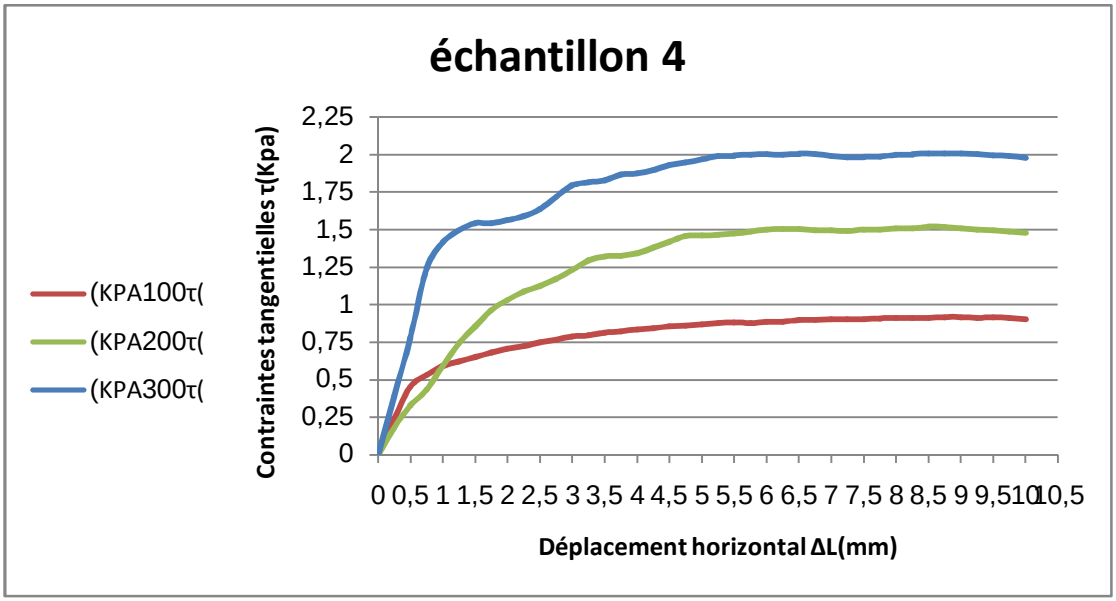


Figure 25.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -4-.

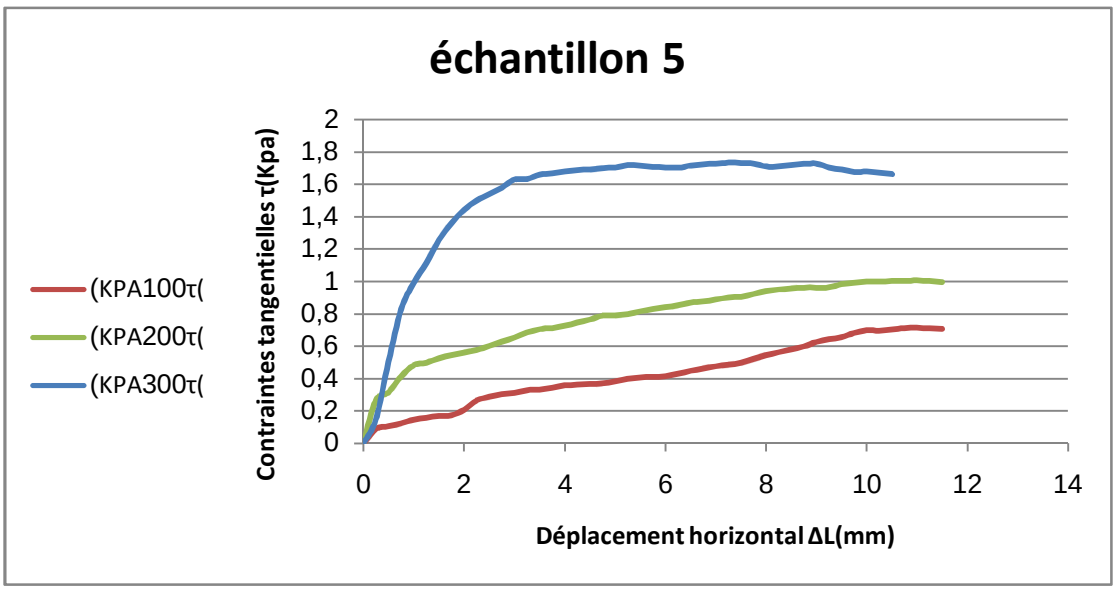


Figure 26.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -5-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

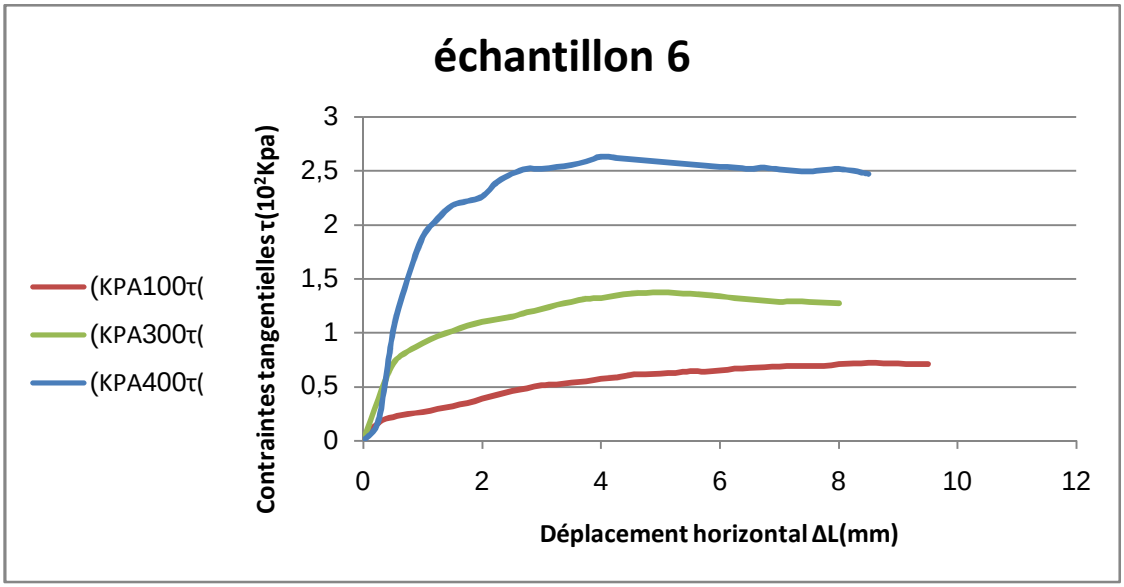


Figure 27.VI : Courbes de contraintes-déformations du puits -6-.

VI.6.1.1.INTERPTERATION DES COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION

***PUIT-1-**

- Pour σ =100KPa

La courbe augmente à une allure faible pour atteindre un maximum de la contrainte tangentielle d'une valeur τ =130KPa correspondant à un déplacement D=8mm.

- Pour σ =200KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =230KPa correspondant à un déplacement D =3,5mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe évolue à une allure moyenne pour atteindre une valeur maximale de contrainte tangentielle τ =275KPa correspondant à un déplacement de D =7,5mm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Commentaire

L'augmentation de la contrainte tangentielle est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, (la résistance de cisaillement plus élevée, pour des contraintes normales plus grandes). Ces contraintes engendrent une augmentation de la pente des courbes, qui se traduit par le phénomène de densification du matériau au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une stabilisation aux grandes contraintes.

***PUIT-2-**

-Pour σ =100KPa

La contrainte augmente faiblement au cours de l'essai, la courbe augmente à une allure faible pour atteindre une contrainte tangentielle maximale d'une valeur τ =130KPa, correspondant à un déplacement D=8mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =175KPa, correspondant à un déplacement D = 6,5mm.

-Pour σ =400KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =235KPa, correspondant à un déplacement D =3,7mm.

-Commentaire

Pour σ =200KPa, les résultats obtenus sont faussés probablement par une erreur de lecture.

L'augmentation de la contrainte tangentielle est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, (la résistance de cisaillement plus élevée, pour des contraintes normales plus grandes). Ces contraintes engendrent une augmentation de la pente des courbes, qui se traduit par le phénomène de densification du matériau au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une stabilisation aux grandes contraintes.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

***PUIT-3-**

-Pour σ =100KPa

La contrainte augmente faiblement au cours de l'essai, la courbe augmente à une allure faible pour atteindre un palier correspondant à une contrainte tangentielle d'une valeur τ =60KPa, correspondant à un déplacement D=9mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =155KPa, correspondant à un déplacement D =8mm.

-Pour σ = 300KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =255KPa, correspondant à un déplacement D =10mm.

-Pour σ =400KPa

La courbe augmente rapidement pour atteindre un pic d'une valeur de la contrainte tangentielle τ =300KPa, correspondant à un déplacement de l'ordre de D =3mm, puis elle décroit et atteint un palier avoisinant le palier de la courbe obtenue pour σ =300KPa.

-Commentaire

Pour σ =400KPa, le pic correspond à une densification optimale du matériau (la densification est en rapport avec la contrainte normale σ élevée), puis décroit à une allure moyenne, qui se traduit par une chute de résistance, résultante d'une diminution de la compacité portante (rupture du matériau). Ensuite, la courbe se stabilise sous forme de plateau horizontal, avoisinant le palier de la courbe obtenue pour σ = 300KPa, qui se traduit par l'atteinte de l'indice des vides critiques.

L'augmentation de la contrainte tangentielle est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, (la résistance de cisaillement plus élevée, pour des contraintes normales plus grandes). Ces contraintes engendrent une augmentation de la pente des courbes, qui se traduit par le phénomène de densification du matériau au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une stabilisation aux grandes contraintes.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

***PUIT-4-**

-Pour σ =100KPa

La courbe augmente à une allure faible pour atteindre un palier à une contrainte tangentielle d'une valeur τ =90KPa, correspondant à un déplacement D=6,5mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe augmente à allure moyenne pour atteindre un palier et se stabiliser à une valeur de la contrainte tangentielle τ =150KPa, correspondant à un déplacement D =6mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe évolue à une allure vive pour atteindre un plier, et une stabilisation de contrainte tangentielle τ =200KPa, correspondant à un déplacement de D =5mm.

-Commentaire

L'augmentation de la contrainte tangentielle est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, (la résistance de cisaillement plus élevée, pour des contraintes normales plus grandes). Ces contraintes engendrent une augmentation de la pente des courbes, qui se traduit par le phénomène de densification du matériau au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une stabilisation aux grandes contraintes.

***PUIT-5-**

-Pour σ =100KPa

La courbe augmente à une allure faible pour atteindre un maximum de la contrainte tangentielle d'une valeur τ = 70KPa, correspondant à un déplacement D= 10mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser à une valeur de la contrainte tangentielle τ = 100KPa, correspondant à un déplacement D = 10mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe évolue à une allure moyenne pour atteindre une valeur maximale de contrainte tangentielle τ =170KPa, correspondant à un déplacement de D = 4mm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Commentaire

L'augmentation de la contrainte tangentielle est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, (la résistance de cisaillement plus élevée, pour des contraintes normales plus grandes). Ces contraintes engendrent une augmentation de la pente des courbes, qui se traduit par le phénomène de densification du matériau au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une stabilisation aux grandes contraintes.

***PUIT-6-**

-Pour σ =100KPa

La courbe augmente à une allure faible pour atteindre une contrainte tangentielle maximale d'une valeur τ =75KPa, correspondant à un déplacement D=8mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =140KPa, correspondant à un déplacement D = 5mm.

-Pour σ =400KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la contrainte tangentielle τ =260KPa, correspondant à un déplacement D = 4mm.

-Commentaire

Pour σ =200KPa, les résultats obtenus sont faussées probablement par une erreur de lecture.

L'augmentation de la contrainte tangentielle est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, (la résistance de cisaillement plus élevée, pour des contraintes normales plus grandes). Ces contraintes engendrent une augmentation de la pente des courbes, qui se traduit par le phénomène de densification du matériau au cours de l'essai, jusqu'à atteindre une stabilisation aux grandes contraintes.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.6.2. COURBES DE VARIATIONS DE VOLUME

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement, sont présentés sous forme de courbes de variations de volume, (ΔV/V)=f (ΔL) présentant les allures suivantes :

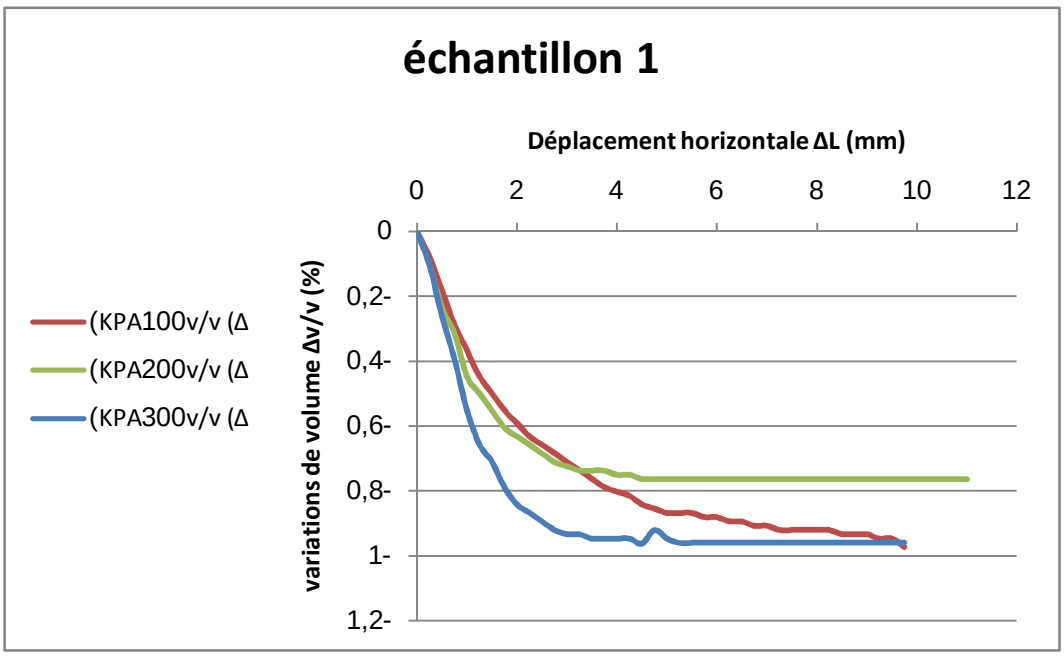


Figure 28.VI : Courbes de variations de volume du puits -1-.

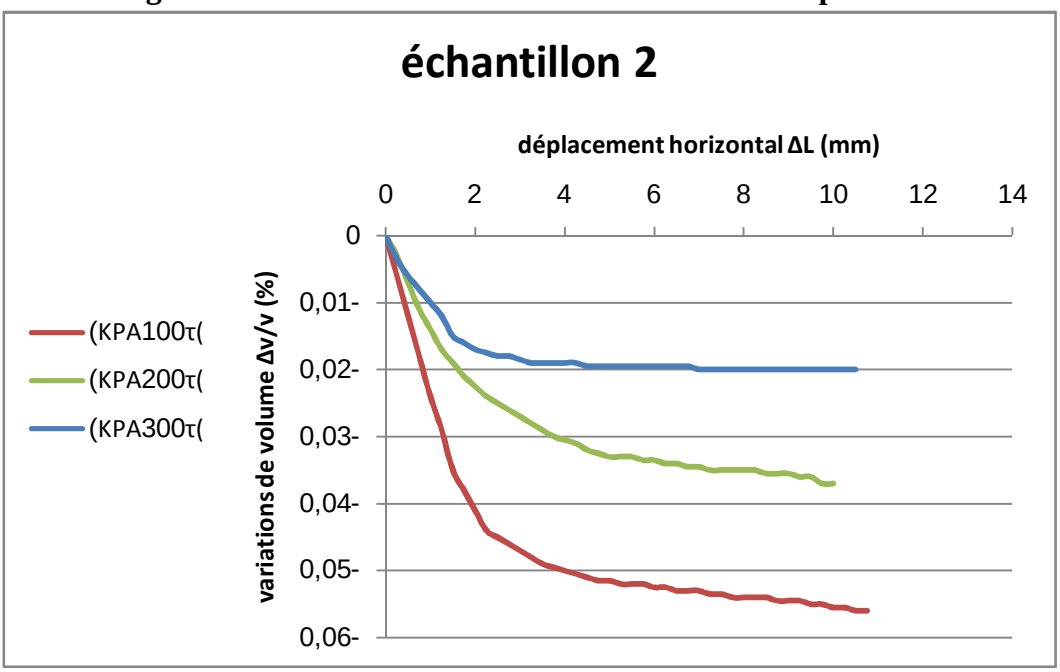


Figure 29.VI : Courbes de variations de volume du puits -2-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

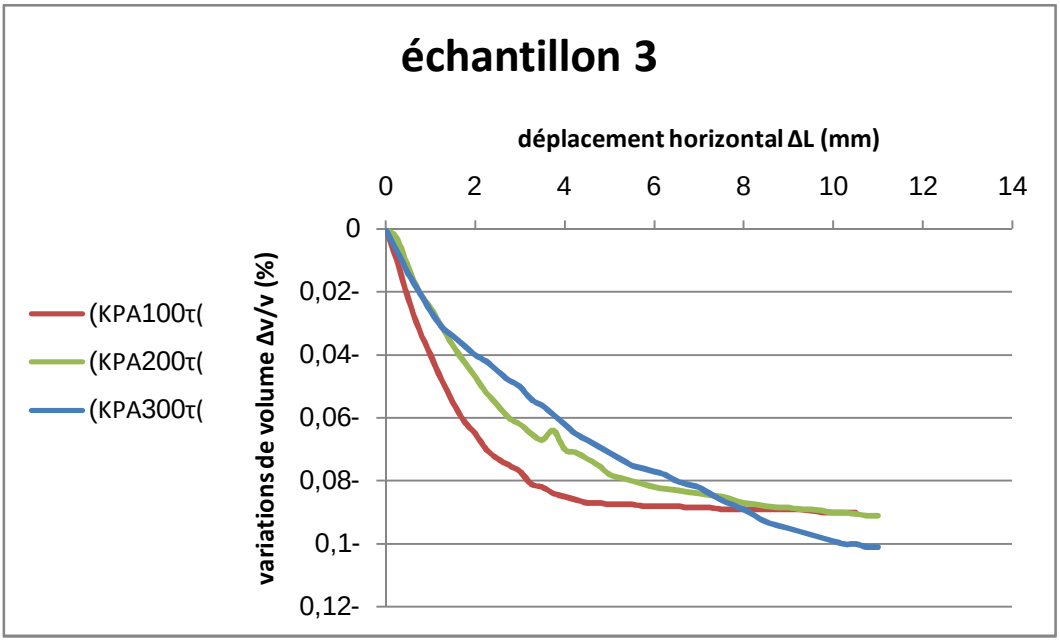


Figure 30.VI : Courbes de variations de volume du puits -3-.

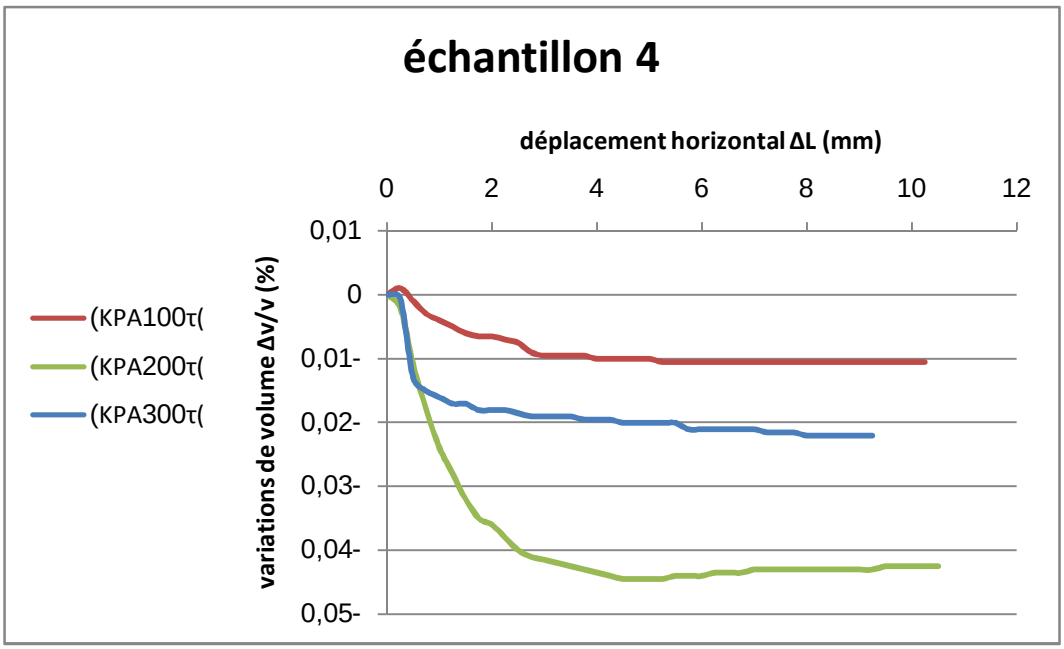


Figure 31.VI : Courbes de variations de volume du puits -4-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

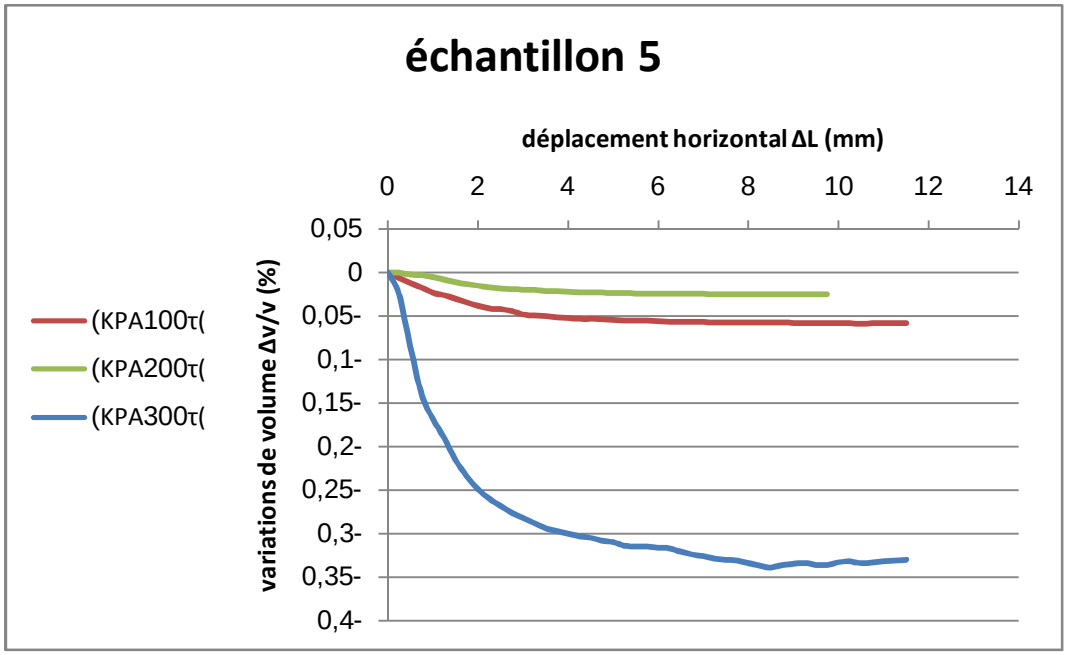


Figure 32.VI : Courbes de variations de volume du puits -5-.

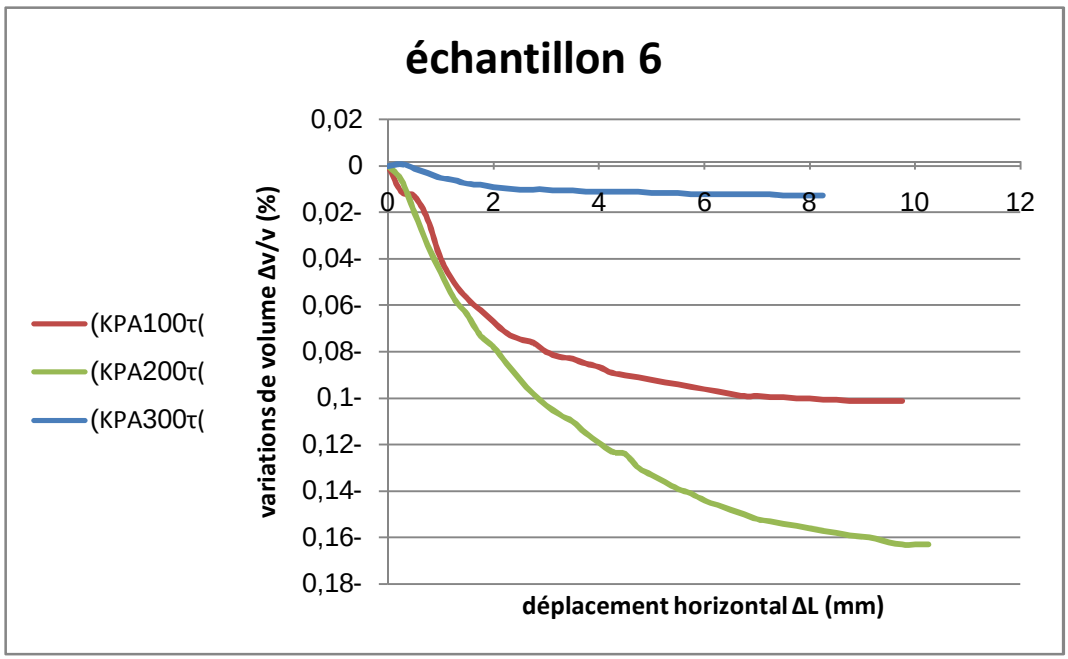


Figure 33.VI : Courbes de variations de volume du puits -6-.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.6.2.1.INTERPRETATION DES COURBES DE VARIATION DE VOLUME

***PUIT-1-**

-Pour σ =100KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un maximum de variation de volume, Δv/v =0,96 %, correspondant à un déplacement D= 9,75mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la variation de volume, Δv/v =0,75%, correspondant à un déplacement D =4,25mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe évolue à vive allure pour atteindre une valeur maximale de variation de volume, Δv/v =0,94%, correspondant à un déplacement de D =5mm.

***PUIT-2-**

-Pour σ =100KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un maximum de variation de volume, Δv/v =0,05 %, correspondant à un déplacement D = 10,25mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe augmente à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de variation de volume, Δv/v =0,03%, correspondant à un déplacement D = 9,25mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe évolue à vive allure pour atteindre une valeur maximale de variation de volume, Δv/v =0,01%, correspondant à un déplacement de D =4mm.

***PUIT-3-**

-Pour σ =100KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la variation de volume Δv/v =0,08%, correspondant à un déplacement D = 4,25mm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Pour σ =200KPa

La courbe évolue à vive allure pour atteindre une valeur maximale de variation de volume Δv/v =2,39%, correspondant à un déplacement de D = 10,75mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe évolue à vive allure pour atteindre une valeur maximale de variation de volume Δv/v =2,65%, correspondant à un déplacement de D = 10,75mm.

***PUIT-4-**

-Pour σ =100KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la variation de volume Δv/v =0,01%, correspondant à un déplacement D =3,25mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la variation de volume Δv/v =0,02%, correspondant à un déplacement D = 6mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser pour une valeur de la variation de volume Δv/v =0,04%, correspondant à un déplacement D =5,25mm.

***PUIT-5-**

-Pour σ =100KPa

La courbe diminue à une allure moyenne pour atteindre un palier et se stabiliser à une valeur de la variation de volume Δv/v =0,05 %, correspondant à un déplacement D =3,5mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe diminue à une allure moyenne pour atteindre un palier et se stabiliser à une valeur de la variation de volume Δv/v =0,01%, correspondant à un déplacement D = 1,75mm.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

-Pour σ =300KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser à une valeur de la variation de volume Δv/v =0,33%, correspondant à un déplacement D = 8,25mm.

***PUIT-6-**

-Pour σ =100KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un palier et se stabiliser à une valeur de la variation de volume Δv/v =2,55%, correspondant à un déplacement D = 6,25mm.

-Pour σ =200KPa

La courbe diminue à vive allure pour atteindre un maximum à une valeur de la variation de volume Δv/v =4,28%, correspondant à un déplacement D = 9,75mm.

-Pour σ =300KPa

La courbe diminue à une faible allure pour atteindre un palier et se stabiliser rapidement pour une valeur de la variation de volume Δv/v = 0,27%, correspondant à un déplacement D =3,25mm.

-Commentaire

Parmi les phénomènes qui ont une influence sur le comportement au cisaillement d'un matériau, on note les ceux de la dilatance et de la contractance qui sont déterminés à partir des mesures de variation de volume de l'échantillon. Les courbes de variation de volumes sont liées aux courbes contraintes-déformations. C'est ce qui nous permet de parler de la dilatance et de contractance.

On englobe les résultats des courbes de variations de volume, car l'allure des courbes est fortement similaire.

Les échantillons, à l'état initial lâches, soumis à des différentes contraintes, engendrent le comportement contactant, qui s'intensifient pour les grands déplacements.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.6.2. DOROITES INTRINSEQUES

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont présentés sous forme de droites intrinsèques, présentant les allures suivantes :

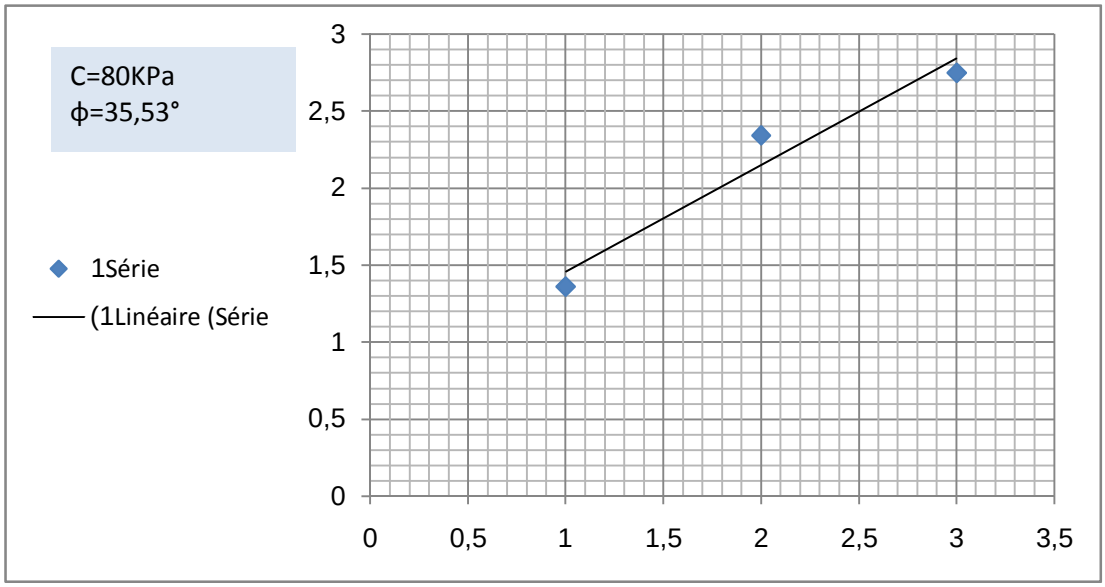


Figure 34.VI : Doroites intrinseques τ = f(σ), puits -1-

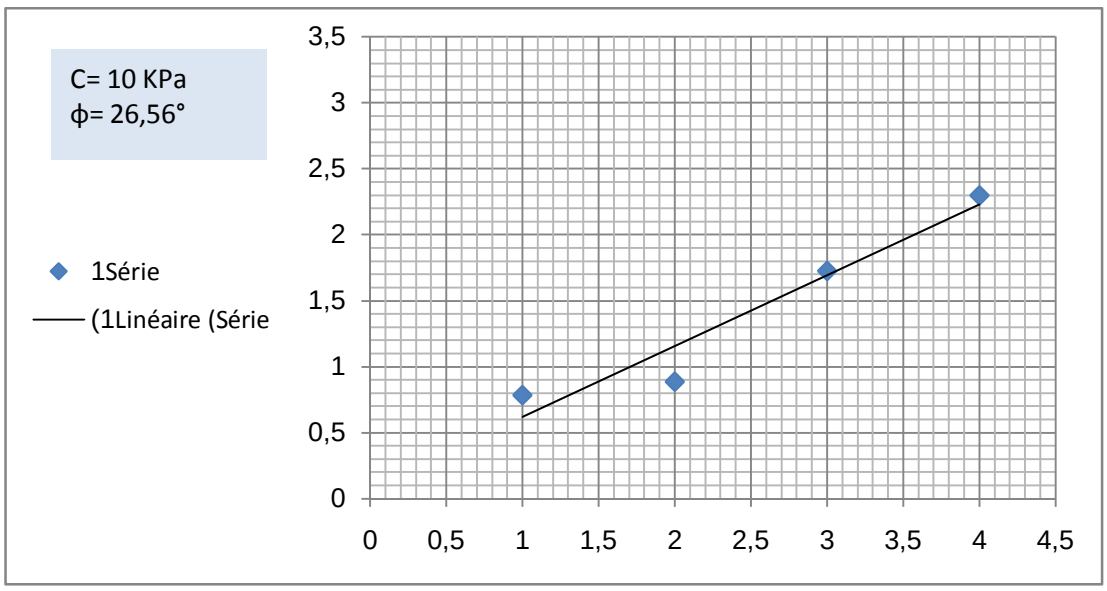


Figure 35.VI : Doroites intrinseques τ = f(σ), puits -2-

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

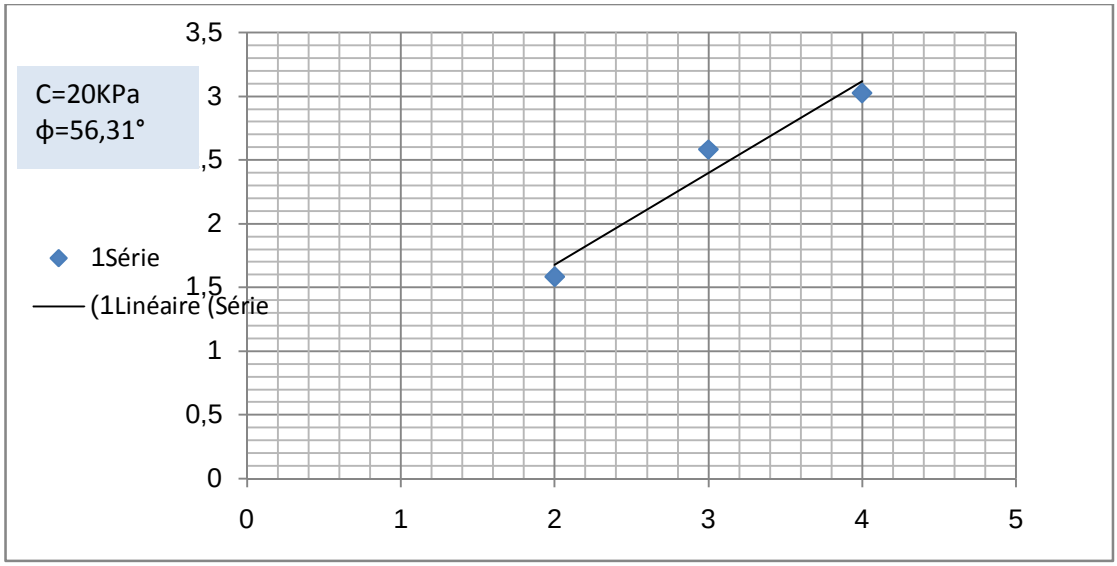


Figure 36.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -3-

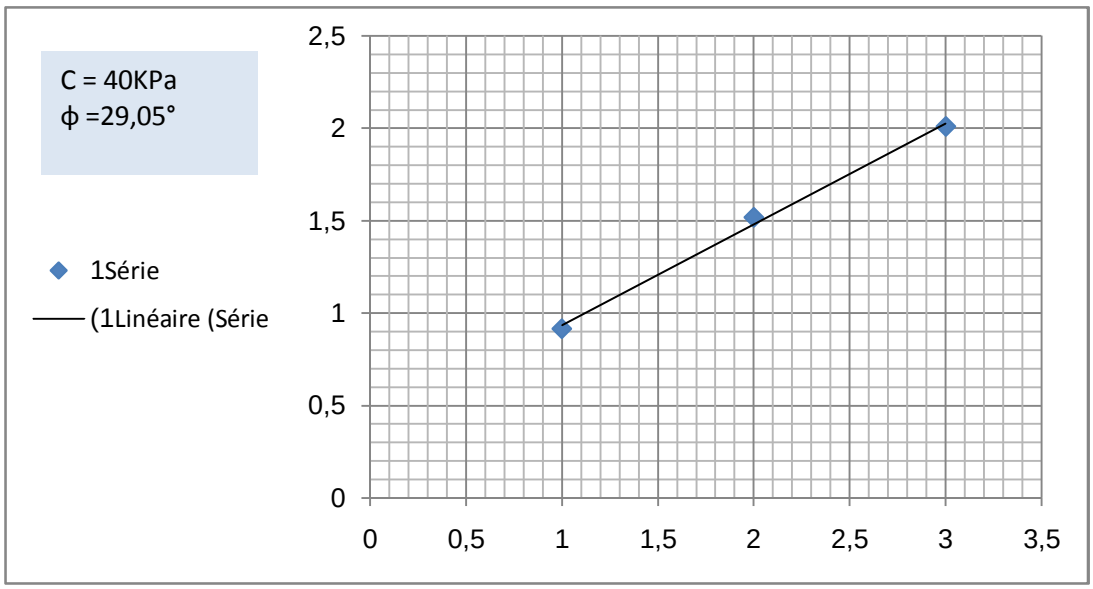


Figure 37.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -4-

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

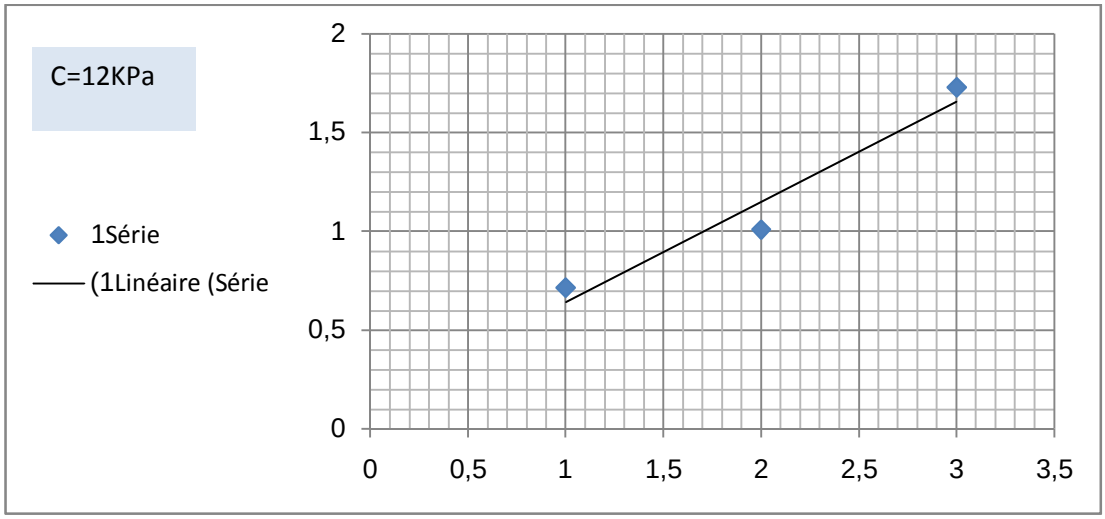


Figure 38.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -5-

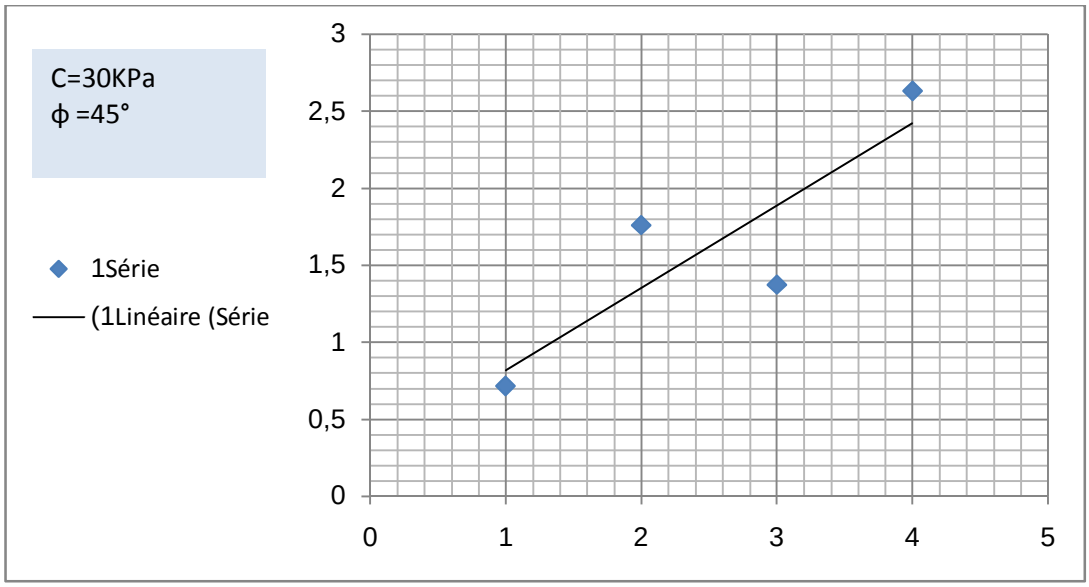


Figure 39.VI : Doroites intrinseques $\tau = f(\sigma)$, puits -6-

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.7. RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES

VI.7.1 COURBES OEDOMETRIQUE

Les essais oedométriques sont effectués sur les six puits. Ils sont étudier sur un sol satures à différente contrainte, et représentées sous forme de courbe de compressibilité, dans un diagramme e=f (logσ'), en reliant les points (e_i, σ_i'), e_i étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge σ_i'. Les résultats présentés dans ce paragraphe ont été tirés du rapport géotechnique de CTELAB.

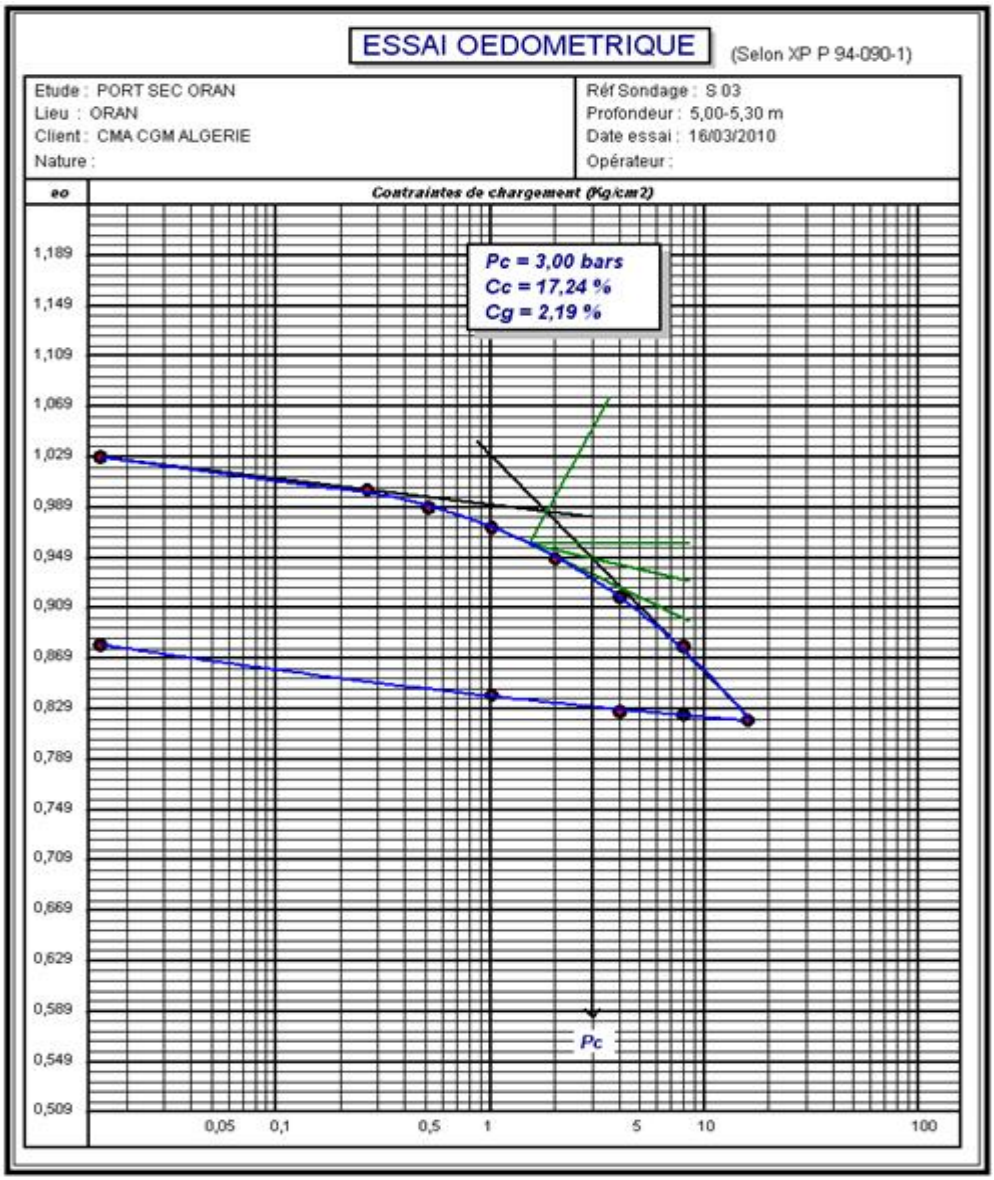


Figure 40.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

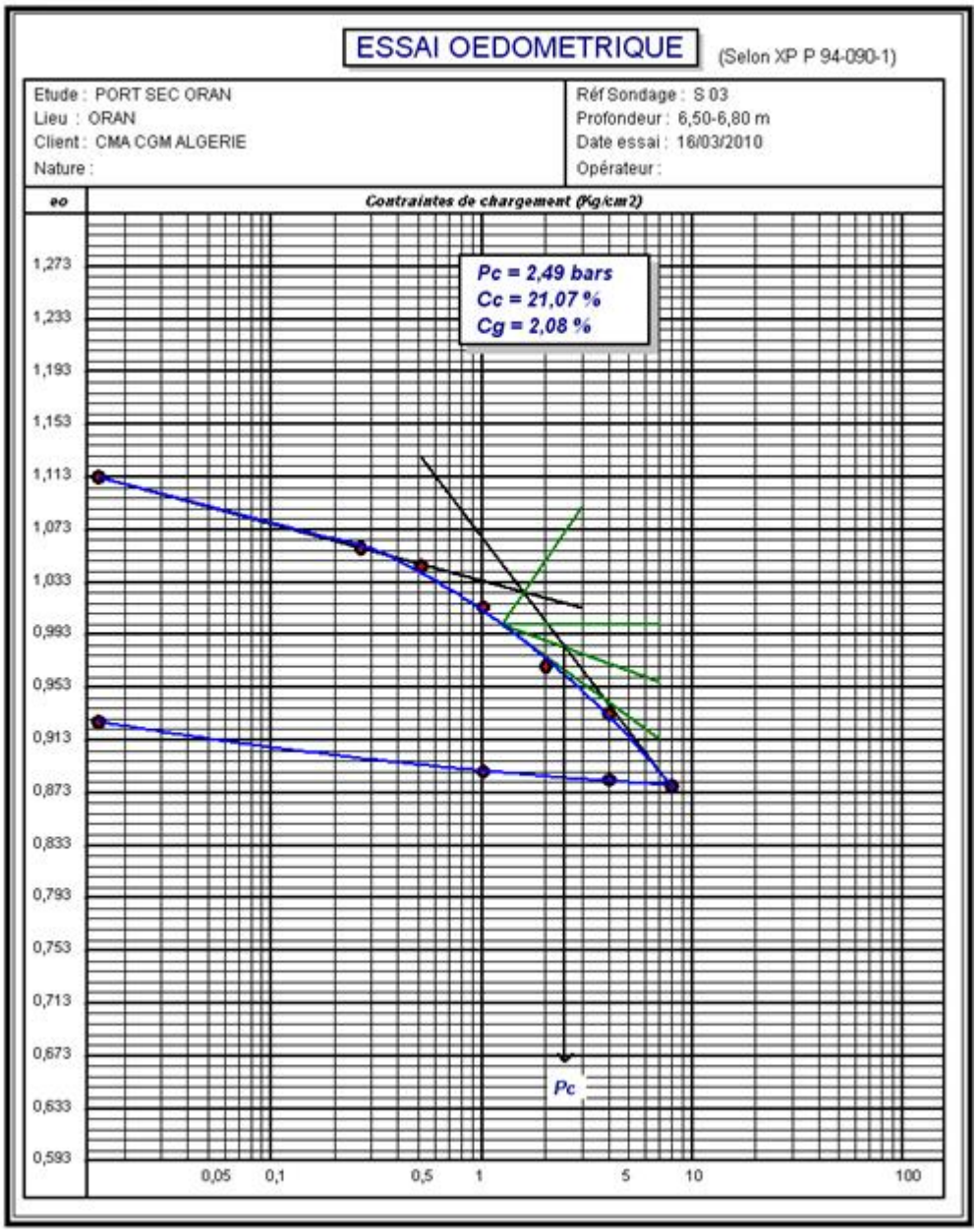


Figure 41.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

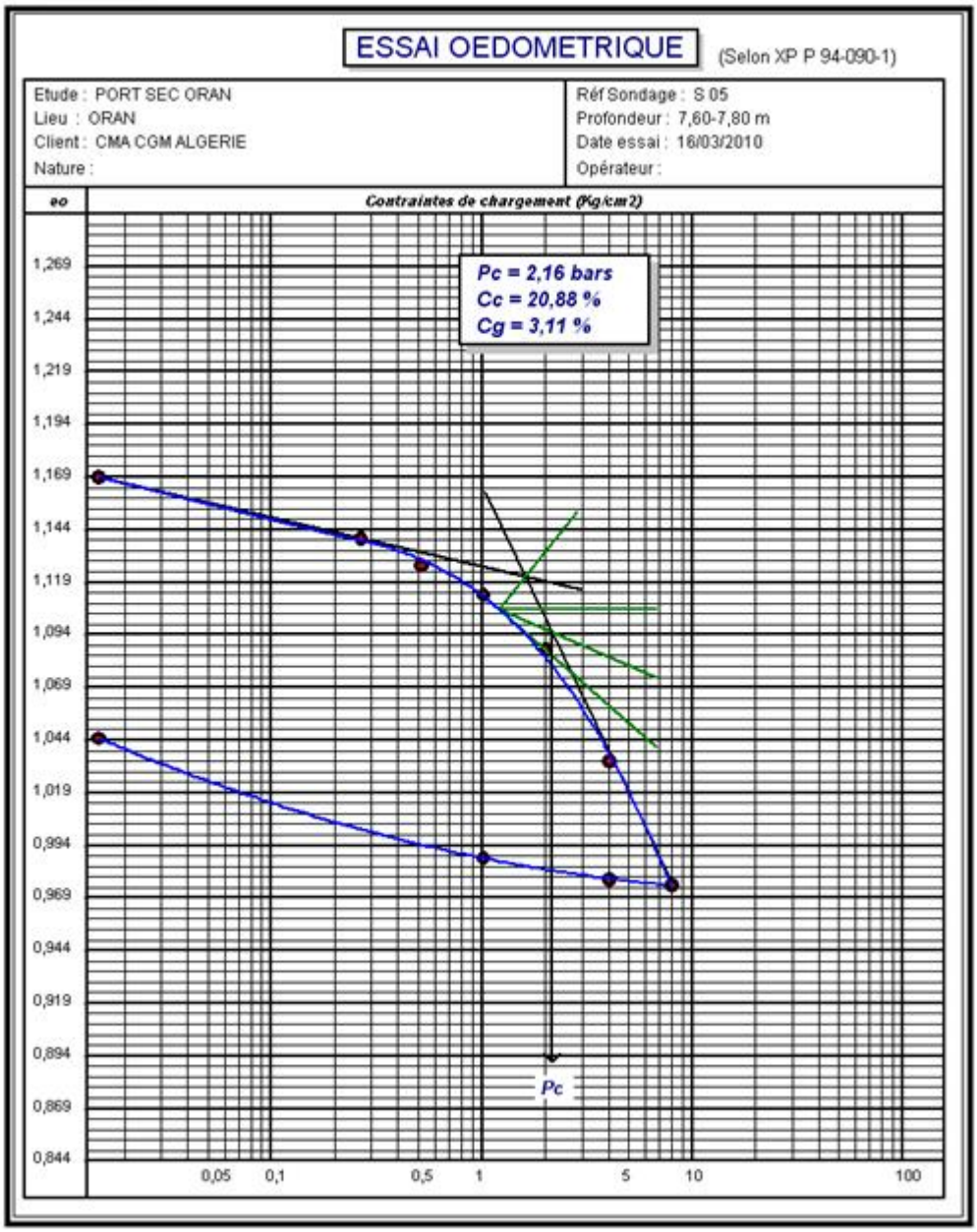


Figure 42.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

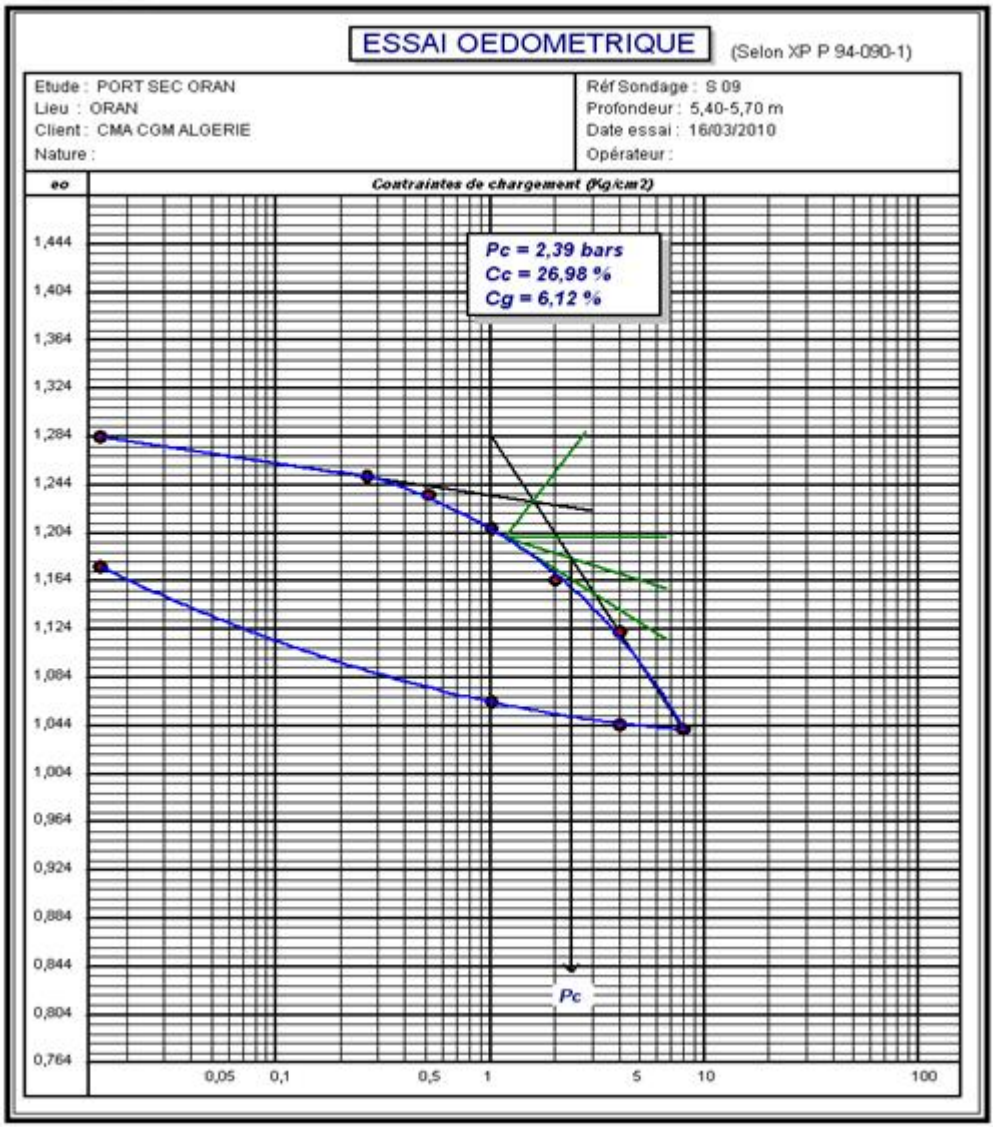


Figure 43.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

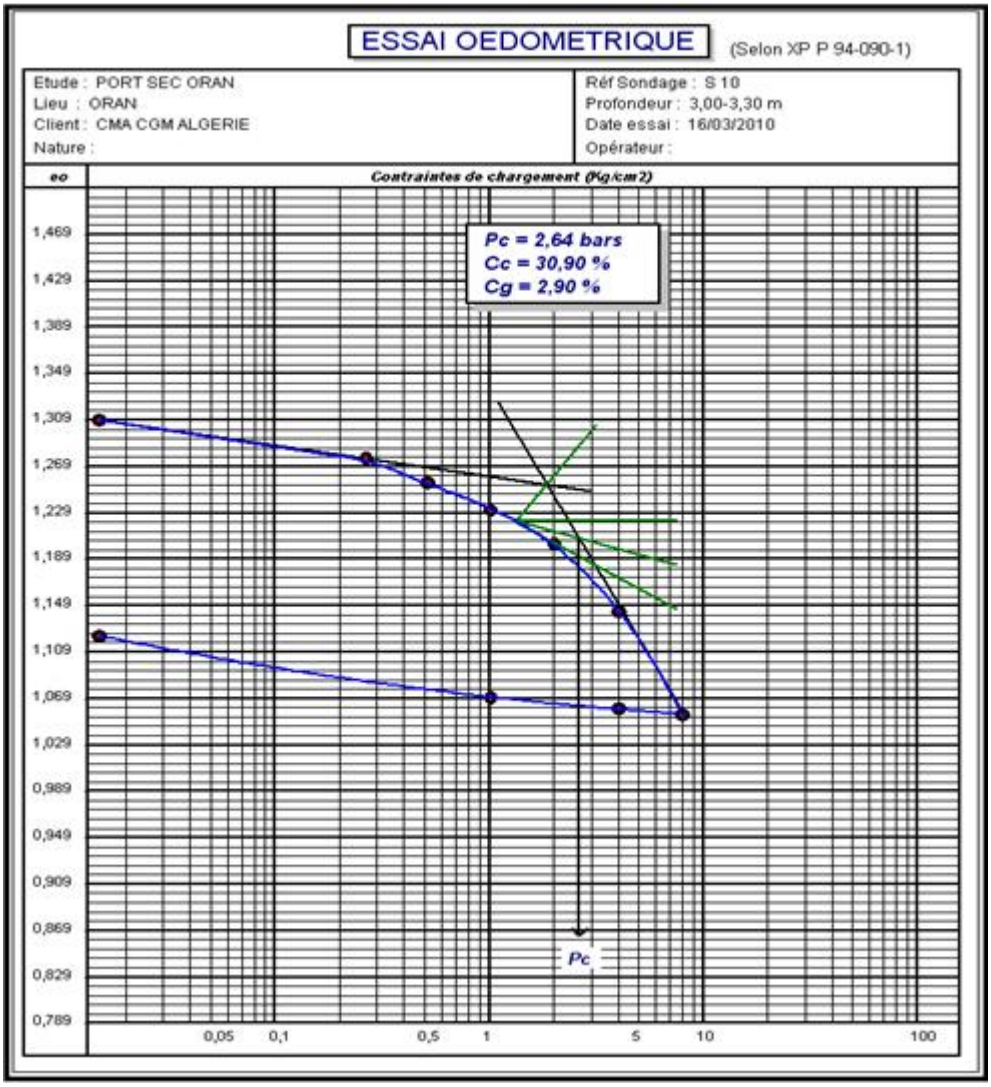


Figure 44.VI : Courbes de compressibilité, à un cycle de chargement-déchargement, à l'état satures.

La compressibilité des matériaux, n'est que le résultat de la densification (consolidation) des échantillons, qui entraine suivent les contraintes appliquées (chargement-déchargement), des modifications plus ou moins importantes de la structure telles que, les variations de l'indice des vides (Δe) en fonction de Δh (tassement ou gonflement des échantillons). Le tassement traduit le phénomène du serrage des grains les uns contre les autres, qui se passe pendant la phase initiale (chargement). Un léger gonflement du sol, apprès pression relâchée, traduit par une faible augmentation de l'indice des vides, correspond au phénomène de soulagement.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Les pressions de preconsolidation (σ_p'), à différente profondeur sont de valeur différente. On a constaté que la valeur diminue en fonction de la profondeur; ce qui montre l'hétérogénéité du sol. Et cela, nécessite un maillage plus serré.

On constate que pour le sondage (S9), l'indice de gonflement (C_g), et trois fois plus élevée que celui des autres échantillons. L'indice de compressibilité (C_c) est globalement le même coefficient.

VI.8.ANALYSES CHIMIQUES

Les résultats des analyses chimiques effectués sur les échantillons de sol et eau prélevés à différentes profondeurs et à différents endroits sont donnés dans les tableaux VI.6. La teneur en Gypse a été calculée sur la base de la teneur en sulfates sachant que celui-ci a pour formule chimique ($CaSO_4$, 2 H_2O).

Ces résultats traduisent une agressivité très forte pour le béton armé hydraulique durci selon NF P 18 011 du 06/92. Le béton fabriqué dans les règles de l'art doit être confectionné selon les recommandations de la norme en question (Type de ciment, dosage, qualité des agrégats, rapport E/C, Epaisseur d'enrobage).

. Les résultats présentés dans le tableau ont été tirés du rapport géotechnique de CTELAB.

Tableau VI.6. Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % et en poids.

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates $SO4^{--}$	Chlorures Cl^-	Carbonates CaCO3	Teneur en Gypse
SPT-01	1,00 -1,45	39,51	0,33	1,04	70,79
SPT-01	1,50 -1,95	41,49	0,13	6,24	74,33
SPT-02	0,50 -0,95	40,71	0,13	2,08	72,94
SPT-02	1,50 -1,95	46,32	0,06	4,16	82,99
SPT-03	0,50 -0,95	42,75	0,14	3,12	76,59
SPT-03	1,00 -1,50	43,33	0,19	2,08	77,63
SC-07	2,50 -3,00	38,85	0,16	2,08	69,61
SC-07	6,00 -6,50	44,87	0,16	Traces	80,39

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

- Commentaire

En s'inspirant de l'étude chimique des sols, nous constatons que les sols sont constitués essentiellement de gypse, dont le pourcentage varie de 70 à 80%

En considérant les résultats des essais au laboratoire, nous prouvons Conclure les deux points suivants :

- Dans le cas du sol sans présence d'eau, les résultats obtenus montrent une résistance acceptable et une capacité portante qui est admissible.
- En pressence d'eau, ces sols ont un comportement différent, résultat de la désolation du gypse, qui va engendrer des tassements importants.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

VI.9.CONCLUSION

Cette étude comporte une partie expérimentale qui repose sur un ensemble d'essais de laboratoire permettant d'identifier, de caractériser et de comprendre le comportement mécanique nous échantillons.

L'identification de nos matériaux révèle que:

- Les teneurs en eau sont grandes avec un indice de plasticité allons de plastique à peu plastique, pour les sondages carottés; est non mesurable pour les puits.

- Les courbes oedométrique, montres que les pressions de preconsolidation (σ_p'), à différente profondeur sont de valeur différente. On a constaté que la valeur diminue en fonction de la profondeur; ce qui montre l'hétérogénéité du sol. Et cela, nécessite un maillage plus serré.

- L'étude chimique des sols, nous permettons de parler d'un sol gypseux, car les sols sont constitués essentiellement de gypse, dont le pourcentage varie de 70 à 80% , nous prouvons conclure les deux points suivants :
    - Dans le cas du sol sans présence d'eau, les résultats obtenus montrent une résistance acceptable et une capacité portante qui est admissible.
    - En présence d'eau, ces sols ont un comportement différent, résultat de la désolation du gypse, qui va engendrer des tassements importants.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude expérimentale, nous avons fixé comme objectif initial, le dimensionnement d'une chaussée rigide, qui servira comme terminal à conteneur.

Un volume important d'essais en laboratoire a été réalisé (essais d'identification, essais de cisaillement direct à la boite, essais oedometrique, essais Proctor et essais CBR) pour permettre l'identification du site d'implantation du projet, et prédire son comportement mécanique face aux différentes sollicitations auxquelles il sera soumis durant sa durée de vie.

Les résultats obtenus après les différents essais ont été globalement acceptables. D'une manière générale, le sol étudié a un comportement admissible même en présence de mauvaises conditions hygrométriques (voir essais CBR).
Le temps alloué à l'étude de ce projet n'a malheureusement pas permis d'atteindre le but fixé (dimensionnement).

Ce manuscrit comporte ainsi les différents résultats expérimentaux qui serviront plus tard au dimensionnement du port sec d'Oran, après les avoir complétés par d'autres essais plus approfondis notamment les essais triaxiaux.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[Arquie, 1972], Georges Arquie, "Le compactages, rote et piste d'envol", 2ème édition, Eyrolles, 1972.

[Arquie et Morel, 1988], Georges Arquie et Guy Morel, "Le compactages" édition, Eyrolles, 1988.

[Correa et Quibel, 2000], A. Gomes Correa et A.Quibel, "le compactage des sols et matériaux compactés, gestion du compactage et contrôle en continu, Ecole nationale des ponts et chaussées, mai 2000.

[Coquand, 1978], Roger Coquand, "Routes (Circulation-tracé-Construction)", livre II "Construction et Entretien",6ème édition, Eyrolles, 1978.

[Craminot, 2006], Lycée Pierre Craminot, "Savoirs Technologiques Associés", Cours de laboratoire de génie civil partie 06, les sols, (essai CBR),

[Coquand, 1978], Roger Coquand, "Routes (Circulation-tracé-Construction)", livre II "Construction et Entretien",6ème édition, Eyrolles, 1978.

[Denis, 1999], Denis François, "Retour d'expérience en construction routière: évaluation du comportement environnemental de MIOM" LCPC 1999.

[Dupain, Lanchon et Arroman, 2000], R. Dupain, R. Lanchon, J.C. Saint Arroman, "granulats, sols, ciments et bétons", caractérisations des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire, 2ème édition, Casteilla, 2000.

[Faure, 1998], Michel fauré, "Routes" cours de l'ENTPE, Tome I, édition Aléas, 1998

[Gagnon, 1982], Luc Gagnon, "techniques routières", Modulo éditeur, 1982.

[Hotlz et Kovascs, 1991], Robertd Holtz et Williamd Kovascs, "introduction à la géotechnique", traduit par Jean Lafleur, Editions de L'Ecole polytechnique de Monteréal, 1991.

[Jeuffroy, 1974], Georges Jeuffroy, "Conception et construction des chaussées", Tome I "les véhicules, les sols, le calcul des structures", 3ème édition, Eyrolles, 1974.

[LCPC 13, 1987]-LCPC, "Essais oedométriques", méthode d'essai LCPC n° 13, février 1985.

[LCPC 19, 1987]-LCPC, "Limites d'Atterberg", (limite de liquidité, limite de plasticité), méthode d'essai LCPC n° 19, février 1987.

[LCPC 21, 1987]-LCPC, "Essai de cisaillement à la boîte", méthode d'essai LCPC n° 21, février 1987.

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

[Quotidien d'Oran, 13juin2009], "Quotidien d'Oran -13juin2009-par Samir Ould Ali publié dans Oran"

[Recherche internet]:www.scribd.com./ …/Elements -de -Mcanique -Des –Sols

[Recherche internet]:www. Wikipidia.com.

[Robitaille et Tremblay,1997], Vaincent Robitaille et Denis Tremblay, "Mécanique des sols, Théorie et pratique", modulo éditeur, 1997.

[TRAN, 2004], Quang Dat Tran, "Modèle simplifié pour les chaussée fissur

[Wyalov et Maksinyak,1971], Wyalov et Maksinyak, Etude du mécanisme de déformation et de rupture des sols argileux, LCPC, 1971

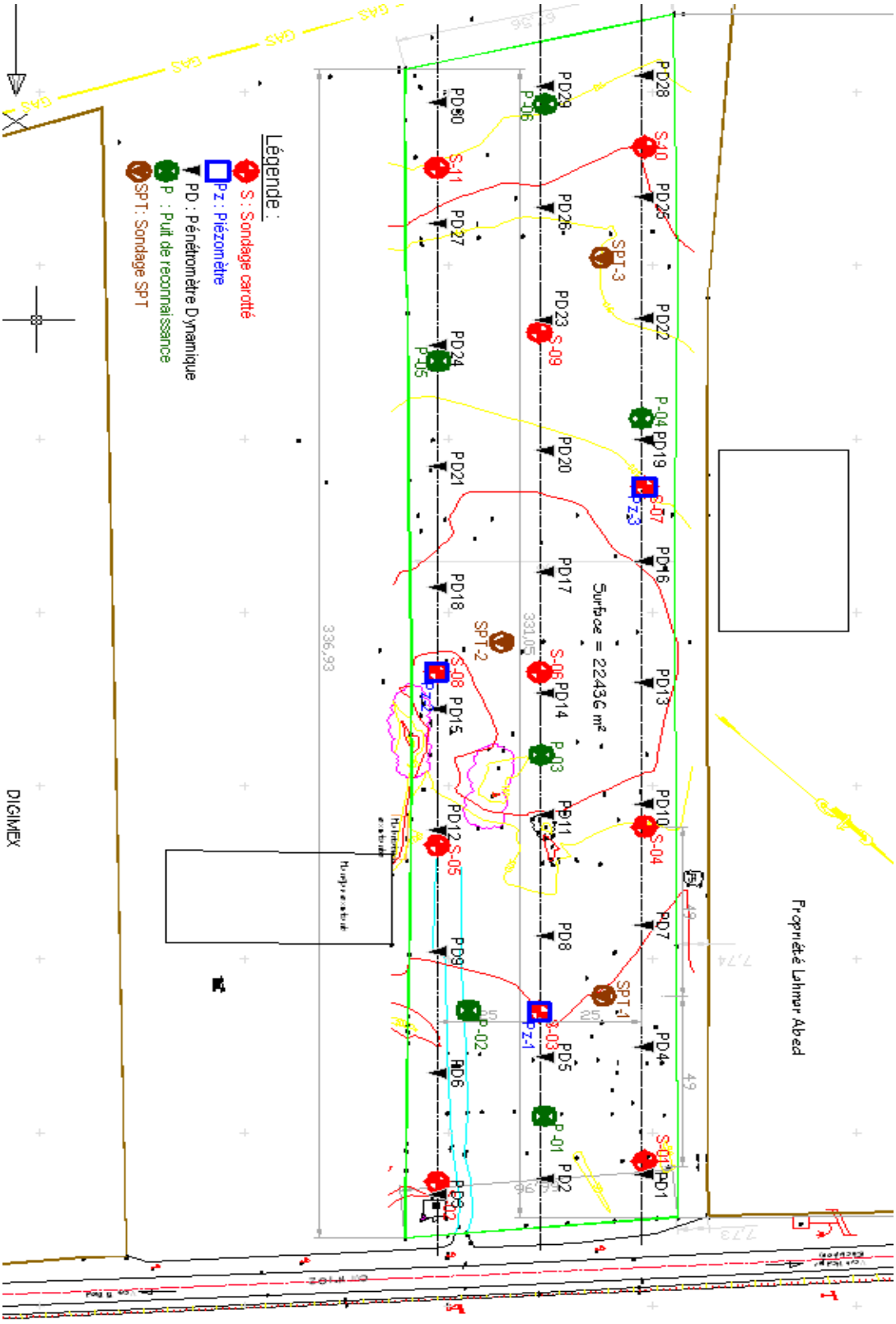
PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

ANNEXE

Les résultats présentés dans cette annexe ont été tirés du rapport géotechnique de CTELAB

PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

1. PLAN DE MASSE ET LOCALISATION DES SONDAGES



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

2. COUPES LITHOLOGIQUES

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

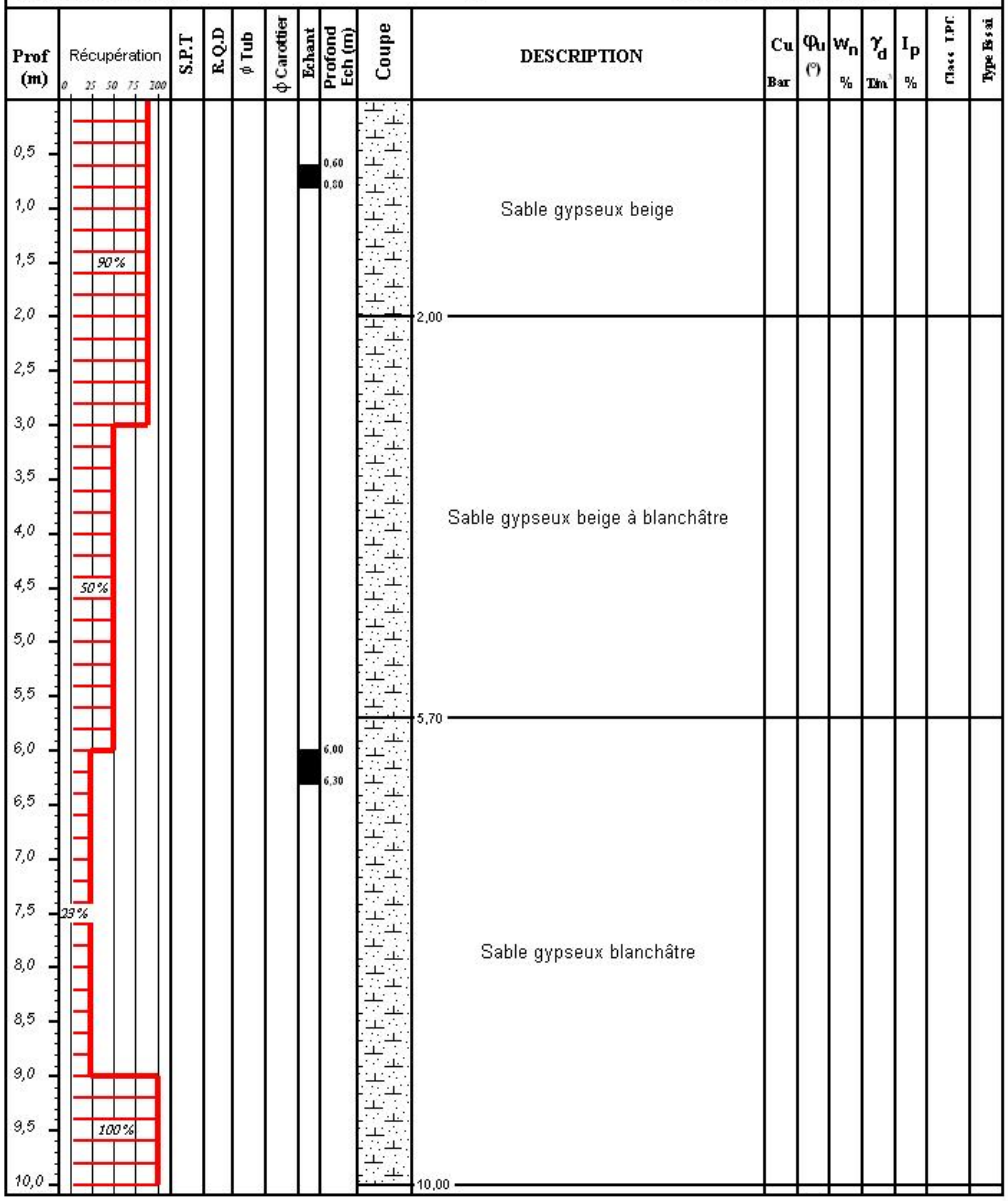
Sondage N°: S-06

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 22/02/2010
DATE FIN : 22/02/2010
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

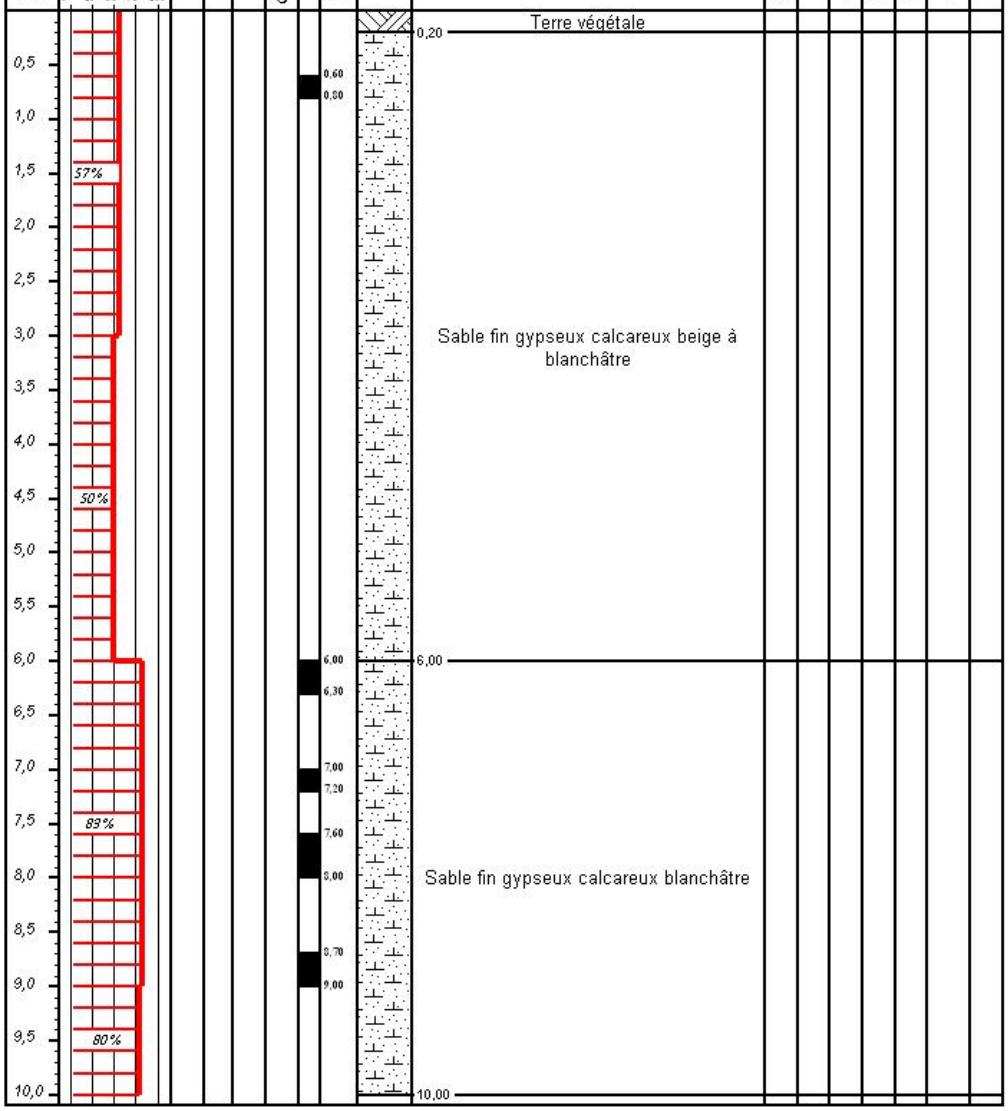
Sondage N°: S-07

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 22/02/2010
DATE FIN : 22/02/2010
NIVEAU NAPPE : 4,80 m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

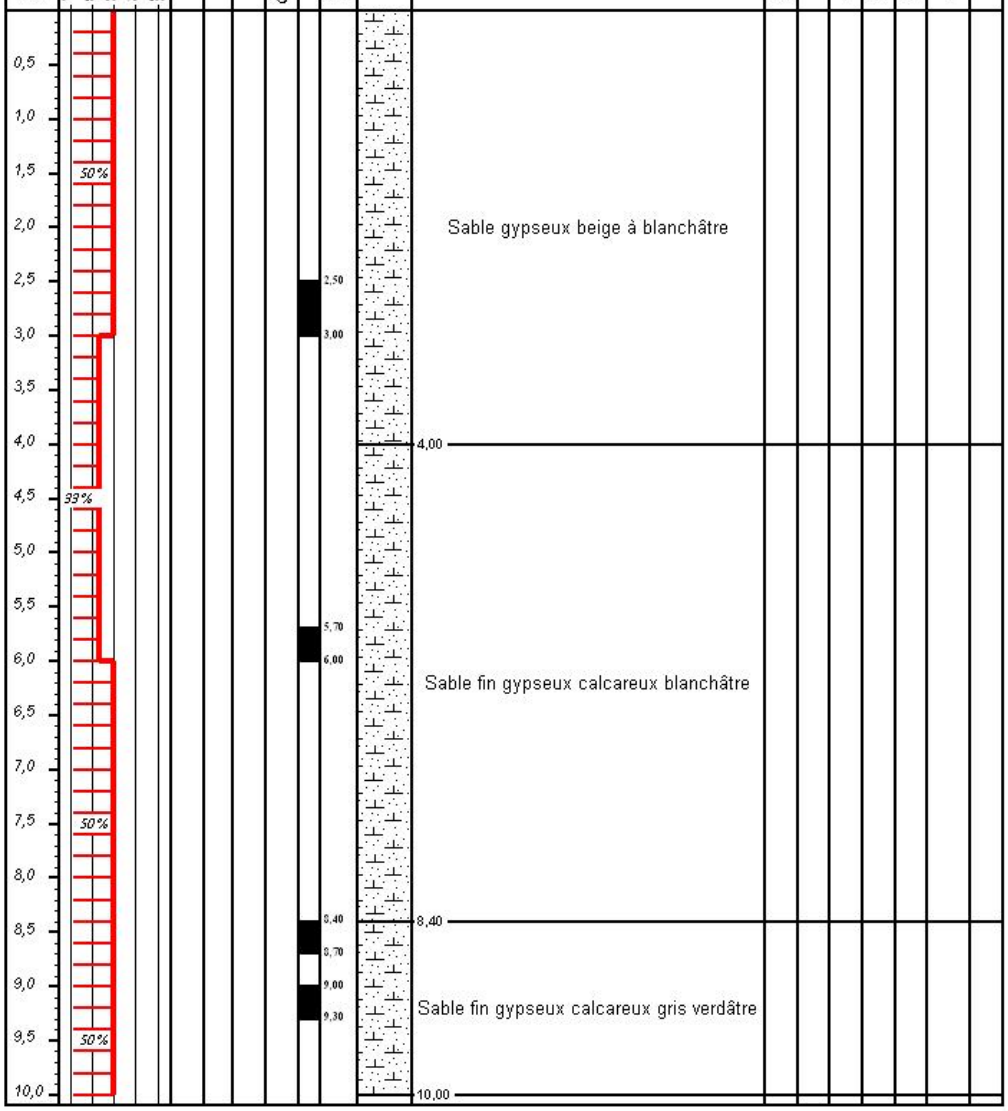
Sondage N°: S-08

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 21/02/2010
DATE FIN : 21/02/2010
NIVEAU NAPPE : 5,20 m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

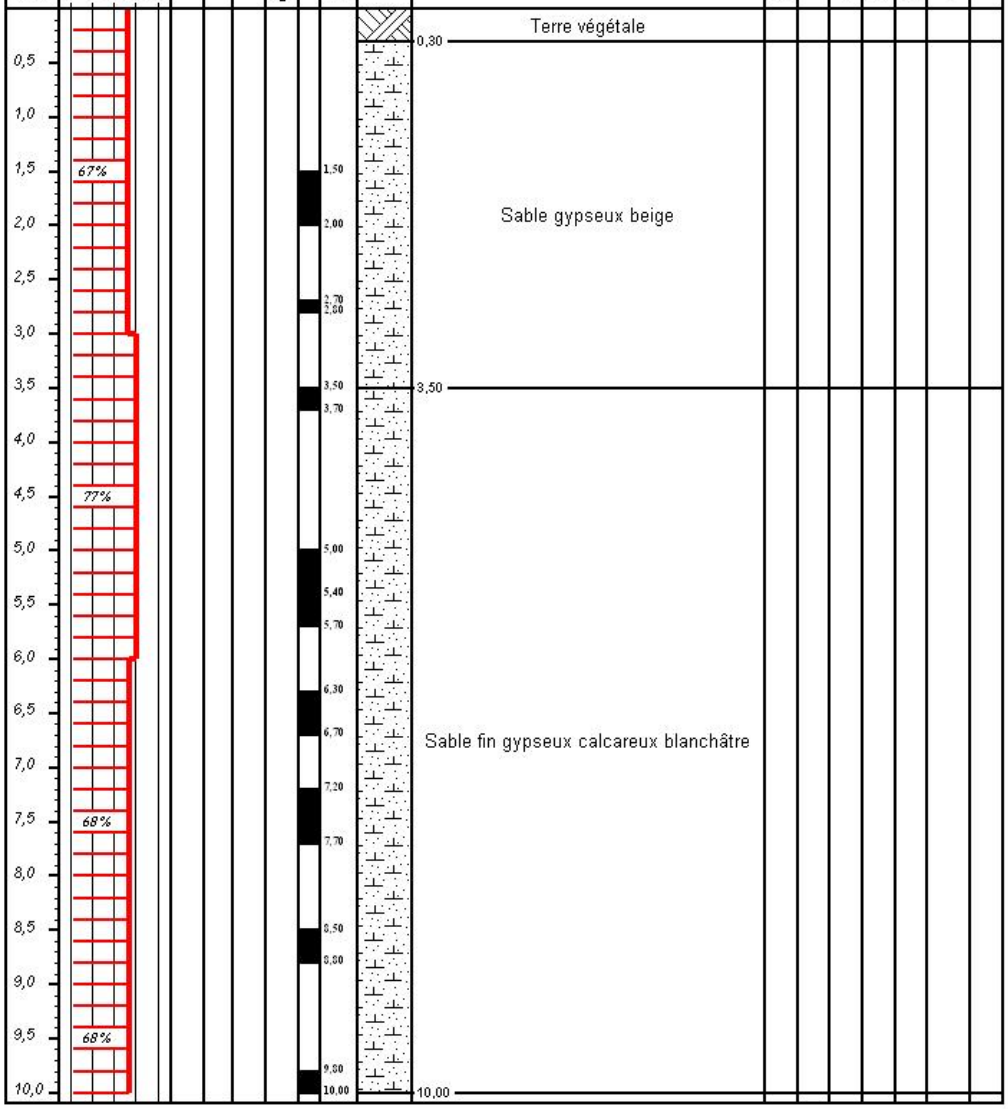
Sondage N°: S-09

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 24/02/2010
DATE FIN : 24/02/2010
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

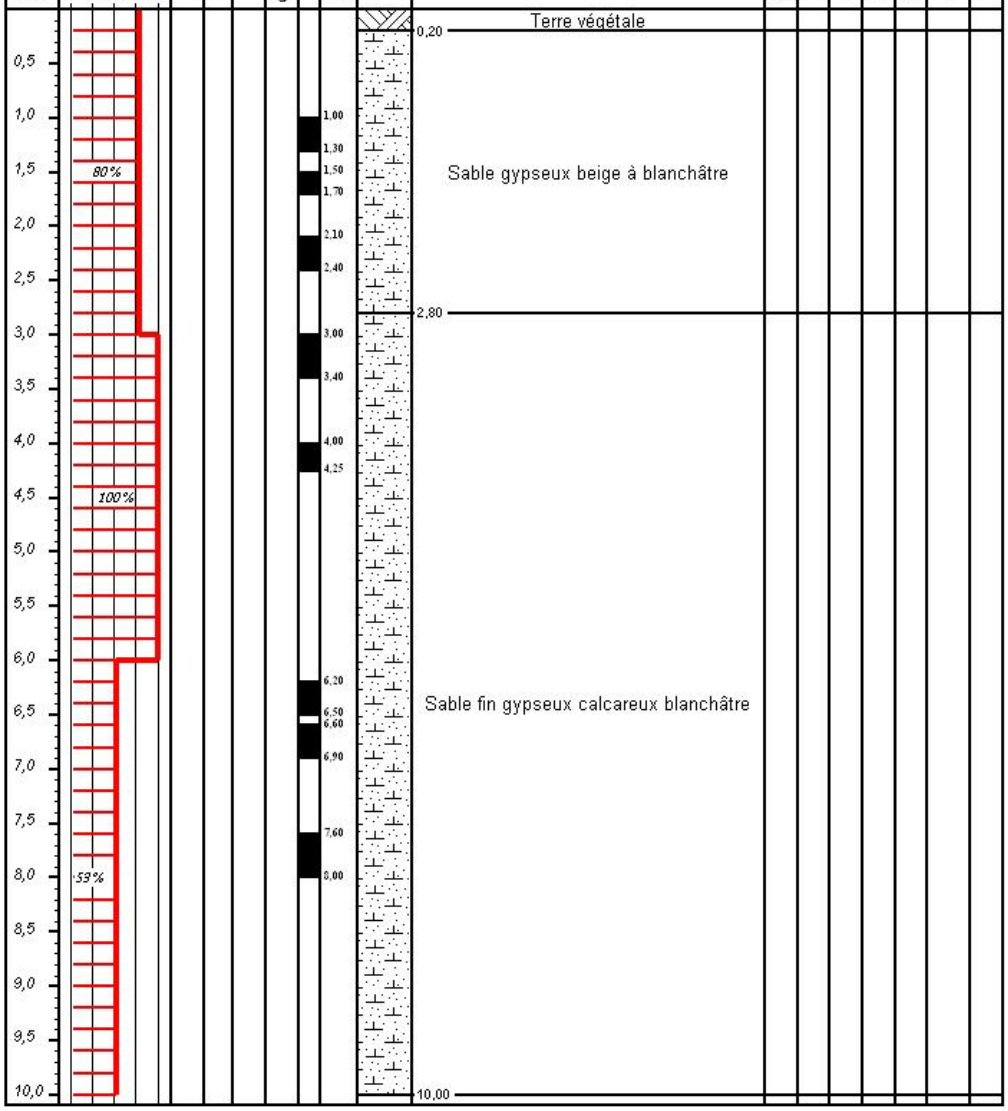
Sondage N°: S-10

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 24/02/2010
DATE FIN : 24/02/2010
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

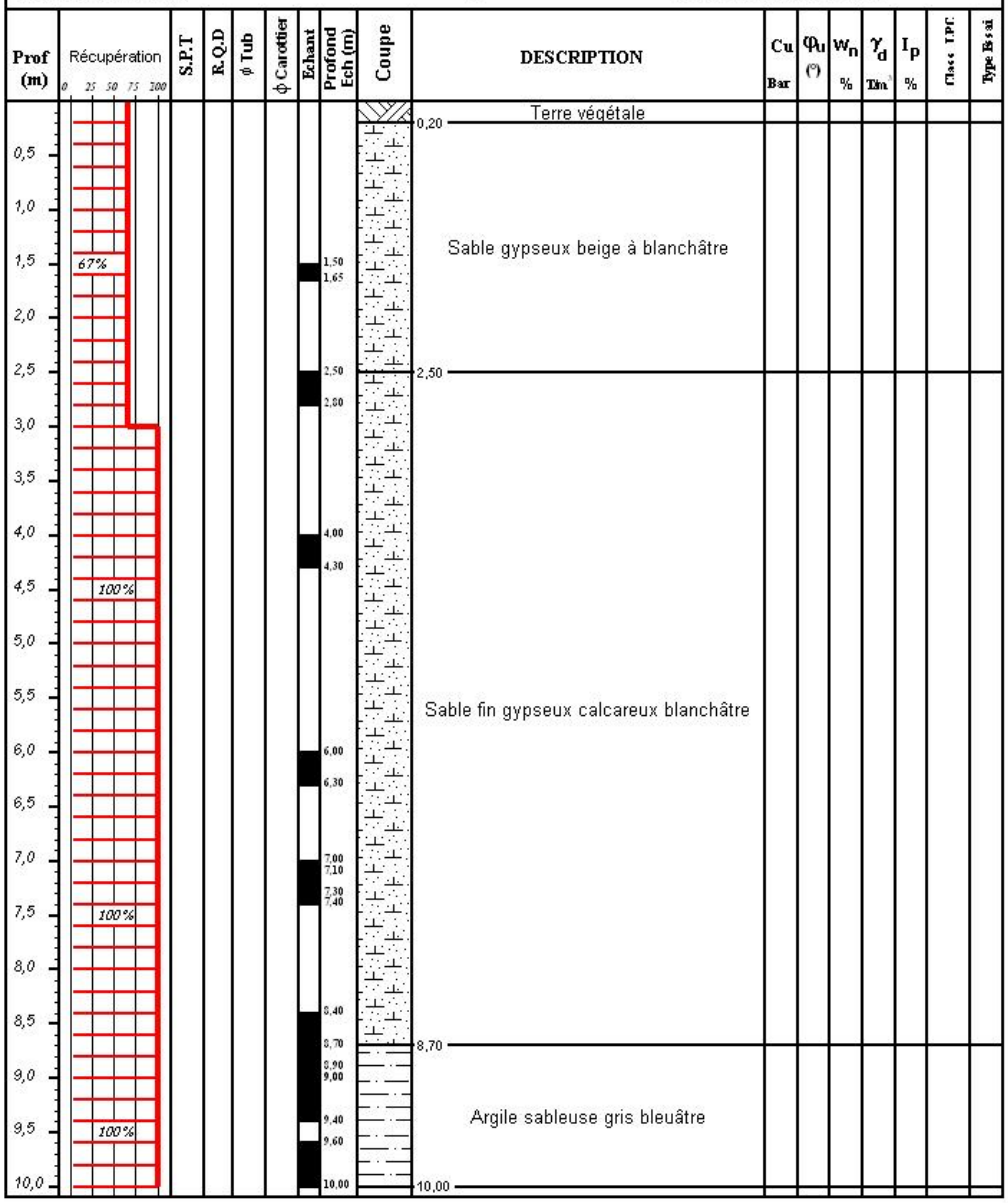
Sondage N°: S-11

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 23/02/2010
DATE FIN : 23/02/2010
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY
01E, Coopérative Fahs El-Djadid Birkhadem,Alger 16105. Tél/Fax :021 40 49 21

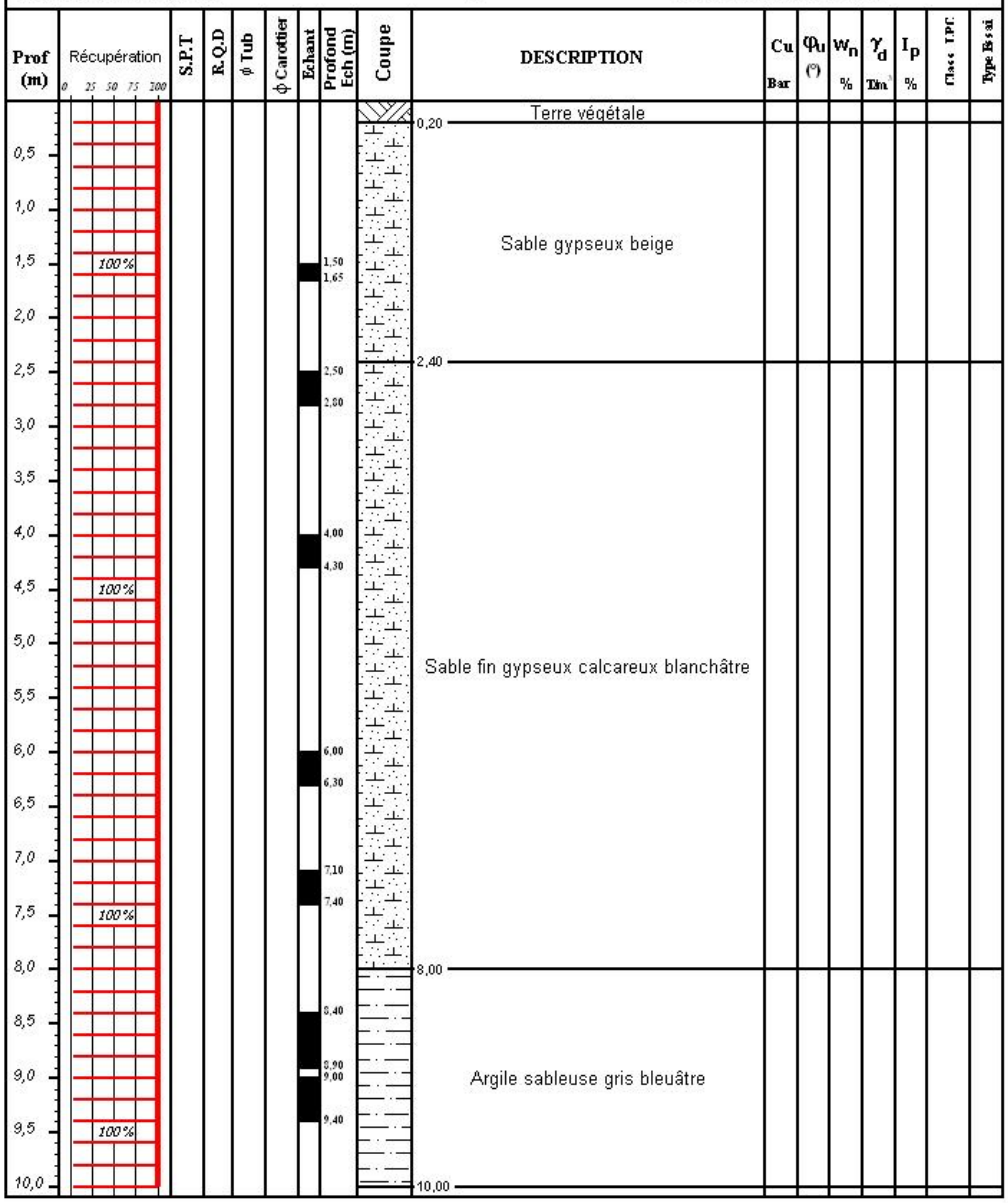
Sondage N°: S-12

ETUDE : Port Sec - Oran
LIEU : Oran
CLIENT : CMA CGM ALGERIE

DATE DEBUT : 23/02/2010
DATE FIN : 23/02/2010
NIVEAU NAPPE : 2,50 m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

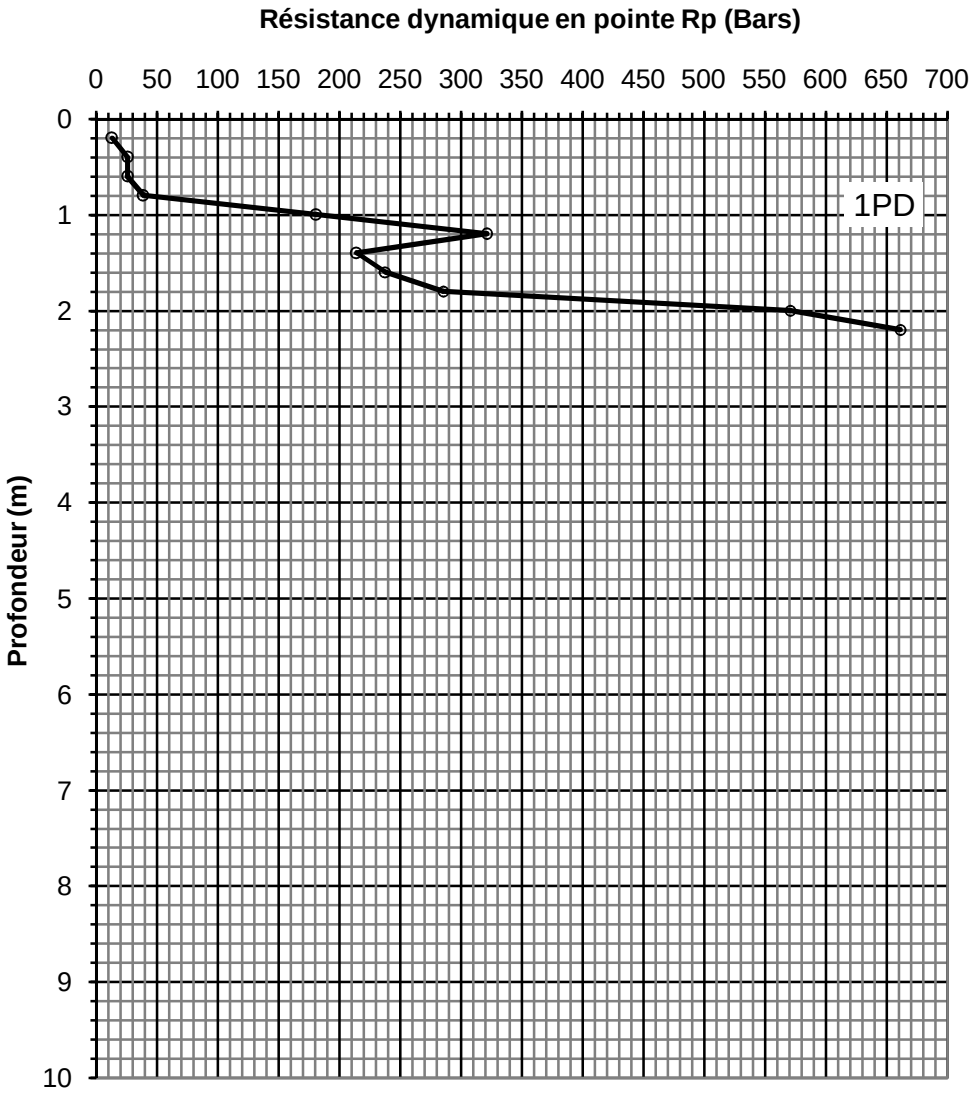
BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Rotatif
TYPE DE MACHINE : Botec



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

3. PENETROMETRE DYNAMIQUE

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063	
Sondage : **PD1** Date : **19/02/2010**	Refus : 2.20 m



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

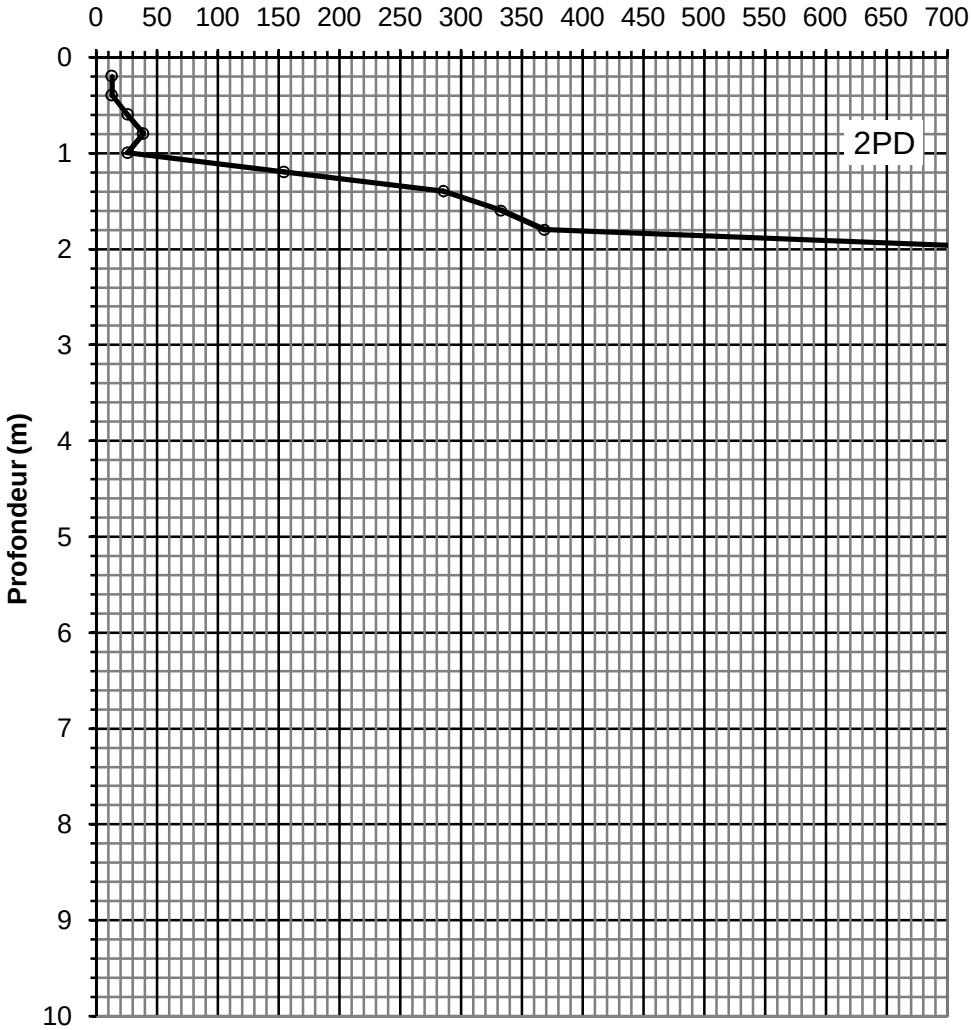
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD2** Date : **19/02/2010**	Refus : 2,00 m

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

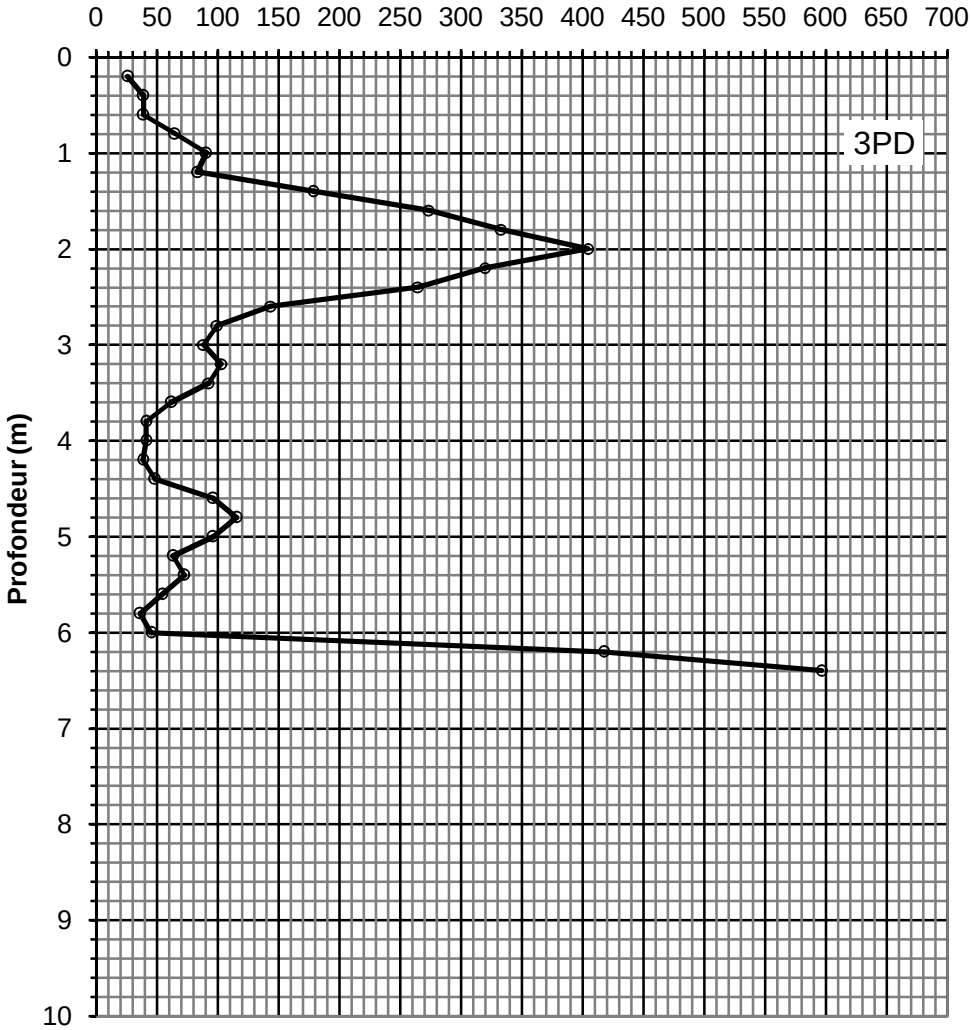
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD3** Date : **19/02/2010**	Refus : 6.40 m

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

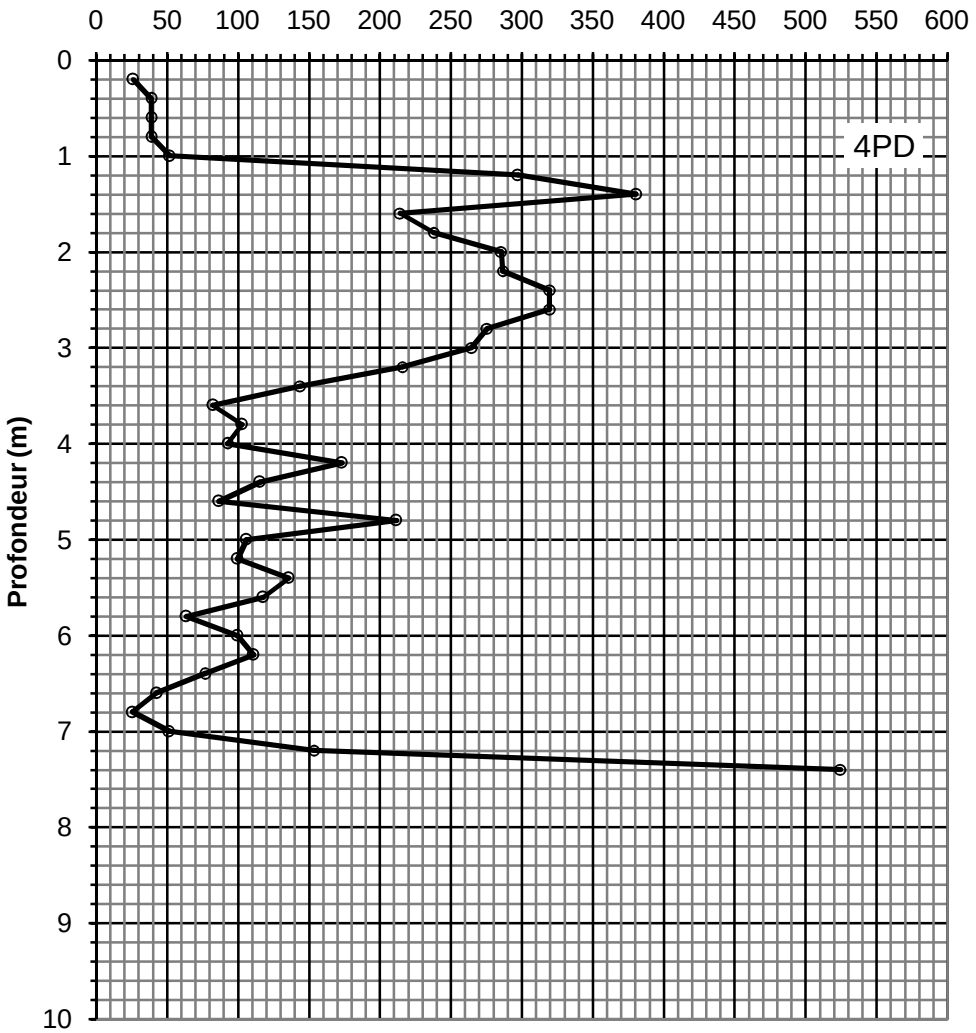
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD4** Date : **20/02/2010**	Refus : 7.40 m

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

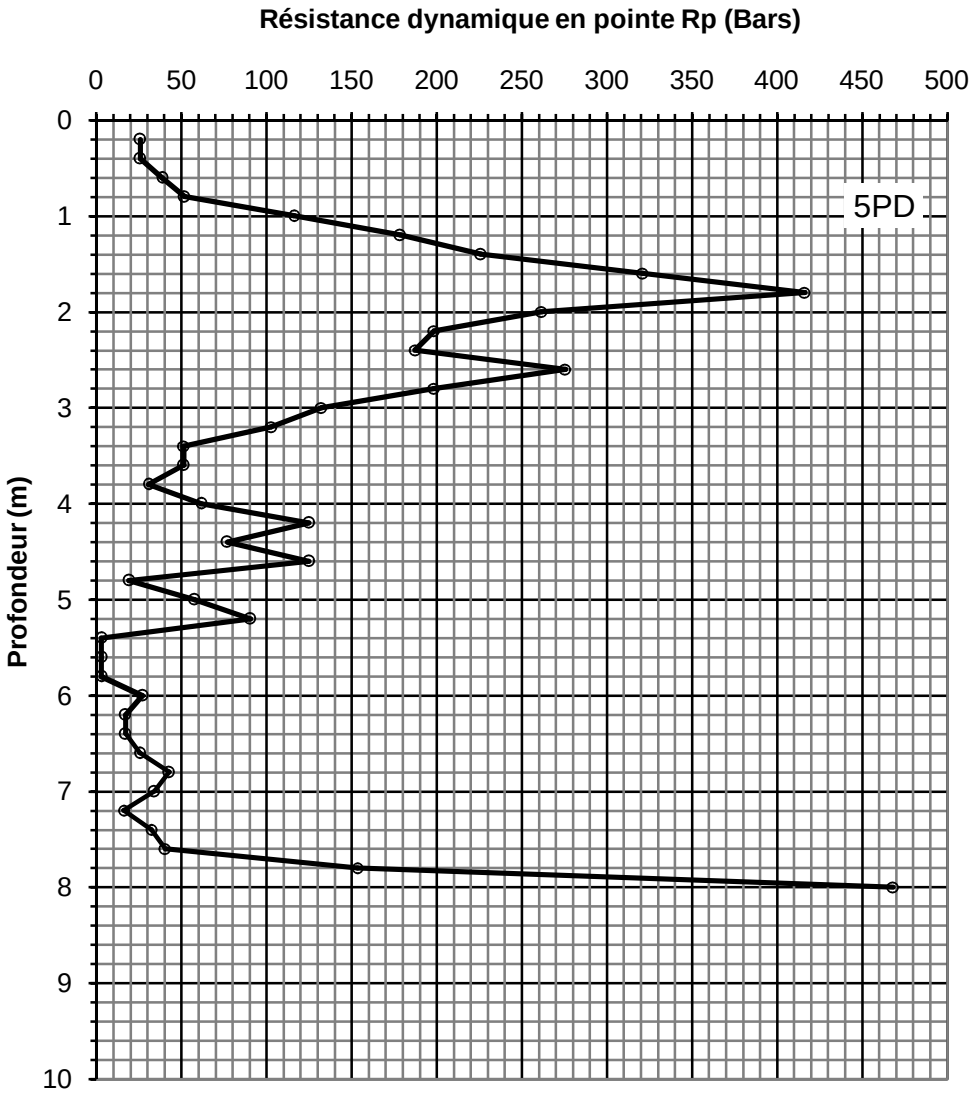
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD5** Date : **20/02/2010**	Refus : 8.00 m



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

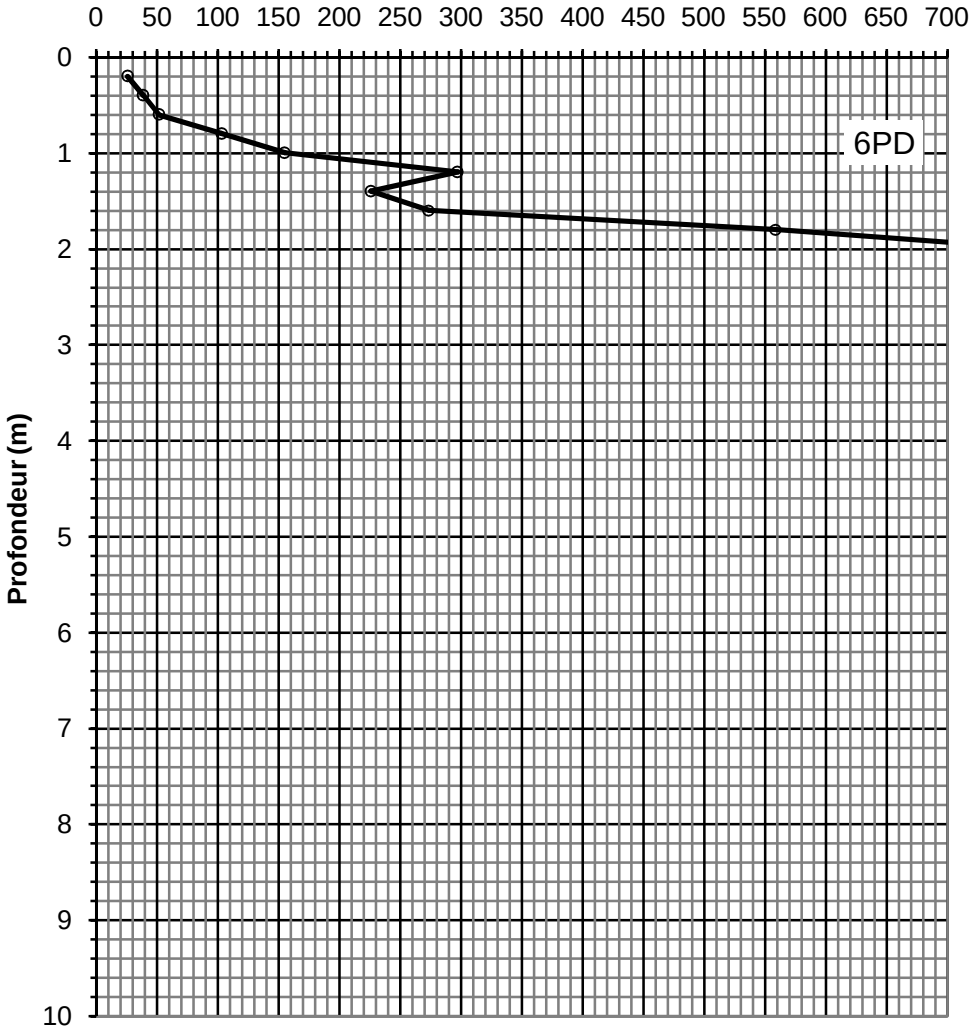
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD6** Date : **19/02/2010**	Refus : 2.00 m

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

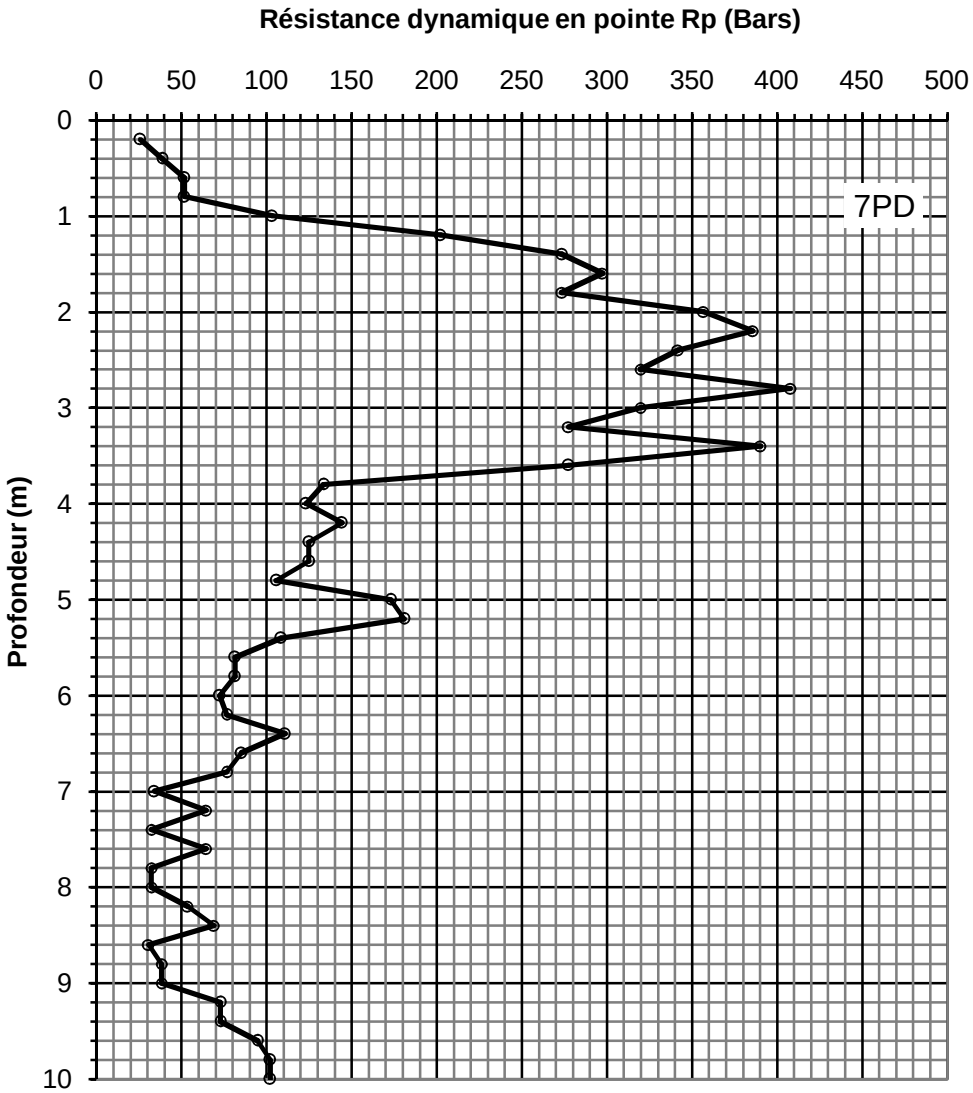
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD7** Date : **20/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

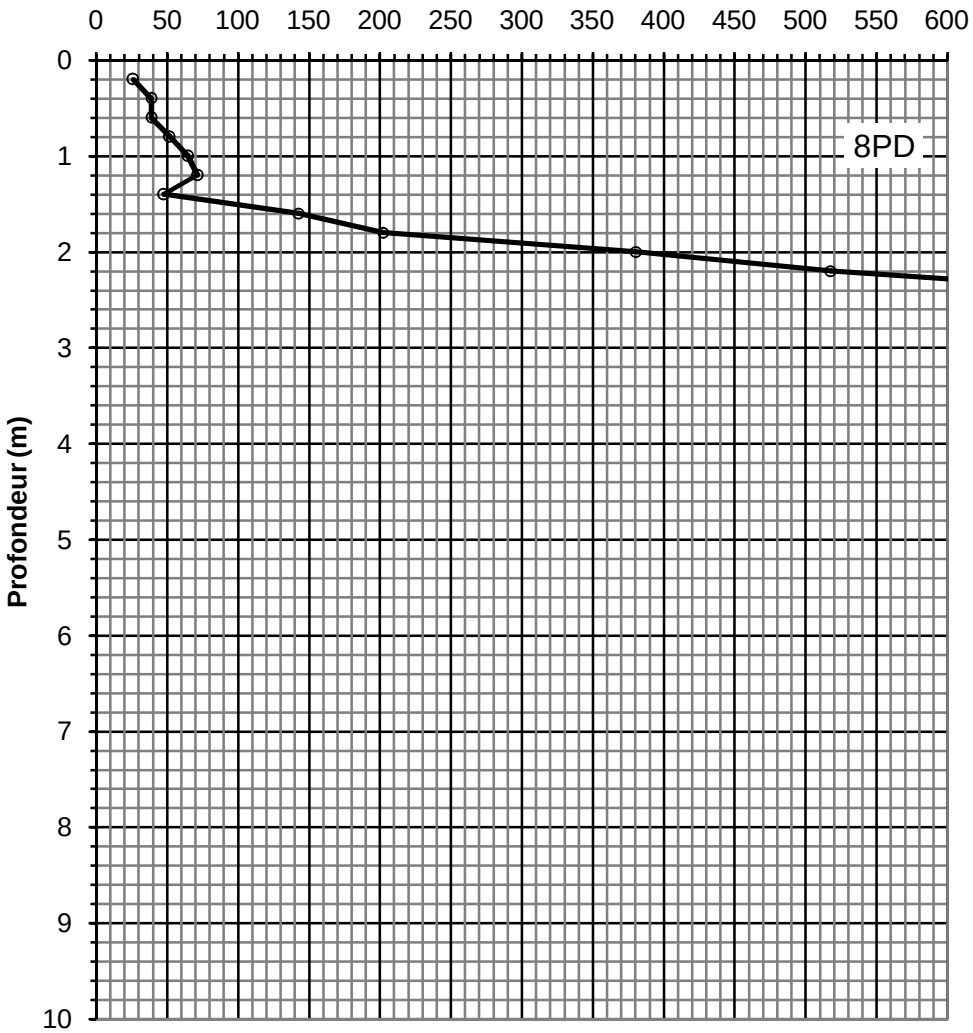
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD8** Date : **20/02/2010**	Refus : 2.30 m

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

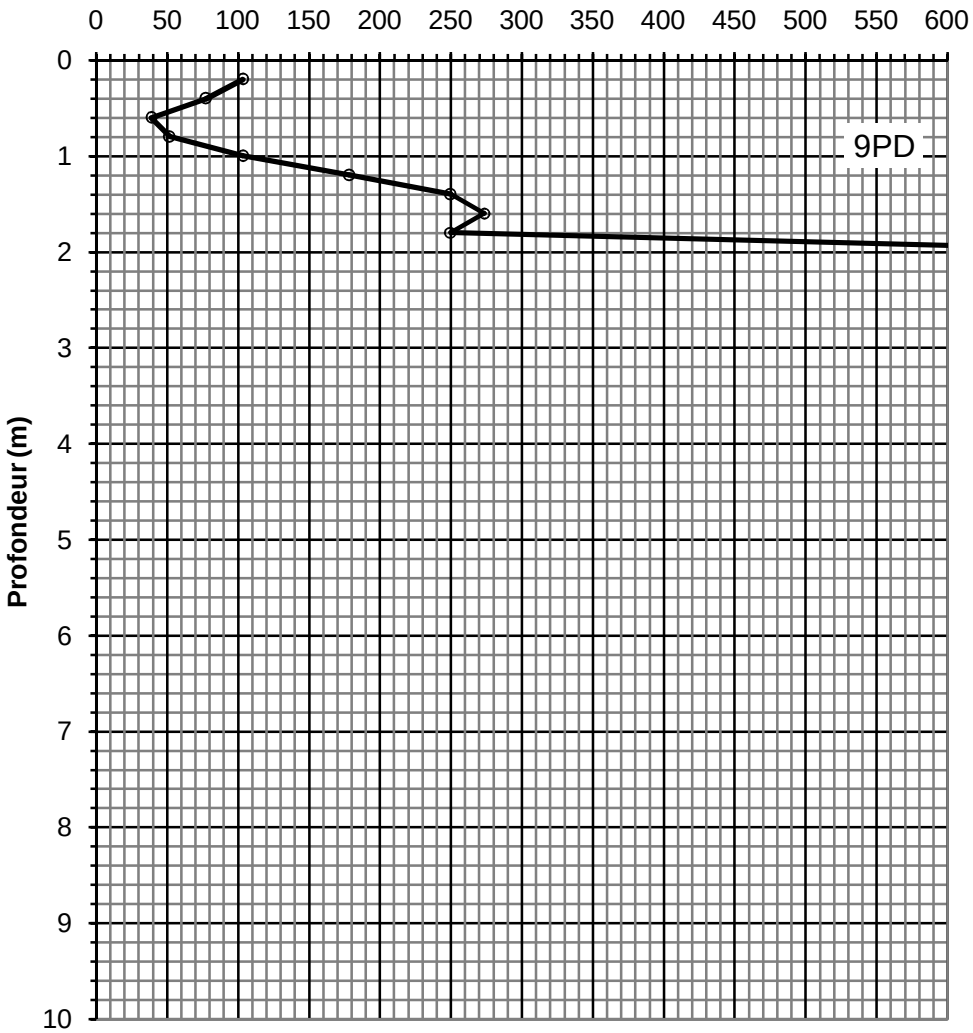
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD9** Date : **20/02/2010**	Refus : 2.00 m

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	Lieu : Oran

ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

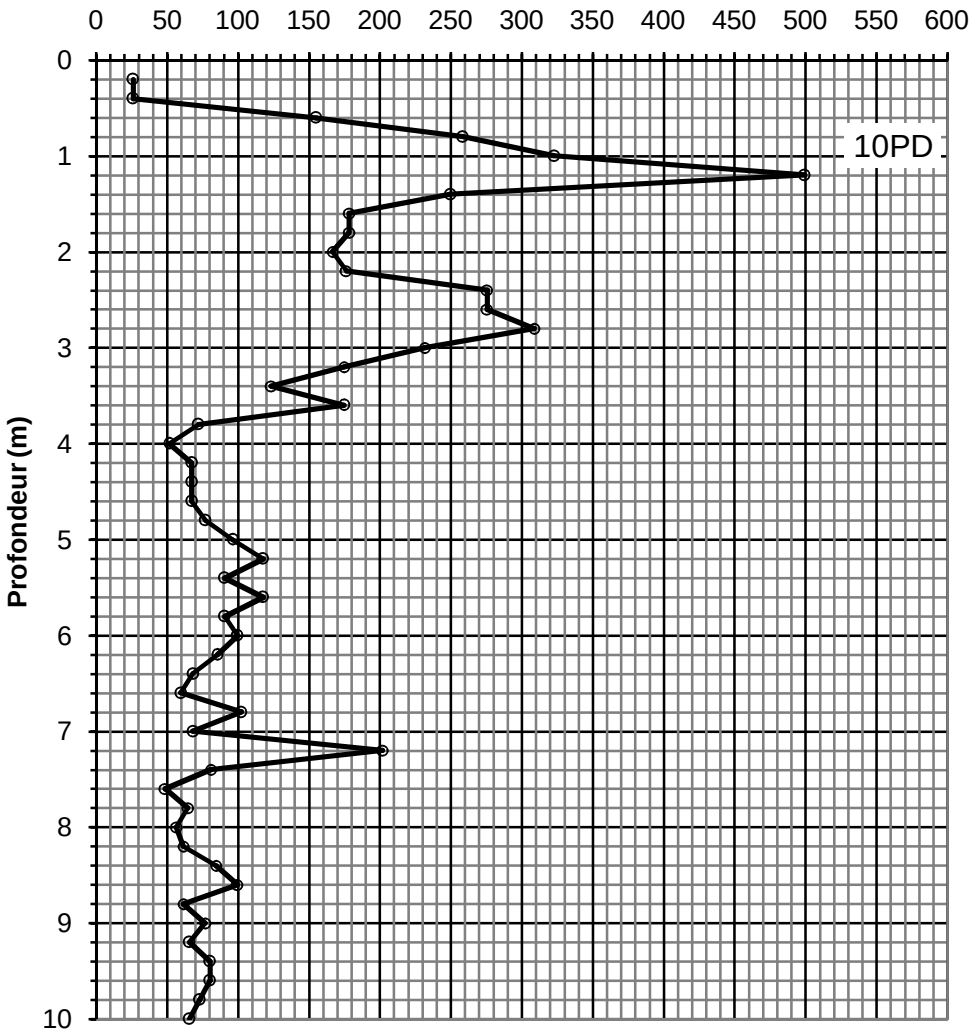
Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD10** Date : **19/02/2010**	Refus :

Résistance dynamique en pointe Rp (Bars)



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

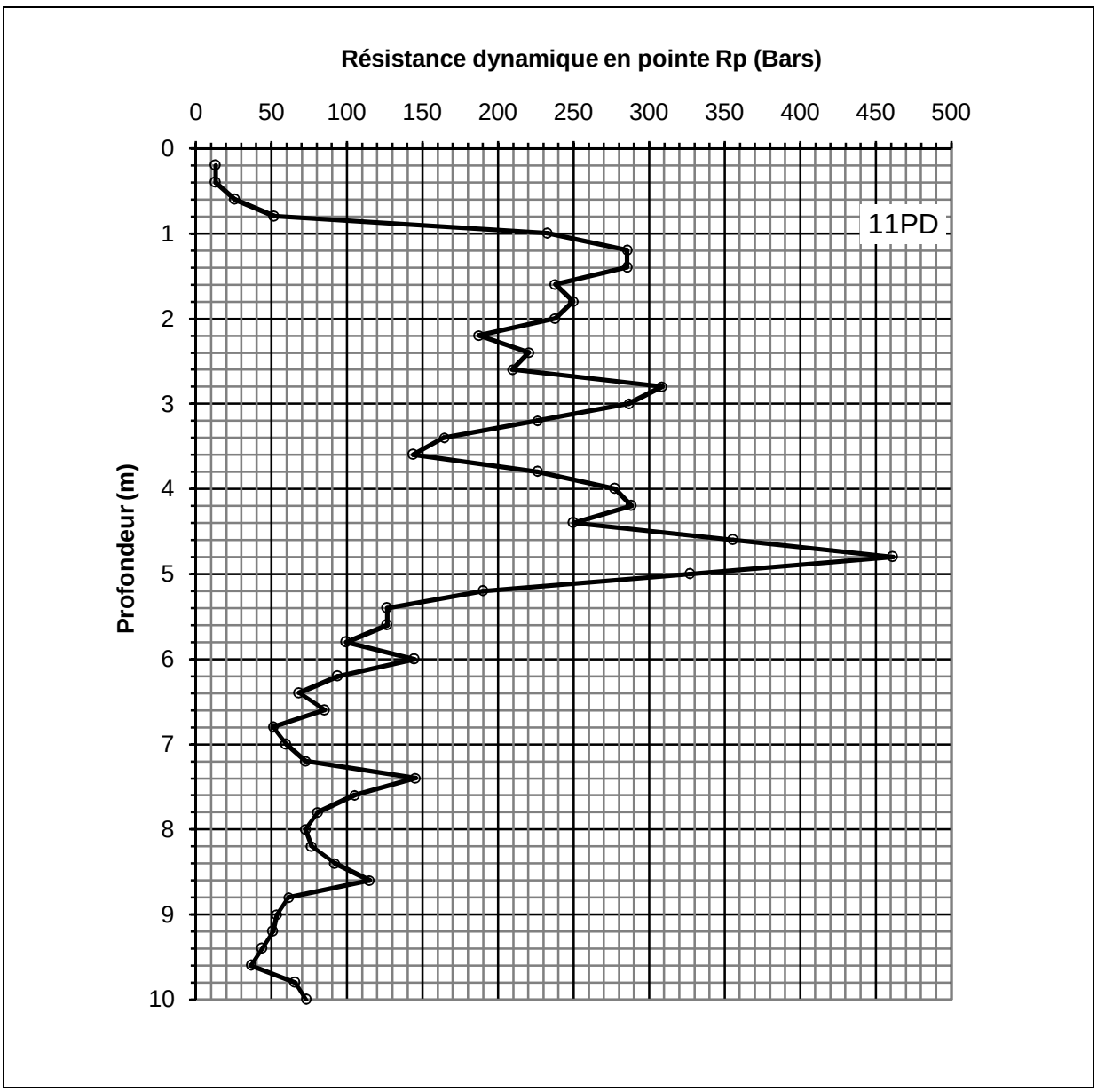
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD11** Date : **19/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

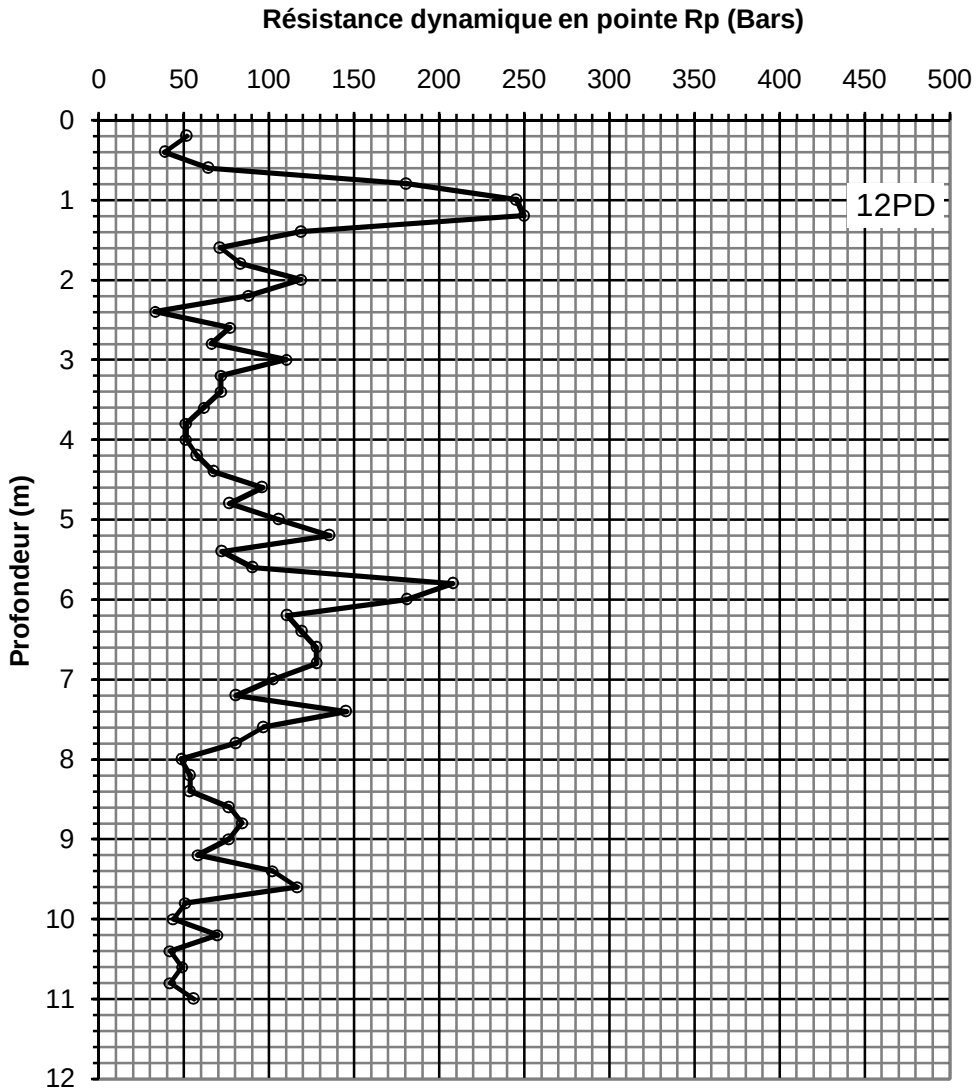
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD12** Date : **20/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

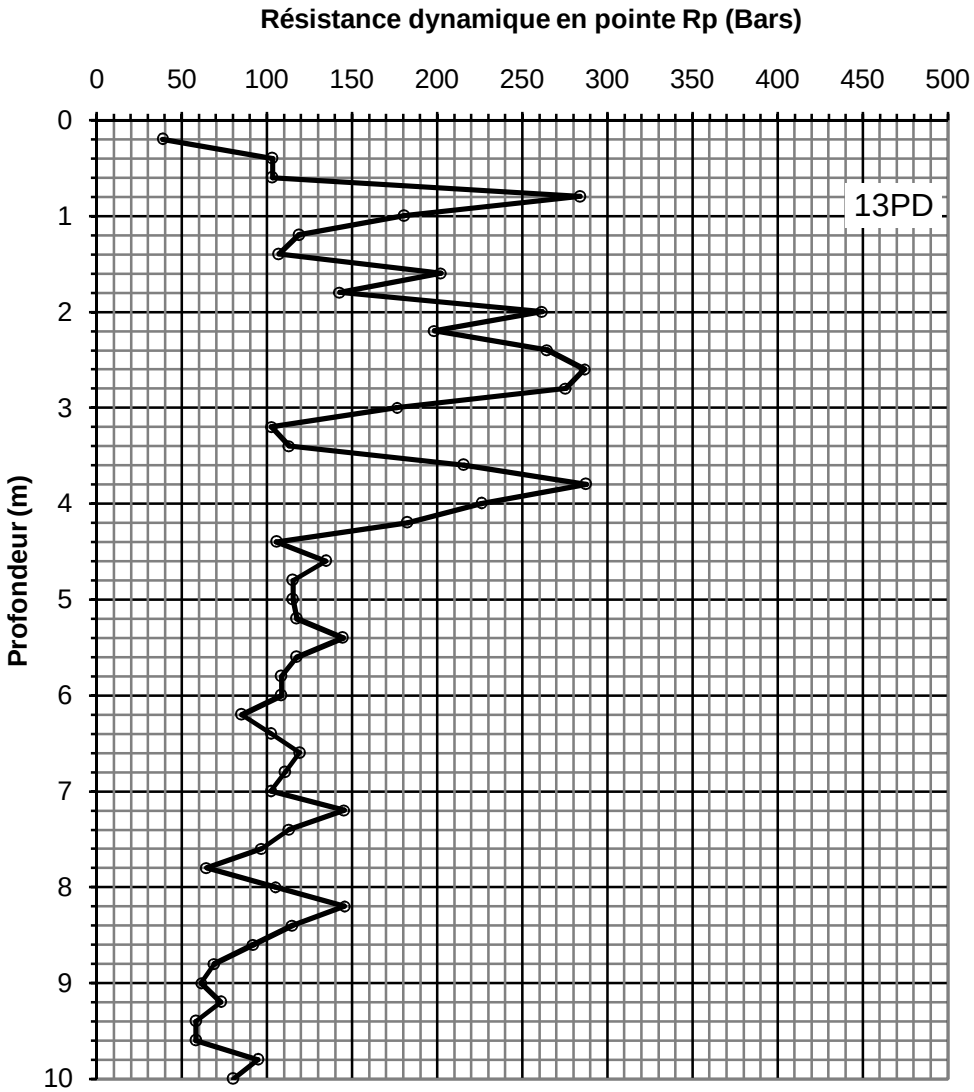
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD13** Date : **21/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

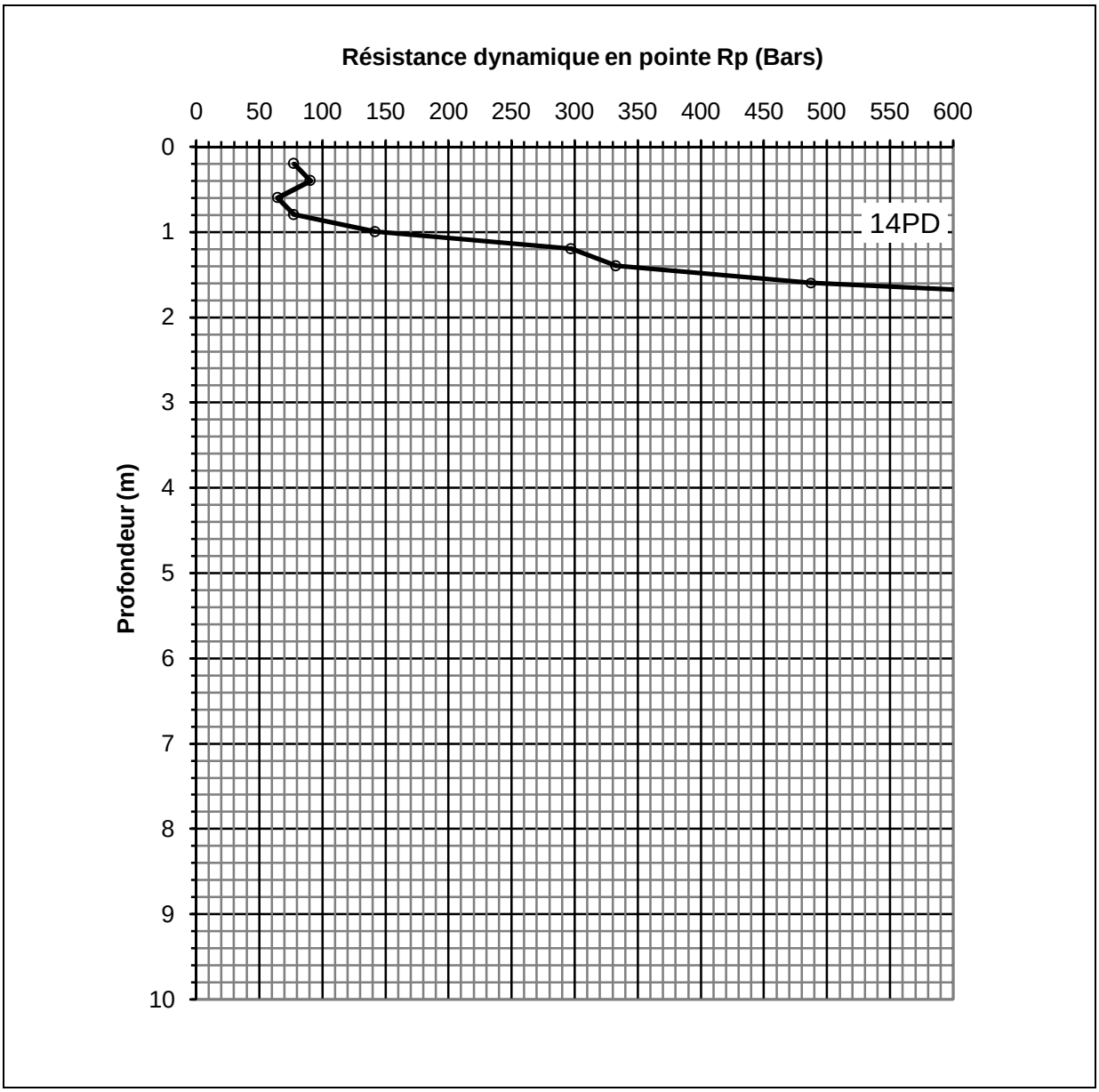
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD14** Date : **21/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

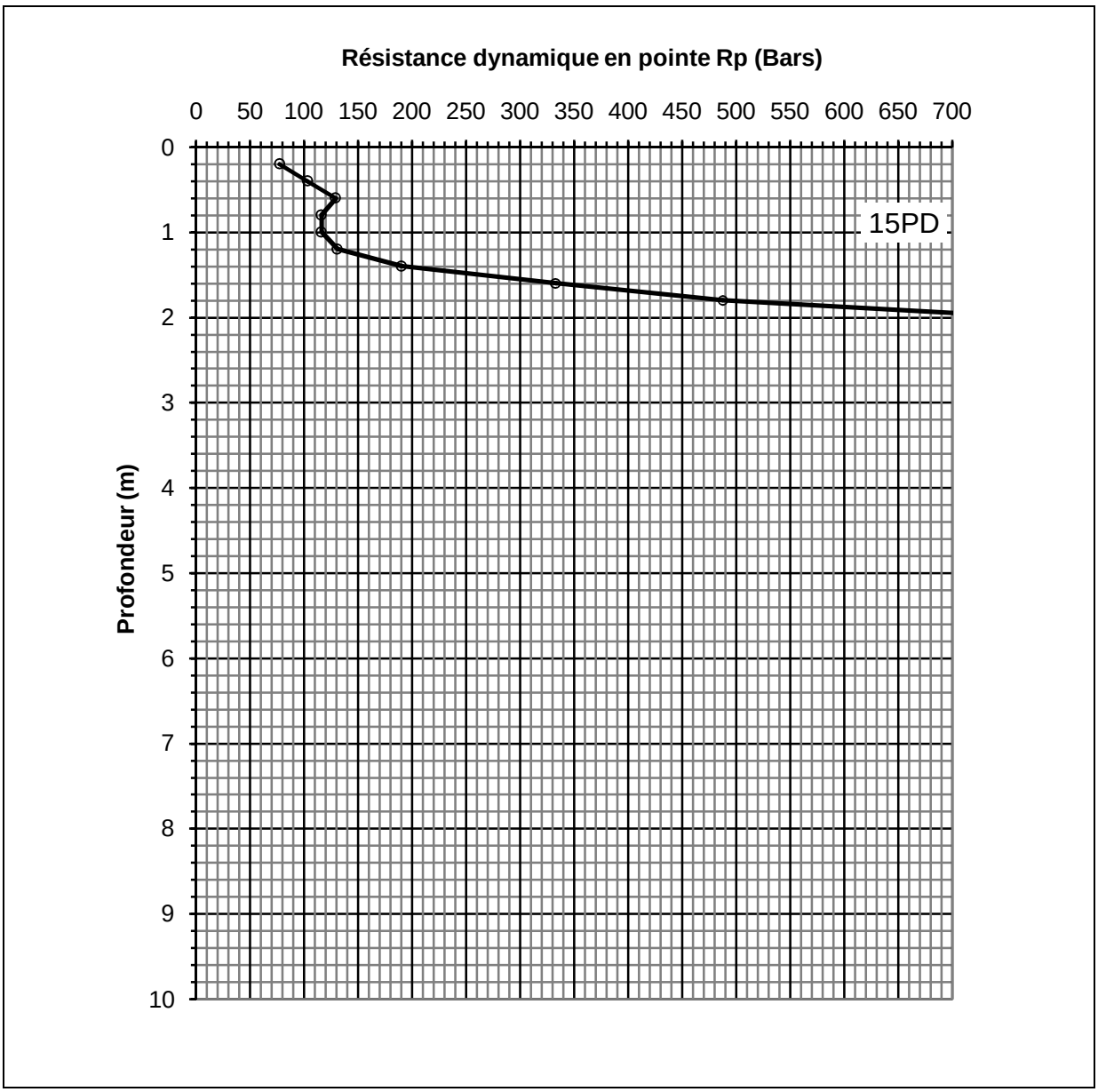
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD15** Date : **20/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

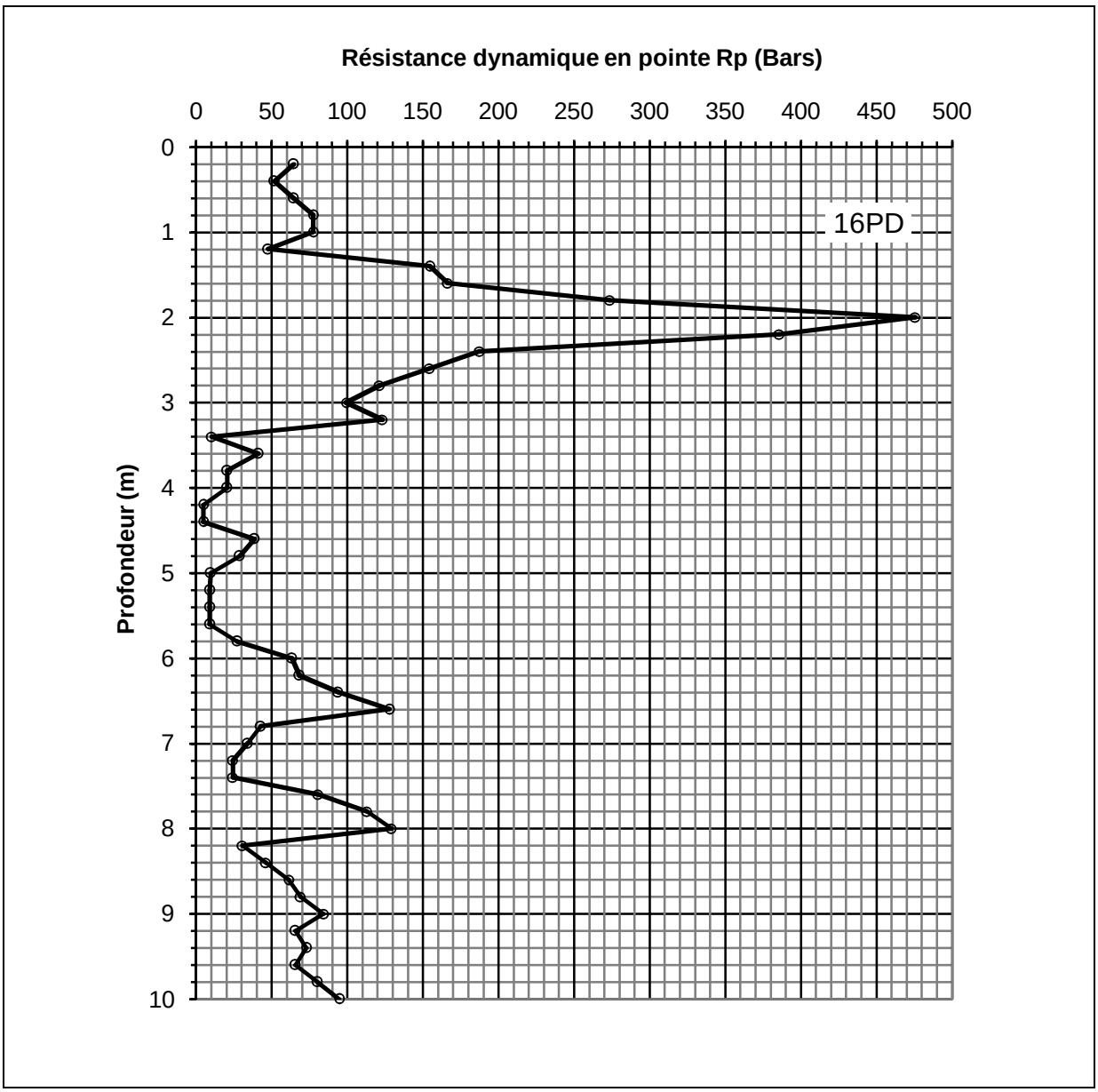
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD16** Date : **21/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

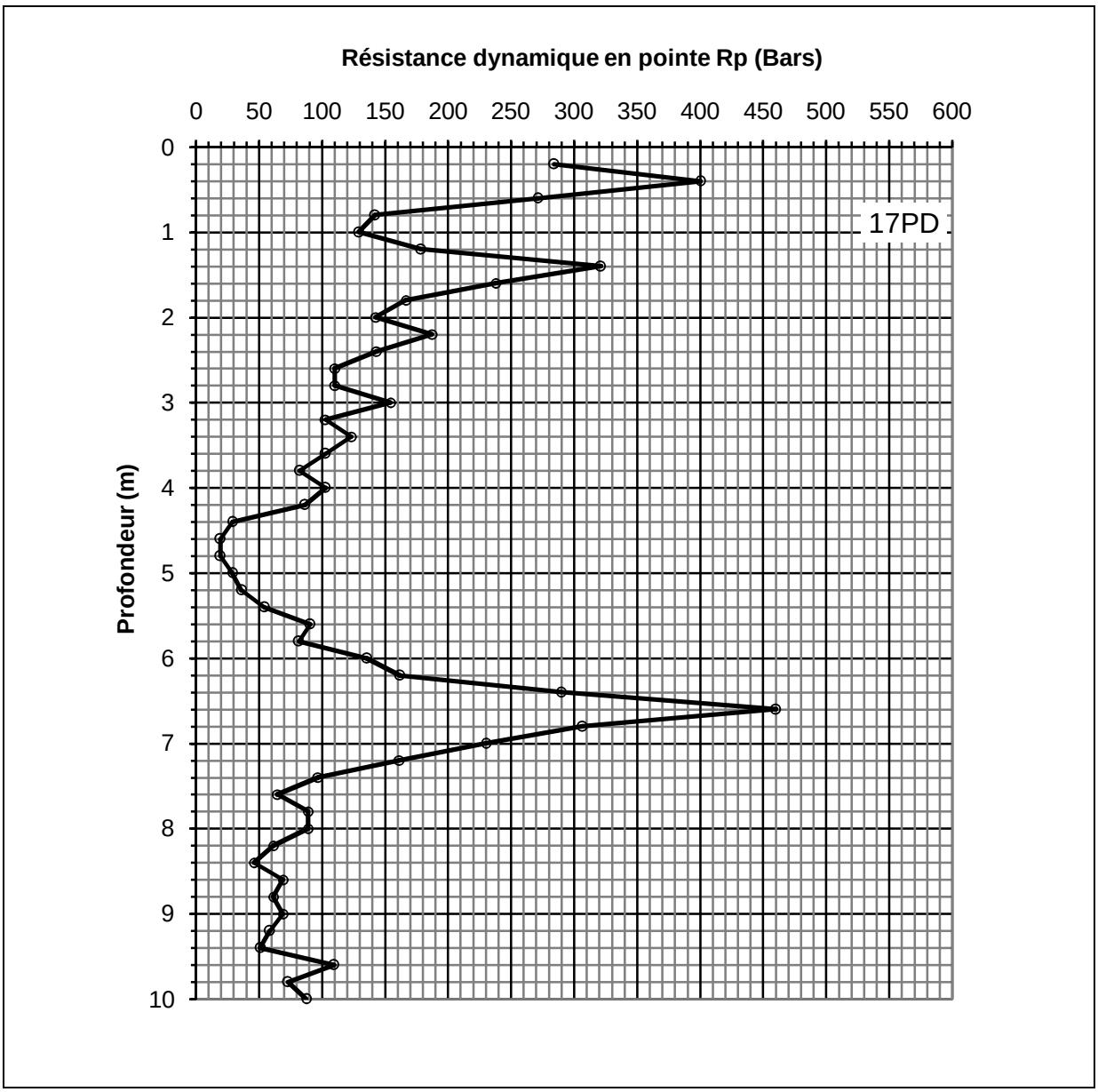
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD17** Date : **21/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

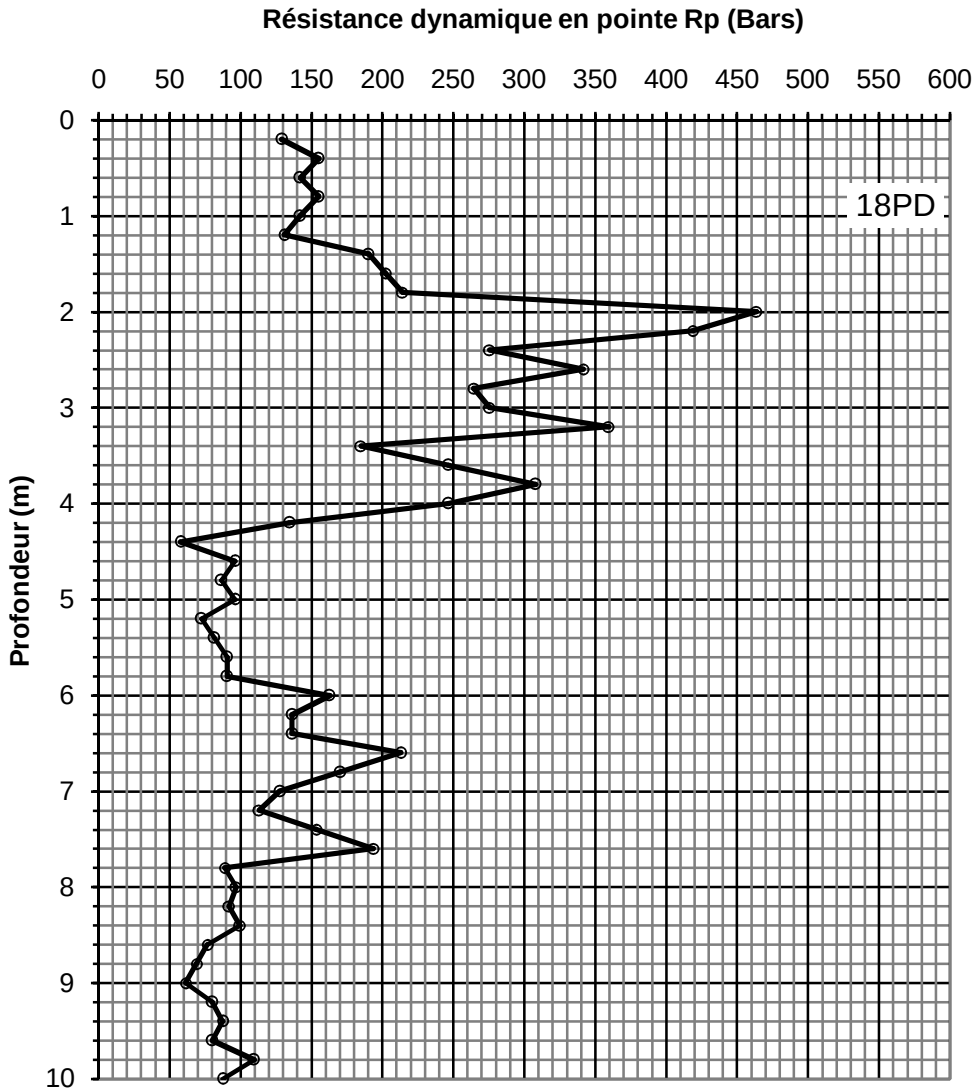
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD18** Date : **20/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

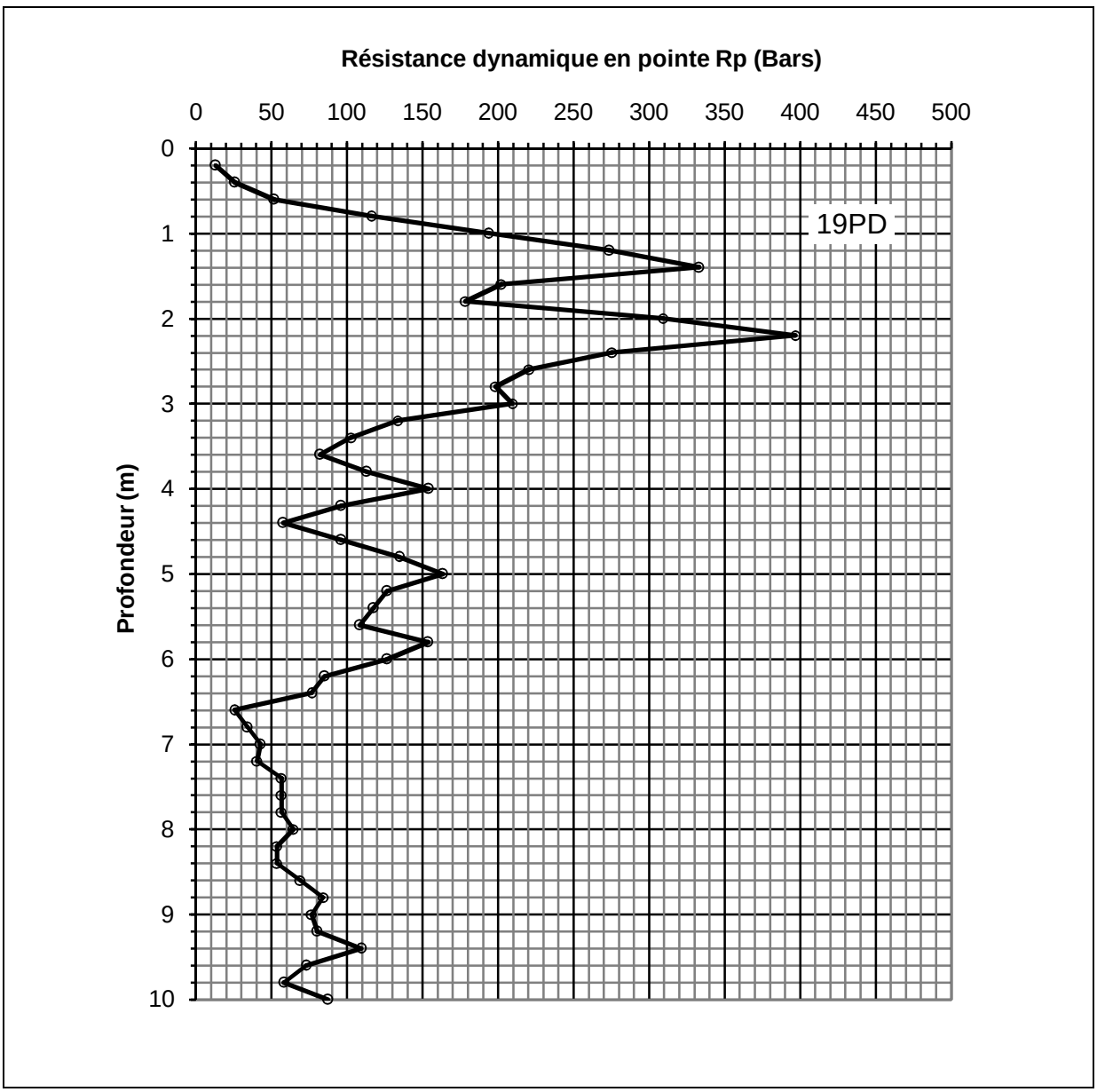
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD19** Date : **22/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

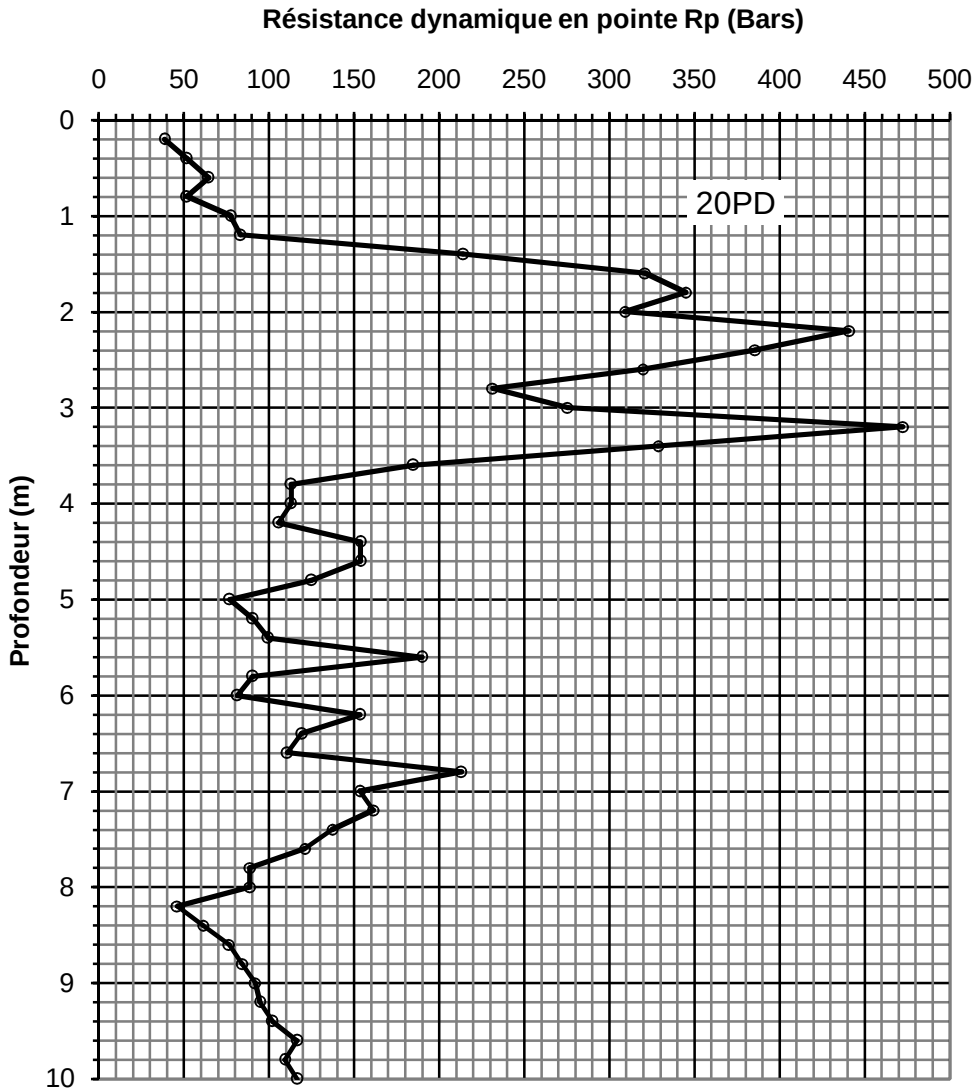
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD20** Date : **21/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

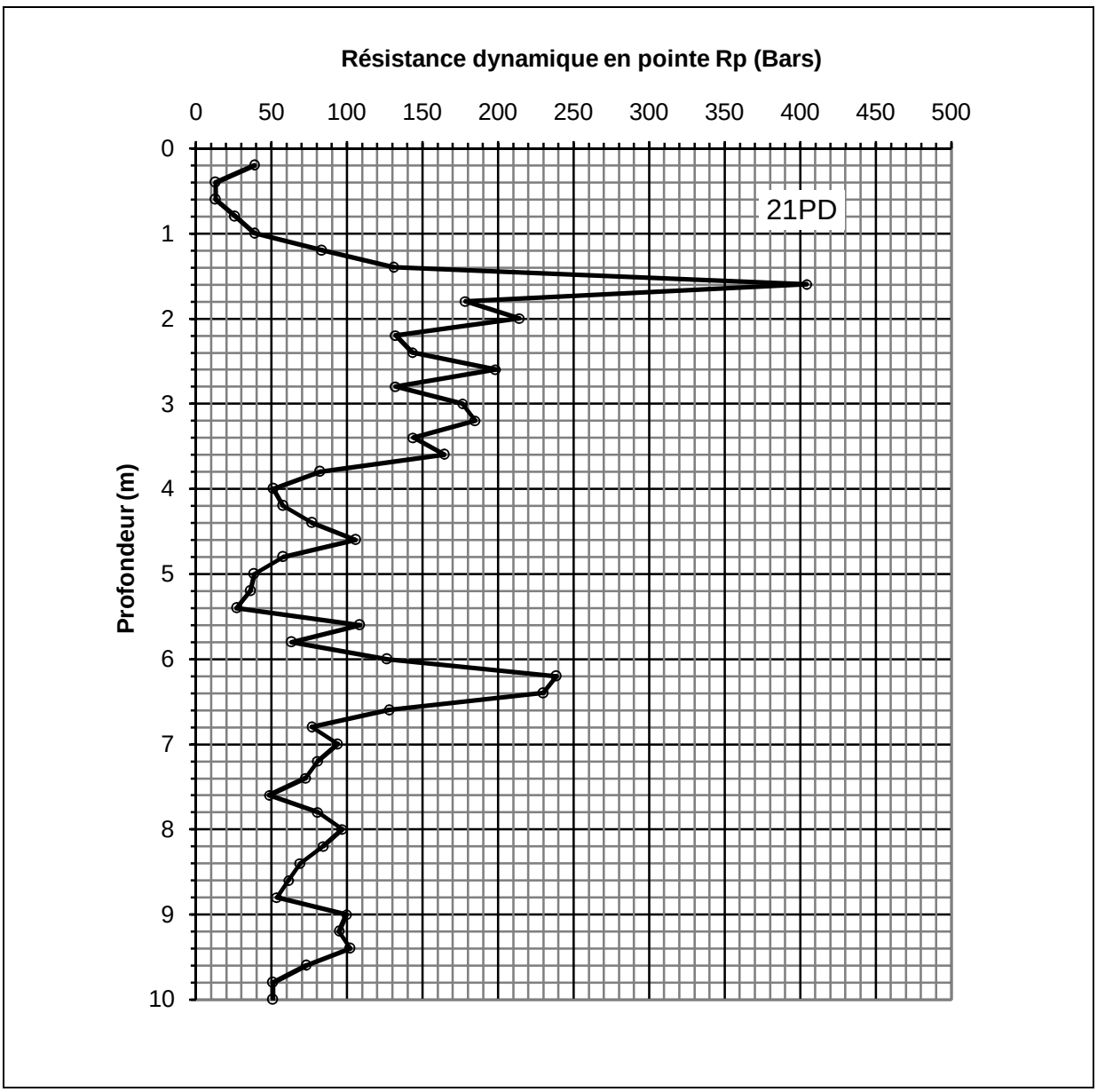
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD21** Date : **21/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec **Lieu : Oran**

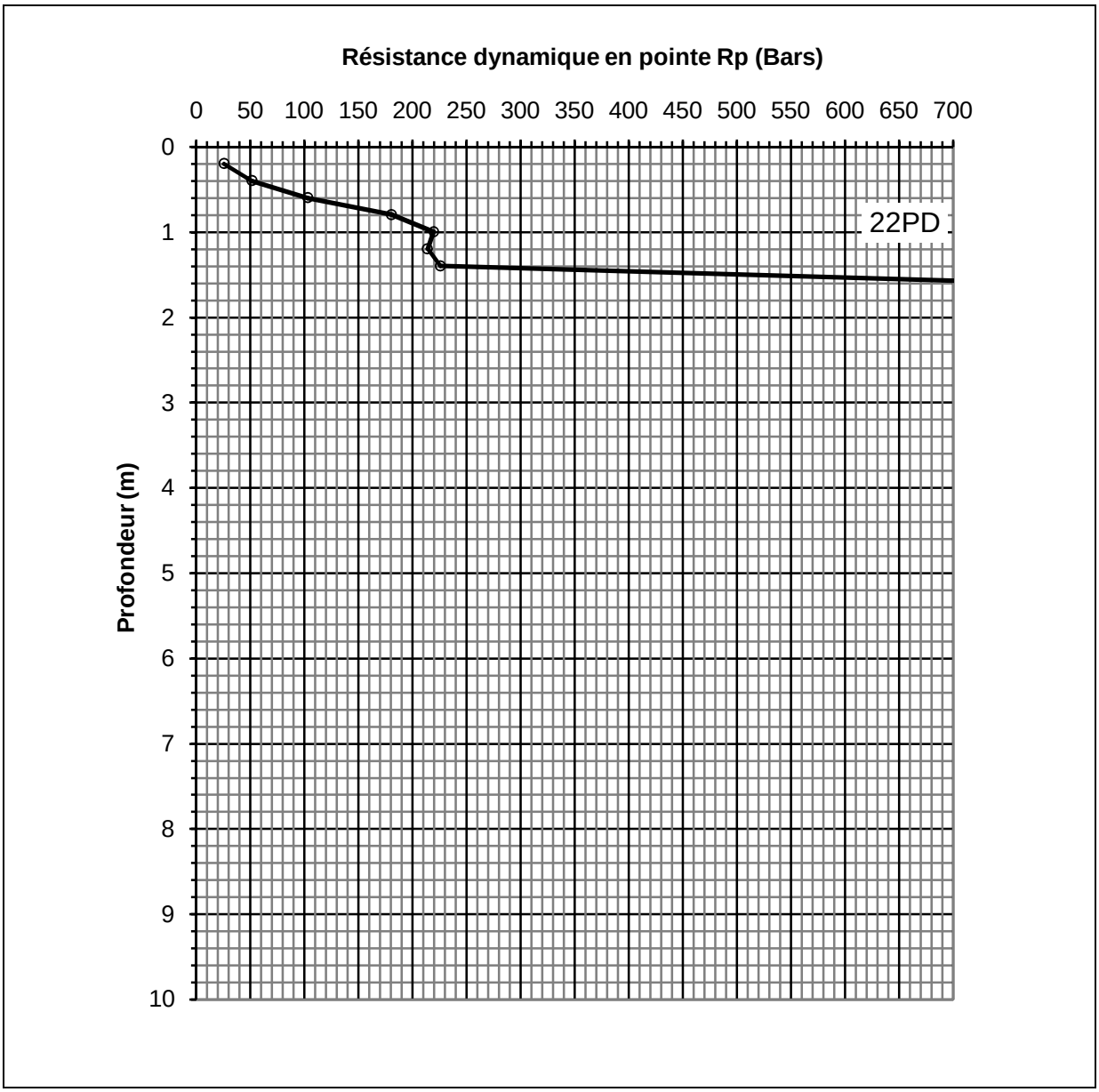
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD22** Date : **22/02/2010**	Refus : 1.60 m



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

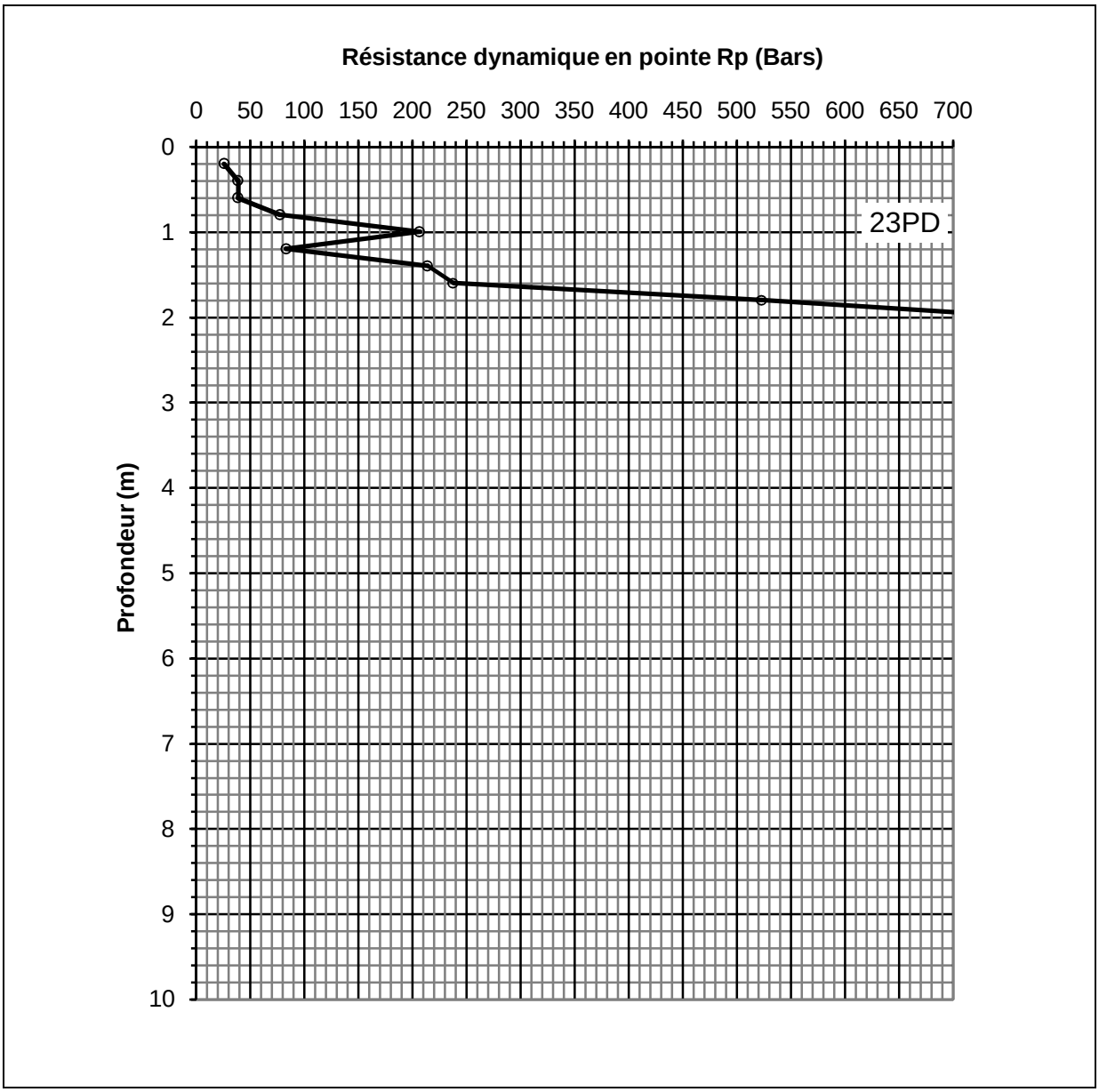
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD23** Date : **22/02/2010**	Refus : 2.00 m



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

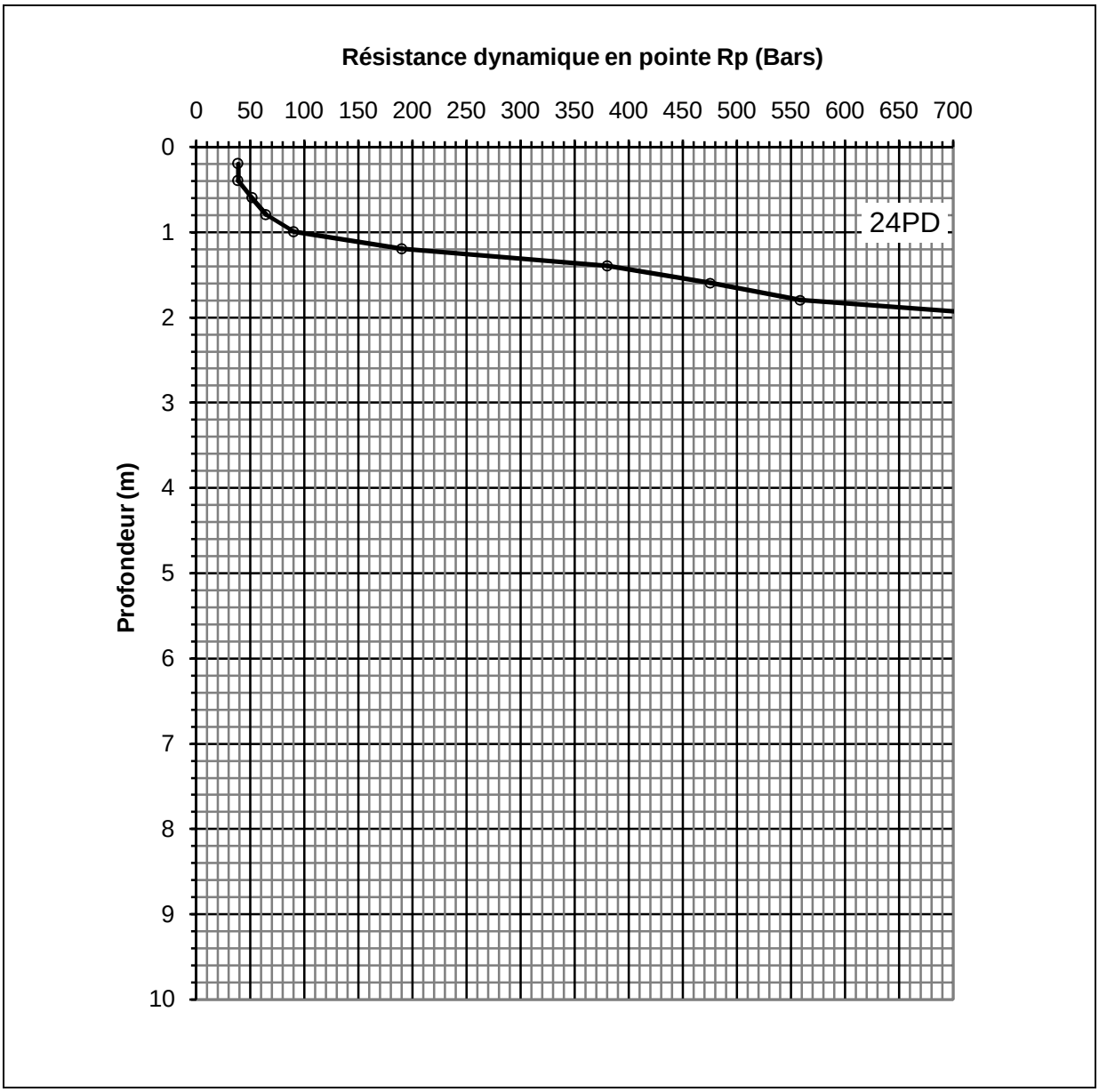
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD24** Date : **22/02/2010**	Refus : 2.00 m



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

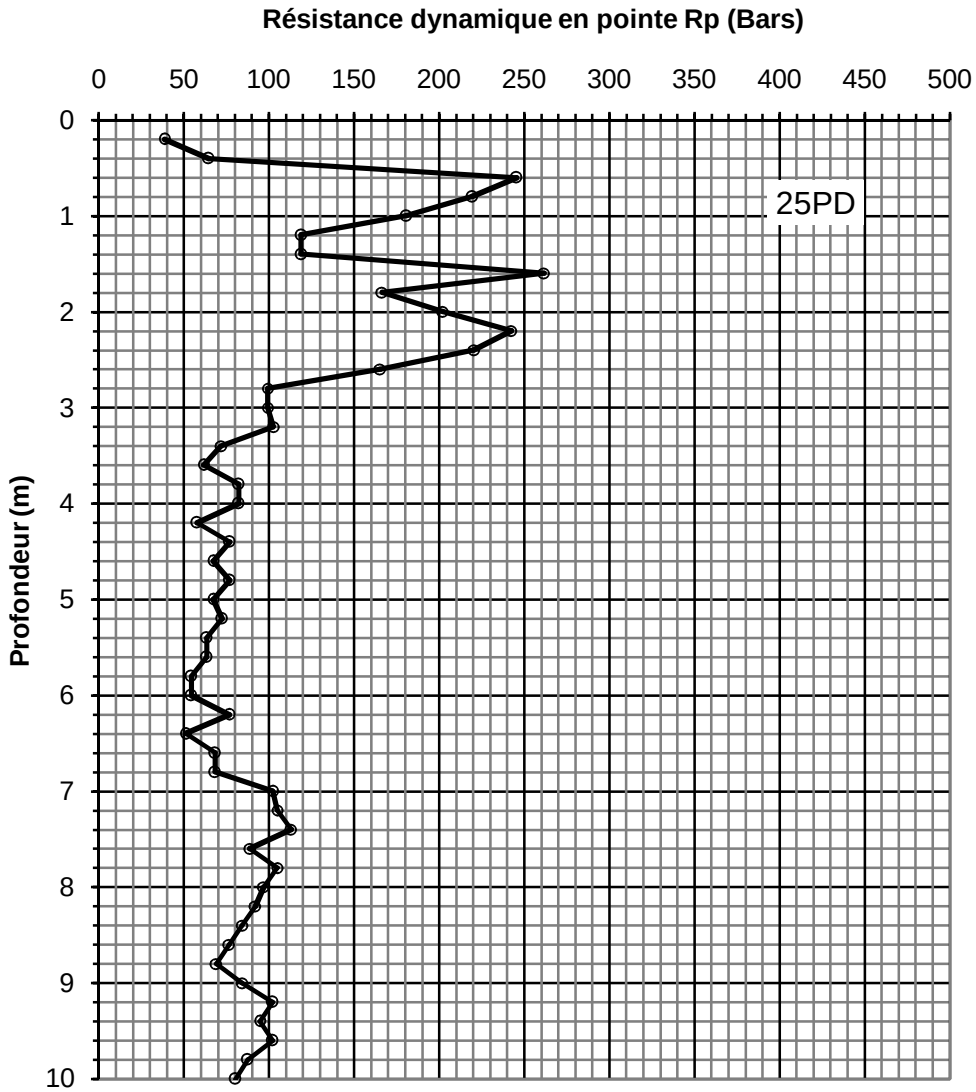
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD25** Date : **22/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

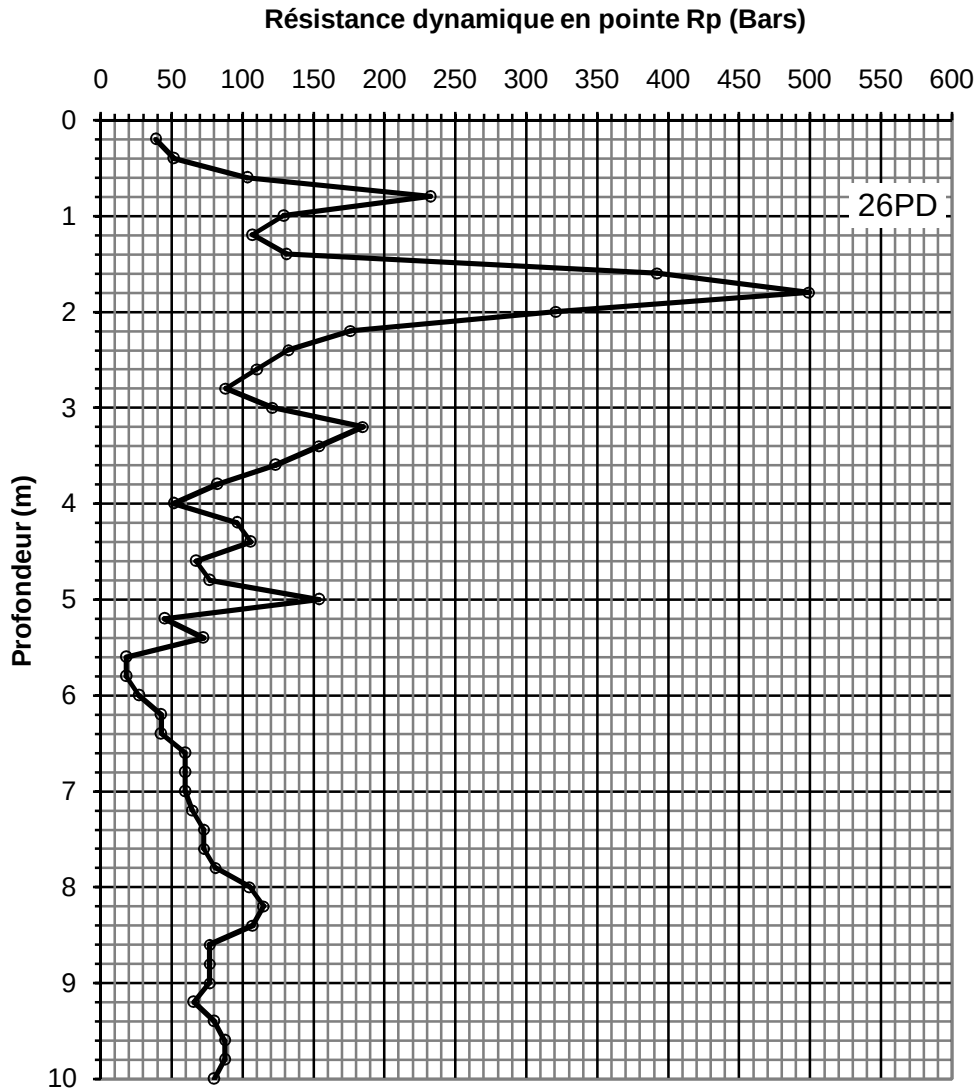
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD26** Date : **22/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

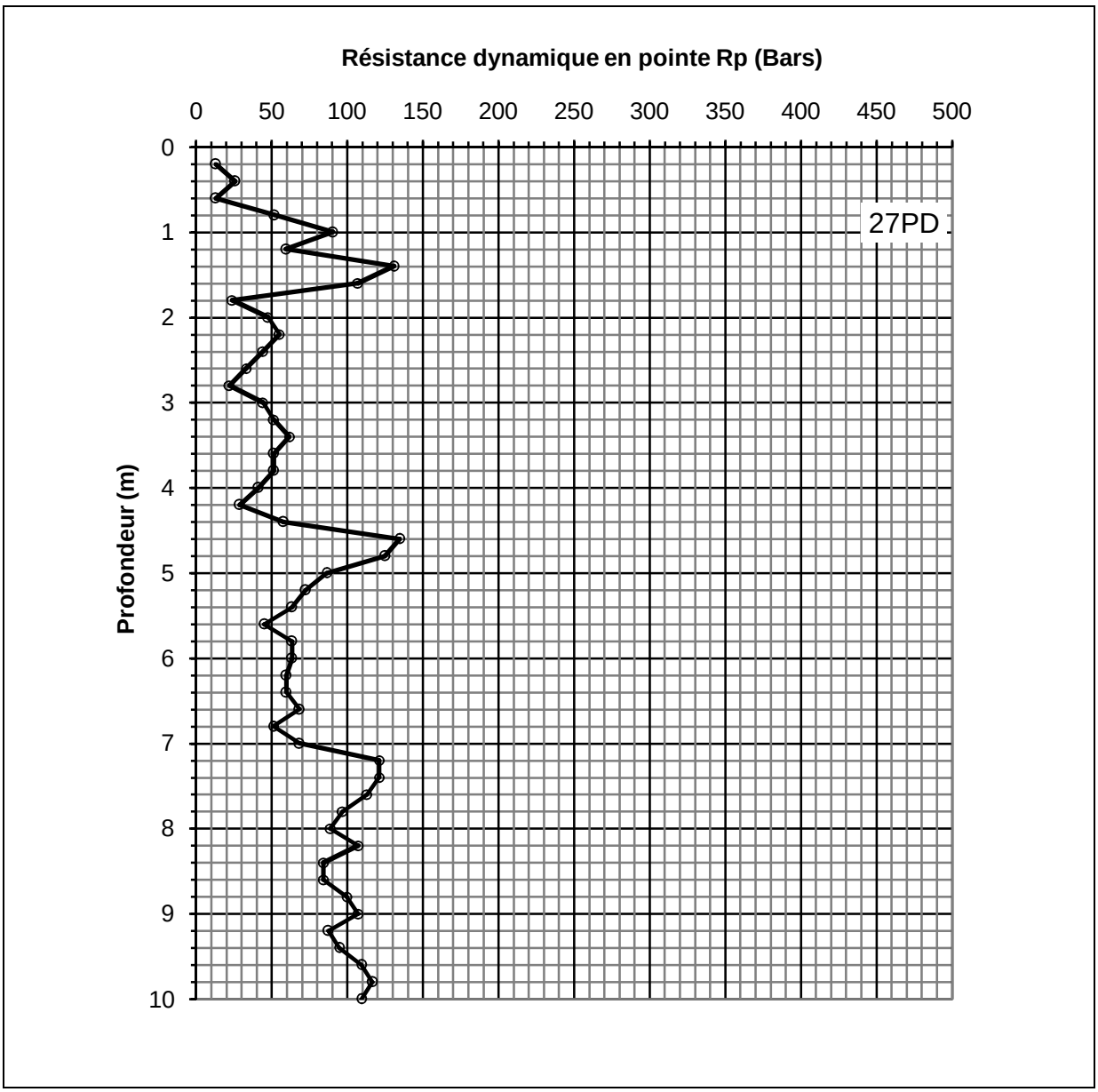
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD27** Date : **22/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

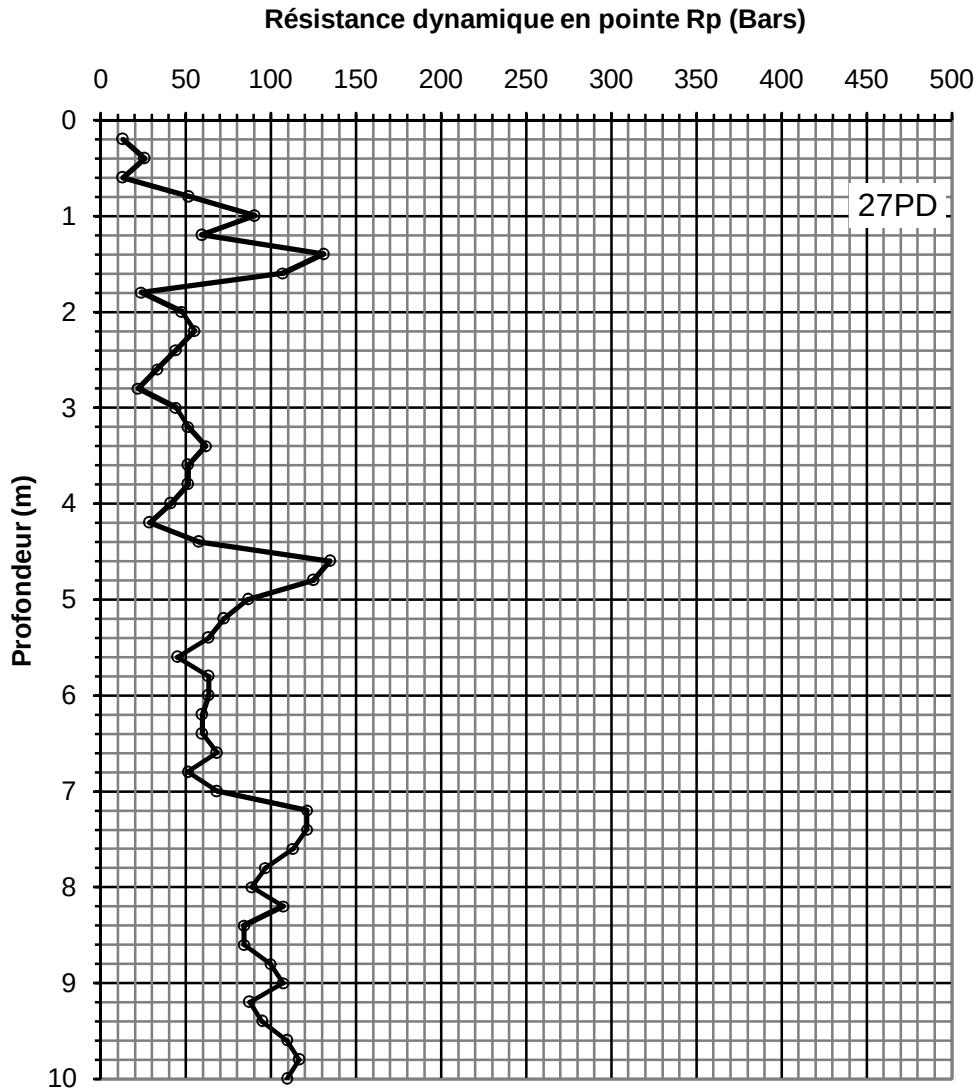
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD27** Date : **22/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

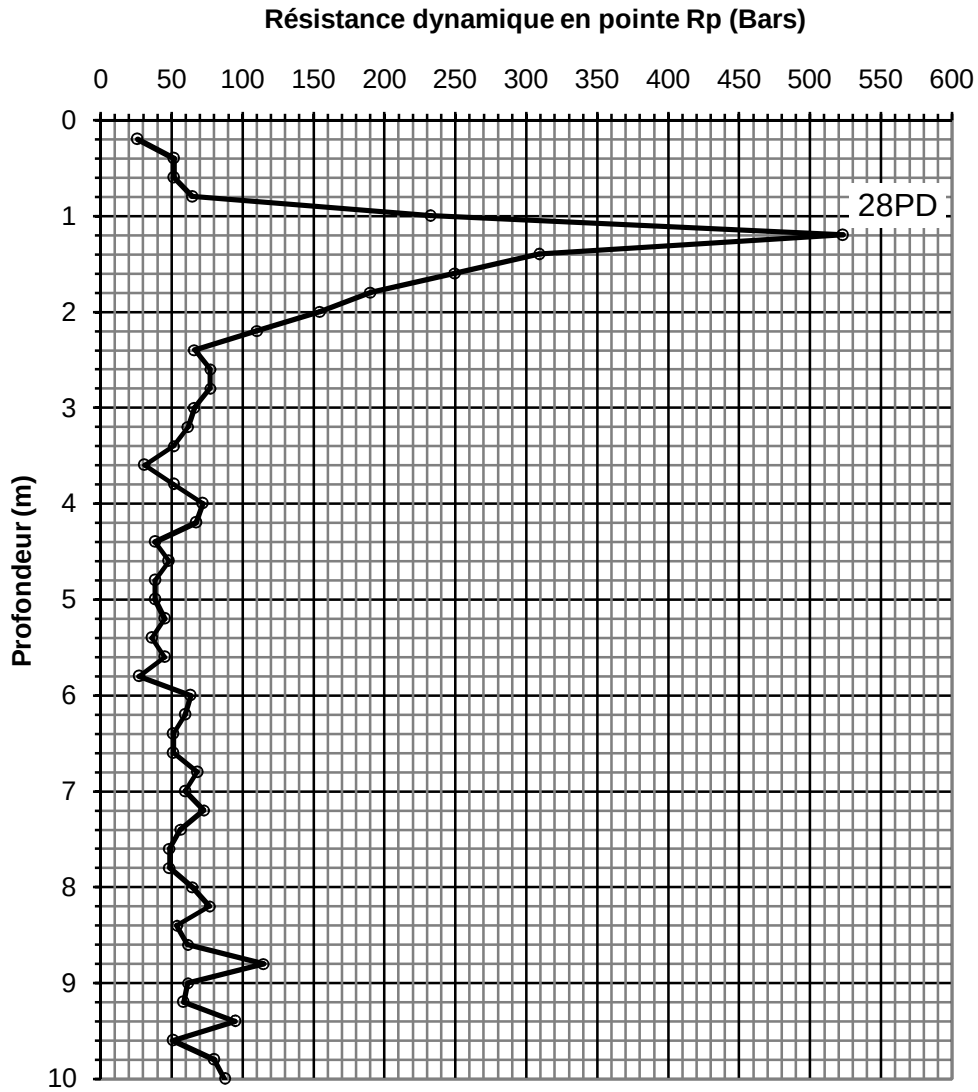
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD28** Date : **19/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec	**Lieu : Oran**

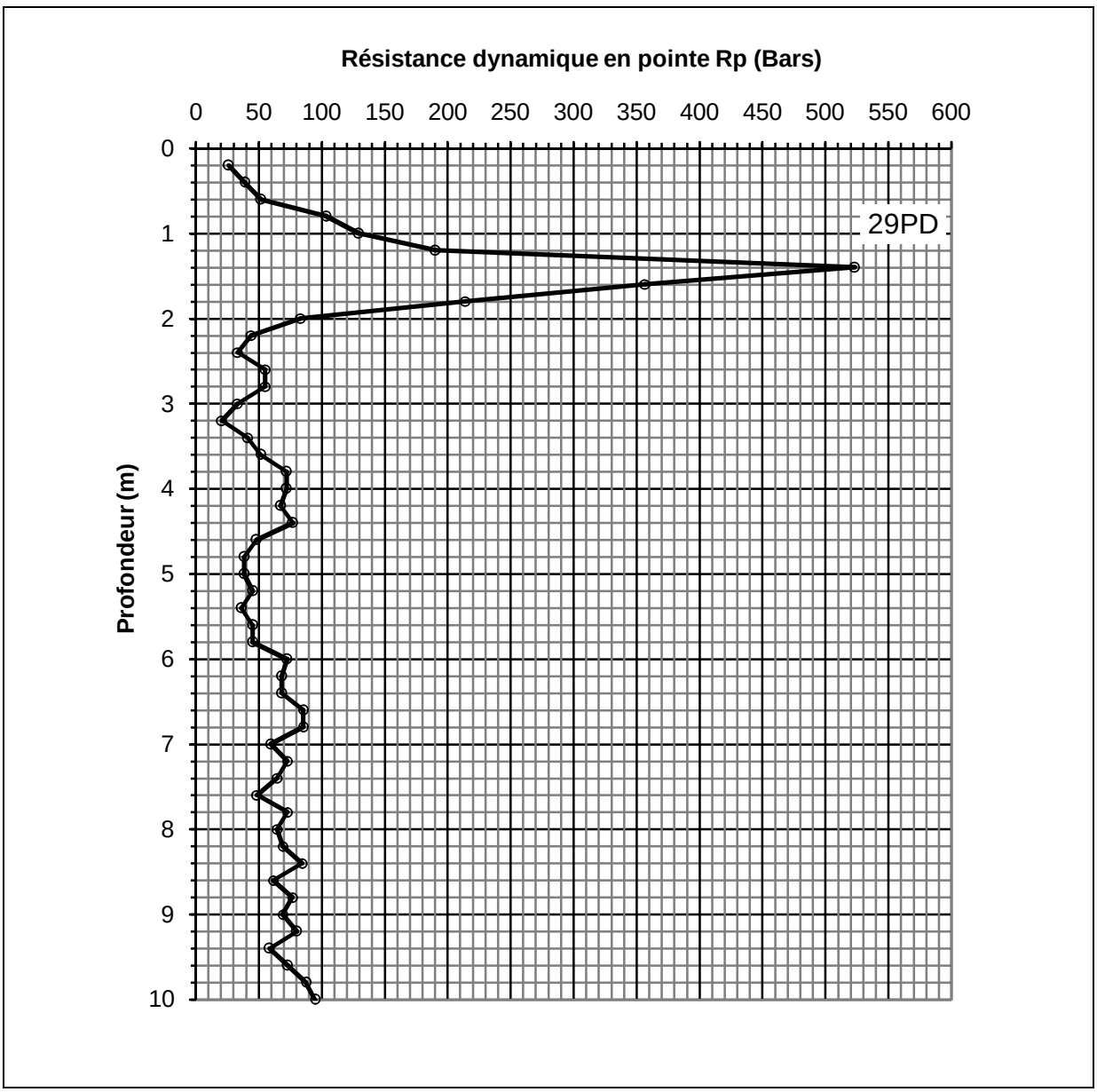
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD29** Date : **19/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com

Projet : Port Sec **Lieu : Oran**

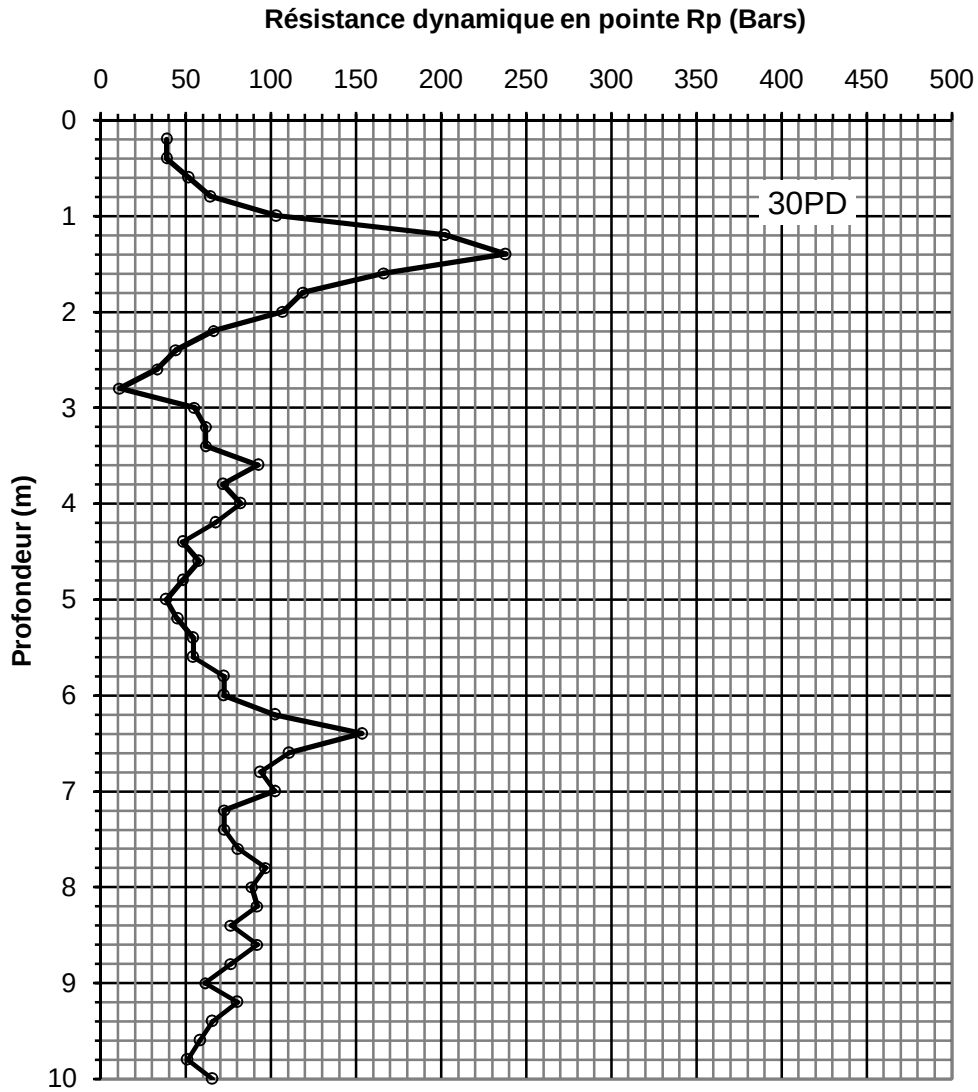
ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD NORMALISE

Type GEOTOOL LMSR-SPT/Vk

Masse du mouton : M = 63.5 kg Hauteur de chute : H = 75 cm

Normes AFNOR P94-115-114 et XP P94-063

Sondage : **PD30** Date : **19/02/2010**	Refus :



PDF created with pdfFactory Pro trial version www.pdffactory.com