

*Les humains sur Terre dépendent de la capacité à  
surmonter les obstacles auxquels ils sont  
confrontés.*

*Parmi ces obstacles, celui de l'ingénieur en Génie  
Civil qui doit dimensionner les différentes  
structures tout en prenant en considération  
l'aspect économique et sécuritaire.*

## المخلص

هدف هذه المذكرة هو الدراسة الجيوتقنية لموقع لتشييد مصنع الورق ببوفاتيس ولاية وهران منحيث الجيولوجيا وعلم المناخ والجيومورفولوجيا والزلازل مع التطرق إلى النمذجة الجيوتقنية بواسطة، GEO5

ولتحقيق هذا الهدف قدمنا الاختبارات التي تم إجراؤها وقمنا بتحليل النتائج المتعلقة بالمشروع. تم اعتماد اختيار الأساس

الكلمات المفتاحية: الأساس، التجاربالمخبرية، الدراسة الجيوتقنية

## Résumé

L'objectif de ce mémoire est l'étude géotechnique d'un site destiné à recevoir la papeterie de Boufatis, dans la wilaya d'Oran, en termes deGéologie, climatologie, géomorphologie sismologique, en référence à la modélisation géotechnique. Nous utilisons le logiciel GEO5 pour réaliser notre étude. Nous avons présenté les tests qui ont été réalisés et nous avons analysé les résultats liés au projet. Un choix de fondation a été adopter

Mots clés : fondation, essais de laboratoire, étude géotechnique

## Abstract

The objective of this thesis is the geotechnical study of a site intended to receive the Boufatispaper machine, in the wilaya of Oran, in terms of geology, climatology, seismological geomorphology, with reference to geotechnical modeling. We use , GEO5 and software to carry out our study. We presented the tests that were carried out and weanalyzed the resultsrelated to the project.A choice of foundation has been adopted.

Keywords:foundation, laboratory tests, geotechnical study

## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions ALLAH qui nous a donné la santé et la volonté pour terminer ce modeste travail de fin d'étude.

Nous remercions vivement, nos encadreurs, Mme **HALFAYA Fatma Zohra** et Mr **SOULLAH Alipour** l'aide précieuse qu'ils nous ont offert dans l'élaboration de ce travail.

Par ailleurs nous remercions les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail

Sans oubli de remercier chaque professeur de la spécialité géotechnique qui a donné une main aidante.

Nous tenons à remercier chaleureusement nos chers parents, nos familles, et tous nos camarades de la promotion géotechnique 2021/2022

*Merci a tous*



*Dédicace*

*Ce travail est dédié à :*

*L'amour d'Allah, mon Créateur et mon Maître, Mon grand professeur  
Et messager, Mohammed (Sala Allah aalayhi Wa Salam),  
Qui nous a enseigné le but de la vie.*

*A ma très chère mère*

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier  
Comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me  
Guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force  
Pour affronter les différents obstacles.*


*A mon très cher père*

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.  
Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

*A mes très chers frères et sœurs Faiza, Linda, Hanane, Noureddine,  
Aziz et sa femme, Puisse Dieu vous donné santé et bonheur.*

*À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma vie*

*Karima*





## *DÉDICACES*

*Ce travail est dédié :*

*À mes parents que j'aime beaucoup et qui m'ont soutenu  
Tout au long de mon parcours universitaire, c'est principalement  
Pour eux que je fournissais plus d'effort pour réussir.*

*Merci pour tout que Dieu vous garde pour moi*

*À mes chers frères et ma chère sœur*

*À mes amis les plus proches.*

*À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma vie*

*Feriel*



## TABLE DE MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

REMERCIEMENTS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABL

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE.....1

### CHAPITRE I : Généralité sur la région d étude

I.1 Introduction.....3

I.2. Géologie d’Oran [2] .....4

I.3. Géologie locale [3] .....8

I.4 Géomorphologique.....11

I.5 Climat de Boufatis.....13

I.6 Tectonique active de la région Nord-Algérienne.....15

    II.6.1. Sismicité de la région [9] .....15

    I.6.2. La sismologie d’Oran [9].....17

    I.6.3 Faille de la Sebkha nord (F4). [9]..... 19

    I.6.4 Faille de la Sebkha sud (F5) [9].....19

    I.6.5. Incertitude relative au risque sismique.....20

    I.6.6 Région locale.....23

I.7. Conclusion.....24

## **CHAPITRE II : Description de projet**

II.1 Introduction.....	25
II.2 Présentation de la ville Boufatis.....	25
II.3 Reconnaissance du site.....	27
II.3.1 Présentation de la zone d'étude.....	27
II.4 Description général du projet de construction.....	29
II.5 Description de bâtiment du machine.....	29
II.6 Machine à papier PM1 et Préparation de la pâte OCC.....	30
II.7 Dimensions et surfaces générales.....	32
II.8 Conclusion.....	33

## **CHAPITRE III : Synthèse et modélisation géotechnique de site d'étude**

III.1 Introduction.....	34
III.2 Sondage géotechnique.....	34
III.3 Les essais in situ.....	34
III.4 Les essais en laboratoire.....	34
III.5 Présentation du Programme des investigations.....	35
III.6 Présentation des résultats d'investigations.....	37
III.6.1 Sondages carottés.....	38
III.6.2 Sondages pressiométriques.....	40
III.6.3 Essais SPT.....	42
III.6.4 Essais au Pénétrömètre dynamique Lourd PDL.....	44
III.7 Travaux géophysiques.....	46
III.7.1 Sismique réfraction.....	46
III.7.2 Down-Hole.....	48

III.8 Essais en laboratoire.....	49
III.8.1 Les caractéristiques physiques du sol .....	49
III 8.2 Les caractéristiques mécaniques du sol.....	52
III.8.3 Essai œnométrique.....	54
III.9 La modélisation par Geo5.....	55
III.9.1 Présentation de logiciel Geo5.....	55
III.9.2 Présentation de l'étude.....	56
III.10 Analyses des résultats.....	57
III.10.1 Les essais in situ.....	57
III.10.2 Essais en laboratoire.....	58
III.11. Modèle géotechnique du terrain.....	59
III.12. Conclusion.....	61

#### **CHAPITRE IV : Définition et justification du choix de fondations**

IV.1 Introduction.....	62
IV.2 Définition.....	63
IV.3 Types des fondations.....	64
IV.4 Choix des fondations.....	64
IV.5. Les fondations profondes.....	64
IV.6. Définitions d'un pieu.....	65
IV.7. Principe De Fonctionnement.....	66
IV.7.1 Cas d'un pieu isolé.....	66
IV.7.2 Cas de groupes de pieux.....	68
IV.7.2.1 Comportement des groupes de pieux.....	69
IV.8. Calcul manuel de la capacité d'un pieu.....	69
IV.8.1 Méthode pressiometrique.....	69



IV.8.1.1	Notion de charge verticale critique.....	69
IV.8.1.2	L'effort limite en pointe $Q_p$ .....	70
IV.8.2	Application au projet (exemple de calcul).....	72
IV.8.2.1	Calcul de la zone utile .....	72
IV.8.2.2	Calcul de la pression pressiometrique limite équivalente : $P_{le}^*$ .....	72
IV.8.2.3	Calcul de la résistance en pointe .....	72
IV.8.2.4	Détermination de l'effort limite en pointe $Q_p$ .....	73
IV.8.2.5	Calcul de l'effort limite de frottement latéral $Q_s$ .....	73
IV.8.2.6	Calcul de la fiche équivalente du pieu .....	73
IV.8.2.7	Calcul de $D_e/B$ et vérifier que la méthode est applicable .....	73
IV.8.3.	Calcul avec GEO5 pile group.....	74
IV.8.3.1	Introduction.....	74
IV.8.3.2	Calcul des fondations du bloc pm1.....	75
IV.8.3.3	Etude de la tour 1 .....	75
IV.8.3.4	Résultats de l'analyse de capacité portante.....	79
IV.8.3.5	Tassement.....	79
IV.8.3.6	Résultats des pieux.....	80
IV.8.3.7	Dimensionnement et ferrailage des pieux.....	81
IV.8.3.8	Etude de la tour 2.....	81
IV.8.3.9	Etude de la tour 3 .....	82
IV.8.3.10	Etude de la tour 4.....	85
IV.8.3.11	Etude de la tour 5.....	88
IV.8.3.12	Etude de la tour 6.....	90
IV.8.3.13	Etude de la tour 7.....	92
IV.8.3.14	Etude de la tour 8.....	95

IV.9 Conclusion.....	100
CONCLUSION GENERAL.....	101
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	103
LES ANNEXES	

## LISTE DES FIGURE

### Chapitre I : Généralités sur la région d'étude

<b>Figure I.1</b> : Esquisse structurale de Berberie. [1].....	3
<b>Figure I.2</b> : Carte géologique d'Oran.....	7
<b>Figure I.3</b> : Extrait de la carte géologique de la région d'Oran, feuille N°153, Échelle 1/50 000.....	8
<b>Figure I.4</b> : Carte géologiques Boufatis (Saint-Louis) et ses environs. [3].....	9
<b>Figure I.5</b> : Photos réelles du site montrant nature du sol.....	10
<b>Figure I.6</b> : Limites naturelles du Littoral oranais.....	12
<b>Figure I.7</b> : Climat du Boufatis. [8] .....	13
<b>Figure I.8</b> : Pourcentage de temps passe dans divers niveaux de confort selon L'humidité catégorise par le point de rosée d'Oran.....	14
<b>Figure I.9</b> : Diagramme climatique de Boufatis. [7] .....	14
<b>Figure I.10</b> : Sismicité et mécanismes au foyer du Nord de l'Algérie.....	17
<b>Figure I.11</b> : Le séisme majeur de l'Algérie du Nord de la période 1365-2003. [3].....	17
<b>Figure I.12</b> : Sismicité de la région oranaise.....	18
<b>Figure I.13</b> : Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie apures le séisme du 21 mai 2003...23	

### Chapitre II: Description de projet

<b>Figure II.1</b> : Emplacement de la ville de Boufatis (Saint-Louis) sur lacarte Michelin (1962).....	25
<b>Figure II.2</b> : la distance entre Oran et Boufatis via (Google Earth).....	26
<b>Figure II.3</b> : Géo localisation de la commune Sur la carte géographique d'Algérie.....	26
<b>Figure II.4</b> : Localisation de la commune de Boufatis dans la wilaya d'Oran.....	26
<b>Figure II.5</b> : Vue en haut du site d'étude via (Google Earth).....	28
<b>Figure II.6</b> : Vue de la zone d'étude via (satellite carte de Boufatis).....	28
<b>Figure II.7</b> : Plans de masse de site a été créé pas logiciel (AUTOCAD).....	31

### Chapitre III : Synthèse et modélisation géotechnique de site d'étude

<b>Figure III.1</b> : Plan d'implantation des points de reconnaissances(AUTOCAD).....	36
---	----

<b>Figure III.2:</b> Coupes lithologiques de profil A par GEO5.....	39
<b>Figure III.3 :</b> Coupes lithologiques de profil B par GEO5.....	39
<b>Figure III. 4 :</b> Composants d'un appareil pressiométrique.....	40
<b>Figure III.5 :</b> Machines de forage et Pénétromètres dynamique Lourd.....	44.
<b>Figure III.06 :</b> Schéma de principe. [13].....	47
<b>Figure III.07:</b> Schéma de principe de l'essai Down Hole.....	48
<b>FigureIII.8:</b> Tamis.....	50
<b>FigureIII.9 :</b> Appareil de CASAGRANDE.....	50
<b>FigureIII.10 :</b> Boite de cisaillement .....	52
<b>Figure III.11 :</b> Appareillage d'essai de cisaillement.....	52
<b>FigureIII.12 :</b> Appareil d'œnomètre.....	54
<b>Figure III.13:</b> Description générale de projet.....	56
<b>Figure III.14 :</b> Essai de terrain.....	56
<b>Figure III.15:</b> Model final du profil du sol.....	57
<b>Figure III.16 :</b> Classification des sites sur la base des essais SPT, Pressiométrie et Sismiques selon le Règlement parasismique algérien RPA 99 V 2003.....	59

#### **Chapitre IV :Définition et Justification du choix de fondations**

<b>Figure IV.1:</b> types de fondation.....	64
<b>Figure IV.2</b> Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De. -On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif $De/B$ est supérieure à 5.....	66
<b>Figure IV.3:</b> Classification suivant le mode de fonctionnement.....	67
<b>Figure IV.4:</b> Mécanismes du frottement latéral positif et negative.....	67
<b>Figure IV.5:</b> Pieu isolé, la zone compressible n'est pas influence.....	68
<b>Figure IV.6:</b> Groupement de pieux la zone Compressible est influence par l'effet raider du groupe de pieux.....	68
<b>Figure IV.7 :</b> Contrainte de frottement latéral limite $q_s$ en fonction de $PI^*$ .....	70
<b>Figure IV.8 :</b> Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente au pressiomètre.....	71

<b>Figure IV.9:</b> Vue en plan du bloc PM1(GEO5 pile groupe).....	75
<b>Figure IV. 10:</b> Eléments structuraux à étudier (GEO5 pile groupe).....	75
<b>Figure IV.11:</b> Dimensions de la tour 1.....	76
<b>Figure IV.12:</b> Représente Normes utilisées de la tour 1.....	76
<b>Figure IV.13:</b> Représente la structure de la tour 1(GEO5 pile groupe).....	77
<b>Figure IV.14:</b> Représente la géométrie de la tour 1(GEO5 pile groupe).....	77
<b>Figure IV.15:</b> Représente les charges de la tour 1 (GEO5 pile groupe).....	78
<b>Figure IV.16:</b> caractéristiques du sol (GEO5 pile groupe).....	78
<b>Figure IV.17:</b> Affectation des matériaux de la tour 1 (GEO5 pile groupe).....	79
<b>Figure IV.18:</b> Capacité portante de la tour 1 (GEO5 pile groupe).....	79
<b>Figure IV.19:</b> Le tassement de la tour 1 est 3.24 cm (GEO5 pile groupe).....	79
<b>Figure IV.20:</b> Modélisation des pieux de la tour 1.....	80
<b>Figure IV.21:</b> Effort normal de la tour 1.....	80
<b>Figure IV.22:</b> Déplacement du au séisme de la tour 1.....	80
<b>Figure IV.23:</b> Moment de la tour1.....	80
<b>Figure IV.24:</b> Résumé des résultats de la tour 1 (GEO5 pile groupe).....	80
<b>Figure IV.25:</b> Ferrailage de la tour1 (GEO5 pile groupe).....	81
<b>Figure IV.26:</b> Disposition des pieux de la tour 2 (GEO5 pile groupe).....	81
<b>Figure IV.27:</b> Capacité portante de la tour 2.....	82
<b>Figure IV.28:</b> Tassement de la tour 2.....	82
<b>Figure IV.29:</b> Efforts de la tour 2 (GEO5 pile groupe).....	82
<b>Figure IV .30 :</b> Disposition des pieux de la tour 3.....	83
<b>Figure IV.31:</b> Représentent les charges de la tour 3 (geo5 pile groupe).....	83
<b>Figure IV.32:</b> Diagramme des moments de la tour 3 (geo5 pile groupe).....	84
<b>Figure IV.33:</b> Efforts max dans les pieux de la tour 3 (Geo5 pile groupe).....	84
<b>Figure IV.34:</b> Tassement de la tour 3 (Geo5 pile groupe).....	84
<b>Figure IV.35 :</b> Efforts dans les pieux de la tour 3 (Geo5 pile groupe).....	84
<b>Figure IV.36 :</b> Ferrailage de la tour 3 (Geo5 pile groupe).....	85
<b>Figure IV.37:</b> Disposition des pieux de la tour 4 (Geo5 pile groupe).....	85
<b>Figure IV.38 :</b> Représente les charges de la tour 4 (GEO5 pile groupe).....	86
<b>Figure IV.39 :</b> Couches de sol de la tour 4 (GEO5 pile groupe).....	86
<b>Figure IV.40 :</b> Capacité portante de la tour 4 (GEO5 pile groupe).....	86
<b>Figure IV.41:</b> Tassement de la tour 4 (GEO5 pile groupe).....	86
<b>Figure IV.42 :</b> Diagramme des moments de la tour 4 (GEO5 pile groupe).....	87

<b>Figure IV.43:</b> Efforts max dans les pieux de la tour 4 (GEO5 pile groupe).....	87
<b>Figure IV.44 :</b> Efforts dans les pieux de la tour 4.....	87
<b>Figure IV.45:</b> Ferrailage de la tour 4.....	88
<b>Figure IV.46:</b> Disposition des pieux de la tour 5 (GEO5 pile groupe).....	88
<b>Figure IV.47 :</b> représentent les charges de la tour 5 (GEO5 pile groupe).....	89
<b>Figure IV.48:</b> Couches de sol de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	89
<b>Figure IV.49:</b> Capacité portante de la tour 5 (GEO5 pile groupe).....	89
<b>Figure IV.50:</b> Tassement de la tour 5 (GEO5 pile groupe).....	89
<b>Figure IV.51 :</b> Efforts max dans les de la tour 5 (GEO5 pile groupe).....	89
<b>Figure IV.52 :</b> Efforts dans les pieux de la tour 5 (GEO5 pile groupe).....	90
<b>Figure IV.53 :</b> Disposition des pieux de la tour 6 (GEO5 pile groupe).....	90
<b>Figure IV.54 :</b> Pressentent les charges de la tour 6 (GEO5 pile groupe).....	91
<b>Figure IV.55 :</b> Couches de sol de la tour 6 (GEO5 pile groupe).....	91
<b>Figure IV.56:</b> capacité portante de la tour 6 (GEO5 pile groupe).....	92
<b>Figure IV.57 :</b> Efforts max dans les pieux de la tour 6 (GEO5 pile groupe).....	92
<b>Figure IV.58:</b> Vue en plan des pieux de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	93
<b>Figure IV.59:</b> structure de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	93
<b>Figure IV.60:</b> Couches de sol de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	93
<b>Figure IV.61:</b> Représente les charges de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	94
<b>Figure IV.62:</b> Capacité portante de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	94
<b>Figure IV.63:</b> Tassement de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	94
<b>Figure IV.64:</b> Efforts de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	94
<b>Figure IV.65:</b> Efforts dans les pieux de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	95
<b>Figure IV.66:</b> Ferrailage de la tour 7 (GEO5 pile groupe).....	95
<b>Figure IV.67:</b> Disposition des pieux de la tour 8 (GEO5 pile groupe).....	96
<b>Figure IV.68:</b> Représente les charges de la tour 8 (GEO5 pile groupe).....	96
<b>Figure IV .69:</b> couche de sol de tour 8 (GE05 pile groupe).....	97
<b>Figure IV.70:</b> Capacité portantes de tour 8 (GE05 pile groupe).....	97
<b>Figure IV.71:</b> Tassements de la tour 8 (GE05 pile groupe).....	97
<b>Figure IV.72:</b> Diagramme des moments de la tour 8 (GE05 pile groupe).....	98
<b>Figure IV.73:</b> Efforts max dans les pieux de la tour 8 (GE05 pile groupe).....	98

**Figure IV.74:** Efforts dans les pieux de la tour 8 (GE05 pile groupe).....99

**Figure IV.75:** Ferrailage de la tour 8 (GE05 pile groupe).....99

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre I : Généralités sur la région d'étude

**Tableaux I.1** : Principaux séismes d'Algérie (1365–2005) .....16

### Chapitre II : Description de projet

**Tableau II.1** : les coordonnées géographiques. ....27

**Tableau II.2** : Les surfaces générales de projet pour chaque niveau.....3

### Chapitre III : Synthèse et modélisation géotechnique de site d'étude

**Tableau III. 01** : Répartition des essais pour chaque ouvrage.....37

**Tableau III.02** : Les paramètres pressiométriques de chaque formation lithologique obtenus des sondages réalisés.....41

**Tableau III.03** : Valeurs des essais SPT pour chaque formation lithologique.....43

**Tableau III.04** : Résultats de l'essai du pénétromètre dynamique pour chaque formation Lithologique.....45

**Tableau III.05** : Résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et de la densité sèche et humide pour chaque formation lithologique.....49

**Tableau III.06** : Résultats des limites d'Atterberg et indice de plasticité pour chaque formation lithologique.....51

**Tableau III.07**: Résultats des essais de cisaillement à la boîte pour chaque formation lithologique.....53

**Tableau III.08** : Résultats œnométriques pour chaque formation lithologique.....54

**Tableau III.09**: Propriétés caractéristiques des essais in situ.....57

**Tableau III.10** : Propriétés caractéristiques des essais in situ.....57

**Tableau III.11**: Propriétés caractéristiques des essais en laboratoire.....58

**Tableau III.12**: Propriétés géotechniques caractéristiques de cisaillement.....58



**Tableau III.13:** Caractérisation géotechnique des unités lithologiques ainsi définies sur la base des résultats d'essais IN SITU (SPT et Pressiométrie) et en laboratoire (Cisaillement), avec analyse et traitement statistique.....60

**Chapitre IV :** Définition et Justification du choix de fondations

**Tableau IV.1.** Valeurs du facteur de portance pressiométrique.....70

**Tableau IV.2:** Résultats des pressions limites, pression des terres et pressions nettes  
Obtenues.....72

**Tableau IV.3:** Résultats de calcul de  $q_s$  (Z) selon profondeur.....73

**Tableau IV.4 :** Type de sondage P23.....76

## LISTE DES SYMBOLES

$E$  : Module de YOUNG [kPa]  
 $E_{oed}$  : Module œdométrique [kPa]  
 $c$  : Cohésion [kPa]  
 $c'$  : Cohésion effective [kPa]  
 $w$  : Teneur en eau [%]  
 $S_r$  : Degré de saturation [%]  
 $w_L$  : Limite de liquidité [-]  
 $w_P$  : Limite de plasticité [-]  
 $IP$  : Indice plasticité [-]  
 $T$  : Effort d'ancrage [kN]  
 $e$  : Indice des vides [-]  
 $\tau$  : Contrainte de cisaillement [kPa]  
 $u$  : Pression interstitielle [kPa]  
 $\gamma_d$  : Poids volumique du sol sec [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_h$  : Poids volumique humide [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_{sat}$  : Poids volumique du sol saturé [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma$  : Poids volumique du sol [kN/m<sup>3</sup>]  
 $\varphi'$  : Angle de frottement effectif [°]  
 $\varphi$  : Angle de frottement [°]  
 $\nu$  : Coefficient de POISSON [-]  
 $B$  : le diamètre du pieu [m]  
 $D$  : la fiche du pieu [m]  
 $D/B$  : L'élancement du pieu  
 $H$  : L'effort horizontal [KN]  
 $L$  : la longueur du pieu ,ou la fiche de pieu dans le sol [m]  
 $P_0$  : la réaction latérale à la surface  
 $q_s$  : La contrainte de frottement latéral unitaire limite

Z :la profondeur [m]

Z /B :la profondeur relative

De :la fiche effective [m]

Qp : effort de pointe [KN]

Qs : effort de frottement latéral [KN]

P : Le périmètre du pieu.

Pl(Z) : Pression limite nette mesurée

P<sub>L</sub> : pression limite

G : Charge permanente

# Introduction générale

Une étude géotechnique est une étude des sols. Elle sert à deux choses, la première est de déterminer les caractéristiques mécaniques des terrains qui vont être amenés à supporter une construction. La deuxième est d'évaluer les risques naturels recensés dans l'environnement autour du terrain et les impacts que cela pourrait avoir sur la future construction.

L'industrie du papier est l'une des solutions pour que l'humanité surmonte les obstacles. Le monde consomme désormais des millions de tonnes de papier chaque année pour répondre aux besoins de base tels que le carton, les tasses à café, les aliments préparés, les emballages de bonbons et les sacs en papier au lieu du plastique.

La SPA General Emballage souhaitait construire une papeterie conforme à la technologie de construction actuelle. À cette fin, ils ont lancé un projet de graduation couvrant la partie géotechnique du projet.

General Emballage (GE) est le leader de la fabrication de carton ondulé en Algérie, avec une capacité annuelle totale d'environ un peu plus de 50% de la part de marché national. Cette société opère sur 3 sites industriels (Akbou, Oran et Sétif) avec plus de 1000 employés

La superficie du terrain est d'environ 5 hectares, divisée en opérations d'entreposage, opérations de machines à papier, opérations d'entreposage et opérations d'entreposage. Notre étude n'a porté que sur des machines à papier et dans les pages suivantes nous avons essayé de résumer de manière compacte les résultats d'une méthode assez rigoureuse utilisant des dessins, des calculs et une modélisation géotechnique à l'aide d'AUTOCAD et GEO 5 et COVADIS. Fondée en 2000 par l'actuel PDG Ramadan Batoushe, General Emballage est une papeterie algérienne spécialisée dans la fabrication et la transformation du carton ondulé et l'un des principaux producteurs de carton ondulé en Afrique.

Dans ce mémoire, nous allons faire l'étude géotechnique de la zone où est installée la machine à papier.

Pour cela, nous allons aborder l'étude comme suit :

**Chapitre 1** : Ce chapitre présente l'étude de reconnaissance préliminaire de notre site de la région (géologie, géomorphologie, climatologie, sismologie, etc...),

**Chapitre 2** : Une étude globale sur la description du point de vue situation D'une part c'est la présentation de la ville de Boufatis et d'autre part un projet de construction, qui comprend la

construction d'un bâtiment qui abritera la machine à papier PM1 et le bâtiment de traitement de la pâte à papier OCC.

**Chapitre 3** : Nous aborderons la synthèse des résultats ainsi que l'interprétation de ces derniers, aussi nous avons également traité de la modélisation géotechnique à travers les programmes COVADIS, GEO5 et AUTOUCAD.

**Chapitre 4** : Définition et justification du choix de fondation par le programme GEO5.

**Chapitre 5** : Conclusion générale qui résumera les points essentiels qu'on découvre sur ce projet et des recommandations pratique.

## I.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter la région de notre étude du point de vu géologie, climatologie, géomorphologie et sismologie.

L'Algérie est composée de deux domaines principaux :

- un domaine septentrional : c'est l'ensemble atlasique.
- un domaine méridional : c'est la plate-forme saharienne.

Le domaine septentrional (l'ensemble Atlantique) peut être subdivisé en trois domaines structuraux majeurs :

- Au sud, l'Atlas saharien.
- Au nord l'Atlas tellien.

Entre les deux se trouvent les hauts plateaux.

Oran qui est une ville côtière du Nord-Ouest de l'Algérie, fait partie du domaine tellien occidental (Figure I.1), elle appartient aux bassins néogènes sublittoraux de l'Algérie occidentale et est composée de plusieurs communes, dont la commune de Boufatis, ou se situe notre projet.

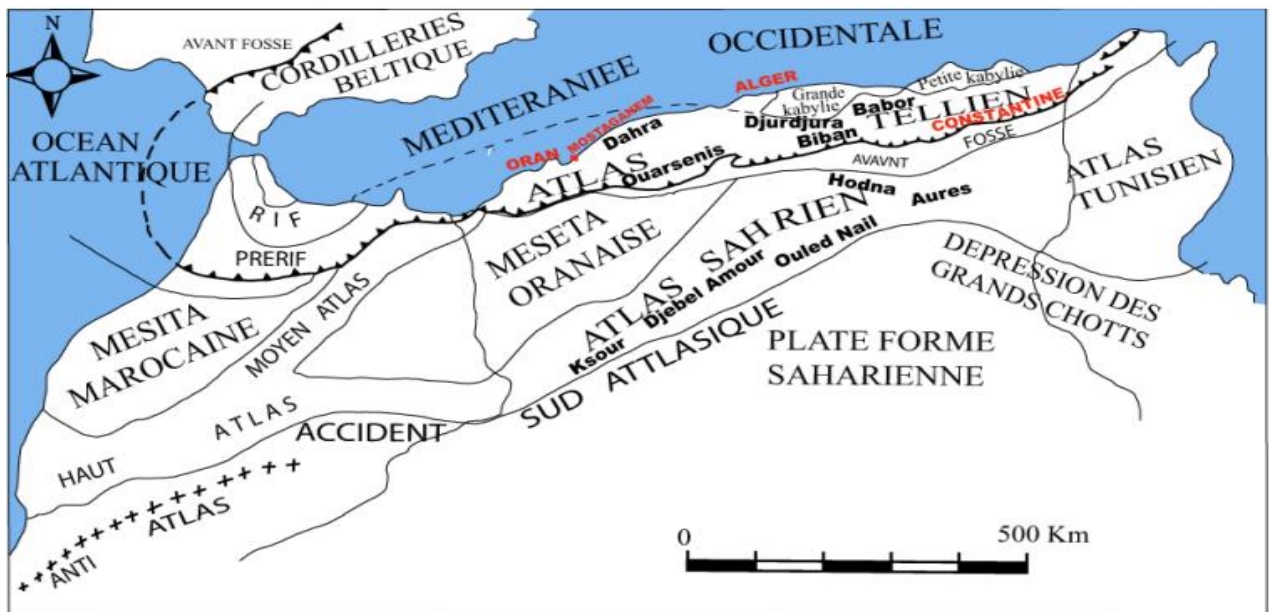


Figure I.1 : Esquisse structurale de Berberie.[1]

## **I.2. Géologie d'Oran [2]**

La région d'Oran est très diversifiée et ses strates appartiennent à quatre époques. La zone d'étude fait partie de l'extrémité ouest de la chaîne alpine du Terian (ou Atlas Sterian). Les strates qui le composent diffèrent par leur nature et leur âge. L'orogénèse alpine a permis aux montagnes du Tell Atlas d'être structurées avec un empilement d'unités structurales imbriquées soutenues entre elles. Cela a favorisé la découverte de roches anciennes comme le Massif du Tralas et l'ardoise qui forme la base du Mont Lion (Develker). Les différentes strates de la région vont de la préhistoire au quaternaire. L'ardoise ancienne forme la base du massif du Tralas. Ce sont des ardoises gris-noir qui se divisent en dalles. Leur altération produit des produits argileux brun-rouge (sol). D'autres types d'ardoises d'âge secondaire forment la masse d'ardoise dite côtière d'orange. Mondalzo, à l'ouest de la ville d'Oran, forme la Montagne du Lion, surplombant la plage Christel et la partie nord de Murjajo, à l'ouest de la ville. En orange, le calcaire secondaire est assez bien représenté. Ils forment généralement des reliefs assez escarpés. Ces calcaires forment la partie sud de Murdjadjo. Il est toujours au nord, mais à l'est, le plateau de Mostaganum descend régulièrement vers l'ouest vers la plaine de Makuta et la baie d'Arzew. Une falaise de 150 à 200 mètres au nord et au nord-ouest surplombe la mer et la rivière Sheriff inférieure. Les calcaires sont généralement transparents, le plus souvent compacts et massifs, et leur altération est le plus souvent des sols calcaires blanchâtres. Le Quaternaire est composé de calcaires marins et d'argiles ligniteuses : une couche rouge due à l'effondrement des sols pliocènes effectivement rencontrés dans ce secteur. En s'avancant de 100 km de la côte vers l'intérieur des terres se dressent les Monts de Béni-Chougrane et de Tessala qui forment l'un à la suite de l'autre une chaîne montagneuse plissée couvrant la région d'étude d'est en ouest sur environ 60 km de largeur. Plus précisément les Monts de Tessala constituent un massif secondaire de calcaire nummulitique (protozoaires fossiles) à structure complexe d'une cinquantaine de kilomètres de longueur, ces monts sont des terrains créacés formés par des calcaires gréseux devenant plus argileux en profondeur. A l'est on trouve des grès fins argileux Les monts Béni-Chougrane sont principalement constitués d'une série de plateaux miocènes, à des altitudes de 700-800 m, aux pentes régulières nord-est, exposant de larges baies créacées. En descendant vers le Sud, les montagnes remontent, séparées des monts Gris au sud de Mascara par le plateau de Belabbes (400 m). Les montagnes de Saida et Daya appartiennent à l'Atlas tabulaire Terien. Les deux ont une altitude moyenne de 1000-1200 m.

Ces deux unités sont profondément coupées par une rainure d'effondrement. La partie sud de Terrach est représentée par le terrain du Crétacé inférieur et est principalement composée de grès. Le calcaire est un grès argileux profondément argileux et fin. Cette craie s'étend vers l'ouest en contournant le Mont de Daya. Enfin, les plaines telliennes dont la plaine de Sidi bel abbés située à une altitude d'environ 400 m entre les Monts de Tessala et la région de Telagh. La plaine de Sidi Bel abbés est un terrain principalement pliocène formé par du grès marin et se prolonge à l'Est rejoignant les monts des Béni-Chougrane dans le miocène. Les formations carbonatées, d'origine géologiques, ou géomorphologiques (alluvions, colluvions, encroûtements), sont loin d'être les plus caractéristiques et les plus étendues. Les roches peu ou pas calcaires même d'étendue restreinte supportent des sols et des végétations très particulières ; elles fournissent des substrats décalcarisés, sinon acides. Les couches volcaniques fournissent également des substrats différents selon le type d'émission (basalte éruptif, dépôts volcaniques éruptifs phréatomagmatiques). Enfin, le terrain quaternaire offre des assises différentes selon son origine et sa dynamique. Formation de sable plus ou moins attachée à la côte, verre argileux au bord de la Sabkha, bassin intérieur, sources chaudes d'eau salée. Cette région est divisée en deux grands groupes de couches de carbonate, contrairement à la disponibilité des carbonates et à leurs propriétés mécaniques. Il s'agit d'une part de calcaires compacts (calcaire, grès, dolomite), et d'autre part de roches plus tendres telles que l'argile et la marne. La couche de calcaire dur, d'une part, occupe la majeure partie du pic en raison de l'érosion des couches plus tendres adjacentes à la tectonique. Ce sont des calcaires d'âges variés, notamment du Jurassique. Ils sont dominants à Tralas et Tessalas et occupent une partie du Sahel côtier (Murjajo, Saheldalzo, etc.). Des sols bruns se développent dans ces formations dures (positions topographiques d'altitude et humides), des sols fertiles (moyenne altitude (parfois basse altitude) dans des milieux bien drainés, mais sont ensuite hérités et majoritairement recarbonés. Il est en voie de conversion). Enfin, à basse altitude, se forment essentiellement des sols jeunes de type calcaire-rangena. Les couches de calcaire tendre constituent la majeure partie du plateau du Néogène de basse altitude, mais peuvent également être trouvées dans des reliefs plus larges dispersés parmi les couches plus compactes. C'est le cas de Tesara (marne miocène à couche de grès) et de Beni Shuglan (marne bigarrée, gypse triasique). Cela produit du vertisol d'eau plus ou moins salée (marne gypseuse) ou plus ou moins de ranger sablonneux (marne à couche gréseuse). Souvent, la susceptibilité du matériau à l'érosion combinée à des conditions hydro morphiques excessives développe ces terrains. En raison de l'érosion linéaire ou du



transfert de masse vers les basses terres occupant la pente accentuée. La couche non carbonatée est principalement représentée par le massif schisteux primaire (Murdjadjo, JebelKhar, Traras, etc.). Le sol qui en résulte est rapidement décarboné, souvent acidifié et fortement lessivé à la surface. Dans la plupart des cas, c'est le sol fersiallitique exsudatif qui explique l'existence de rares excursions de végétation calcaire dans cette zone. Les formations volcaniques sont représentées par des surfaces très restreintes dans l'ancien volcan « Tifaraouine » près de Madagh. Les formations quaternaires sont représentées par deux grands types. Ce sont des formations d'origine éolienne et des formations alluviales. Trois phénomènes se superposent localement à ces formations, avec d'une part des processus de confinement qui ont donné les accumulations salines (chlorures ou gypse) et les accumulations calcaire (encroûtements et tufs) et d'autre part des phénomènes pédogénétiques qui ont joué à plusieurs reprises et qui ont laissé de nombreux paléosols. Les formations éoliennes apparaissent sous deux formes. Trois phénomènes se superposent localement dans ces formations, l'un est un processus d'inclusion conduisant à des dépôts salins (chlorure ou gypse) et des dépôts calcaires (croûte et tuf), et l'autre aux pluriels restants. Rôle de. Nombreux paléosols. Il existe deux formes de formation du vent. Elles constituent en Oranie des paysages particulièrement étendus : les dunes de sables littoraux et les lunettes d'accumulation des bordures des sebkhas. Sur le cap Falcon, on peut distinguer, en plus des dunes et aspersion actuelles, quatre générations dunaires anciennes. Les plus jeunes sont des dunes grises, ou dunes solidifiées par du calcaire. Correspondant à une couche de sable, elles présentent une fine pellicule blanche rayée et une petite croûte légèrement écaillée avec quelques pics. Ces formations sont directement issues du remaniement des plages de sable. De vieilles dunes à croûte rose écaillée émergent souvent sous les anciennes dunes. Ils se caractérisent par la présence d'une croûte écaillée de 50 cm d'épaisseur et de surfaces sableuses individuelles horizontales et rougeâtres. Le second type de stratification éolienne se retrouve autour de certains bassins intérieurs. Lorsque, dans une dépression, une nappe phréatique salée affleure périodiquement à la surface du sol, il se développe en surface des efflorescences salines qui s'associent aux éléments fins (argiles et limons), constituent des particules souvent appelées pseudo-sables qui correspondent aux mottes polyédriques et qui sont facilement entraînées par le vent. Au fur et à mesure que le niveau de la nappe phréatique baisse, la dépression s'approfondit et les matériaux enlevés s'accumulent au bord de la dépression dans la direction opposée aux vents dominants. Pendant la saison des pluies, le lessivage immédiat du sel détruit les conditions physico-chimiques du transport éolien. Le terrain

ancien observé autour d'Oran sabka semble correspondre à trois stades particulièrement intenses d'activité de déflation et d'accumulation de corrélation. Le plus haut niveau correspond à la plaine de la Mleta d'une altitude moyenne de 96 à 100 m. Elle se poursuit vers l'est par une série de petites dépressions résiduelles Dayet el Bagra et dayet Sidi M'hamed et Dayetoum el ghelaz . Cette dernière est séparée au sud-est par un cordon de verre à lunette assez haut (50 m au-dessus du pendage). Il semble qu'un niveau intermédiaire soit maintenu entre El Kerma et Hassi Bou-Nif. Enfin, la grande Sebkhia d'Oran Shiobara, qui a actuellement une altitude moyenne de 80 m, est la plus jeune surface encore en activité. Le sud-est est bordé de verres anciens assez hauts (40m en moyenne). A l'est de la dépression se rencontre des lunettes récentes, ainsi que des butes subactuelles de 1 à 2 m de haut. Les formations alluviales sont représentées par des terrasses, étagées ou non, qui se rencontrent dans les vallées des principaux oueds de la région.

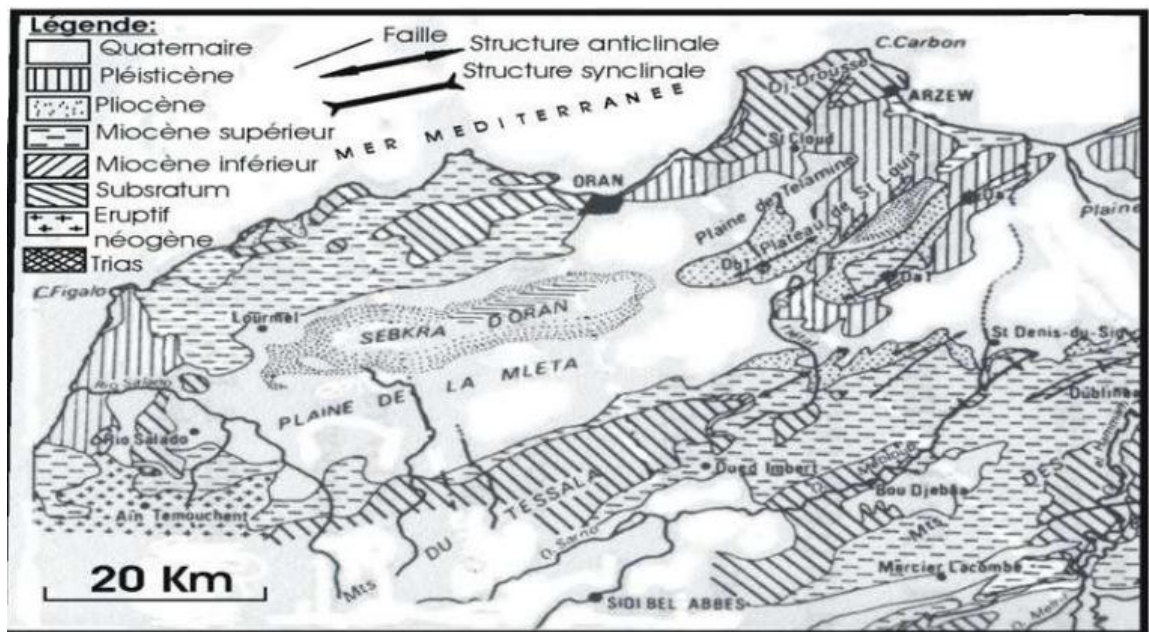


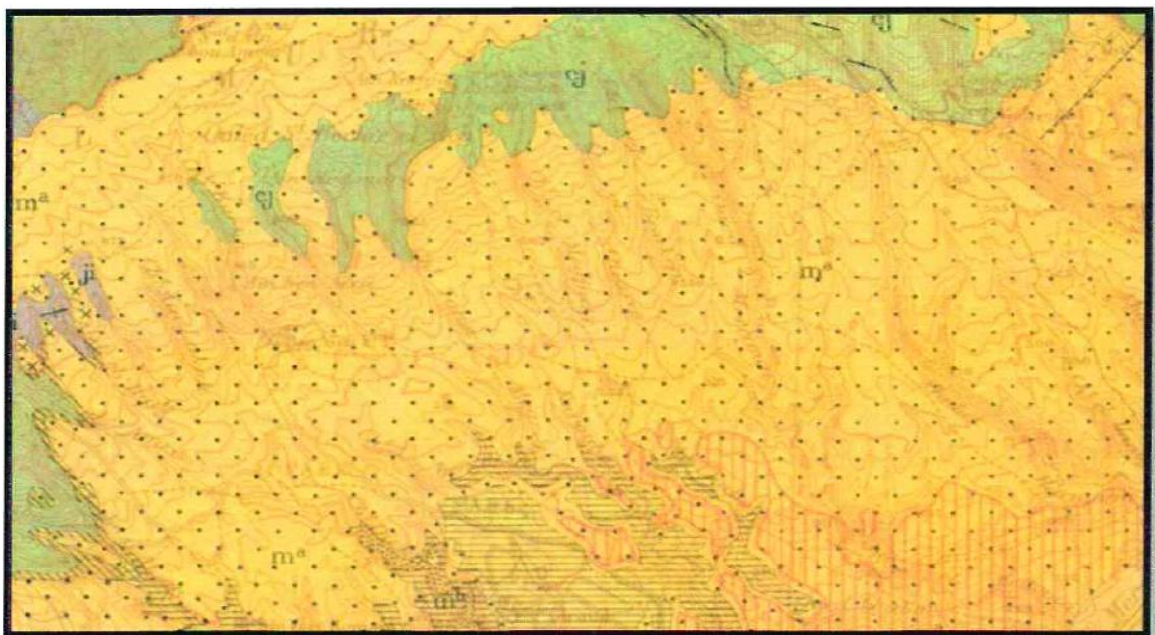
figure I.2 : Carte géologique d'Oran.

### I.3. Géologie locale [3]

Nous présentons dans ce paragraphe la géologie de notre région de Boufatis dans la wilaya d'Oran.

D'après la carte géologique de la région d'Oran, feuille N°153, échelle 1/50 000, la région d'étude est formée principalement par :

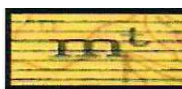
- Le Miocène Supérieur : représenté par les Calcaires à Algues ( $m^a$ ) et les Marno-Calcaires blancs avec ou sans Tripoli ( $m^l$ ).
- Crétacé Inferieur : c'est des Schiste plus au moins calcaires et quartzites représentées sur la carte par le symbole ( $C_j$ ).



Schistes plus au moins calcaires et quartzites



Marno-calcaires blancs avec ou sans Tripoli



Calcaires à Algues

**Figure I.3 :** Extrait de la carte géologique de la région d'Oran, feuille N°153, Échelle 1/50 000.

La carte géologique de Boufatis est présentée ci-après, elle montre le relief, l'anticlinal et le synclinal de la région

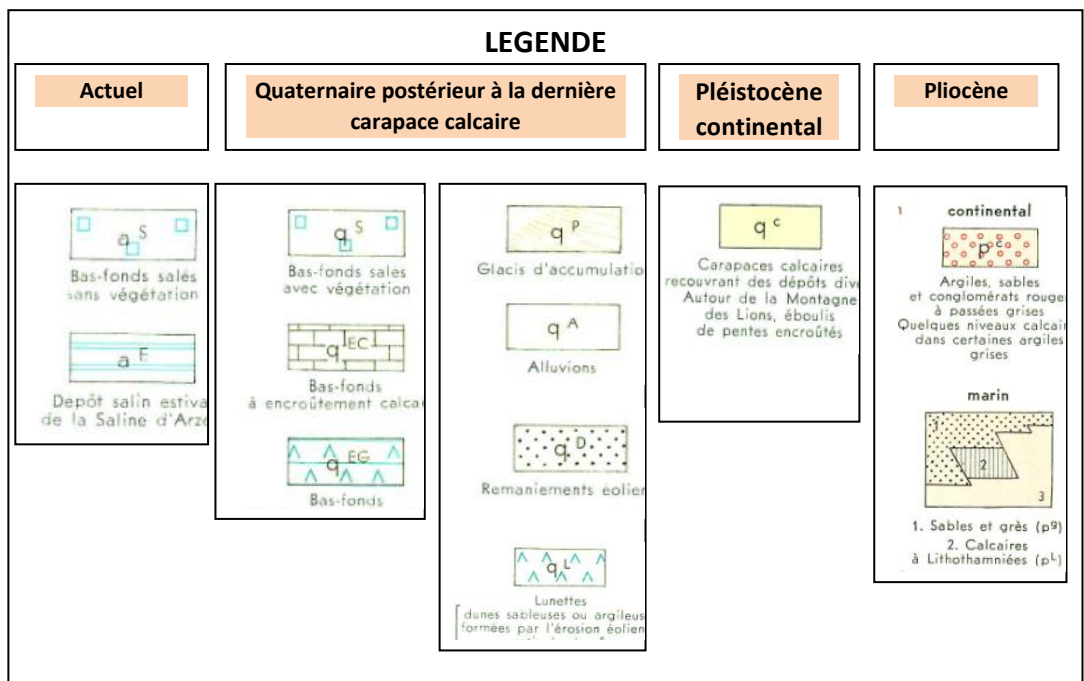
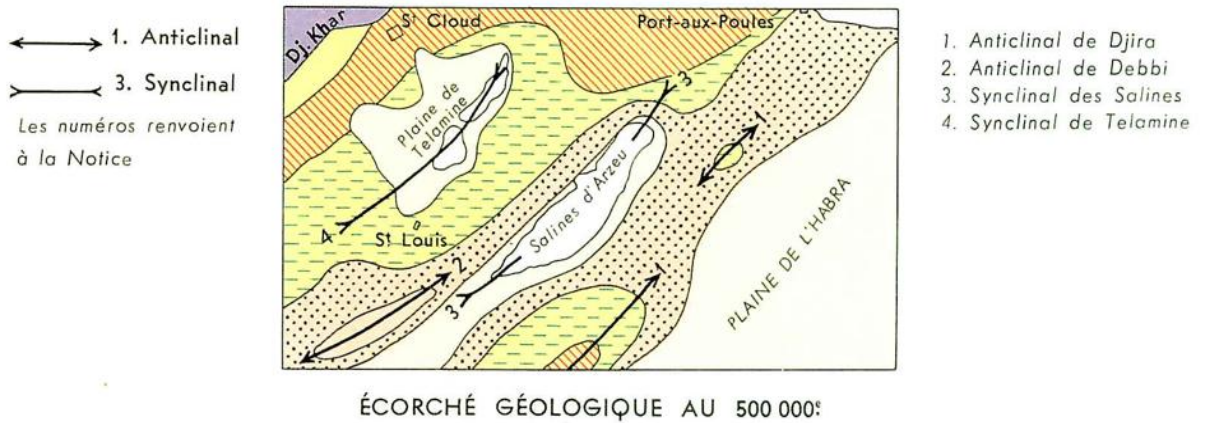


Figure I.4: Carte géologique Boufatis (Saint-Louis) et ses environs. [3]

Le lac Télamine et les salines d'Arzew sont situés dans une dépression appelée plateau d'Oran. Les bassins fermés d'Oran peuvent être considérés comme des témoins des formations lagunaires et lacustres caractéristiques de la topographie et l'hydrographie du Pliocène et du début de l'ère quaternaire.



**Figure I.5:** Photos réelles du site montrant nature du sol.

#### **I.4 Géomorphologique**

Le relief est un facteur essentiel déterminant en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation.

La région Nord-Ouest Algérienne, en fonction de la géologie, de la lithologie et de la topographie, s'organise en trois grands ensembles géomorphologiques qui peuvent être identifiés comme suit : la zone littorale, les bassins intérieurs et les espaces substeppiques.

- La zone littorale : C'est un ensemble constitué par une succession de massifs montagneux, côtiers et sublittoraux, et de plaines.
- Les bassins intérieurs : C'est un ensemble important par son étendue. Les unités physiques composant cet ensemble d'Ouest en Est est : les Monts de Tlemcen et de Daya, les plaines de Maghnia, Hennaya et Sidi Bel Abbas.
- Les espaces substeppiques : sont les hautes plaines de Sidi Bel Abbas et de Tlemcen, localisées dans la partie occidentale des espaces steppiques algériens, immédiatement en contrebas du versant Sud de l'Atlas tellien Oranais

Le site d'étude appartient à la zone littorale oranaise : C'est un ensemble constitué par une succession de Massifs montagneux et Plaines ou Dépressions, orientés SW/NE et WSW/ENE.

- ✓ Massifs montagneux : Ce sont des chaînes montagneuses importantes comme les Monts des Trara, les Monts de SbaaChioukh, la Chaîne montagneuse de Tassala, les Monts de Murdjadjo et la Dahra Ouest
- ✓ Plaines ou Dépressions : Deux sortes de Plaines peuvent être rencontrées entre les Massifs montagneux : littorales (comme celle des Andalouses-Bousfer, et la plaine d'Arzew), et sublittorales (ex : La Mleta, la plaine des Hassi) (figure II.1) [5]

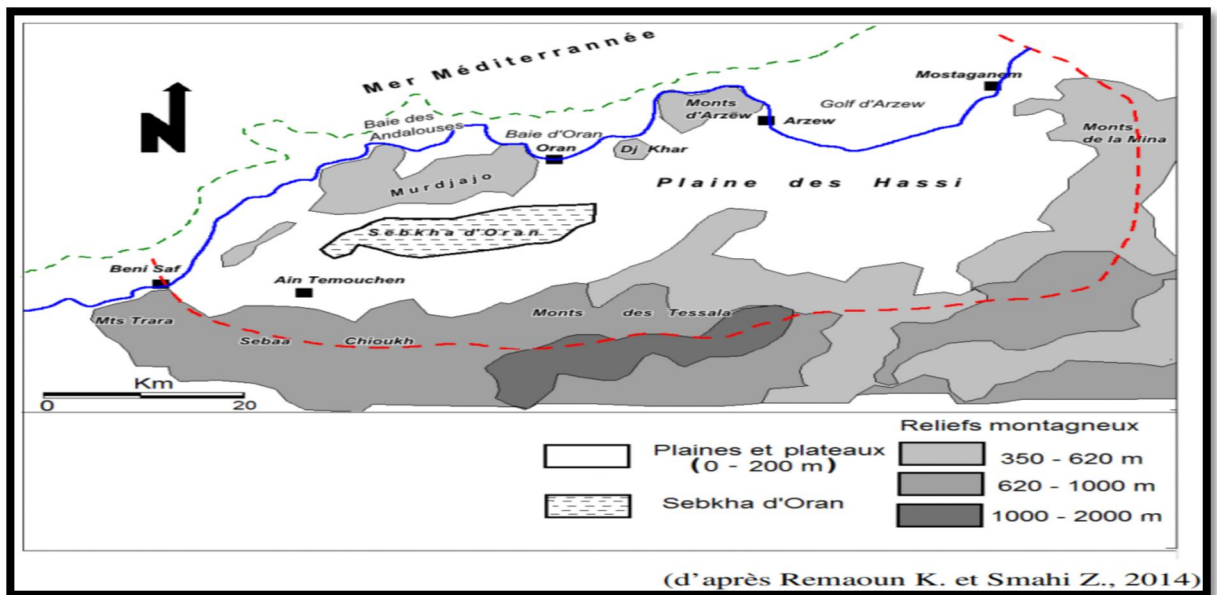


Figure I.6: Limites naturelles du Littoral oranais.

Une grande partie des plaines sont jalonnées par des zones humides de dimensions très variables. On peut citer la Grande Sebkhah d'Oran (environ 40 km de long et 20 km de large, lui fait suite vers l'est le Lac Télamine et les Salines d'Arzew, puis les marais de la Macta. Ces plaines sont confrontées aux problèmes de drainage et de salinité des sols, ainsi que les pentes faibles dans ces plaines facilitent l'infiltration des polluants dans le sol et dans la nappe.[6]

### I.5 Climat de Boufatis

Boufatis possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger (Classification de Köppen:BSH).

Sur l'année, la température moyenne à Boufatis est de 17.7°C et les précipitations sont en moyenne de 358.3 mm.

A titre de comparaison à Alger, la température moyenne annuelle est de 19.7°C et les précipitations sont en moyenne de 672.3 mm.[7]

Le meilleur moment pour visiter en Boufatis en Algérie est d'avril à novembre, lorsque les températures agréables sont et presque rien à peu pluviosité. La température moyenne la plus élevée à Boufatis est 34°C en juillet et la plus basse est 17°C en janvier.

. Si vous voulez savoir la température moyenne en Boufatis ou quand il pleut ou neige le plus, vous pouvez trouver ces informations rapidement ci-dessous. Vous serez ainsi bien préparé. Nos données climatiques mensuelles moyennes sont basées sur les données des 30 dernières années. Il y tombe 478 mm de pluie chaque année. Il fait sec pendant 219 jours par an en moyenne avec un taux d'humidité estimé à 63% et un indice UV à 5 [8]

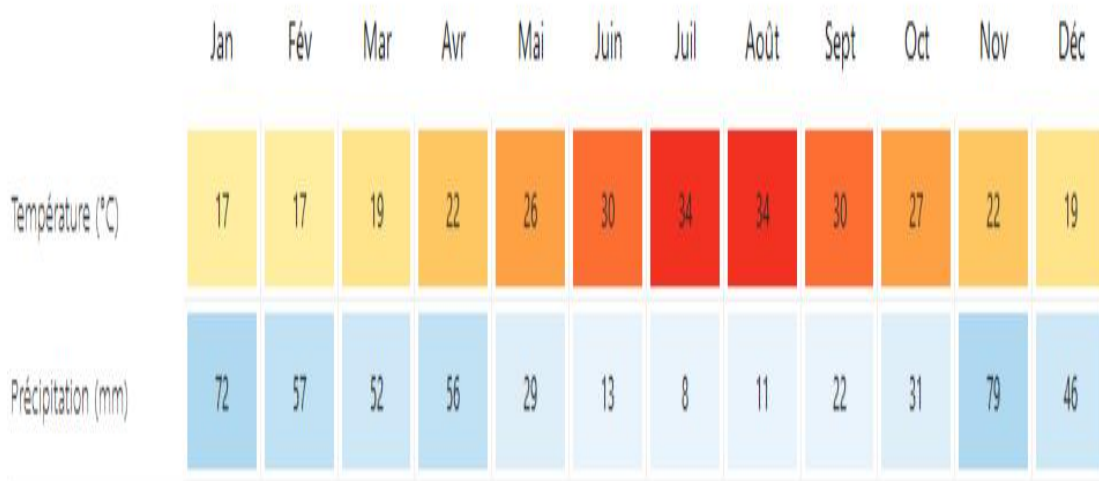


Figure I.7 : Climat du Boufatis.[8]

La figure ci-dessous montre le Pourcentage de temps passé dans divers niveaux de confort selon l'humidité catégorisée par le point de rosée dans la région d'Oran.



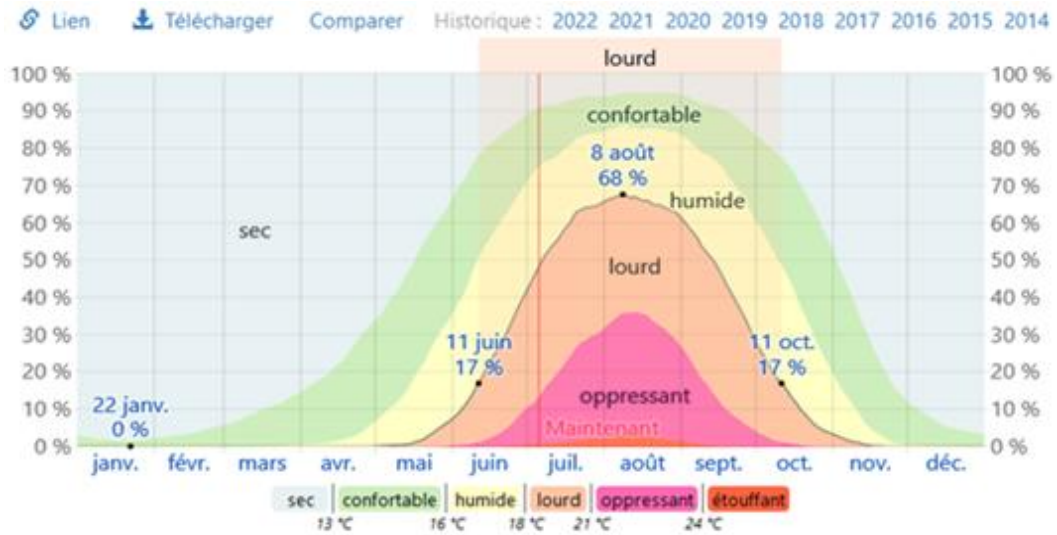


Figure I.8 : Pourcentage de temps passé dans divers niveaux de confort selon L'humidité catégorisée par le point de rosée d'Oran.

Le diagramme climatique de Boufatis est le suivant :

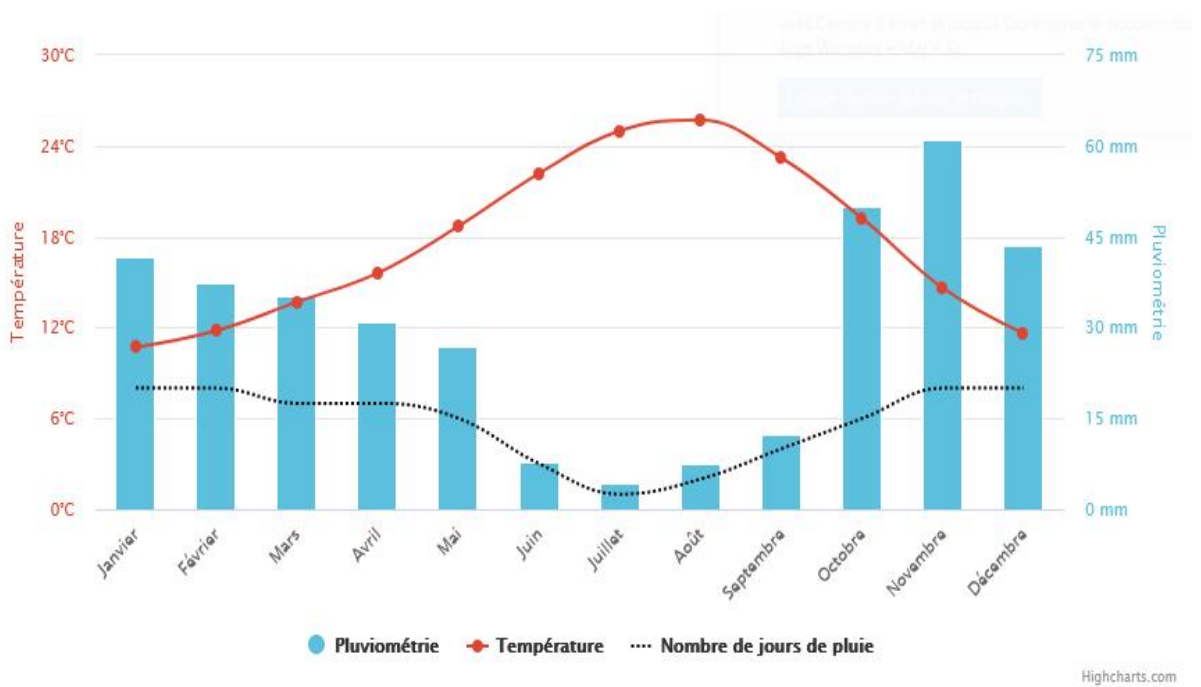


Figure I.9 : Diagramme climatique de Boufatis. [7]

Des précipitations moyennes de 4.3mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En novembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 60.9mm.

## **I.6 Tectonique active de la région Nord-Algérienne**

En Algérie, la tectonique active est localisée dans la région nord du pays, essentiellement dans le Tell. Dans cette région, frontière entre les plaques Africaine et Eurasiatique, la déformation tectonique est l'expression de la convergence actuelle de ces deux plaques et se traduit par la fermeture progressive des bassins néogènes et par la poursuite de l'édification de la chaîne. Le long de la marge, la déformation s'exprime dans la partie de la plaine abyssale proche du continent, par le plissement de la couverture plio-quadernaire. Au niveau de la pente et sur le plateau continental, la sismicité est générée par des accidents qui se prolongent parfois à terre. Cette tectonique littorale active est à l'origine de la surrection de la côte, comme cela fut le cas lors du dernier séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, où le soulèvement cosismique a été estimé en moyenne à 0,50 m. À terre, la sismicité s'exprime surtout le long des bordures des bassins néogènes qui longent la côte. Ces bassins se déforment en donnant des structures plicatives (synclinaux, anticlinaux) et parfois cassantes (pli-failles, failles inverses, chevauchements) orientées NE-SW à NNE-SSW. Ces dernières sont le plus souvent à l'origine des violents tremblements de terre que connaît l'Algérie. Plus au sud, la sismicité s'exprime, tout le long du Tell, le long des faisceaux de plis de direction NE-SW. Actuellement, dans les régions des Hauts Plateaux et la région de l'Atlas saharien, l'activité sismique est faible. [9]

### **II.6.1. Sismicité de la région [9]**

La sismicité de l'Algérie est localisée sur la frange nord du pays formée par quatre domaines morpho structuraux : L'Atlas saharien et la partie nord de la plateforme saharienne, les hauts plateaux et l'**Atlas Tellien**.

Au cours de son histoire, l'Algérie a connu plusieurs séismes de forte magnitude, qui ont généré parfois des pertes humaines et matérielles importantes.

Le plus ancien séisme recensé par les études historiques remonte au 30 octobre 1365, date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger (Tableau I.1). Antérieurement à cette date, quelques événements ont pu être répertoriés durant la période romaine et au-delà (séismes de l'an 700 dans la région d'AïnTémouchent, de l'an 800 dans la région de Timgad), mais ces séismes restent mal documentés, en raison de l'absence de documents ou d'archives relatives aux époques médiévale et antique de l'Algérie. Pour la période allant de 1365 à nos jours, la sismicité a fait l'objet de nombreux travaux. Les plus récents ont permis

d'enrichir le catalogue des séismes qui ont touché les régions d'Alger et du Constantinois durant les XIXe et XXe siècles.

Les études de sismicité historique ont permis d'élaborer différents catalogues de sismicité, la réalisation de cartes de sismicité (Figure I.10) et d'intensité maximale, ainsi que de contribuer à la réalisation de cartes sismotectonique et d'aléa sismique.

Les séismes les plus violents, voire les plus meurtriers, sont ceux qui se sont produits dans la région littorale, particulièrement dans la région d'Alger en 1716 et en 1755, Oran en 1790, Blida en 1825, Jijel en 1856 et Gouraya en 1891.

Au cours de la première moitié du XXe siècle, qui correspond à la fin de la période historique, l'Algérie a été touchée par deux autres séismes importants : celui d'Aumale (Sour-El-Ghozlane) et celui d'Orléansville.

**Tableaux I.1** : Principaux séismes d'Algérie (1365–2005).

Lieu	Date	I/M	M	Victimes
Alger	03/10/1365	X		Plusieurs
Alger	10/03/1673			
Mitidja	03/02/1716	X		20 000
Oran	09/10/1790	X		2000
Blida	02/03/1825	X		7000
Jijel	22/08/1856	X		-
Aurès	16/11/1869	IX		30
Gouraya	15/01/1891	X		38
Aumale	24/06/1910	VIII	6.6	81
Orléansville	09/09/1954	X	6.7	1243
El asnam	10/10/1980	X	7.3	2633
Constantine	27/10/1989	VIII	6.0	10
Tipaza	29/10/1989	VIII	6.0	22
Boumerdes-alger	21/05/2003	X	6.8	2300

La cartographie des événements historiques permet de connaître la localisation des régions sismogènes (Fig. I.10), mais aussi d'établir un zonage sismique du territoire. Quatre zones majeures de sismicité sont ainsi mises en évidence.

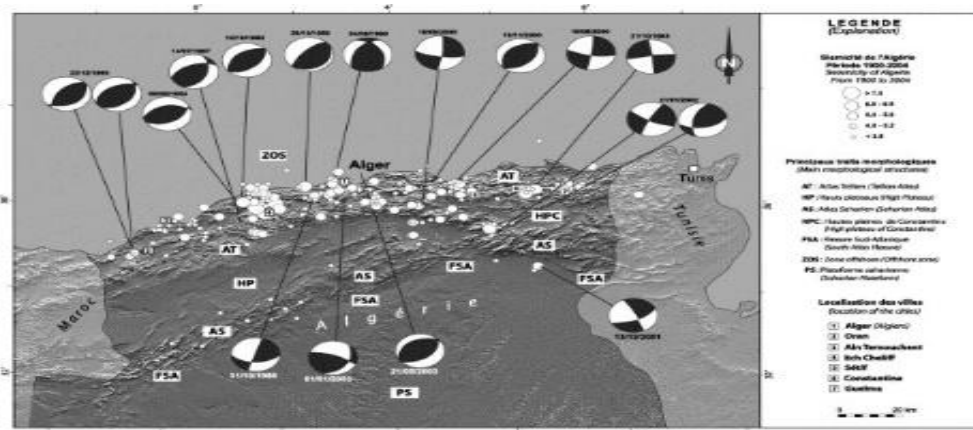


Figure I.10 : Sismicité et mécanismes au foyer du Nord de l'Algérie.

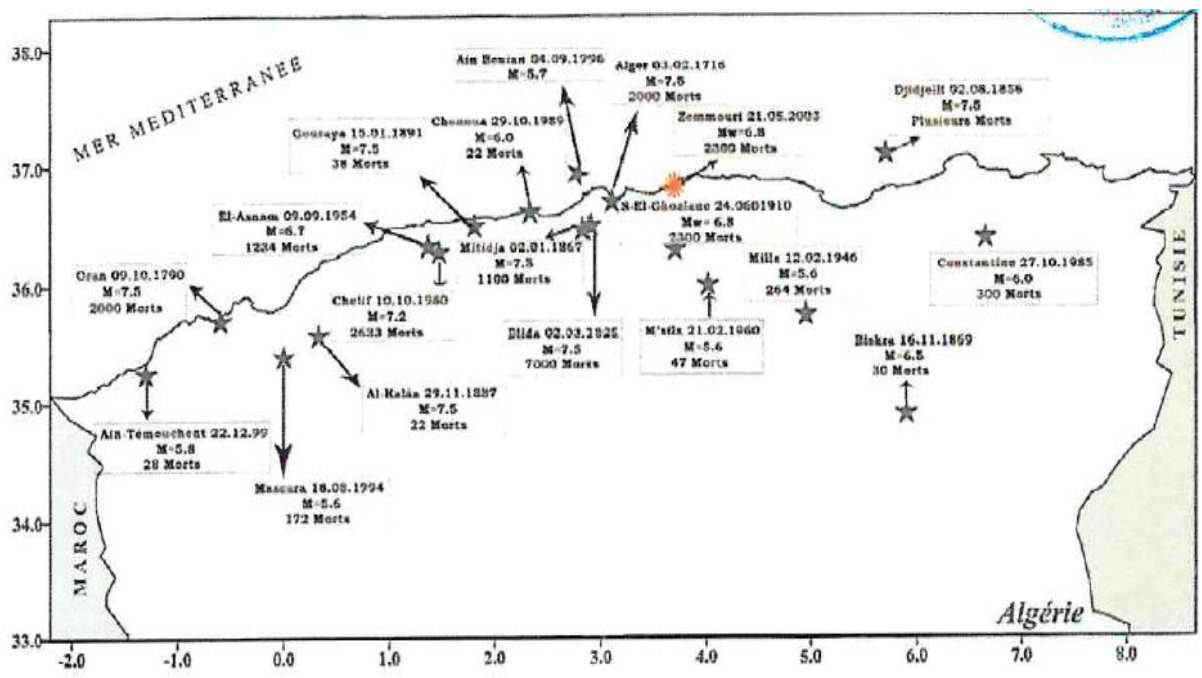


Figure I.11: Le séisme majeur de l'Algérie du Nord de la période 1365-2003.[3]

La ville est essentiellement construite sur un plateau calcaire situé au pied du Murdjajo ; ce dernier ainsi que ses abords sont faits d'une couche marno-diatomitique recouverte d'une complexe carboné.

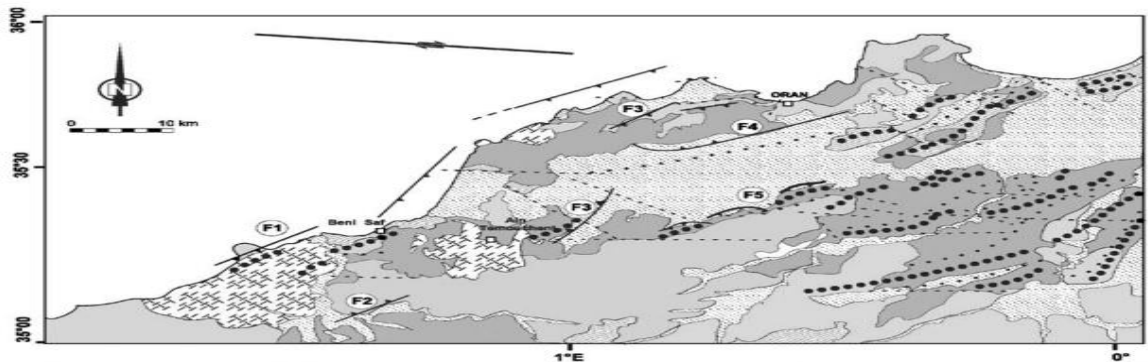
### I.6.2. La sismologie d'Oran [9]

La ville d'Oran, comme toute autre région du nord de l'Algérie, est soumise à une activité sismique élevée. Selon les règles parasismiques algériennes. Le séisme le plus mémorable qu'a connu la ville d'Oran, fut celui de la nuit du 8 au 9 octobre 1790.

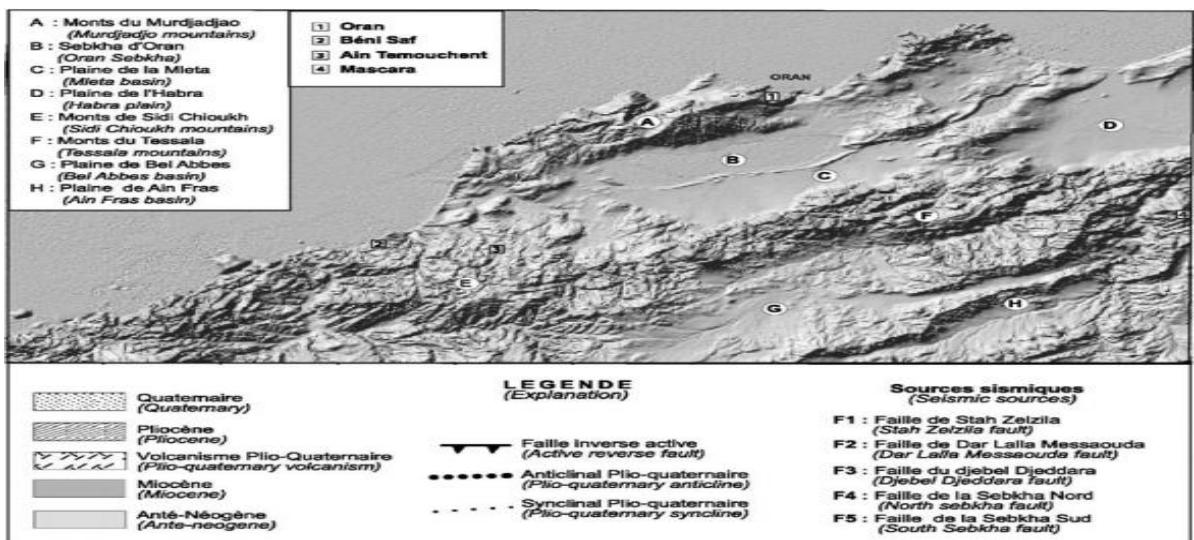
## Chapitre I Généralités sur la région d'étude

Grâce aux informations recueillies par le réseau algérien de surveillance sismique, la zone sismique de la région nord, et diverses enquêtes de terrain récemment réalisées suite à la survenance des grands séismes qui ont touché Des preuves significatives d'activité sismique ont récemment été obtenues dans le nord de l'Algérie. Cette activité sismique s'exprime dans différentes zones caractérisées à la fois par des propriétés sismiques-tectoniques et par la sismicité.

Cette région fut frappée en 1790 par un séisme dévastateur. Les investigations récentes de terrain ont permis l'identification de deux structures actives majeures pouvant générer d'importants séismes (Fig. I.12)



(a) MNT



(b) structures actives

Figure I.12 : Sismicité de la région oranaise

### **I.6.3 Faille de la Sebkha nord (F4). [9]**

Cette faille s'étend sur environ 15 km selon une direction NE–SW. Elle délimite les monts du Murdjadjo, au nord, et la plaine de la grande Sebkha, au sud (bassin de la Mléta). Vers l'ouest, cette faille change brusquement de direction vers le nord-ouest, sur environ 4 km. Elle est interprétée comme une faille inverse à pendage nord. Plus au nord, vers les hauteurs, le déplacement le long de la faille est associé au plissement et soulève le Murdjadjo, qui domine ainsi le bassin de la Mléta. Cette faille est supposée active, car les épaisseurs des séquences sédimentaires d'âge Quaternaire, rencontrées immédiatement au sud sont en faveur d'une importante subsidence tectonique du bassin de la Mléta.

Cette faille, qui a une longueur totale de 55 km, est parfois le siège d'une micro-activité sismique, comme en témoigne le dernier petit séisme (Ml : 3, 1) qui s'est produit le 26 novembre 2004 dans l'extension marine du pli-faille du Murdjadjo. Elle pourrait être aussi à l'origine du séisme d'Oran en 1790.

### **I.6.4 Faille de la Sebkha sud (F5)[9]**

Cette importante structure correspond à un système de failles inverses discontinues, à pendage sud à sud-est. Elle recoupe les surfaces de piémont représenté par des niveaux alluvionnaires d'âge Pléistocène inférieur à Holocène, qui séparent la grande Sebkha d'Oran (bassin de la Mléta), au nord, des monts du Tessala, au sud. Cette faille, d'orientation NE–SW, présente un plan sur lequel des stries ont été observées. Ces dernières sont en faveur d'une cinématique en faille inverse, générant un chevauchement oblique vers le sud et le sud-est. Ce système de failles se prolonge le long des monts du Tessala, sur une longueur d'environ 30 km. Sur la base de la cartographie réalisée par Thomas ce système de faille se prolonge d'au moins 35 km supplémentaires vers l'est, le long de la limite méridionale de la plaine de Habra, soit une longueur totale de 65 km environ.

Les ruptures de failles observées dans les niveaux du Quaternaire supérieur sont exprimées par de nombreuses terrasses étagées observées sur le compartiment soulevé (partie sud) de la faille et par des escarpements de failles, qui déplacent les surfaces alluviales de piémont situées entre la montagne, au sud, et la sebkha, au nord. Dans certaines zones de cet escarpement, la faille est représentée par une zone de 200 m de largeur environ, dans laquelle au moins trois niveaux de terrasses ont été identifiés. La trace la plus méridionale coïncide avec un escarpement de 40–50 m d'élévation situé à la base du front, qui déplace les dépôts alluviaux quaternaires. Des profils topographiques de ces escarpements ont été réalisés, afin de localiser l'emplacement précis de la faille sur les terrains alluviaux

Holocène et Pléistocène. La partie nord du profil, recouverte en grande partie par des alluvions Pléistocène, est recoupée par deux escarpements. L'âge de ces dépôts alluvionnaires n'est pas connu avec précision, mais ne dépasserait probablement pas 35 000 ans. Le déplacement vertical cumulé à travers les escarpements sur les profils réalisés est de  $17,1 \pm 1,0$  m. Ces données sont en faveur d'un taux de déplacement (à long terme) sur la faille de la Sebkha sud d'au moins  $0,49 \text{ mm an}^{-1}$ . La surface du deuxième profil topographique est recouverte par des dépôts colluviaux d'âge Holocène. Des datations au carbone 14 d'échantillons de charbon, collectés dans un ravin d'oued situé à 10 m environ du premier profil, montrent que l'âge des dépôts colluviaux est de moins de 3000 ans. Le déplacement vertical cumulé à travers les deux escarpements serait ainsi d'environ  $1,4 \pm 0,5$  m.

Ces données indiquent des déplacements (à court terme) estimés à  $0,46 \text{ mm an}^{-1}$ , similaires à ceux évalués sur le long terme. Les failles associées à l'un des escarpements sont visibles dans un ravin d'oued situé immédiatement 10 m à l'est du profil. La faille est montrée en coupelle long de la paroi du ravin et se traduit par deux ruptures très proches, présentant un pendage de  $55^\circ$  vers le sud. Le déplacement vertical cumulé est  $1,6$  m. Trois datations au carbone 14, effectuées sur des échantillons prélevés sur ces plans de faille, indiquent que les failles ont été générées durant les 3000 dernières années. Elles indiquent un taux de déplacement à court terme  $0,53 \text{ mm an}^{-1}$ .

### **I.6.5. Incertitude relative au risque sismique**

En 1790, Oran fut détruit par un séisme qui a laissé des traces dans la mémoire collective. Il s'inscrit dans l'histoire sismique de l'Algérie du fait de sa localisation dans une zone de convergence de plaques.

De nombreuses secousses telluriques sont enregistrées avec des dégâts d'ordre matériel occasionnant des mouvements de panique aux contrecoups psychologiques avérés. Pour autant, la croissance urbaine mue par la nécessité démographique, n'a pas d'autre choix que de faire face à cette catastrophe naturelle imprévisible et rémanente.

Les autorités Françaises ont dû s'en préoccuper dès les premières années de colonisation. En 1844, le général Bugeaud donna instruction à « définir des règles pour les constructions en Algérie ». Même si l'aménagement du site sur le comblement des ravins, ne semble pas avoir intégré des normes parasismiques, la connaissance des risques faisait l'objet de recherche à l'échelle nationale. Aussi, face à ce « risque majeur diffus » (Neboit-Guilhot,

1990) et l'impossibilité de cartographier avec précision les zones de vulnérabilité à la construction, l'effort est axé sur les caractéristiques physiques des édifices.

La méthode est basée sur les calculs des ossatures qui structurent l'épaisseur et la solidité des murs ainsi que les arcatures et contreventements. La hauteur des édifices figurant parmi les critères discriminants à observer, le premier « gratte-ciel » d'Oran, atteignant huit étages, est édifiée en 1928. De nos jours, avec l'évolution de la science, aucune restriction ne semble concerner la prolifération des tours et autres immeubles de grande hauteur dont le modèle antisismique émane du Japon. Soumises à des épreuves de la vulnérabilité des constructions, les nouvelles méthodes évaluent les valeurs indiciaires du dommage probable et des incertitudes. C'est d'ailleurs en faisant appel aux compétences japonaises que se sont construits dans les années 1990, les projets des « 6000 logements » dans le prolongement du front de mer, et de l'Université des sciences et de la Technologie d'Oran.

Une meilleure connaissance de l'aléa définit les zones de sismicité d'après des degrés de dangerosité situés de 1 à 5. Oran est classé comme un « ensemble très vulnérable » parmi les « Zones sismiques les plus menacées des territoires en Algérie »[. L'évolution cognitive liée au séisme ne réduit plus le problème des Immeubles de Grande Hauteurs et sa solution à une simple question technique. Une importante cartographie produite par le Centre de recherche en astronomie, astrophysique et géophysique (CRAAG) ouvre «une perspective plus gestionnaire du risque sismique », en complément aux normes de construction.

Après les périodes de catastrophes, une réglementation récente rend obligatoire le respect des règles parasismiques en matière de conception architecturale. La loi 04-05 du 14 août 2004, complète les anciennes dispositions et fixe les conditions d'aménagement et de l'urbanisme en prévention des risques naturels et technologique [. Bien qu'imprécis et en cours d'élaboration, les documents cartographiques produits concernent davantage les sites d'implantation et les caractéristiques physiques du sol.

Ces dernières sont déterminées après différents sondages pour en préciser la résistance durant la première phase de réalisation d'un projet. Tel a été le cas pour un projet de reconstruction de la Calère au centre-ville traversé par une faille sismique et qui a fait l'objet d'études pluridisciplinaires particulières (Bekkouche, 2007, p. 139-143). Mais, force est de constater que ce projet, qui a fait l'objet d'un concours d'idées international en 2001, n'est toujours pas reconstruit plus de quarante années après sa démolition. Sa durable suspension des programmes d'aménagement, s'apparente conjecturalement à des situations de « mise en friche urbaine paradoxales » (Bachimon, 2014, p. 42-61).



Sachant en effet la valeur foncière et patrimoniale du lieu, il faut se questionner sur les raisons d'un tel bilan qui a pourtant bénéficié d'études techniques finalisées mais qui sont restées sans suite. Couvrant une surface de six hectares, dans un milieu gorgé d'eau de sources, généreusement ensoleillé, difficilement constructible du fait de la « mollesse » du sol, sans utilisation pendant plus d'une quarantaine d'années, cet « espace symboliquement antinomique avec la vie » (Scapino, 2015), offre un potentiel intéressant pour un projet de « culture urbaine ». L'idée se justifie d'autant plus qu'une école, seul vestige de l'histoire du lieu, occupe le centre du terrain.

Pour autant, les modèles ne manquent pas s'il fallait par exemple s'inspirer de la pépinière agrumicole de Misserghine où la clémentine a atteint sa maturité après une dizaine d'années avant d'être exportée en 1925 et reproduite sur les rives nord de la Méditerranée. Le manque à gagner concerne davantage et à la fois l'emploi, la formation et la recherche relatifs au travail de la terre en milieu urbain. Etendue à d'autres friches urbaines dont le Ravin de Ras-El-Aïn, en amont, l'alternative mériterait que les aménageurs et les décideurs s'y intéressent dans l'esprit d'une modernité qui ne se réduirait pas qu'à la construction de tours en verre climatisées.



méditerranéen sont très importantes pour déterminer la nature du sol et ses propriétés physiques et mécaniques pour l'étude de notre projet afin d'éviter les effondrements et glissements des terrains, notamment avec la nature des ouvrages (charges lourdes et dynamiques).





**Figure II.2 :** la distance entre Oran et Boufatis via (Google Earth).



**Figure II.3:** Géolocalisation de la commune  
Sur La carte géographique  
D'Algérie.



**Figure II.4:** Localisation de la commune  
de Boufatis Dans la wilaya  
D'Oran.

Elle s'étend selon les coordonnées géographiques [12]

**Tableau II.1** : les coordonnées géographiques.

Coordonnées géographiques de Boufatis	Latitude : 35.6796 Longitude: -0.411301 35° 40' 47" Nord, 0° 24' 41" Ouest
Superficie de Boufatis	9906 hectares 99,06 km <sup>2</sup>
Altitude de Boufatis	109 m
Climat de Boufatis	Climat semi-aride sec et chaud (Classification de Köppen: BSh) (4)
Code ONS de Boufatis	3114

## II.3 Reconnaissance du site

### II.3.1 Présentation de la zone d'étude

La zone d'étude est située au Sud-Est de la commune Boufatis wilaya d'Oran (Algérie)

Elle est limitée morphologiquement au ces limites sont matérialisées comme suit :

- **Au Nord** : par la route et un terrain vague
- **au Sud** : par des terrains agricoles
- **au Est** : par une piste et un terrain vague
- **au Ouest** : par la ville de Boufatis

L'ensemble des nouvelles installations qui composeront la nouvelle ligne de production sera situé à proximité de Boufatis, au sens administratif de la Wilaya D'Oran.

L'accès futur à la nouvelle usine se fera à partir de la route qui la délimite selon les plans ci-joints, bien que pour la réalisation des travaux, différents accès soient considérés qui seront définis au cours des travaux.



**Figure II.5 :** Vue en haut du site d'étude via (Google Earth).



**Figure II.6:** Vue de la zone d'étude via (satellite carte de Boufatis).

## II.4 Description général du projet de construction

La mise en œuvre du nouveau bâtiment de la machine ( paper machine 1) PM1 ainsi que celle de ses annexes et des constructions auxiliaires qui feront partie de la présente demande d'offre sont décrites dans le plan général ci-joint 864-000B006.

La construction principale de ce projet sera le bâtiment PM1 lui-même, ainsi que le bâtiment OCC, et plusieurs annexes décrites en détail ci-dessous.

Les bâtiments ou les installations auxiliaires qui doivent être construits sont décrits dans la section suivante et seront les suivants:

### Bâtiment du Machine PM1

- Bâtiment Principal
  - Annexe latérale pour systèmes de ventilation et locaux électriques
  - Bâtiment Bureaux, vestiaires et salle de contrôle
  - Bâtiment Atelier “Workshop”
- \* Bâtiment OCC, ou cuisine.
- \* Galerie de communication entre bâtiments
- Galerie de communication pour le transport de bobines entre les bâtiments PM1 et le futur entrepôt.

Le terrain sur lequel le nouveau bâtiment du PM1 doit être construit est actuellement vide, il n'y a pas de bâtiment et il fait partie d'un terrain situé dans une zone proche des terres agricoles.

Le niveau fini de la dalle du nouveau bâtiment du PM1 sera de 20 cm plus élevé que la route qui le délimite (niveau +88.80), ce niveau étant donc de +0,00 du projet Niveau +0.00 de la dalle équivaut à Niveau +89,00 (géodésique).

## II.5 Description de bâtiment du machine

Un bâtiment principal sera construit, comprenant la partie de la machine à papier ( PM1) et la partie de préparation des pâtes ( OCC), ainsi que les bâtiments rattachés au bâtiment de la machine tels que le bâtiment de bureaux et l’atelier mécanique. L’un d’eux avec un volume et une surface en fonction des besoins.

Pour l’ensemble des bâtiments et des annexes, le même dessin de façades avec des matériaux et des finitions identiques a été projeté. Les systèmes constructifs utilisés, tels que la fondation, la structure et les revêtements dans tous les cas, seront les mêmes que ceux contenus dans les chapitres suivants.



**II.6 Machine à papier PM1 et Préparation de la pâte OCC**

La nouvelle machine à papier PM1 et le bâtiment de préparation de la pâte OCC seront situés à côté du nouvel espace de stockage des fibres recyclées et de l'autre côté du nouveau bâtiment de stockage des bobines, comme indiqué sur les plans d'implantation dans les annexes. La communication entre bâtiment de la machine à papier et bâtiment de stockage des bobines se fera via un rack de transport de rouleaux surélevé, qui disposera de suffisamment d'espace sur toute la longueur pour les tapis roulants qui transporteront les rouleaux provenant de la machine et également assez d'espace des deux côtés pour les services de maintenance



Figure II.7 : Plans de masse de site a été créé pas logiciel (AUTOCAD).

### II.7 Dimensions et surfaces générales.

La surface totale de construction PM1 / OCC sera d'environ **28.674 m<sup>2</sup>**.

La longueur totale du bâtiment complet sera de 296,8 m, avec un total de 42 travées des rangées Z1 à Z8, appartenant au bâtiment OCC, et des rangées X81 à X40 appartenant au bâtiment machine PM1, qui seront séparées par une distance de 7 m.

La largeur totale du bâtiment sera variable, dans la première partie du bâtiment (OCC) de la rangée Z1 à la rangée Z8, la largeur est 49,64 ; entre les lignes X1 et X40. Les annexes ont également des largeurs et des hauteurs variables. L'espace principale du bâtiment aura une largeur totale de 30.25 m (entre les axes Y3-Y8), où plusieurs ponts roulants seront installés, comme décrit ci-dessous.

Dans le bâtiment principal, deux processus de production différents seront réalisés. Pour faciliter l'identification des équipements mécaniques et électriques qui seront installés dans chacun d'eux, ils seront nommés comme suit.

**Tableau II.2 :** Les surfaces générales de projet pour chaque niveau.

		Niveau +0,00	Niveau +3,75	Niveau +7,50	Niveau +14,50	Niveau +17,50	Couverture	<b>TOTAL</b>
BÂTIMENT OCC		2.445,00		2.445,00			2.445,00	<b>4.890,00</b>
BÂTIMENT PM1		8.290,00		8.290,00	1.904,00	176,00	10.787,00	<b>18.660,00</b>
	Bureaux	697,00	697,00	697,00				<b>2.091,00</b>
	Workshop	902,00		335,00				<b>1.237,00</b>
	Bâtiment Annexe	898,00		898,00				<b>1.796,00</b>
<b>TOTAL</b>		<b>13.232,00</b>	<b>697,00</b>	<b>12.665,00</b>	<b>1.904,00</b>	<b>176,00</b>	<b>13.232,00</b>	<b>28.674,00</b>

**II.8 Conclusion**

L'objet de ce chapitre est la présentation d'une part de la ville de Boufatis et d'autre part du projet de construction qui consiste à la réalisation du bâtiment où sera logée la machine à papier PM1 ainsi que le bâtiment de préparation de la pâte OCC. Cette présentation montre les différentes dimensions et surface du projet.

### **III.1 Introduction**

Les études de sol sur site et en laboratoire sont utilisées pour identifier les sols pour les projets de construction, obtenir des informations sur les conditions du sol du site, identifier l'organisation des différentes strates et identifier les paramètres mécaniques à attribuer. Par conséquent, à cette fin, plusieurs tests sont effectués en laboratoire et sur le terrain pour mieux comprendre les sols qui agissent comme sous-sol et baser les contre-mesures appropriées pour chaque œuvre.

### **III.2 Sondage géotechnique**

Plus largement, un sondage géotechnique est une investigation du sous-sol, réalisée avec ou sans forage d'un trou, destinée à déterminer la nature et les caractéristiques mécaniques, physiques et éventuellement chimiques de ses constituants afin de prévoir son comportement lors de la réalisation d'un ouvrage.

### **III.3 Les essais in situ**

Les essais in-situ sont des mesures physiques directement sur le terrain. Les données récupérées sur le terrain sont traitées par les ingénieurs. Les essais sont principalement :

- Les essais pressiométriques (réalisé dans un sondage)
- Les essais pénétrométriques (mesure directe de la résistance dynamique ou statique du sol par enfoncement d'une pointe) : SPT, PDL, CPT
- Des essais de vérification de compacte de terrain (essai de plaque...)
- Des mesures et des prélèvements de l'eau souterraine par installation des tubes piézométriques dans les trous des sondages

### **III.4 Les essais en laboratoire**

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif, Il s'agit de :

- Mesure de la teneur en eau.
- Degré de saturation.
- Détermination de la densité humide et sèche.

- Analyse granulométrique
- Limites d'Atterberg
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.
- Analyses chimiques.

### **III.5 Présentation du Programme des investigations**

Sur le site du projet étudié ont été implantés treize (13) sondages (forages) carottés de quarante (40 et 15) ml de profondeur dénommés (SC01, SC02, SC10, SC11, SC12, SC14, SC17, SC20 SC21, SC22, SC23, SC31, SC32).

- ✓ Six (6) sondages pressiométriques carottés de quarante (40) ml de profondeur dénommés (SP13, SP15, SP16, SP20, SP32).
- ✓ Vingt-six (26) essai de pénétration dynamique (P1, P2, P3, P4, P5, P6, P11, P12, P13, P14, P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P25, P26, P27, P28, P29, P13).
- ✓ Deux (02) Sondages équipés en PVC pour essais Down-Hole (SC10, SC31)
- ✓ 03 Poses piézométriques
- ✓ 03 Profils sismiques par la méthode de Réfraction de 120m de longueur

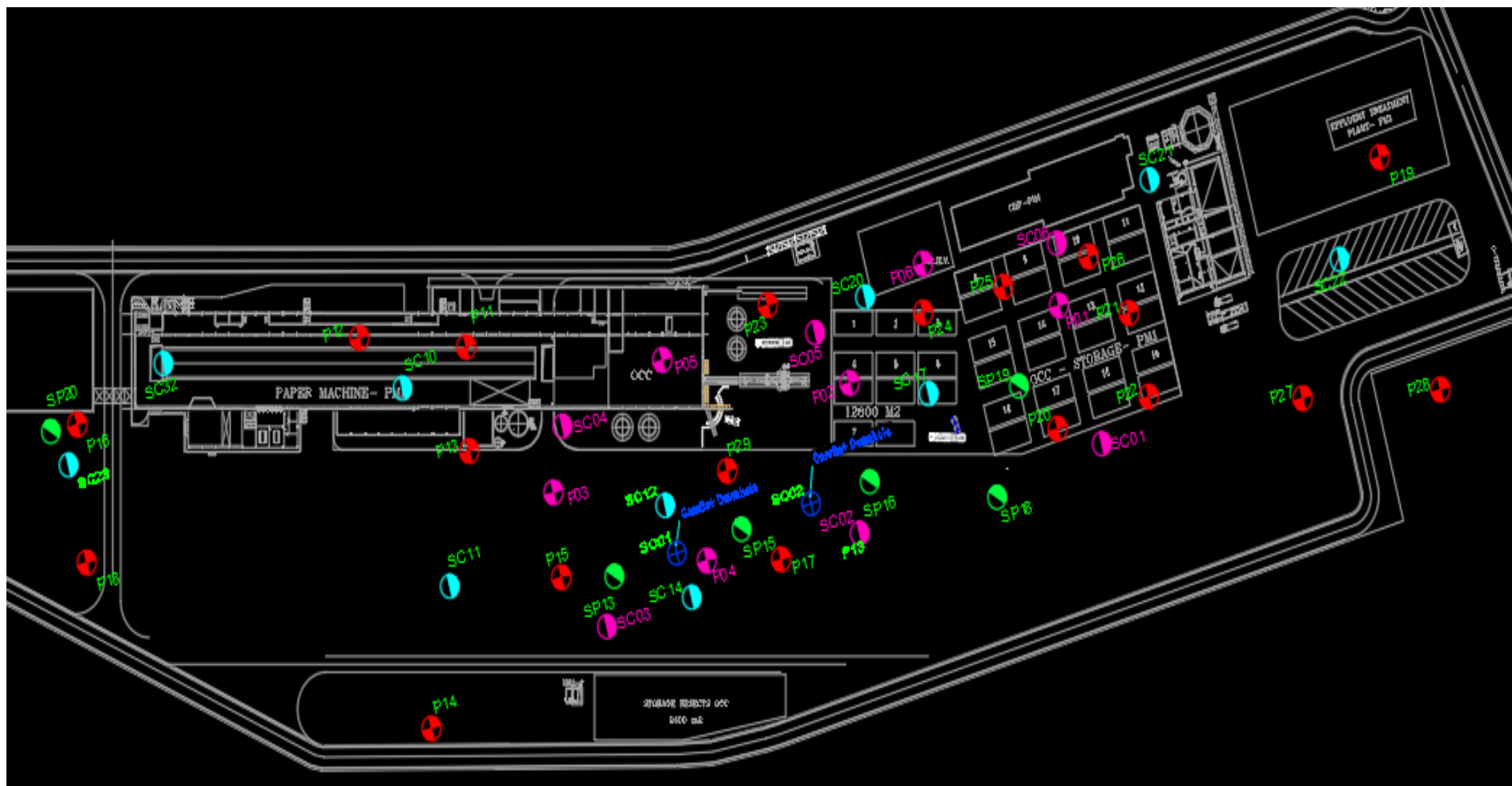


Figure III.01 : Plan d'implantation des points de reconnaissances(AUTOCAD).

La répartition des essais pour chaque ouvrage et comme suit :

**Tableau III. 01** : Répartition des essais pour chaque ouvrage.

Nom de point de reconnaissance	Profond (m)	Emplacement	SPT	Pdl	Down hole	SPT	Piézomètre
<b>SC01</b>	40	Paper machine	Oui	Non	non	non	non
<b>SC02</b>	40	Paper machine	Oui	Non	non	non	non
<b>SC10</b>	40	Paper machine	Oui	Non	Oui	non	Oui
<b>SC11</b>	40	Paper machine	Oui	Non	non	non	non
<b>SC12</b>	40	Paper machine	Oui	Non	non	non	Oui
<b>SC14</b>	40	Paper machine	Oui	Non	non	non	non
<b>SC17</b>	40	OCC-Storage	Oui	Non	non	non	Oui
<b>SC20</b>	40	OCC-Storage	Oui	Non	non	non	Oui
<b>SC21</b>	40	OCC-Storage	Oui	Non	non	non	non
<b>SC22</b>	40	Effluent treatment plant	Oui	Non	non	non	Oui
<b>SC23</b>	40	warehouse	Oui	Non	non	non	non
<b>SC31</b>	15	warehouse	Oui	Non	Oui	non	non
<b>SC32</b>	40	Paper machine	Oui	Non	non	non	non
<b>SP13</b>	40	Paper machine	non	Non	non	Oui	non
<b>SP15</b>	35	Paper machine	non	Non	non	Oui	non
<b>SP16</b>	40	Paper machine	non	Non	non	Oui	non
<b>SP19</b>	40	OCC-Storage	non	Non	non	Oui	non
<b>SP20</b>	40	Werehouse	non	Non	non	Oui	non
<b>SP32</b>	40	Paper machine	non	Non	non	Oui	non



### III.6 Présentation des résultats d'investigations

#### III.6.1 Sondages carottés

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.

En règle générale pour effectuer un sondage, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place.

Les sondages réalisés ont mis en évidence la succession lithologique suivante :

- **Formation 01** : Argile molle parfois sableuse, de couleur blanc-grisâtre, bleuâtre, parfois brune.
- **Formation 02** : Argile ferme brunâtre, vert-brunâtre par endroit, parfois sableuse.
- **Formation 03** : Argile très ferme brun-rougeâtre à rougeâtre en profondeur, parfois sableuse.
- **Formation 04** : Formation dunaire composée essentiellement de sable argileux/limoneux, de sable grésifié et grés.

Deux Profils géologiques de l'assiette du Projet ont été dressés, dénommés A & B, recoupent l'ensemble des sondages réalisés et indiquent la succession lithologique et la géométrie des formations mises en évidence.

Les figures ci-après présentent l'emplacement des Profils A et B sur un Plan, ainsi que les schémas illustrant les coupes lithologiques respectives des Profils A & B.

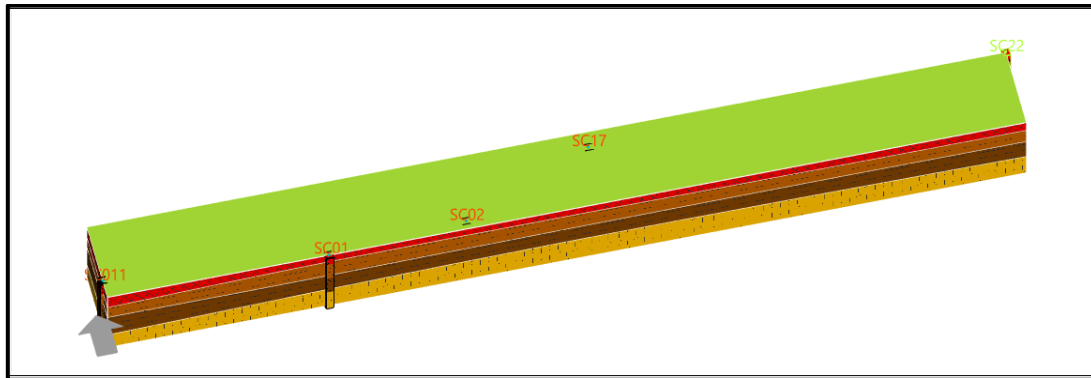
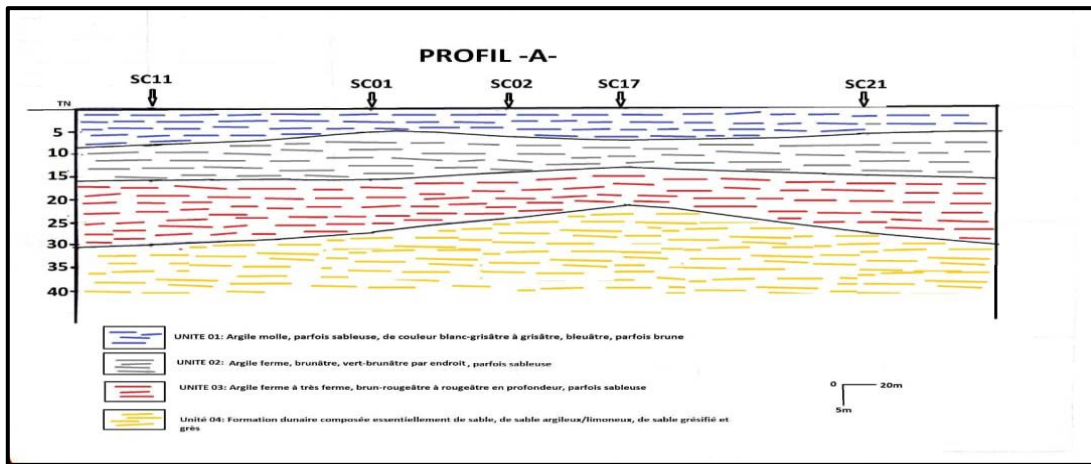


Figure III.02: Coupes lithologiques de profil A par GEO5.

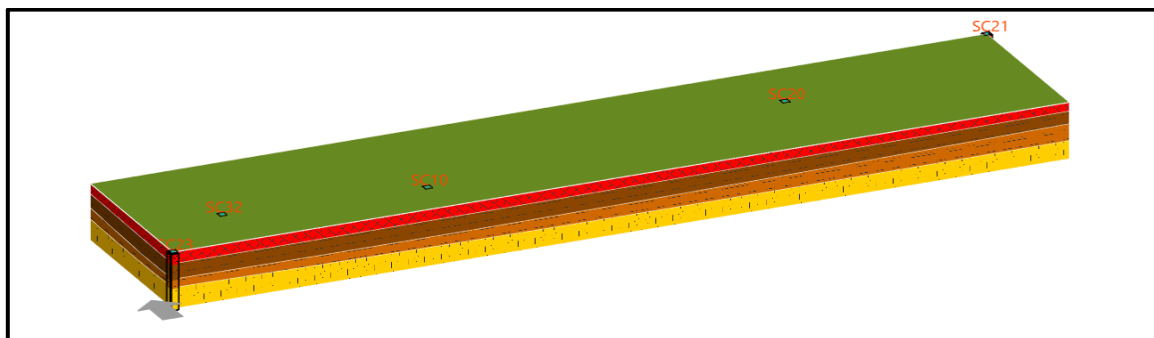
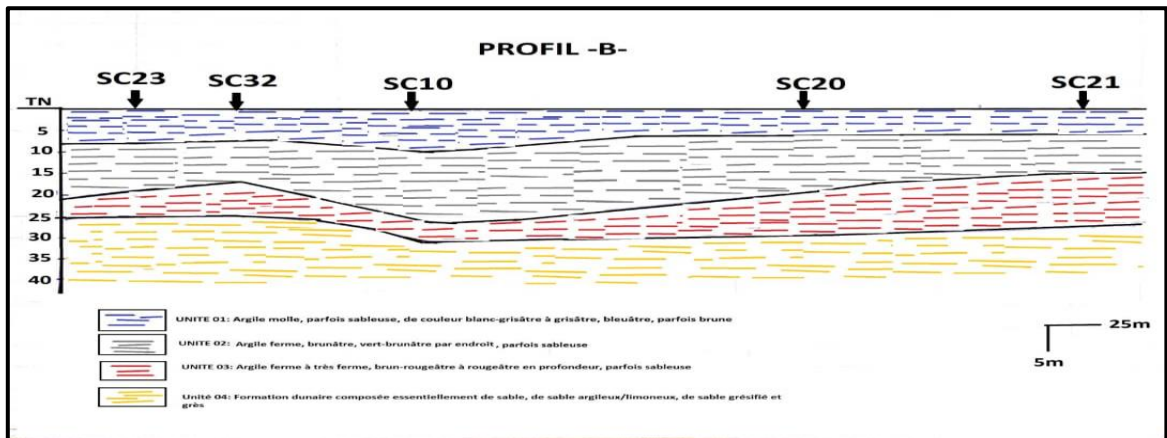


Figure III.03 : Coupes lithologiques de profil B par GEO5.

### III.6.2 Sondages pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai particulier de capacité portante effectué dans un forage. Cet essai permet un calcul précis de la force portante du sol et des tassements sous fondations.

Par l'intermédiaire d'une sonde dilatable, on applique sur la paroi du forage, une pression croissante jusqu'à la rupture du terrain. A chaque palier de pression, on relève l'accroissement de volume de la sonde.

Les mesures réalisées au moyen d'une armoire pressiométrique sont portées sur des diagrammes pressio-géologiques (Pression/Volume).

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane

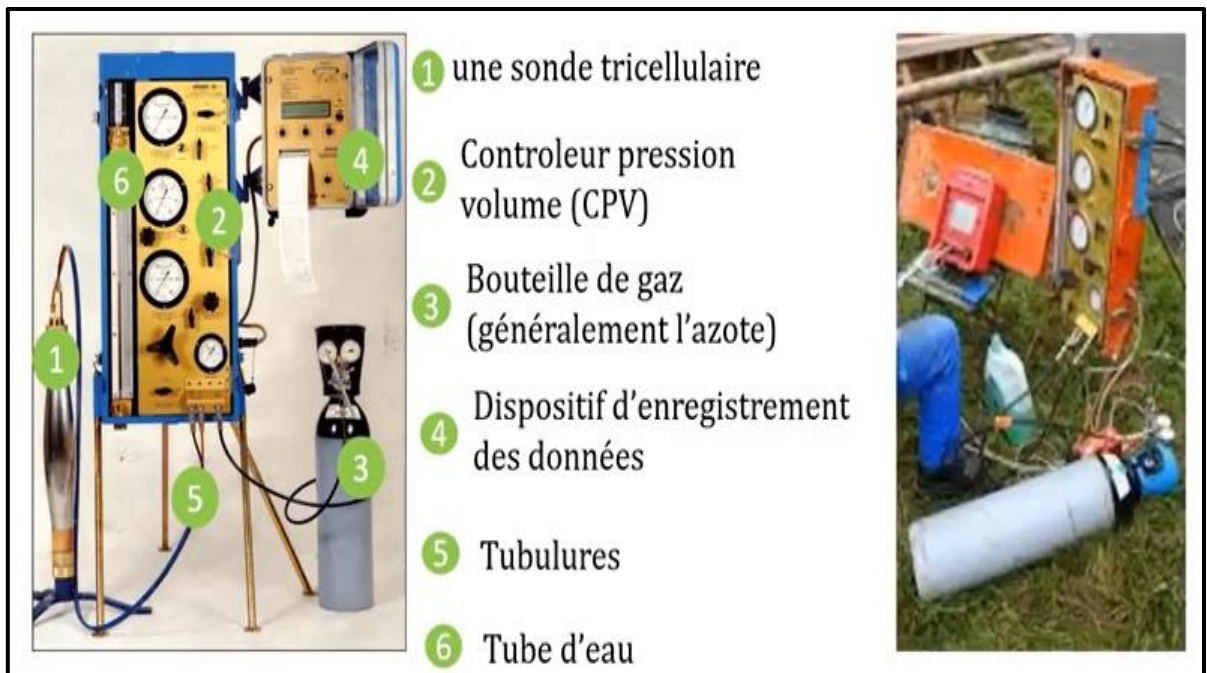


Figure III. 04 : Composants d'un appareil pressiométrique .

Les paramètres pressiométriques de chaque formation lithologique obtenus des sondages réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.02** : Les paramètres pressiométriques de chaque formation lithologique obtenus des sondages réalisés.

SP	Lithologie	Pl (bars)			E (bars)		
		Min.	Max.	Moy.	Min.	Max.	Moy.
SP13	Argile molle	3.6	5.5	4.55	178	275	226,5
	Argile ferme	6.5	10.9	8.7	220	383	301.5
	Argile très ferme	11	19.4	15.2	576	620	598
	Formation dunaire	/	/	/	/	/	/
SP15	Argile molle	2.7	5.4	1,35	83	92	87.5
	Argile ferme	5.4	10.6	8	289	355	226
	Argile très ferme	10.2	17.5	13.85	435	778	557
	Formation dunaire	26	31.8	28.9	1200	9310	5255
SP16	Argile molle	1.7	3	2.35	46	81	63.5
	Argile ferme	6.1	9	755	120	158	139
	Argile très ferme	10.3	19.9	15.1	360	480	420
	Formation dunaire	20.1	27	23.55	4830	8894	6862
SP19	Argile molle	3.5	4.7	4.1	107	158	132.5
	Argile ferme	9	10.1	9.55	190	383	286.5
	Argile très ferme	12.4	19.3	15.85	454	753	603.5
	Formation dunaire	27.3	32.1	29.7	2161	9627	4824.3
SP20	Argile molle	2.4	3.5	2.95	72	126	99
	Argile ferme	8	10.5	9.25	189	269	229
	Argile très ferme	12.2	19.1	15.65	346	718	532
	Formation dunaire	26.1	28	27.05	1193	1773	1483
SP32	Argile molle	1.5	4.7	3.1	29	96	62.5
	Argile ferme	8.5	10.8	9.65	188	352	270
	Argile très ferme	10.8	18.2	14.5	352	454	403
	Formation dunaire	21.6	27.2	24.4	450	898	674

D'après les résultats du tableau III.02, nous concluons que le sol est meuble à très meuble.

### **III.6.3 Essais SPT**

L'essai SPT (Standard Pénétration Test) est un essai géotechnique fournissant les caractéristiques de résistance d'un sol.

Ce test consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard (échantillonneur Raymond) sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm. Soit ce marteau, tombant en chute libre sur l'outil échantillonneur, trois mesures sont effectuées en comptant le nombre de coups nécessaire à chaque fois pour l'obtention d'une pénétration de l'outil de 15 cm.

La résistance à la pénétration du sol est définie comme la somme des coups de la deuxième et de la troisième pénétration.

Le test est effectué au fond d'un puits (éventuellement en modifiant le sol aussi peu que possible), creusé à la profondeur désirée

Le résultat du test de pénétration standard (SPT) est le nombre de coups N (résistance à la pénétration), nécessaire pour faire pénétrer le dispositif d'échantillonnage dans le sol ou la roche pour un intervalle de profondeur de pénétration de 0,3 m (1 ft).

Les Essais SPT réalisés dans les trous des Sondages carottés ont donné les valeurs suivantes pour chaque formation lithologique composant le terrain d'étude :

**Tableau III.03 :** Valeurs des essais SPT pour chaque formation lithologique.

Sondage carotté	Lithologie	Valeur SPT		
		min	max	moy
SC01	Argile molle	6	13	9,5
	Argile ferme	13	34	23,5
	Argile très ferme	55	76	65,5
	Formation dunaire	57	69	63
SC02	Argile molle	6	10	8
	Argile ferme	22	25	23,5
	Argile très ferme	50	70	60
	Formation dunaire	70	100	85
SC10	Argile molle	4	11	7,5
	Argile ferme	14	38	26
	Argile très ferme	49	50	49,5
	Formation dunaire	50	100	75
SC11	Argile molle	7	14	10,5
	Argile molle	14	23	18,5
	Argile ferme	39	66	52,5
	Argile très ferme	51	56	53,5
SC17	Formation dunaire	7	14	10,5
	Argile molle	14	19	16,5
	Argile ferme	35	52	43,5
	Argile très ferme	82	100	91
SC20	Formation dunaire	5	9	7
	Argile molle	18	24	21
	Argile ferme	40	60	50
	Argile très ferme	60	100	80
SC21	Formation dunaire	8	11	9,5
	Argile molle	18	21	19,5
	Argile ferme	26	46	36
	Argile très ferme	46	100	73
SC23	Formation dunaire	7	13	10
	Argile molle	16	32	24
	Argile ferme	40	63	51,5
	Argile très ferme	65	100	82,5

### III.6.4 Essais au Pénétromètre dynamique Lourd PDL

L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau.

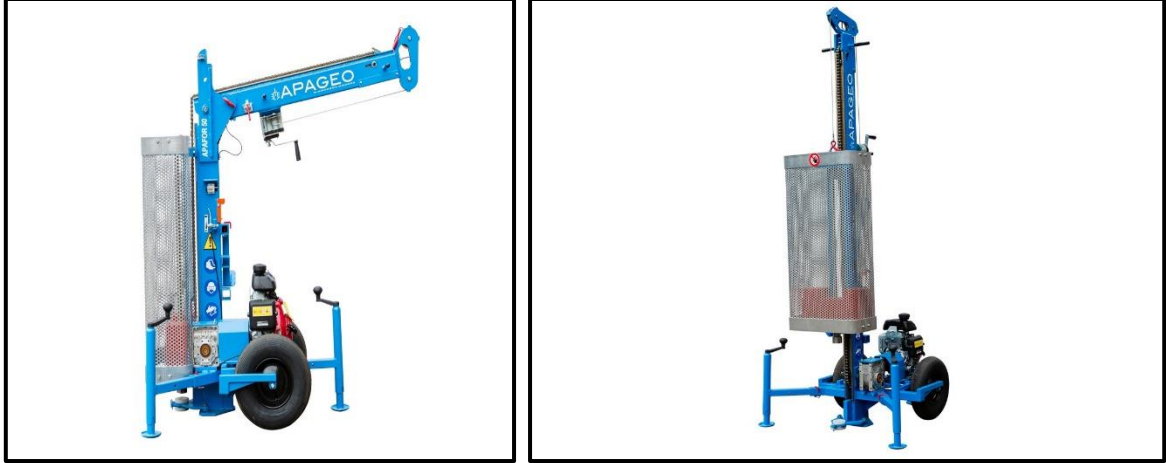


Figure III.5 : Machines de forage et Pénétromètres dynamique Lourd.

Il consiste en :

- Chute d'un poids d'une hauteur constante sur un train de tiges,
- L'énergie transmise par la chute permet l'enfoncement d'une pointe dans le sol,
- L'essai consiste à compter le nombre de coups nécessaires à l'enfoncement de la tige (en général pour 10 cm d'avancement)

L'essai permet le Contrôle de remblais et compactage, Appréciation de l'homogénéité d'un sol (position des couches dures, Pré dimensionnement des fondations superficielles. C'est un Essai rapide et à faible coût, avec Possibilité de multiplier les points de sondages sur un terrain.

Les Essais au Pénétromètre Dynamique Lourd PDL ont mis en évidence les horizons suivants caractérisés par leur résistance dynamique  $R_d$  et leur nature lithologique en corrélation avec les données de sondages :

**Tableau III.04** : Résultats de l'essai du pénétromètre dynamique pour chaque formation Lithologique.

Pénétrromètre Dynamique Lourde PDL		profondeur(m)	Min.(bar)	Moy. (bar)	formation
P01	Horizon 01	1-16	30	30	Argile molle
	Horizon 02	16-18	100	265	Argile ferme
P02	Horizon 01	1-16	30	50	Argile molle
	Horizon 02	16-18	100	265	Argile ferme
P03	Horizon 01	1-18	30	50	Argile molle
	Horizon 02	18- sans refus	80	>150	Argile ferme
P04	Horizon 01	1-19	30	50	Argile molle
	Horizon 02	19- sans refus	100	>150	Argile ferme
P11	Horizon 01	1-4	18	30	Argile molle
	Horizon 02	4-19	30	60	Argile ferme
	Horizon 03	19-21	60	180	Argile très ferme
P12	Horizon 01	2-21	12	30	Argile molle à ferme
	Horizon 02	21-22	60	180	Argile ferme
P13	Horizon 01	1-12	6	30	Argile molle
	Horizon 02	12-21	60	60	Argile ferme
	Horizon 03	21-22	84	190	Argile ferme
P14	Horizon 01	1-14	18	30	Argile molle
	Horizon 02	14-19	36	60	Argile ferme
	Horizon 03	19-21	60	180	Argile ferme
P15	Horizon 01	1-17	6	30	Argile molle
	Horizon 02	17-20	36	180	Argile ferme
P16	Horizon 01	2-6	18	30	Argile molle
	Horizon 02	6-20	36	60	Argile ferme
	Horizon 03	20-21	90	195	Argile ferme
P17	Horizon 01	1-17	12	30	Argile molle
	Horizon 02	17-21	12	60	Argile ferme
	Horizon 03	21-22	72	195	Argile ferme
P18	Horizon 01	2-6	18	30	Argile molle
	Horizon 02	6-20	30	21	Argile ferme
	Horizon 03	20-21	90	195	Argile ferme
P19	Horizon 01	1-6	18	30	Argile molle
	Horizon 02	6-20	30	60	Argile ferme
	Horizon 03	20-21	90	195	Argile ferme
P20	Horizon 01	1-5	18	30	Argile molle
	Horizon 02	5-16	60	60	Argile ferme
	Horizon 03	16-19	168	243	Argile ferme
P21	Horizon 01	1-6	6	30	Argile molle
	Horizon 02	6-19	24	45	Argile ferme
	Horizon 03	19-21	60	150	Argile ferme
P22	Horizon 01	1-18	12	30	Argile molle à ferme
	Horizon 02	19-22	66	195	Argile ferme
P23	Horizon 01	1-18	12	30	Argile molle à ferme
	Horizon 02	18-21	42	90	Argile molle
P24	Horizon 01	1-4	18	30	Argile molle
	Horizon 02	4-18	30	60	Argile ferme



	Horizon 03	18-20	48	180	Argile ferme
P25	Horizon 01	2-18	24	60	Argile molle à ferme
	Horizon 02	18-20	60	180	Argile ferme
P26	Horizon 01	1-10	24	30	Argile molle à ferme
	Horizon 02	10-18	30	60	Argile ferme
	Horizon 03	18-20	60	180	Argile ferme
P27	Horizon 01	1-12	18	30	Argile molle à ferme
	Horizon 02	12-20	30	60	Argile ferme
	Horizon 03	20-21	90	195	Argile ferme
P28	Horizon 01	1-6	6	30	Argile molle
	Horizon 02	6-20	30	60	Argile ferme
	Horizon 03	20-21	90	195	Argile ferme
P29	Horizon 01	1-17	12	45	Argile molle à ferme
	Horizon 02	17-19	36	165	Argile ferme

D'après les résultats du tableau III.04, nous concluons que le sol est faible à moyenne résistance dynamique, les valeurs obtenues dans les premiers mètres évoluent rapidement en fonction de la profondeur jusqu'à atteindre le refus.

### III.7 Travaux géophysiques

#### III.7.1 Sismique réfraction

Le principe des méthodes sismiques consiste à générer un ébranlement à la surface du sol et à analyser la propagation des différents types d'ondes émises, ainsi que la mesure de leur vitesse.

Chaque type d'onde est le support d'une méthode particulière.

- La sismique réfraction fait partie des méthodes de propagation d'ondes sismiques au même titre que la sismique réflexion, la sismique par ondes de surface et la sismique en forages.
- La sismique réfraction repose sur l'analyse des ondes de compression, P, réfractées au toit des couches. Les vitesses ( $V_p$ ) sont calculées par la mesure du temps d'arrivée des premières ondes réfractées (au-delà des arrivées directes)

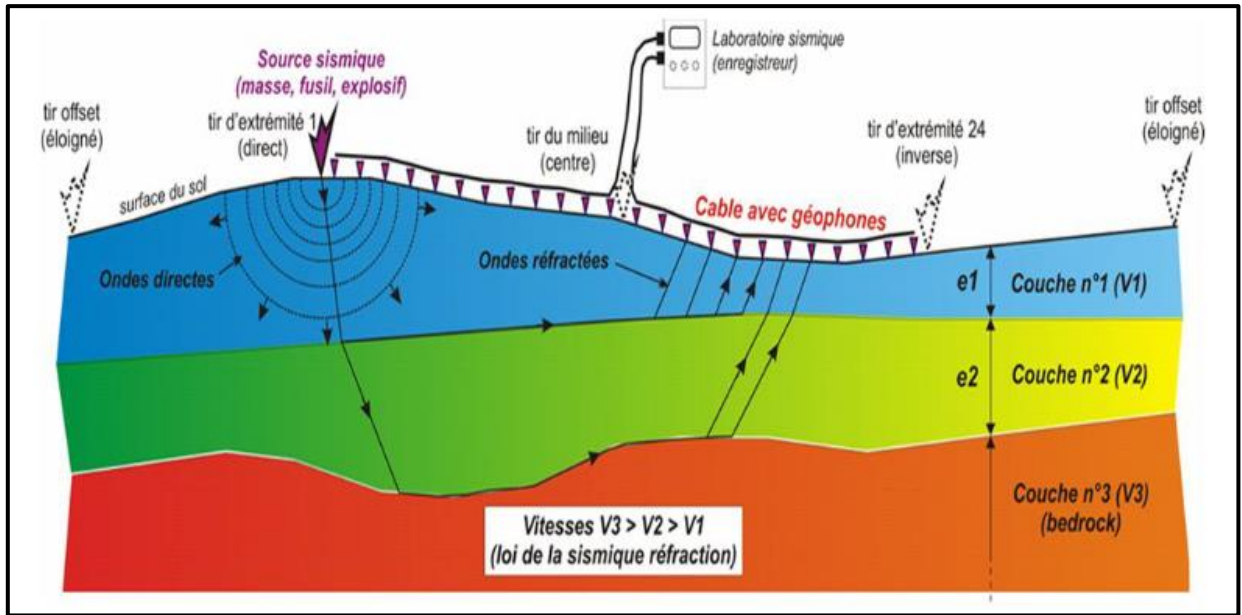


Figure III.06 : Schéma de principe [13]

Les travaux de sismique réfraction réalisés dans la zone de la Machine PM (03 Profils parallèles de 115m de longueur) ont permis de mettre en évidence les horizons géosismiques suivants :

- **Horizon 01** : caractérisé par des vitesses d'ondes de compression comprises entre 1300-1340 m/sec et des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre 239-249 m/sec. Cet horizon, d'une épaisseur comprise entre 6.00-7.40m, peut être attribué selon les données de sondages à la formation d'Argile molle.
- **Horizon 02** : caractérisé par des vitesses d'ondes de compression de l'ordre de 1800m/sec ou plus et des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre 345-361 m/sec. Cet horizon, d'une épaisseur de l'ordre de 17.50m, peut être attribué selon les données de sondages à la formation d'Argile ferme à très ferme brunâtre à rougeâtre.
- **Horizon 03** : caractérisé par des vitesses d'ondes de compression supérieures à 1800 m/sec et des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre 488-605 m/sec. Cet horizon, se rencontrant au-delà de 24m de profondeur, peut être attribué selon les données de sondages à la formation dunaire.

### III.7.2 Down-Hole

La méthode Down-Hole consiste à mesurer les vitesses des ondes de compression (VP) et des ondes de cisaillement (VS) dans le sondage.

Cette technique permet aussi la détermination des caractéristiques géodynamique du terrain, les quels sont destinés le plus souvent à l'analyse dynamique des sols et procéder à la classification du site.

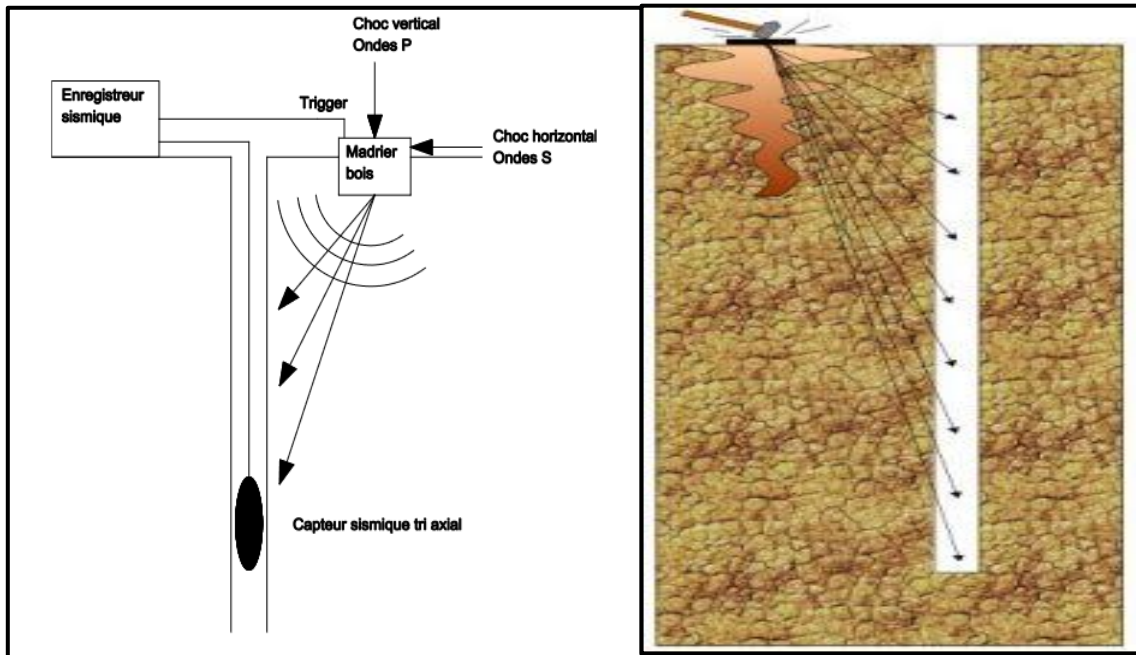


Figure III.07: Schéma de principe de l'essai Down Hole.

Les mesures de sismique de puits de type Down-Hole, réalisées dans les trous de deux sondages carottés exécutés dans la zone de la Machine PM (SC10 & SC32), ont mis en évidence les horizons géosismiques suivants :

- **Horizon 01** : caractérisé par des vitesses d'ondes de compression comprises entre 328-377 m/sec et des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre 189-219 m/sec. Cet horizon, d'une épaisseur comprise entre 5.00-7.30m, peut être attribué selon les données de sondages à la formation d'Argile molle.
- **Horizon 02** : caractérisé par des vitesses d'ondes de compression comprises entre 1181-1910m/sec et des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre 260-355 m/sec. Cet horizon, se rencontrant entre 5-18m de profondeur, peut être attribué selon les données de sondages à la formation d'Argile ferme brunâtre.

### III.8 Essais en laboratoire

Plusieurs essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés des sondages carottés à l'état intact et remanié dans le but de :

- ✓ L'identification physico chimique des sols rencontrés
- ✓ La classification des sols à partir desquels ces échantillons ont été prélevés.
- ✓ L'orientation vers le type de fondations et leur dimensionnement

#### III.8.1 Les caractéristiques physiques du sol

**Tableau III.05 :** Résultats de la teneur en eau, du degré de saturation et de la densité sèche et humide pour chaque formation lithologique.

Lithologie		Degré de Saturation Sr%			teneur en eux (W%)			Densité humide ( $\gamma_h$ T/m <sup>3</sup> )			Densité sèche ( $\gamma_d$ T/m <sup>3</sup> )		
		min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy
SC23	Argile molle	91	100	96	21	37	29	1.79	2.04	1.91	1.32	1.68	1.5
	Argile ferme	/	/	94	/	/	28	/	/	1.91	/	/	1.48
SC31	Argile très ferme	90	97	94	17	31	24	1.84	2.10	1.97	1.41	1.80	1.60
	Formation dunaire	90	92	91	/	/	19	2.05	2.07	2.06	1.73	1.74	1.73
SC22	Argile molle	80	100	90	19	32	26	1.8	2.11	1.95	1.42	1.77	1.59
	Argile ferme	92	98	95	15	24	20	1.97	2.18	2.07	1.59	1.81	1.7
SC17	Argile molle	36	100	68	20	33	26	1.86	2.07	1.96	1.42	1.64	1.53
SC20	Argile ferme	82	100	91	15	26	20	1.92	2.11	2.01	1.35	1.73	1.54
SC21	Argile très ferme	74	100	87	15	36	25	1.99	2.18	2.08	1.60	1.77	1.68
	Formation dunaire	85	100	92	21	25	23	1.88	2.07	1.97	1.50	1.70	1.60
SC32	Argile molle	91	100	95	19	44	31	1.82	2.08	1.98	1.47	1.74	1.60
		90	100	95	12	38	25	1.81	2.00	1.90	1.33	1.82	1.57
SC10	Argile ferme	80	100	90	14	30	22	1.95	2.18	2.06	1.50	1.90	1.7
		75	87	81	14	18	16	/	/	2.05	1.75	1.80	1.77
SC11	Argile très ferme	85	100	92	12	31	21	1.86	2.20	2.03	1.43	1.86	1.64
		90	100	95	17	37	27	1.86	2.15	2.00	1.36	1.83	1.60
SC12	Formation dunaire	/	/	100	25	36	30	1.95	2.03	1.99	1.44	1.63	1.54
SC14													

Nous déduisons dès les résultats du tableau III.05 que le sol est faiblement dense parfois moyennement dense à dense selon G. FILLIAT, d'un état détrempe selon TERZAGUI, la teneur moyennement humide à humide.

#### ❖ Granulométrie

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution des tailles des éléments composant l'échantillon.



**Figure III.8** : Tamis.

Les tamis sont de plusieurs tailles : 50 mm, 5 mm, 2 mm, 0.4 mm et 0.08 mm.

-Les analyses granulométriques faites sur les échantillons récupérés du sondage, montrent que le pourcentage des passants à  $80\mu$ , est supérieur à 50%, D'où il s'agit d'un sol fin de 4% à 30% particules grossières selon la classification L.C.P.C.

#### ❖ Limites d'Atterberg

Les sols argileux sont sensibles aux variations des teneurs en eau. En fonction de ces dernières, on passe de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. On définit alors des états de liquidité et de plasticité dits « limites d'Atterberg » WL et WP.



**Figure III.9** : Appareil de CASAGRANDE.

Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons analysés sont comme suit :

**Tableau III.06** : Résultats des limites d'Atterberg et indice de plasticité pour chaque formation lithologique.

lithologie		WL			Ip		
		Min	max	moy	min	max	moy
SC23	Argile molle	51	55	53	26	28	27
	Argile ferme	/	/	40	/	/	20
SC31	Argile très ferme	41	54	47	21	28	25
	Formation dunaire	45	47	46	23	24	23
SC22	Argile molle	36	56	46	19	28	23
	Argile ferme	30	55	42	14	27	20
SC17 SC20 SC21	Argile molle	50	56	53	25	29	27
	Argile ferme	37	52	44	18	26	22
	Argile très ferme	42	54	48	21	27	24
	Formation dunaire	54	55	54	/	/	27
SC32 SC10 SC11 SC12 SC14	Argile molle	38	54	46	18	27	22
		52	56	54	24	28	26
	Argile ferme	39	58	48	18	25	21
		34	40	37	17	20	18
	Argile très ferme	32	56	44	15	28	21
		46	49	47	23	25	24
	Formation dunaire	/	/	48	/	/	24

Les Résultats du tableau III.06 montrent que le sol est peu plastique à très plastique selon Casa grande.

### III 8.2 Les caractéristiques mécaniques du sol

Des essais de cisaillement direct aux triaxial de type CD et UU et aux essais de compressibilité à l'œdomètre ont été réalisés. Les résultats obtenus sont les suivant :

#### ❖ Le cisaillement

Cet essai est réalisé sur des échantillons de roches ou de sols. Le but est de déterminer les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement. Grâce à ces deux valeurs, on peut estimer la contrainte supportable par un sol ou la force exercée par celui-ci sur un ouvrage de soutènement par exemple.

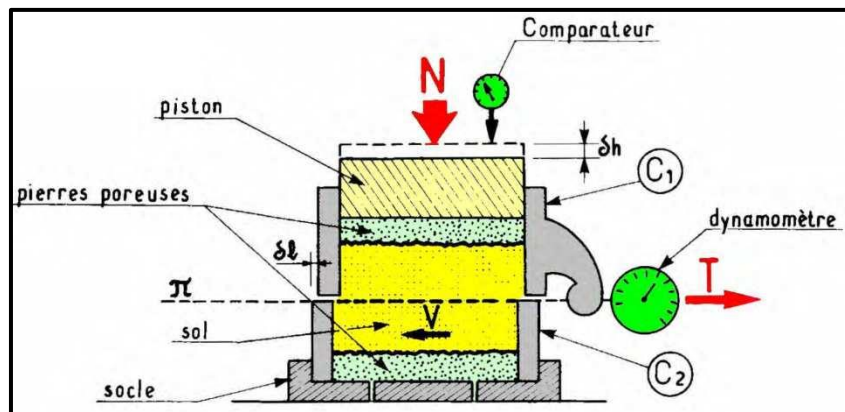


Figure III.10 : Boîte de cisaillement.

On distingue 3 types de cisaillement :

- L'essai UU : non consolidé non drainé.
- L'essai CU : consolidé non drainé.
- L'essai CD : consolidé drainé.

-Les échantillons de sol qui ont fait l'objet d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande de type consolidé drainé (CD), ainsi que des essais aux triaxial de type non consolidé non drainé (UU)



Figure III.11 : Appareillage d'essai de cisaillement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.07:** Résultats des essais de cisaillement à la boîte pour chaque formation lithologique.

lithologie		Cisaillement type UU						Cisaillement type CD					
		C(bar)			$\varphi$			C(bar)			$\varphi$		
		min	max	moy	min	max	moy	Min	max	moy	min	max	moy
SC23	Argile molle			0.66			11	/	/	/	/	/	/
	Argile ferme	/	/	/	/	/	/	/	/	0.22	/	/	19
SC31	Formation dunaire	/	/	/	/	/	/	/	/	0.52	/	/	13
SC22	Argile molle	/	/	/	/	/	/	0.27	0.58	0.42	15	17	16
	Argile ferme	0.78	0.87	0.82	13	14	13.5	0.32	0.70	0.51	13	15	14
SC17 SC20 SC21	Argile molle	/	/	0.69	/	/	9	0.29	0.35	/	15	16	15.5
	Argile ferme	0.79	0.84	0.81	9	13.4	11.2	0.51	0.64	/	13	18	15.5
	Argile très ferme	0.81	0.94	0.87	/	/	13	0.41	0.67	/	15	17	16
	Formation dunaire	/	/	/	/	/	/	/	/	0.55	/	/	14
SC32 SC10 SC11 SC12 SC14	Argile molle	0.21	0.31	0.26	16	19	17	0.63	0.97	0.80	13	15	14
		0.32	0.66	0.49	13	18	15	0.81	0.88	0.84	11	12	11.5
	Argile ferme	0.49	0.78	0.63	14	21	17	1.07	1.15	1.11	13	19	16
		/	/	0.68	/	/	17	/	/	/	/	/	/
	Argile très ferme	0.31	0.69	0.5	13	17	15	0.69	0.73	0.71	13	16	14.5
		0.27	0.83	0.55	13	18	15	/	/	/	/	/	/
Formation dunaire	0.45	0.77	0.61	13	16	14	0.69	0.90		10.1	12.3	11.2	

Les résultats montrent que le sol est mou à ferme, avec un angle de frottement faible, expliquant le taux des particules sableuses présentes des formations argileux.



### III.8.3 Essai œnométrique

L'essai œnométrique permet de déterminer certaines caractéristiques du sol nécessaires pour pouvoir évaluer les tassements de celui-ci suite à l'application de charges (fondation, stocks ...).

L'essai consiste à exercer des cycles de chargement et de déchargement sur un échantillon de sol drainé sur deux faces, à l'intérieur d'une cellule rigide.

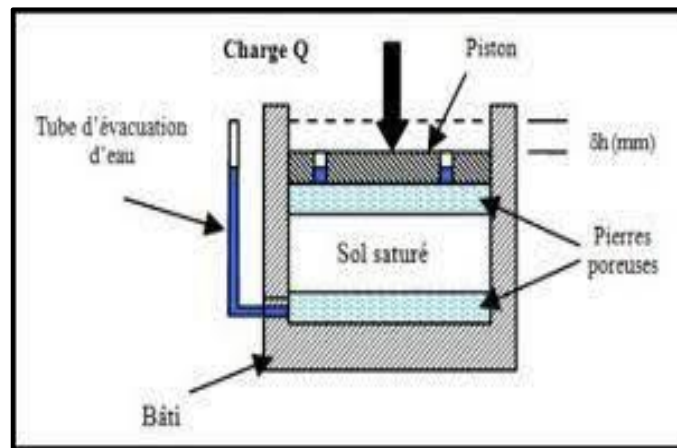


Figure III.12 : Appareil d'œnomètre.

Tableau III.08 : Résultats œnométriques pour chaque formation lithologique.

lithologie		Pc (bar)			Cg %			Cc %		
		min	max	moy	Min	max	moy	min	max	moy
SC23	Argile ferme	/	/	0.87	/	/	0.035	/	/	0.208
SC31	Formation dunaire	/	/	1.49	/	/	0.029	/	/	0.194
SC22	Argile ferme	0.58	0.86	0.72	0.004	0.024	0.014	8.2	28.2	18.2
SC17	Argile molle	0.41	2.45	1.43	1.1	1.8	1.45	16.6	20	18.3
SC20	Argile ferme			0.64	/	/	2.9	/	/	26.5
SC21	Argile très ferme	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Formation dunaire	0.53	0.85	0.69	2.4	4.2	3.3	27.2	28.6	27.9
SC32	Argile ferme	0.56	1.59	1.07	0.4	2.6	1.5	17.1	29.2	23.15
SC10		0.64	0.71	0.67	0.8	1	0.9	12.7	20.7	16.7
SC11	Argile molle	0.68	3.08	1.88	0.9	2.1	1.5	6.4	19	12.7
SC12	Argile très ferme	/	/	0.55	/	/	1.3	/	/	12.9
SC14		0.67	1.33	1	0.8	1.6	1.2	12.7	28	20.35

Au vu des valeurs obtenues et selon la nature lithologique des formations analysées, le sol est moyennement compressible d'après TERZAGUI, et peu gonflant d'après Sanglerat

### III.9 La modélisation par Geo5

#### III.9.1 Présentation de logiciel Geo5

GEO5 est un logiciel géotechnique qui contient un ensemble de programmes intuitifs pour analyser la plupart des problèmes géotechniques basés sur des méthodes analytiques et la méthode des éléments finis, où chaque programme analyse un type spécifique de structure, ce qui rend les programmes faciles à utiliser et intuitifs.

Ce programme, basé sur la méthode des éléments finis, permet de modéliser et analyser un large éventail de problèmes géotechniques, y compris le tassement du terrain, les palplanches/murs moulés, la stabilité des pentes, l'analyse des excavations. Il propose plusieurs modèles de matériaux pour les sols et une variété d'éléments structuraux tels que murs, ancrages, géotextiles ou géo grilles. Le GEO5 FEM est utilisé pour calculer les déplacements, les efforts internes dans les éléments structuraux, les contraintes et les déformations et des zones plastiques dans le sol et d'autres quantités à chaque étape de la construction.

Avec les modules d'extension, le programme effectue également l'analyse de l'excavation du tunnel, l'analyse du débit d'eau en régime permanent ou transitoire, l'analyse de la consolidation couplée ou l'impact dynamique d'un tremblement de terre.

-Nous avons modélisé notre étude en utilisant GEO5 Stratigraphie

Le programme **GEO5 Stratigraphie** est conçu pour évaluer les résultats des investigations in-situ (sondages, essais CPT, SPT, etc.), générer les modèles géologiques 2D ou 3D et exporter des profils de terrain vers les programmes de conception GEO5.

Modules d'extension disponibles : le module **Logs** pour l'éditions de rapports à partir des études de site, le module **Coupes** pour la création de coupes géologiques et le module **Terrassements** pour la modélisation des travaux de terrassement et le calcul des cubatures associées.

### III.9.2 Présentation de l'étude

- Lancer GEO5 stratigraphie.
- Sélectionner le menu à côté de l'écran « terrain points » puis « import ».

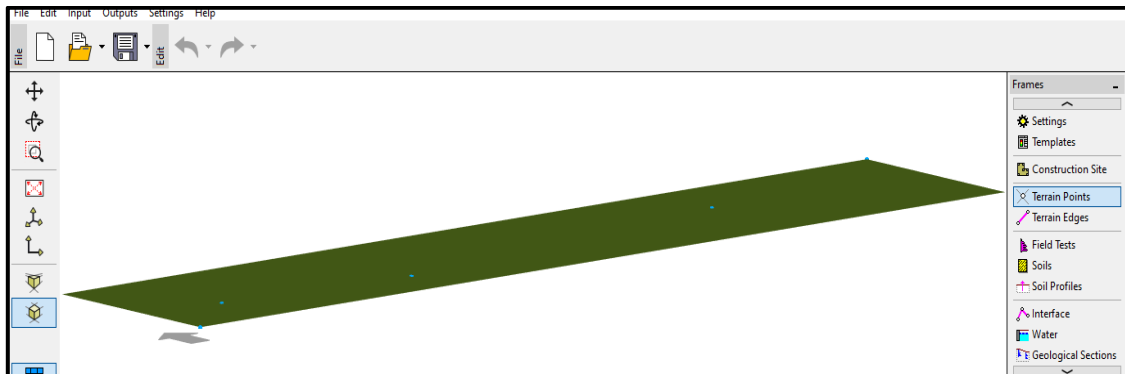


Figure III.13: Description générale de projet.

- Ensuite sélectionner « DXF » si les coordonnées des sondages sont dans « AUTOCAD » ou bien « TEXT TABLE » s'il y avait des coordonnées topographiques des sondages dans EXCEL. Puis ouvrir et ok.
- Compléter la fenêtre avec les informations de chaque sondage pour créer sol profil

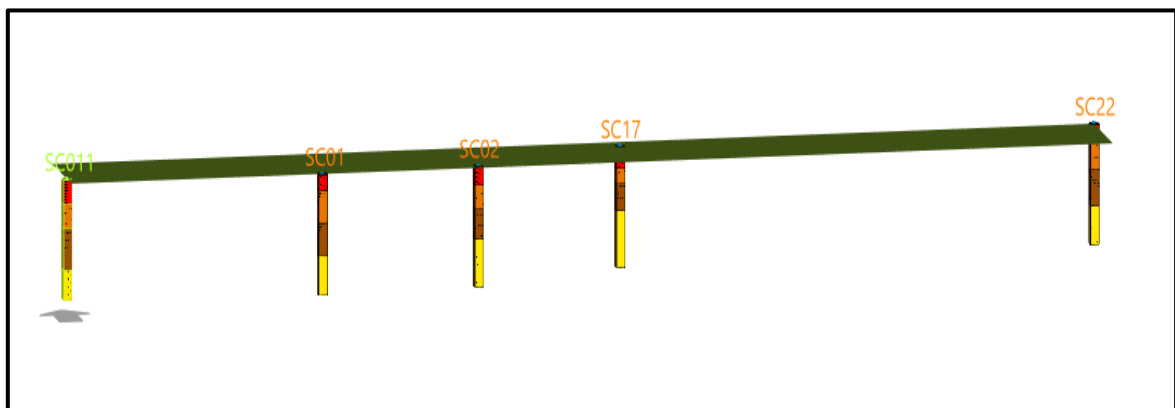
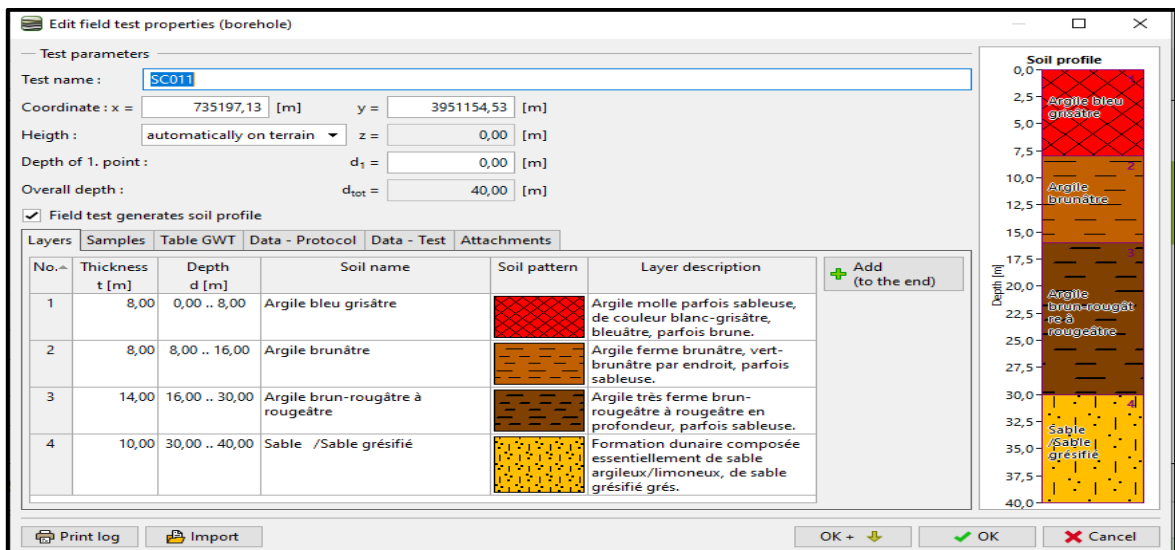


Figure III.14 : Essai de terrain.

- Après avoir rempli les données de profil, sélectionner « GEOLOGICAL MODEL » en cliquant sur « GENERATE » pour obtenir le model final.

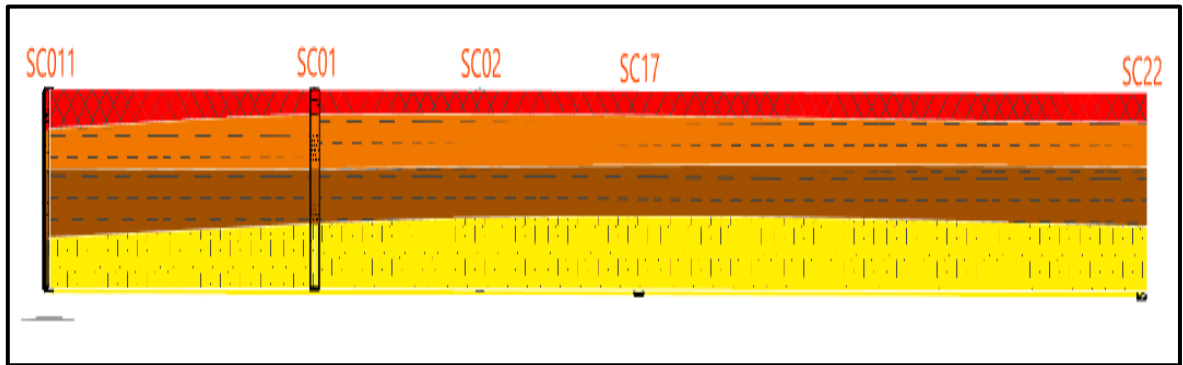


Figure III.15: Model final du profil du sol.

### III.10 Analyses des résultats

La synthèse de tous les résultats des données de notre projet sont capitulés comme suit :

#### III.10.1 Les essais in situ

Tableau III.09: Propriétés caractéristiques des essais in situ.

Les couches	N-SPT	PL (bars)	E (bars)
Argile molle	<10	<5	50-150
Argile ferme	(15-25)	(5-10)	150-350
Argile très ferme	(30-50)	(10-20)	350-700
Formation dunaire	(50-100)	>20	>1000

L'analyse de toutes les données montrent que le site peut être modélisé on 4 unité avec les propriétés caractéristiques suivantes :

Tableau III.10 : Propriétés caractéristiques des essais in situ.

Les couches	N-SPT	PL (bars)	E (bars)
Unité 01(Argile molle)	5	5	100
Unité 02(Argile ferme)	20	7.5	250
Unité 03 (Argile très ferme)	40	15	525
Unité 04(Formation dunaire)	75	25	1000

### III.10.2 Essais en laboratoire

Les résultats des données en laboratoires sont capitulés comme suit :

**Tableau III.11:** Propriétés caractéristiques des essais en laboratoire

Les couches	$c'$	$\phi'$
Argile molle	0.29-0.43	14-16°
Argile ferme	0.40-0.67	13°-19°
Argile très ferme	0.52-0.66	12°-18°
Formation dunaire	0.64-0.92	16°-19°

**Remarque :** Pour les Essais de type UU, et dans le but de les ramener aux conditions de long terme (CD), une pratique courante a été utilisée en appliquant un facteur réducteur aux valeurs de cisaillement de court terme.

Après l'analyse de toutes les données, le site peut être modélisé en 4 unités avec les propriétés caractéristiques suivantes :

**Tableau III.12:** Propriétés géotechniques caractéristiques de cisaillement.

Les couches	$c'$	$\phi'$	Densité
Argile molle	0,37	15°	1.9
Argile ferme	0,50	15°	2
Argile très ferme	0,60	14°	2.1
Formation dunaire	0,75	14°	2.1

### III.11. Modèle géotechnique du terrain

Le Modèle géotechnique synthétique du terrain a été établi sur la base de :

- La définition des unités lithologique du terrain sur la base des coupes de l'ensemble des sondages. Deux Profils ont été adoptés : A et B
- La caractérisation géotechnique des unités lithologiques ainsi définies sur la base des résultats d'essais IN SITU (SPT et Pressiométrie) et en laboratoire (Cisaillement), avec analyse et traitement statistique.
- Les résultats de la reconnaissance géophysique par Sismique réfraction et Sismique de puits de type Down-Hole
- Tableau de Classification des sites sur la base des essais SPT, Pressiométrie et Sismiques selon le Règlement parasismique algérien RPA 99 V 2003

Catégorie	Description	$q_c$ (MPa) (c)	N (d)	$p_l$ (MPa) (e)	$E_p$ (MPa) (e)	$q_u$ (MPa) (f)	$V_s$ (m/s) (g)
S <sub>1</sub>	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S <sub>2</sub>	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S <sub>3</sub>	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S <sub>4</sub>	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

**UNITE 3**

**Unité 02**

**A & B**

**UNITE 01**

**Figure III.16 :** Classification des sites sur la base des essais SPT, Pressiométrie Et Sismiques selon le Règlement parasismique algérien RPA 99 V 2003.

**Tableau III.14:** Caractérisation géotechnique des unités lithologiques ainsi définies sur la base des résultats d'essais IN SITU (SPT et Pressiométrie) et en laboratoire (Cisaillement), avec analyse et traitement statistique.

N° Unité	Désignation de l'Unité	Epaisseur	Caractéristiques géotechniques	Vs
I	Argile molle	7m (0-7m)	N-SPT =5 Pl=5 bars E=100 bars C'=0.37 bars $\phi' = 15^\circ$	189-219 m/s
II	Argile ferme	13m (7-20m)	N-SPT =20 Pl=.50 bars E=250 bars C'=0.50 bars $\phi' = 15^\circ$	260-355 m/s
III	Argile très ferme	5m (20-25m)	N-SPT =40 Pl=15 bars E=525 bars C'=0.60 bars $\phi' = 14^\circ$	
IV	Formation dunaire	15m (25-40m) Fin d'investigation	N-SPT =75 Pl=25 bars E=1000 bars C'=0.75 bars $\phi' = 14^\circ$	488-605 m/s

**Remarques:**

- La limite des Unités d'Argile molle et d'Argile ferme est située à la profondeur de 7m +/- 2m
- La limite des Unités d'Argile ferme et d'Argile très ferme est située à la profondeur de 20m +/- 5m
- La limite des Unités d'Argile très ferme et de la formation dunaire est située à la profondeur de 25m +/- 5m

### III.12. Conclusion

Ce chapitre a été consacré aux études In situ et laboratoire de notre site qui nous montre la nature du sol à bâtir et sa capacité à supporter la structure. D'après les essais nous concluons ce qui suit :

- ✓ Le sol est meuble à très meuble.
- ✓ Le sol est faible à moyenne résistance dynamique, les valeurs obtenues dans les premiers mètres évoluent rapidement en fonction de la profondeur jusqu'à atteindre le refus.
- ✓ Le sol est faiblement dense parfois moyennement dense à dense selon G. FILLIAT, d'un état détrempe selon TERZAGUI, la teneur moyennement humide à humide.
- ✓ Le sol est peu plastique à très plastique selon Casa grande.



### IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, un calcul manuel de la capacité sera réalisé en utilisant la méthode pressiométrique, traditionnelle  $C$  et  $\varphi$ , pénétrométrique au carottier et pénétrométrique statique.

Ensuite, nous utilisons le programme de calcul **GEO5 pile group** pour comparer les résultats obtenus manuellement et avec le programme **GEO5 pile group**.

Le logiciel **GEO5 pile group** permet de calculer la capacité portante de fondation profonde ainsi que le tassement et les frottements négatifs, en fonction du type d'essais à disposition : pressiomètre, pénétromètre statique et la méthode traditionnelle ( $C$  et  $\Phi$ ).

## IV.2 Définition

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

En dernier recours, si le sol en place ne possède pas les qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, des techniques de renforcement des sols sont utilisables.

La fondation est la partie inférieure du bâtiment qui a pour but de supporter les charges et les surcharges d'un bâtiment et de le transmettre dans le bon sol.<sup>[14]</sup>

Le choix des fondations est donc essentiel quand le sol n'est pas stable.

Le choix du système de fondation dépend de plusieurs facteurs prépondérants :

- Le site
- Le sol – ouvrage

La conception générale doit tenir compte de ces trois éléments et assurer la cohérence du projet vis-à-vis d'eux.

### IV.3 Types des fondations

Toute structure a besoin d'une bonne fondation pour ne pas s'effondrer, la fondation représente la réalité entre la structure et le sol. Vous pouvez trouver 3 principaux types de fondations :

- Fondation superficielle.
- Fondation semiprofonde.
- Fondation profonde.

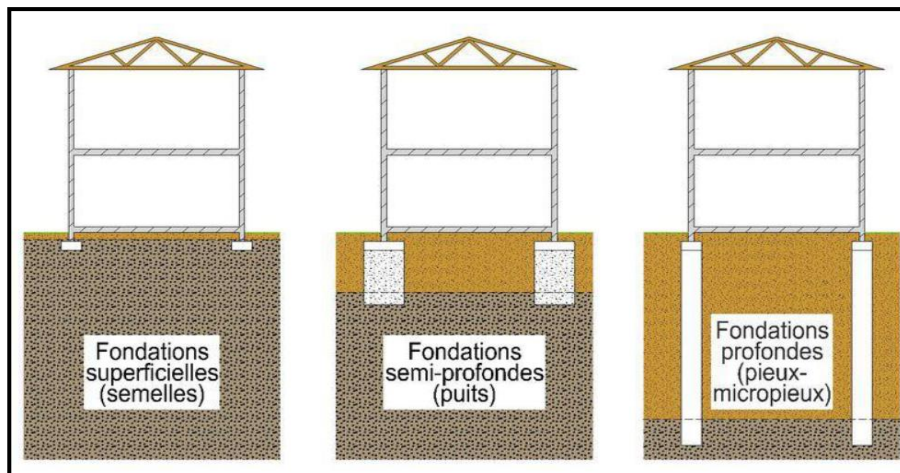


Figure IV.1: types de fondation.

### IV.4 Choix des fondations

Le choix du type de fondation dépend de :

- **Le type de structure sous-jacente** : c'est-à-dire les charges appliquées à la fondation (charges diverses) pour les maisons unifamiliales et les tours),
- **Résistance du sol.** : Une étude approfondie du sol est indispensable. Si la couche de surface est suffisamment solide, vous devez en créer une autre Etude de sol sous le niveau de la fondation à une profondeur de deux fois la largeur de la fondation Assurez-vous que votre fondation et votre sous-couche sont suffisamment solides.

Si la couche de surface n'est pas assez solide, une étude de sol doit être effectuée Plus profond. Nous choisissons toujours la fondation la plus économique.

### IV.5. Les fondations profondes

La fondation profonde est conçue pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante déposant en général dix fois sa largeur ( $B$  diamètres), ( $D/B > 10$ ). L'effort transmis à la fondation profonde est repris par la base de la fondation, et par le frottement latéral qui va s'exercer à l'interface entre le sol et le pieu.

On définit aussi la fondation profonde comme ayant une pointe au-dessous de la hauteur critique  $h_c$ , ce dernier est la hauteur au-delà de laquelle les lignes de rupture du sol ne se manifestent pas en surface.

Cette catégorie des fondations regroupe essentiellement les pieux, les caissons et quelquefois les parois moulées porteuses (barrettes).

#### **IV.6. Définitions d'un pieu**

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

Aujourd'hui, les moyens pour installer des pieux se sont développés pour combler de nouveaux besoins. On peut distinguer six techniques :

- Les pieux battus
- Les pieux excavés
- Les pieux forés
- Les pieux vibrés
- Les pieux vissés
- Les pieux enfoncés hydrauliquement

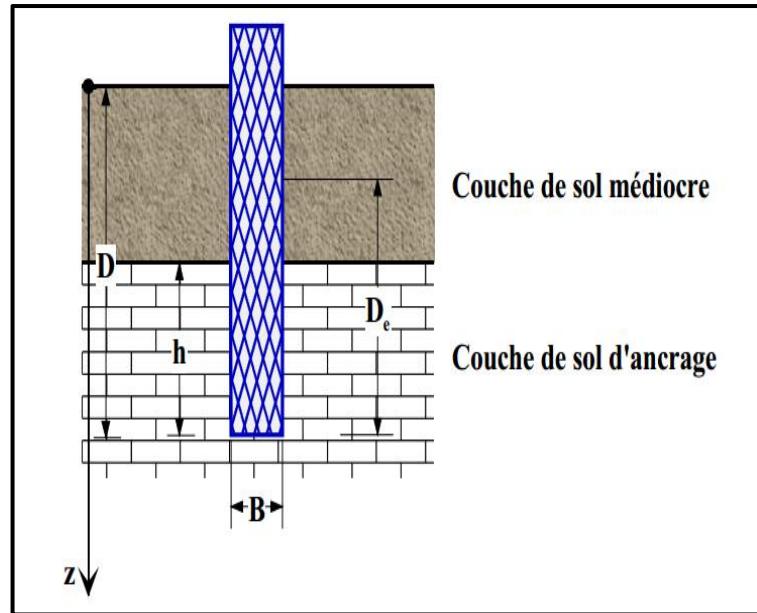
Les deux plus anciennes techniques sont celles des pieux battus et des pieux excavés.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ .

Cette valeur de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu  
**(Figure IV.2)**



**Figure IV.2** Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$ .

-On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif  $D_e/B$  est supérieure à 5.

## IV.7.Principe De Fonctionnement

### IV.7.1Cas d'un pieu isolé

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte par :

- L'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté).
- Le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté).

L'effort de pointe dépend de :

- La section de la base du pieu.
- La résistance du substratum.

L'effort de frottement latéral dépend de :

- La surface de contact entre le pieu et le sol.
- Coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol).

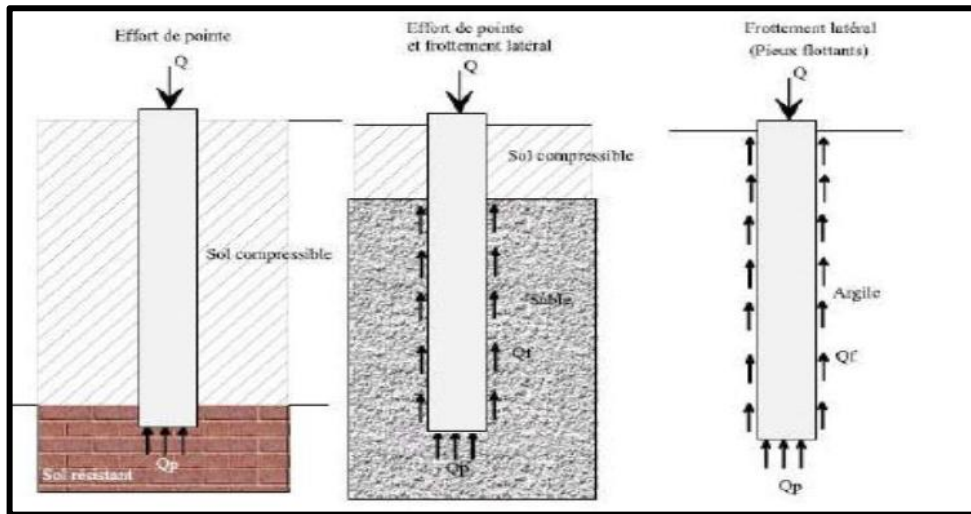


Figure IV.3: Classification suivant le mode de fonctionnement.

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol sableux, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si le pieu est immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif avec comme conséquence la surcharge de pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

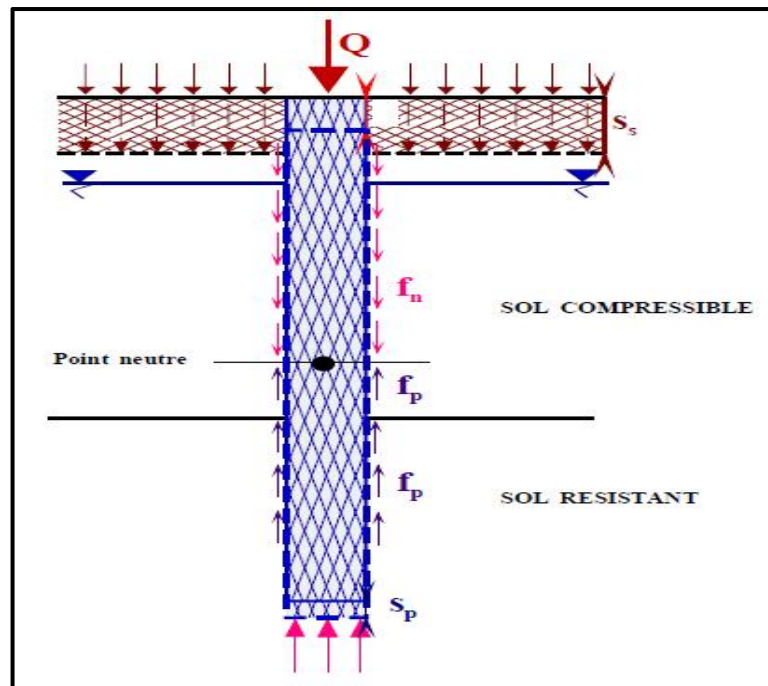


Figure IV.4: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

### IV.7.2 Cas de groupes de pieux

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux  $Q_{gu}$  soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé  $Q_{ui}$ .

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \times \text{charge limite du pieu isolé}} = \frac{Q_{gu}}{Q_{ui}}$$

Avec :

N : nombre de pieux.

On considère ici essentiellement les pieux flottants, c'est-à-dire ceux pour lesquels la résistance en frottement latéral est prépondérante vis-à-vis de la résistance en pointe. Pour les pieux travaillant surtout en pointe, l'effet de groupe ne semble pas jouer.

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé.

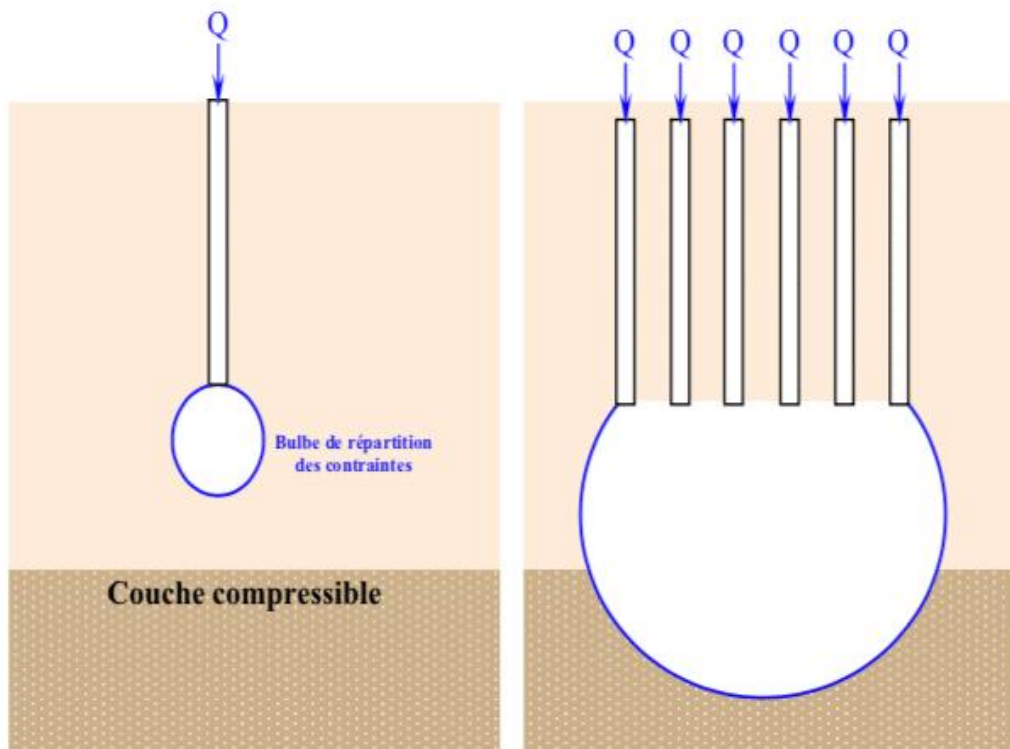


Figure IV.

5: Pieu isolé, la zone compressible n'est pas influencée.

Figure IV.6: Groupement de pieux la zone

Compressible est influencée par l'effet radier  
Du groupe de pieux.

### IV.7.2.1 Comportement des groupes de pieux

Le comportement des groupes de pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce sujet. Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé examiné dans les étapes précédentes. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- la force portante, sous sollicitations axiales.
- le tassement.
- les réactions latérales et les poussées latérales des sols

## IV.8. Calcul manuel de la capacité d'un pieu

### IV.8.1 Méthode pressiométrique

L'essai au pressiomètre est un essai de chargement de sol en place qui consiste à dilater une sonde cylindrique mise en place dans le terrain par battage au dans un forage. L'essai permet d'obtenir une courbe contrainte-déformation .

La capacité portante verticale  $Q_l$  d'une fondation est la somme des deux termes : la pression verticale limite  $Q_p$  et les contraintes au frottement latéral  $Q_s$ ; bien qu'il ait une interaction entre ces deux termes (ils dépendent de la pression limite mesurée à partir du pressiomètre), donné par la formule suivante :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Avec :

$Q_l$  : la charge verticale limite (ou capacité portante verticale) ;

$Q_p$  : Pression verticale limite en pointe ;

$Q_s$  : Contraintes de frottement latéral limite le long du pieu.

#### IV.8.1.1 Notion de charge verticale critique

L'interprétation d'un essai de chargement vertical du pieu permet d'obtenir expérimentalement la charge critique  $Q_c$ . En cas d'indisponibilité d'essai, elle peut être estimée par les formules empiriques suivantes recommandées par le LCPC :

- Pieu ne refoulant pas le sol :  $Q_c = 0.5Q_p + 0.7 Q_s$
- Pieu refoulant le sol :  $Q_c = 0.7Q_p + 0.7 Q_s$



### IV.8.1.2 L'effort limite en pointe $Q_p$

L'effort limite en pointe d'un pieu isolé sous charges verticales est fonction de la section de base ( $A$ ) du pieu et de la résistance en pointe  $q_l$  sous la fondation, est donné par :

$$Q_p = A * q_l$$

Telle que la résistance en pointe est donnée par la formule suivante :

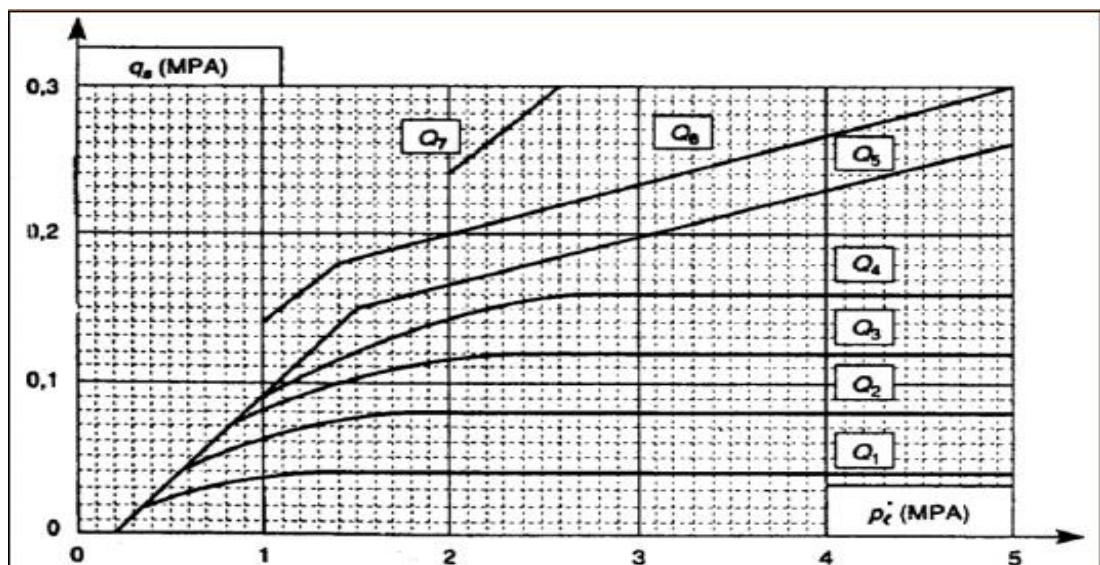
$$q_l = K_p * P_{le}$$

Avec :

$K_p$  : le facteur de portance qui dépend de l'encastrement, du type de terrain et des caractéristiques de la fondation (pieu refoulant le sol et pieu ne refoulant pas le sol et à la mise en place).

**Tableau IV.1.** Valeurs du facteur de portance pressiométrique.<sup>[15]</sup>

Nature du sol		Pieu ne refoulant pas le sol (forage,....)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage,....)
Argile /Limon	A	1.10	1.40
	B	1.20	1.50
	C	1.30	1.60
Sables / Graves	A	1.00	4.20
	B	1.10	3.70
	C	1.20	3.20
Craies	A	1.10	1.60
	B	1.40	2.20
	C	1.80	2.60
Marnes, Marno-Calcaires		1.80	2.60
Roches altérées		1.10-1.80	1.80-3.20



**Figure IV.7 :** Contrainte de frottement latéral limite  $q_s$  en fonction de  $P_l^*$ .<sup>[16]</sup>

$P_{le}^*$  : La pression limite nette équivalente qui s'exprime par la formule suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^*(z) dz$$

Avec :

a:  $\max(b/2; 0.5m)$

b:  $\min(a,h)$ ;

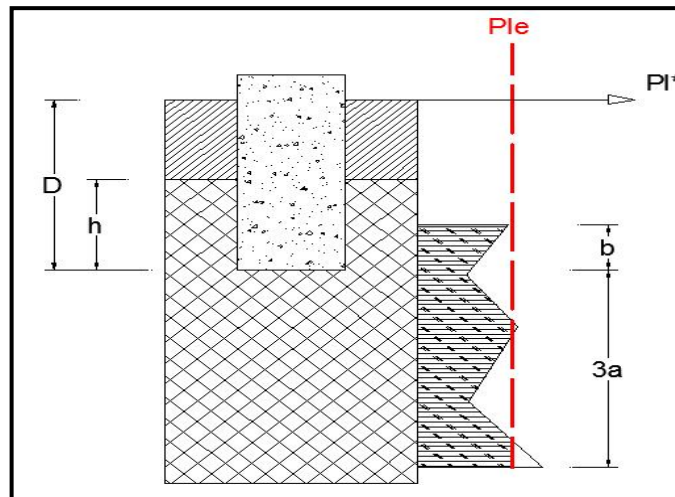
h : profondeur d'ancrage du pieu dans la couche ou se situe la pointe.

D : Profondeur de la fondation.

B : Largeur ou diamètre du pieu.

$P_l(Z)$  : Pression limite nette mesurée, ( $P_l^* = P_l - P_0$ )

Comme la schématise la figure ci-dessous la pression pressiométrique limite équivalente nette  $P_{le}^*$ , est une moyenne analytique des valeurs de pressions limite nette mesurées sans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de  $3*a$  en dessous de la pointe et de  $b$  au-dessus.



**Figure IV.8** : Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente au pressiomètre.

Dans le cas des sols homogènes, la propriété du sol varie en fonction de la profondeur, on définit la fiche équivalente  $D$  par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^D P_l^*(Z) dZ$$

L'effort limite de frottement latéral  $Q_s$  :

$$Q_s = P \int_0^D q_s(Z) dZ$$

Avec :

P : Le périmètre du pieu.

$q_s$  : La contrainte de frottement latéral unitaire limite, elle dépend de la nature du sol entourant le pieu.

La détermination de  $q_s$  se fait à partir des formules suivantes :

- $q_s (Z) = 0.04n \frac{Pl}{1+0.5n} (2 - \frac{Pl}{1+0.5n})$  Si  $Pl < 1+0.5n$
- $q_s (Z) = 0.04n$  Si  $Pl > 1+0.5n$

#### IV.8.2 Application au projet (exemple de calcul)

On propose une fondation profonde (pieu) ayant les dimensions suivantes :

$B = 1.20\text{m}$  et  $D = 20.00\text{ m}$

##### IV.8.2.1 Calcul de la zone utile :

$$Z_u = [D-b; D+3a]$$

$$a = \max (b/2; 0.5) \quad \text{----->} \quad a = \max (1.2/2; 0.5) \quad \text{----->} \quad \mathbf{a = 0.6}$$

$$b = mn (a; h) \quad \text{----->} \quad b = \min (0.6; 0) \quad \text{----->} \quad \mathbf{b = 0}$$

$$\mathbf{Z_u = [20 - 0 ; 20+3*0.6] = 21.80}$$

##### IV.8.2.2 Calcul de la pression pressiométrique limite équivalente : $P_{le}^*$ :

Le tableau suivant résume les résultats des pressions limites, pression des terres et pressions nettes obtenues.

**Tableau IV.2:** Résultats des pressions limites, pression des terres et pressions nettes obtenues.

Z (m)	Pl (KPa)	P0 (KPa)	Pl* (KPa)
20	5000	420	4580
21.80	1500	457.8	1042.2

$$P_0(Z=14) = K_0 * \gamma h * Z = 1 * 21 * 20 = \mathbf{420\text{ KPa}}$$

$$P_0(Z=21.8) = K_0 * \gamma h * Z = 1 * 21 * 21.8 = \mathbf{457.8\text{ KPa}}$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} P_l^* (Z) dZ$$

$$P_{le}^* = \frac{1}{3*0.6} \int_{20}^{20+3*0.6} P_l^* (Z) dZ = 5059.98 / (3*0.6) =$$

$$\mathbf{P_{le}^* = 2811.1\text{ KPa}}$$

##### IV.8.2.3 Calcul de la résistance en pointe :

$$q_l = K_p * P_{le}$$

Le sol classé comme étant du schiste, d'après le tableau de la classification, on retient que le sol appartient à une classe A. le facteur de portance  $K_p = 1.1$  (pieu ne refoulant pas le sol).

$$q_l = 1.1 * 2811.1 \text{ KPa} = \mathbf{3092.21 \text{ KPa}}$$

#### IV.8.2.4 Détermination de l'effort limite en pointe Q<sub>p</sub>.

$$Q_p = A * q_l$$

Le pieu est de section circulaire donc  $A = \frac{\pi * B^2}{4}$

$$D'où A = 3.14 * 1.2^2 / 4 = 1.1304 \text{ m}^2.$$

$$Q_p = 1.1304 * 3092.21 = 3495.434 \text{ KPa}$$

#### IV.8.2.5 Calcul de l'effort limite de frottement latéral Q<sub>s</sub> :

On a un sol de classe A, le forage du pieu est simple donc on choisit la courbe Q<sub>1</sub>

Avec n = 1.

On regroupe les résultats de calcul de q<sub>s</sub>(Z) selon chaque profondeur dans le tableau suivant :

**Tableau IV.3:** Résultats de calcul de q<sub>s</sub>(Z) selon profondeur.

Z (m)	0	4	8	12	21.80
P <sub>l</sub> * (MPa)	0	0.897	1.07	0.859	1.0422
q <sub>s</sub> (MPa)	0	0.032	0.04	0.029	0.038
q <sub>s</sub> (KPa)	0	32	40	29	38

L'effort limite de frottement latéral Q<sub>s</sub> :

$$Q_s = P \int_0^D q_s (Z) dZ$$

$$P = 1.2 * 3.14 \text{ m}$$

$$Q_s = \pi * 1.2 \sum_0^{21.8} \left( \frac{32+0}{2} + 40 + 29 + 38 \right) * 2 = \mathbf{736.53 \text{ KPa}}$$

#### IV.8.2.6 Calcul de la fiche équivalente du pieu :

$$De = \frac{1}{P_{te}} \int_0^D P_l^* (Z) dZ$$

$$De = \frac{1}{3320} \sum_0^{21.8} \left( \frac{1042.2+0}{2} + 897 + 1070 + 859 \right) * 2 = \mathbf{2.01 \text{ m}}$$

#### IV.8.2.7 Calcul de De/B et vérifier que la méthode est applicable :

En fonction de la fiche équivalente le comportement d'une fondation est classé comme suit:

- Si De/B > 5 -----> fondation profonde
- Si 1.5 < De/B < 5 -----> Fondation semi profonde
- Si De/B < 1.5 -----> Fondation superficielle

On a :  $D_e = 2.01 \text{ m}$  et  $B = 1.20 \text{ m}$   $D_e/B = 1.675 \text{ m} < 5 \text{ m}$  -----> Fondation semi profonde.

- Calcul de la charge limite  $Q_l$  :

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

$$Q_l = 3495.434 + 736.53$$

$$Q_l = 4231.964 \text{ KPa.}$$

- Calcul de la charge critique  $Q_c$  :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s$$

$$Q_c = 0.5 \cdot 3495.434 + 0.7 \cdot 736.53$$

$$Q_c = 2263.288 \text{ KPa.}$$

- Calcul du nombre de pieux :

$$Q_{\text{accidental}} = 9087 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rare}} = 12297 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{acc}} < N \cdot Q_l / 4 \text{ -----} > N > Q_{\text{acc}} \cdot 1.4 / Q_l \text{ -----} > N = 3.00$$

$$Q_{\text{rare}} < N \cdot Q_l / 4 \text{ -----} > N > Q_{\text{rare}} \cdot 1.4 / Q_l \text{ -----} > N = 4.06$$

Le nombre de pieu nécessaire est : 4 pieux

L'espacement minimal de deux pieux doit être de  $1.5D$ , soit de  $2.5B$  et cela pour des raisons d'exécution ( $D$  étant le diamètre du pieu en m). Bien qu'il n'existe pas d'espacement maximal à respecter.

$$e_{\text{min}} = 1.5 \cdot 1.2 = 1.80 \text{ m}$$

### IV.8.3. Calcul avec GEO5 pile group

#### IV.8.3.1 Introduction

Le logiciel **GEO5 pile group** permet de calculer la capacité portante de fondation profonde ainsi que le tassement et les frottements négatifs, en fonction du type d'essais à disposition : pressiomètre, pénétromètre statique et la méthode traditionnelle ( $C$  et  $\Phi$ ).

Le programme Pile Group effectue l'analyse d'un groupe de pieux (radier de fondation avec une plaque de fondation rigide) en utilisant à la fois la méthode du ressort (FEM) et des approches analytiques. Le programme suppose une grille rectangulaire de pieux verticaux, le chargement général agissant sur une plaque supérieure. L'environnement géologique est constitué de couches horizontales. Les pieux flottants et les pieux fixés dans le sous-sol peuvent être envisagés.

### IV.8.3.2 Calcul des fondations du bloc pm1

#### ✓ Schémas

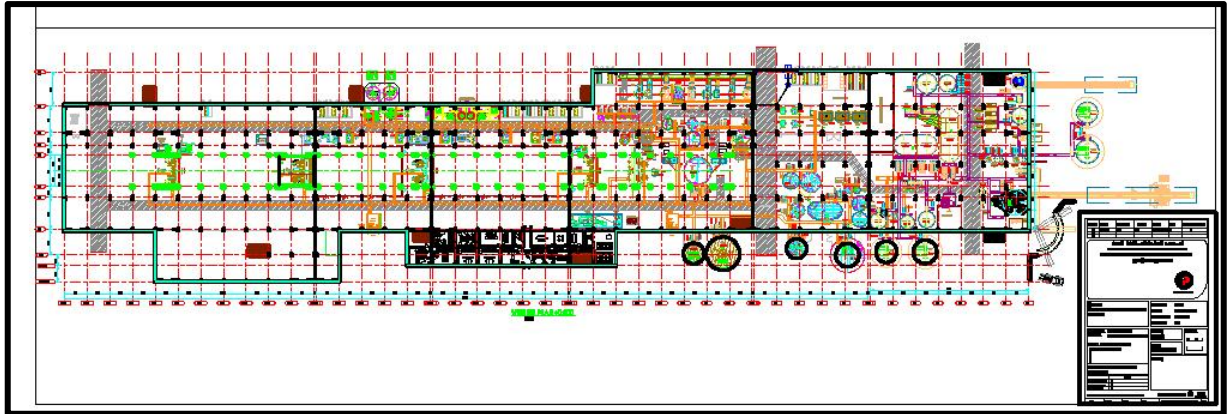


Figure IV.9: Vue en plan du bloc PM1(GEO5 pile groupe).

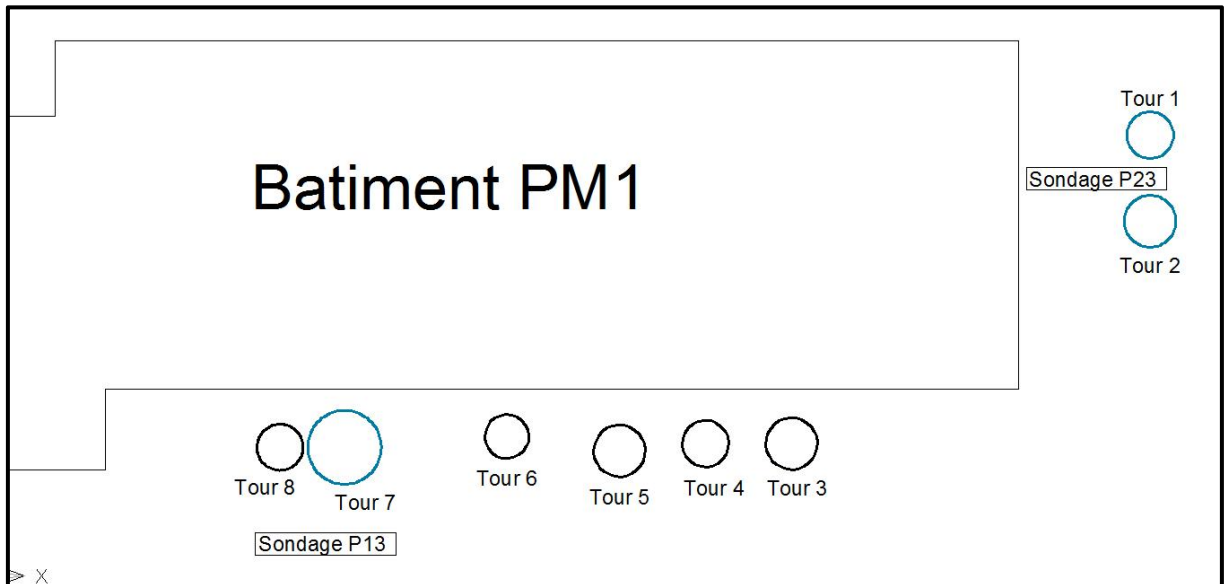


Figure IV. 10 : Eléments structuraux à étudier (GEO5 pile groupe).

### IV.8.3.3 Etude de la tour 1

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 6.0m / 9.6m

Hauteur : 21.0m

Charge permanente  $G = 13000 \text{ KN}$

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 5500 KN
- Force verticale : 5000 KN
- Moment à la base : 100500 KN.m

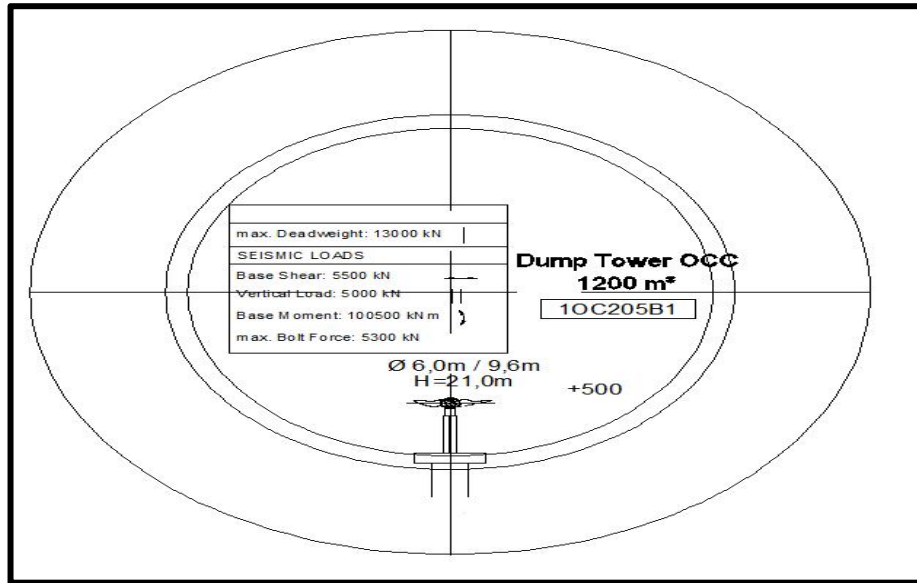


Figure IV.11 : Dimensions de la tour 1.

Le sondage correspondant est P23

Tableau IV.4 : Type de sondage P23.

P23	Profondeur	TYPE
	1-18	Argile molle à ferme
	18-21	Argile molle

L'étude a été faite avec GEO5, module *Groupe de pieux*.

➤ Normes utilisées

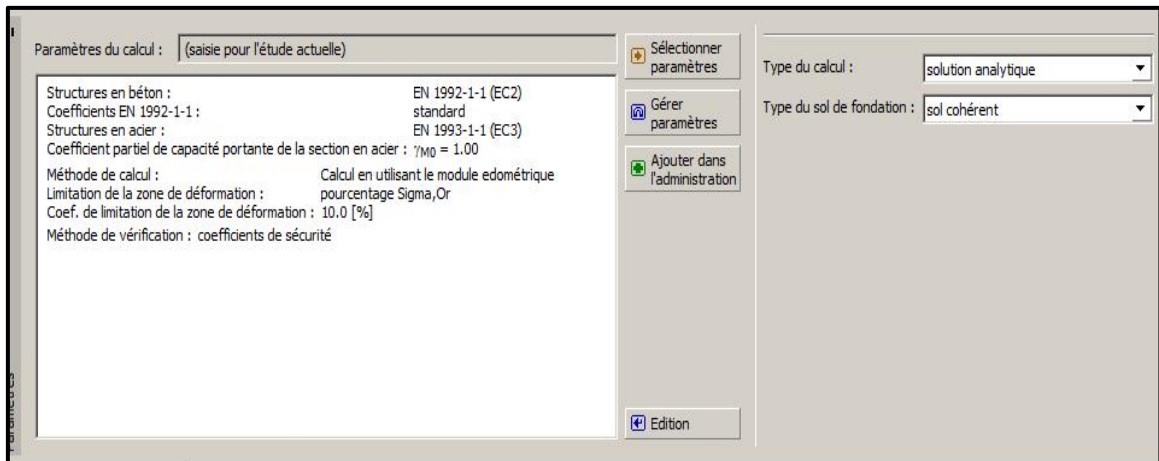


Figure IV.12 : Représente Normes utilisées de la tour 1.

➤ La structure

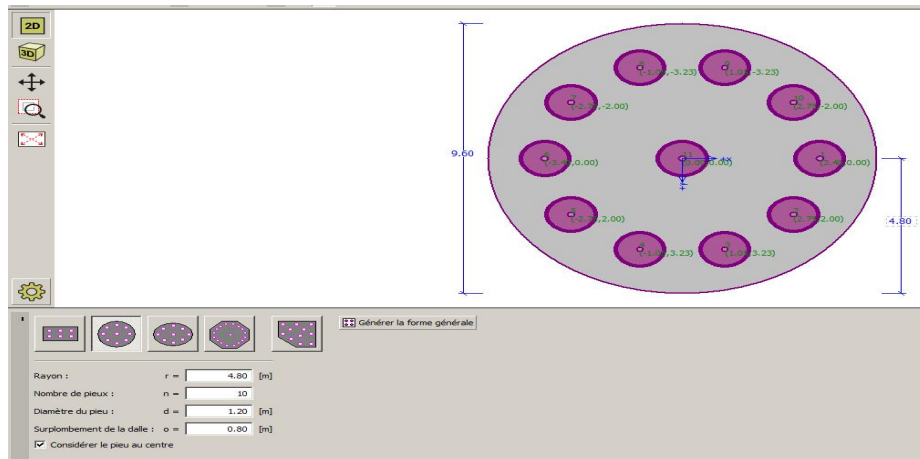


Figure IV.13 : Représente la structure de la tour 1(GE05 pile groupe).

On choisit 10 pieux circulaires avec un pieu central, le diamètre de chaque pieu est 1.20 m et sa profondeur de 20 m.

➤ La géométrie

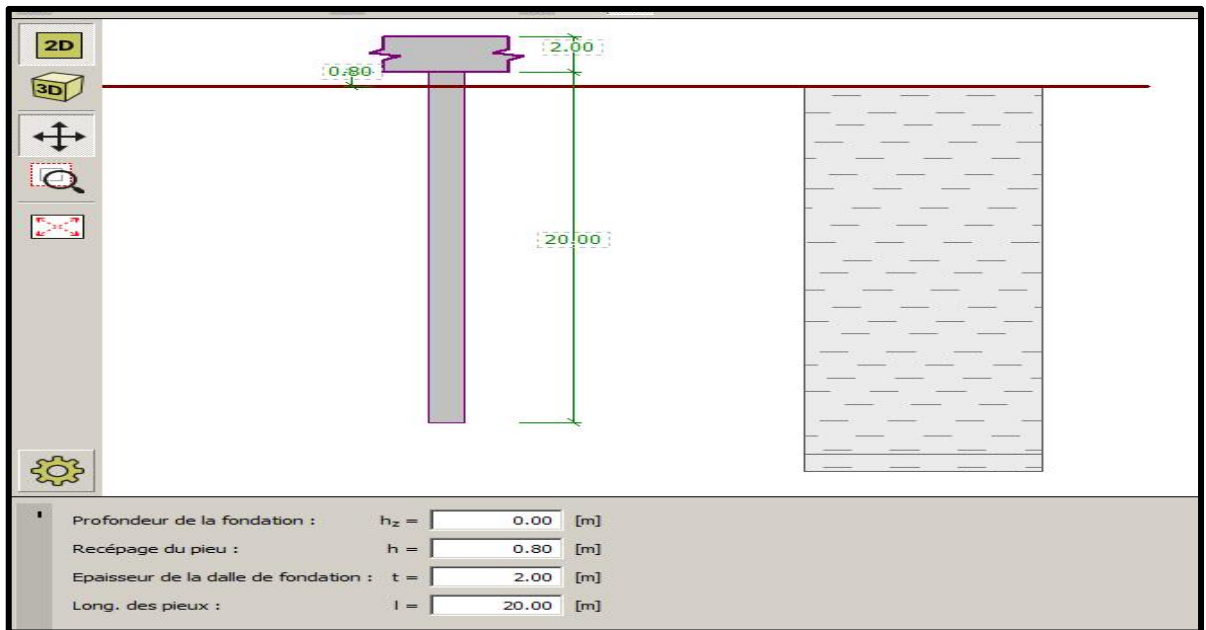


Figure IV.14 : Représente la géométrie de la tour 1(GE05 pile groupe).



➤ Les charges

Num.	Charge	Nom de la charge	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	H <sub>x</sub>	H <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	Partiel.
	nouv.	modif.	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	
1	Oui		G	13000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓
2	Oui		E	5000.00	100500.00	0.00	5500.00	0.00	✓
3	Oui		G - service	10833.33	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	Oui		E - service	4166.67	83750.00	0.00	4583.33	0.00	

Figure IV.15 : Représente les charges de la tour 1 (GE05 pile groupe).

➤ Les sols

Les caractéristiques du sol sont introduites comme suit :

The figure displays four windows for editing soil properties, each with the following fields:

- Identification:** Nom (e.g., ARGILE MOLLE, ARGILE FERME, ARGILE TRES FERME, Formation dunaire)
- Données de base:** Poids volumique ( $\gamma$ ), Cohésion du sol ( $c_u$ ), Coefficient de Poisson ( $\nu$ ), Type  $E_{ped}$ , Calcul de tassement, Module de rigidité ( $E_{def}$ )
- Soulèvement hydraulique:** Calcul soulèvem. hydraulique, Poids volumique du sol saturé ( $\gamma_{sat}$ )
- Affichage:** Couleur, Catégorie des échantillons (GEO), Echantillon (Argile)
- Classification:** Classer, Effacer
- Buttons:** OK + [V], OK, Annuler

Figure IV.16 : caractéristiques du sol (GE05 pile groupe).

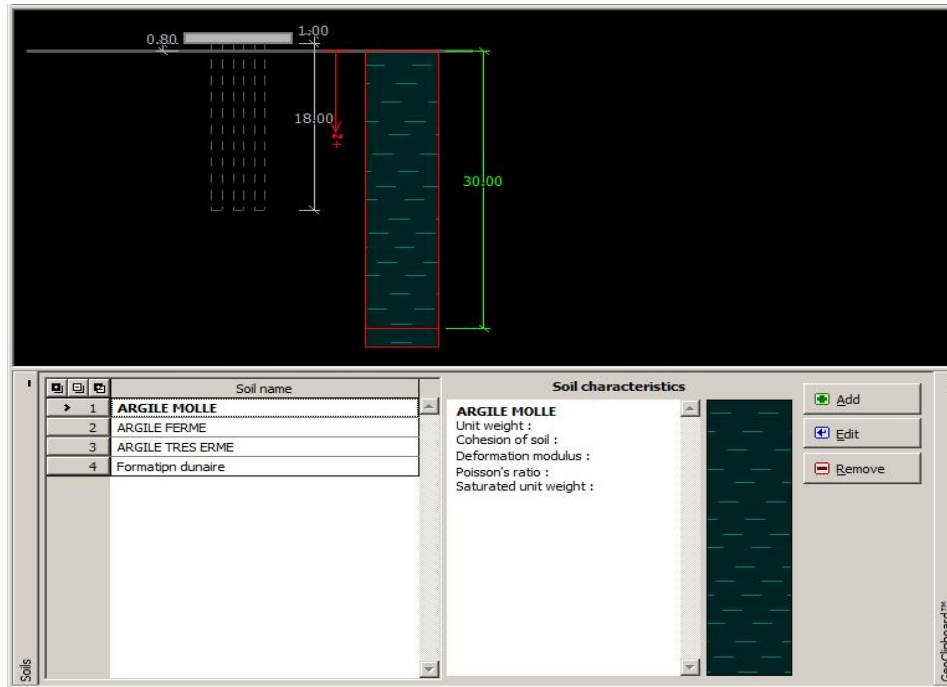


Figure IV.17: Affectation des matériaux de la tour 1(GEO5 pile groupe).

#### IV.8.3.4 Résultats de l'analyse de capacité portante

Capacité portante :

Vérification de la capacité portante verticale du groupe de pieux dans le sol cohérent.	
Le poids de la dalle de fondation est considéré dans la force verticale maximale.	
Cohésion totale moyenne le long des fûts des pieux	$c_{us} = 37.00$ kPa
Cohésion totale du sol sous les pointes des pieux	$c_{ub} = 37.00$ kPa
Coefficient de la capacité portante	$N_{cg} = 8.50$
Capacité portante verticale du groupe de pieux	$R_g = 44189.39$ kN
Force verticale maximale	$V_d = 16411.10$ kN
Coefficient de sécurité	$= 2.69 > 1.00$
Capacité portante verticale du groupe de pieux ADMISSIBLE	

Figure IV.18 : Capacité portante de la tour 1(GEO5 pile groupe).

La capacité portante verticale du groupe de pieux est satisfaisante

#### IV.8.3.5 Tassement

Calcul du tassement du groupe de pieux dans le sol cohérent	
Le poids de la dalle de fondation est considéré dans la force verticale maximale.	
Profondeur de la fondation fictive	$d = 12.80$ m
Charge verticale maximale	$N = 13202.16$ kN
profondeur de la zone de déformation	$h = 7.89$ m
Tassement du groupe de pieux	$s = 32.4$ mm

Figure IV.19 : Le tassement de la tour 1 est 3.24 cm (GEO5 pile groupe).

IV.8.3.6 Résultats des pieux

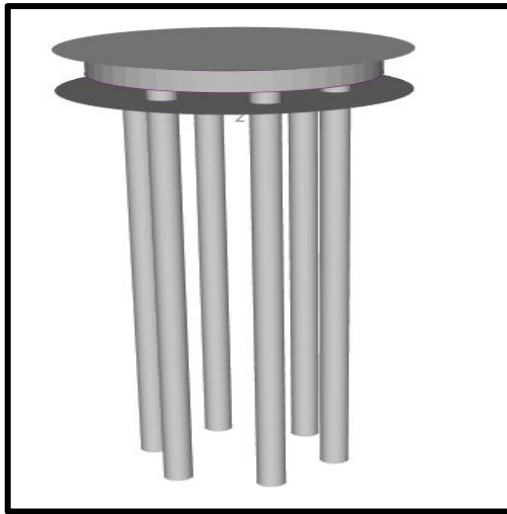


Figure IV.20 : Modélisation des pieux de la tour 1

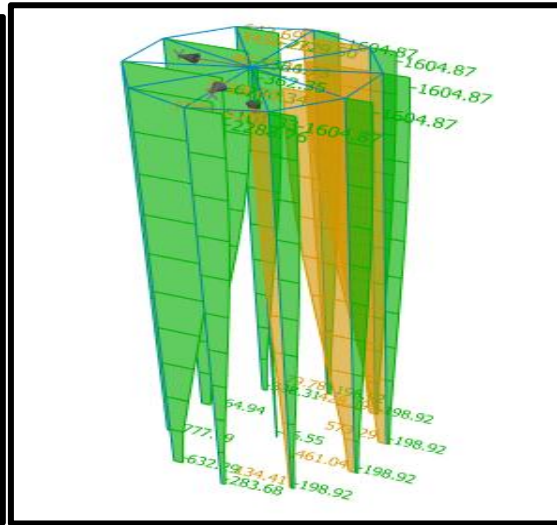


Figure IV.21 : Effort normal de la tour 1

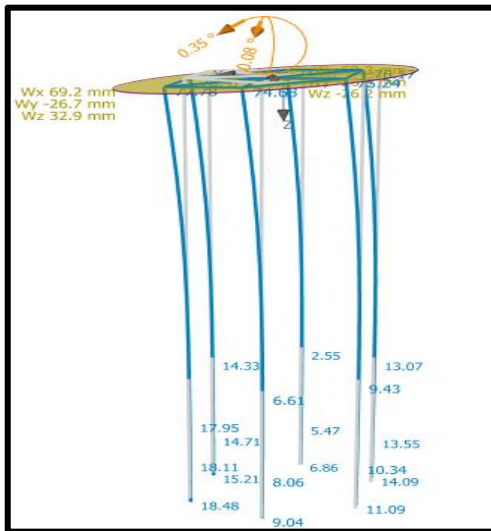


Figure IV.22 : Déplacement du au séisme de la tour 1.

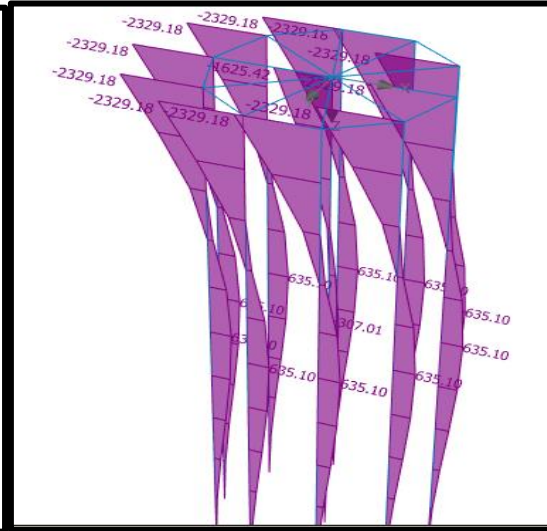


Figure IV.23 : Moment de la tour 1

Résultats	
<b>Forces internes maximales (toutes les charges)</b>	
Force de compression maximale	= -10454.71 kN
Force de traction maximale	= 8219.52 kN
Moment maximal	= 3886.37 kNm
Force motrice maximale	= 916.67 kN
<b>Déformation maximale (seulement la charge d'exploitation)</b>	
Tassement maximal	= 27.6 mm
Translation horizontale maximale de la dalle	= 61.9 mm
Rotation maximale de la dalle	= 3.0E-01 °

Figure IV.24 : Résumé des résultats de la tour 1 (GEO5 pile groupe).

IV.8.3.7 Dimensionnement et ferrailage des pieux

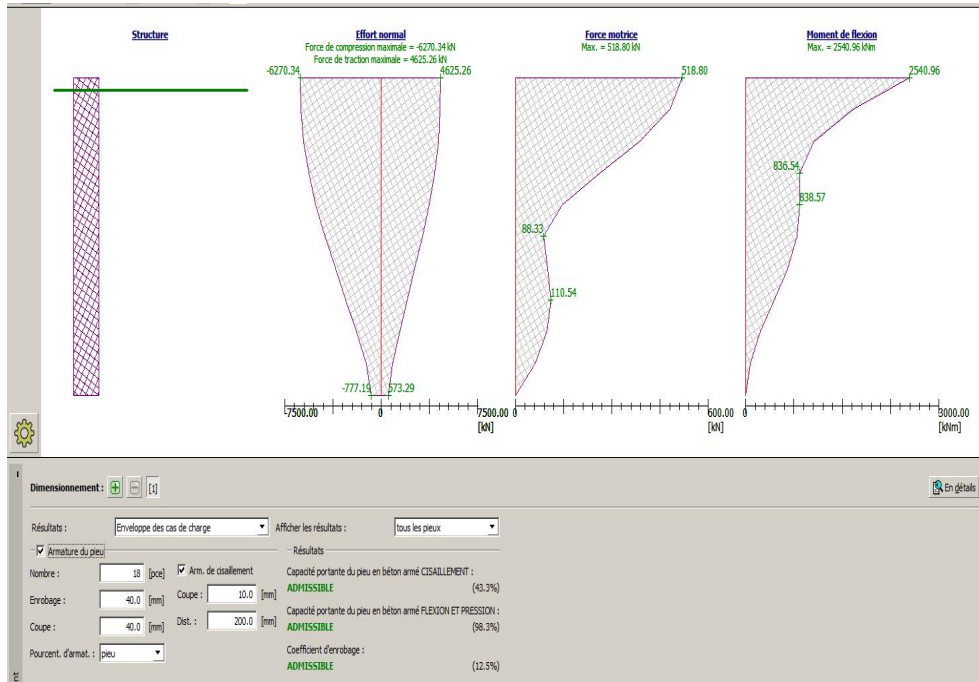


Figure IV.25 : Ferrailage de la tour1 (GEO5 pile groupe).

IV.8.3.8 Etude de la tour 2

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 6.7m / 10.5m

Hauteur : 22.0m

Charge permanente G = 16000 KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 5500 KN
- Force verticale : 5000 KN
- Moment à la base : 100500 KN.m

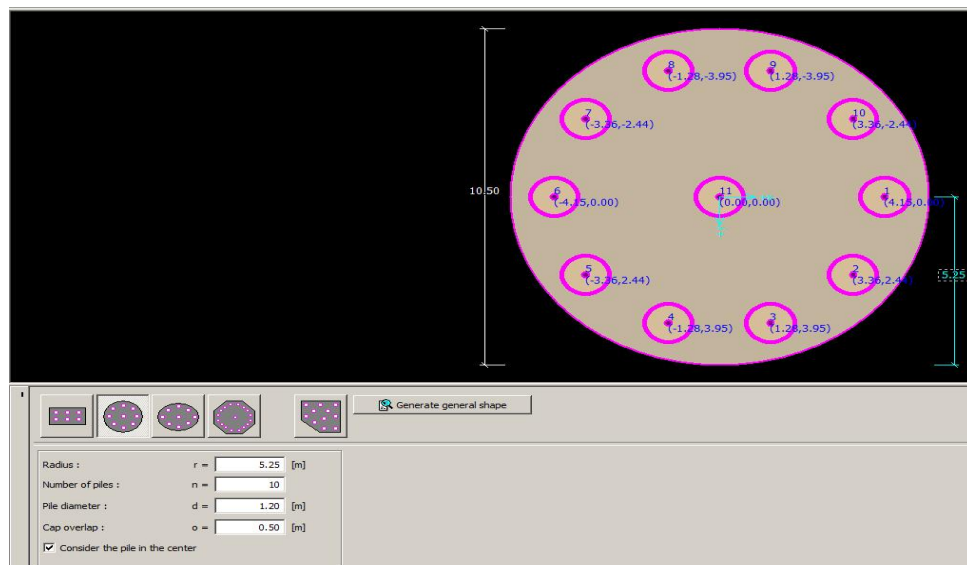


Figure IV.26: Disposition des pieux de la tour 2 (GEO5 pile groupe).

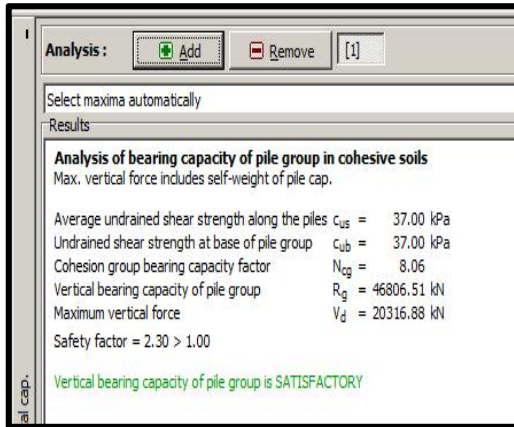


Figure IV.27 : Capacité portante de la tour 2.

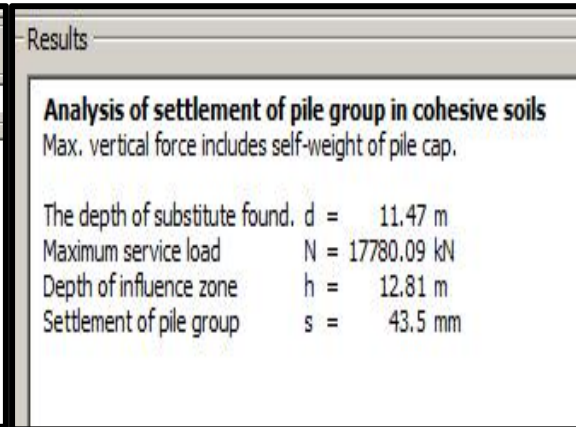


Figure IV.28 : Tassement de la tour 2.

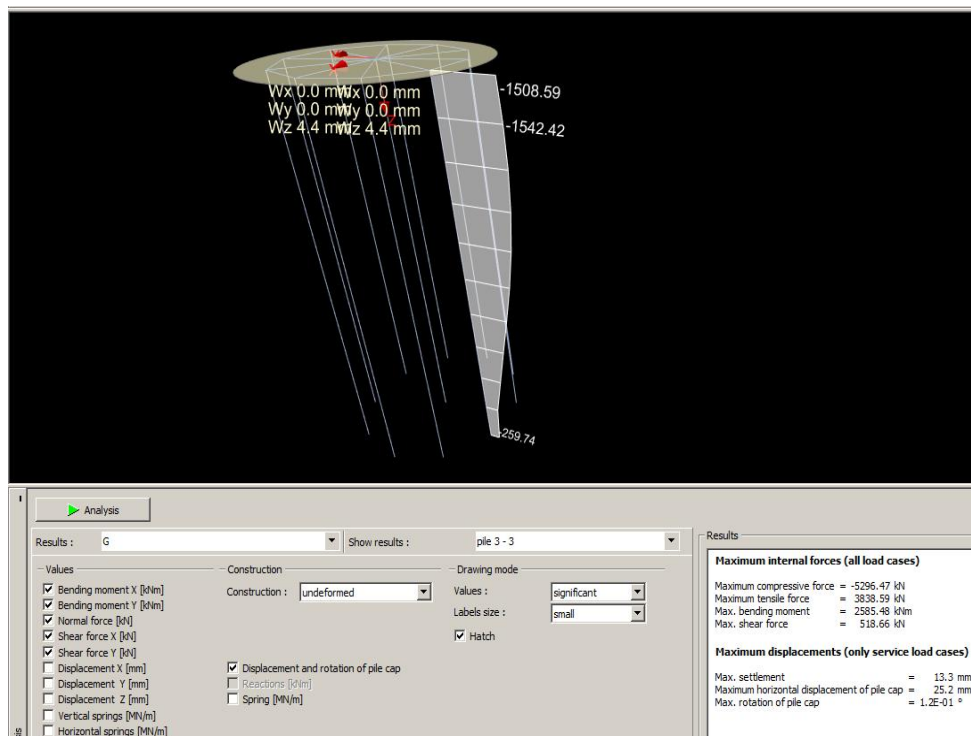


Figure IV.29 : Efforts de la tour 2 (GEO5 pile groupe).

### IV.8.3.9 Etude de la tour 3

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 10.5m

Hauteur : 22.0m

Charge permanente  $G = 16000$  KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 5500 KN
- Force verticale : 5000 KN
- Moment à la base : 100500 KN.m

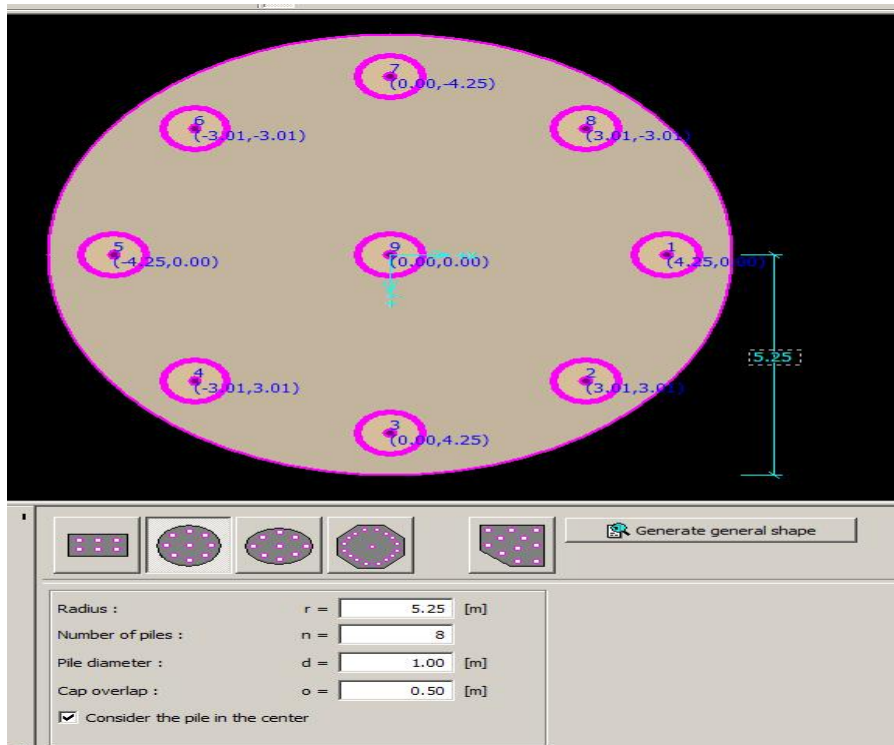


Figure IV.30 : Disposition des pieux de la tour 3.

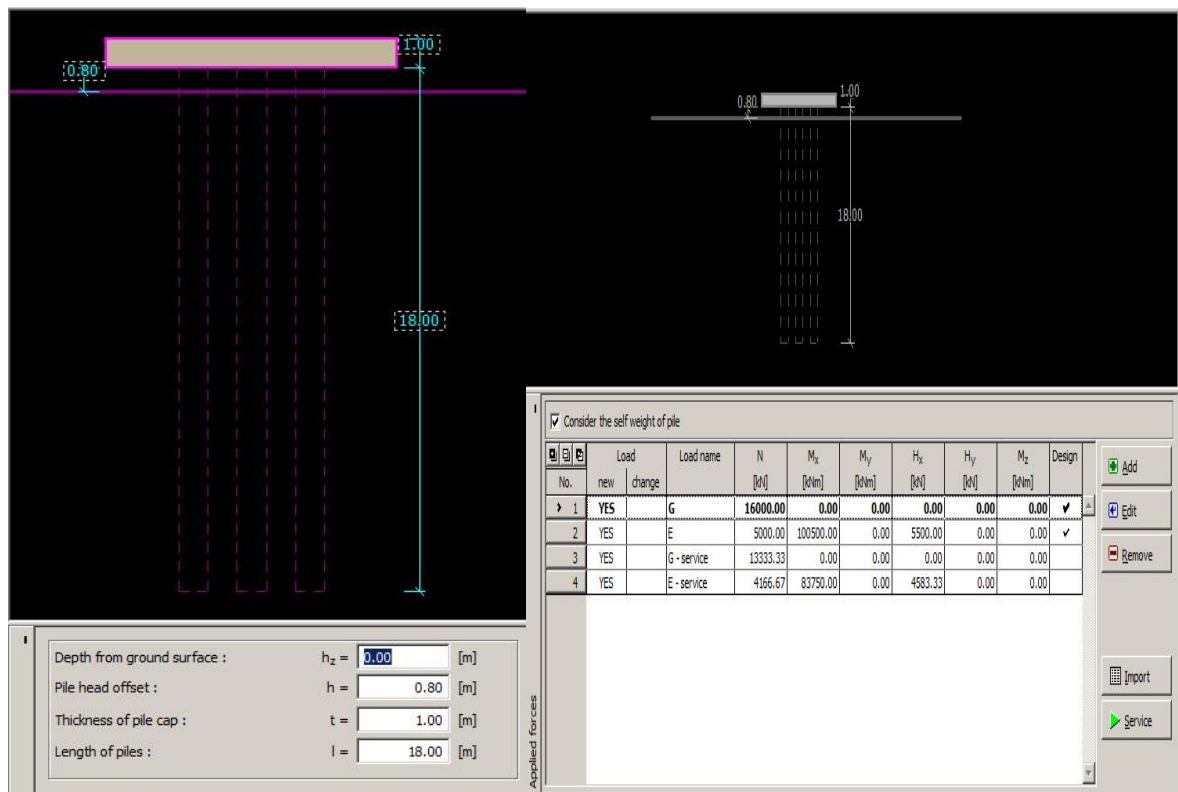


Figure IV.31 : Représentent les charges de la tour 3(geo5 pile groupe).





Figure IV.36 : Ferrailage de la tour 3(Geo5 pile groupe).

IV.8.3.10 Etude de la tour 4

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 6.0m / 9.6m

Hauteur : 21.0m

Charge permanente G = 13000 KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 5500 KN
- Force verticale : 5000 KN
- Moment à la base : 100500 KN.m

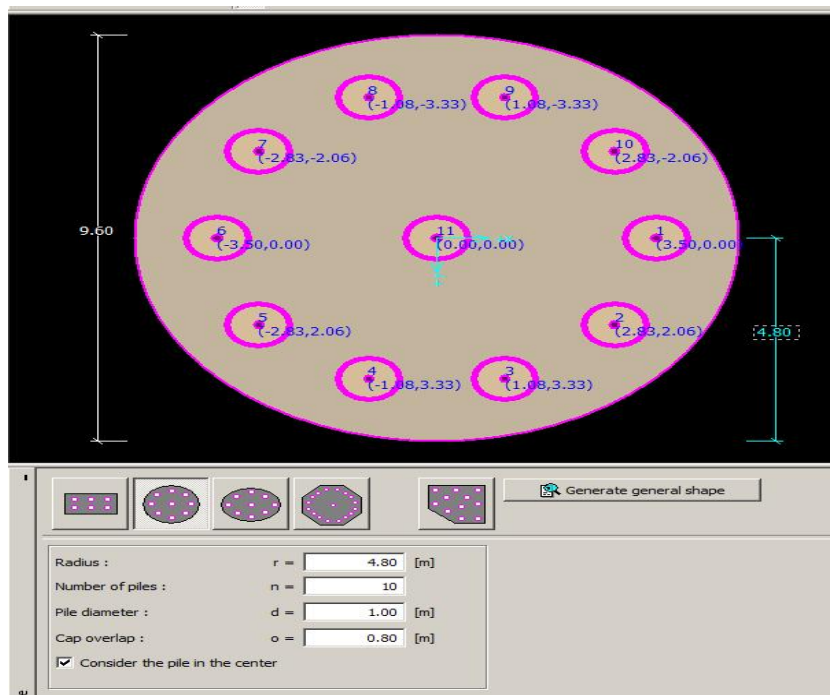


Figure IV.37 : Disposition des pieux de la tour 4(Geo5 pile groupe).



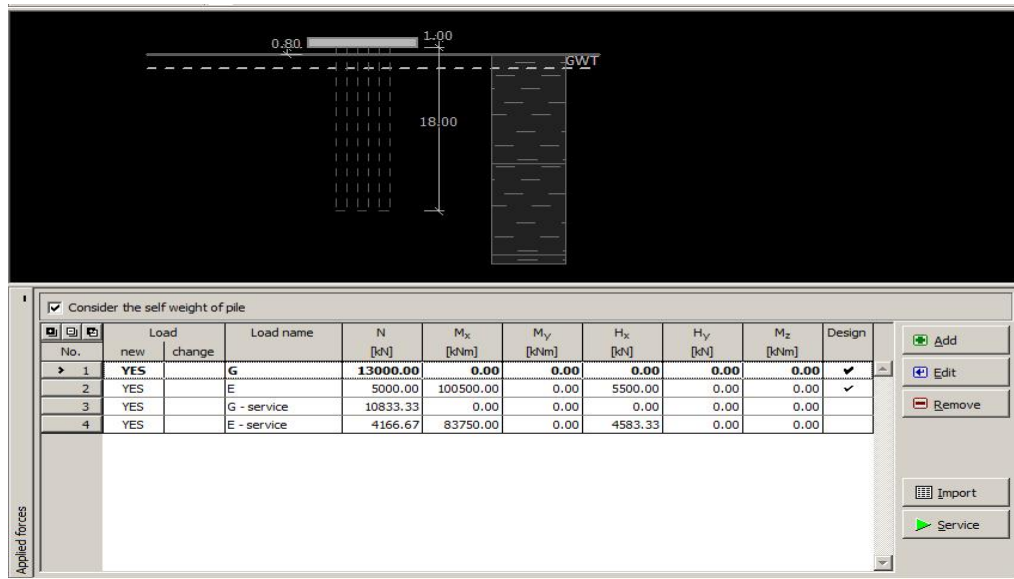


Figure IV.38 : Représente les charges de la tour 4 (GEO5 pile groupe).

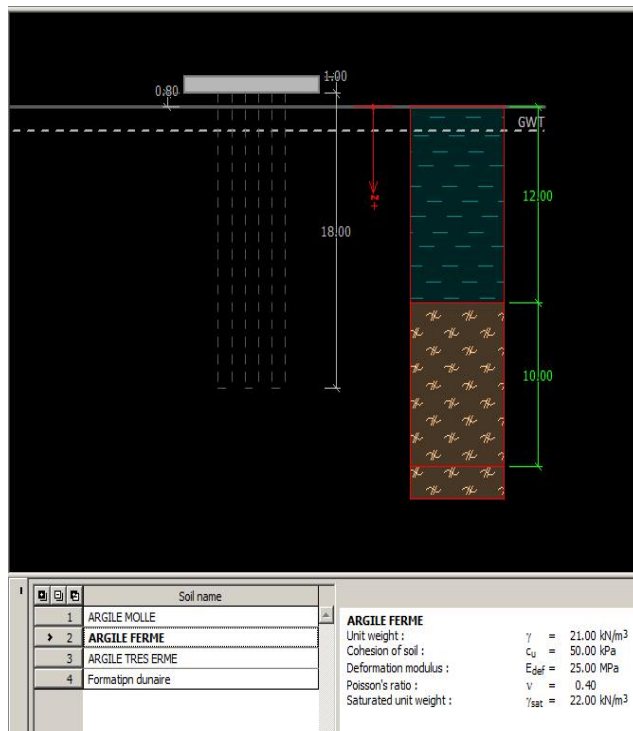


Figure IV.39 : Couches de sol de la tour 4 (GEO5 pile groupe).

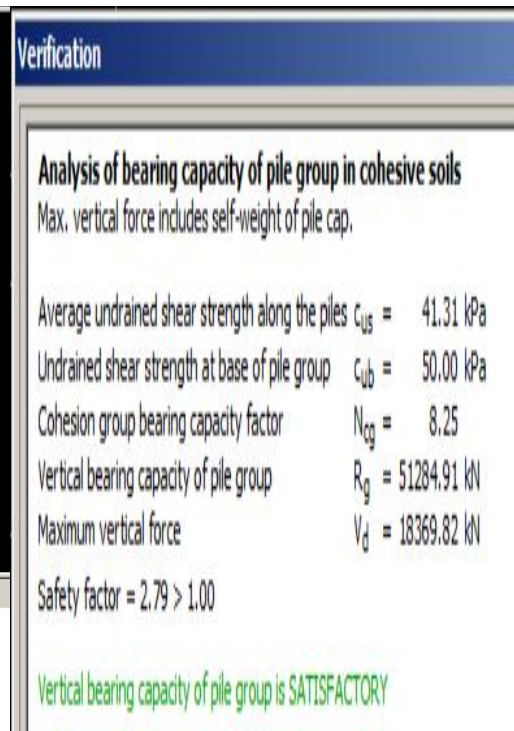
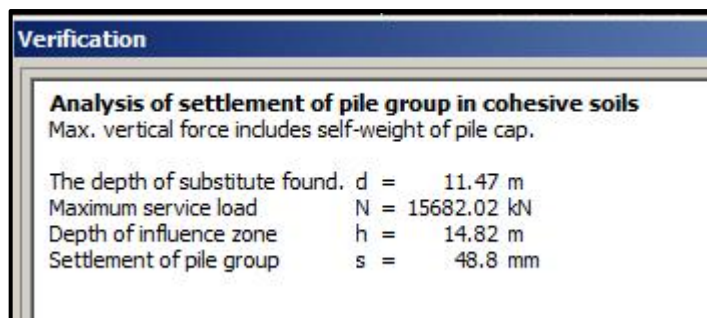


Figure IV.40 : Capacité portante de la tour 4 (GEO5 pile groupe).



Fi

Figure IV.41 : Tassement de la tour 4 (GEO5 pile groupe).

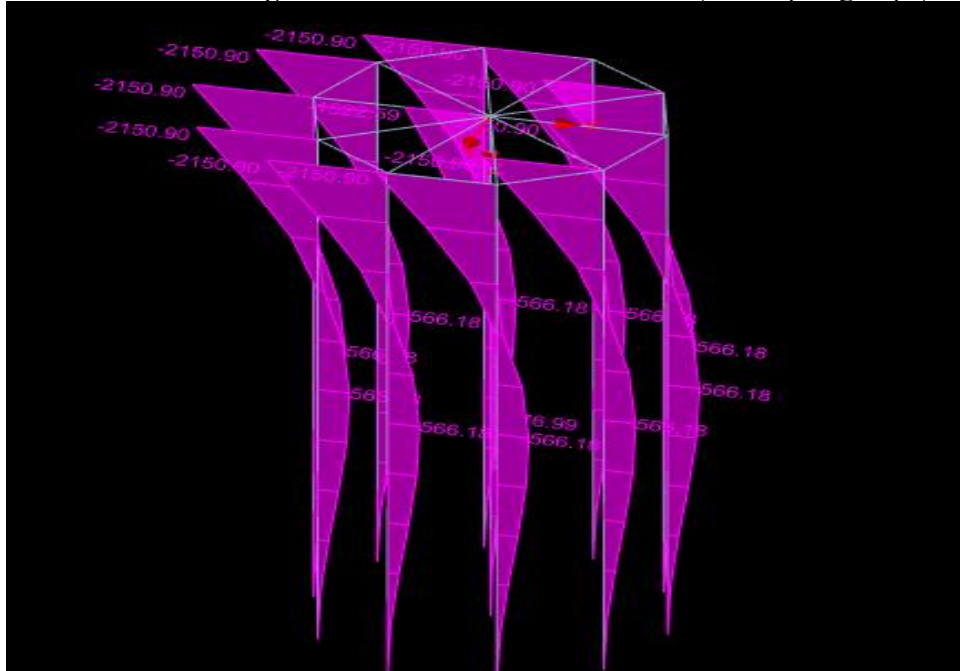


Figure IV.42 : Diagramme des moments de la tour 4 (GEO5 pile groupe).

Verification	
<b>Maximum internal forces (all load cases)</b>	
Maximum compressive force	= -6057.75 kN
Maximum tensile force	= 4695.04 kN
Max. bending moment	= 2298.79 kNm
Max. shear force	= 518.50 kN
<b>Maximum displacements (only service load cases)</b>	
Max. settlement	= 19.5 mm
Maximum horizontal displacement of pile cap	= 36.1 mm
Max. rotation of pile cap	= 2.0E-01 °

Figure IV.43 : Efforts max dans les pieux de la tour 4 (GEO5 pile groupe).

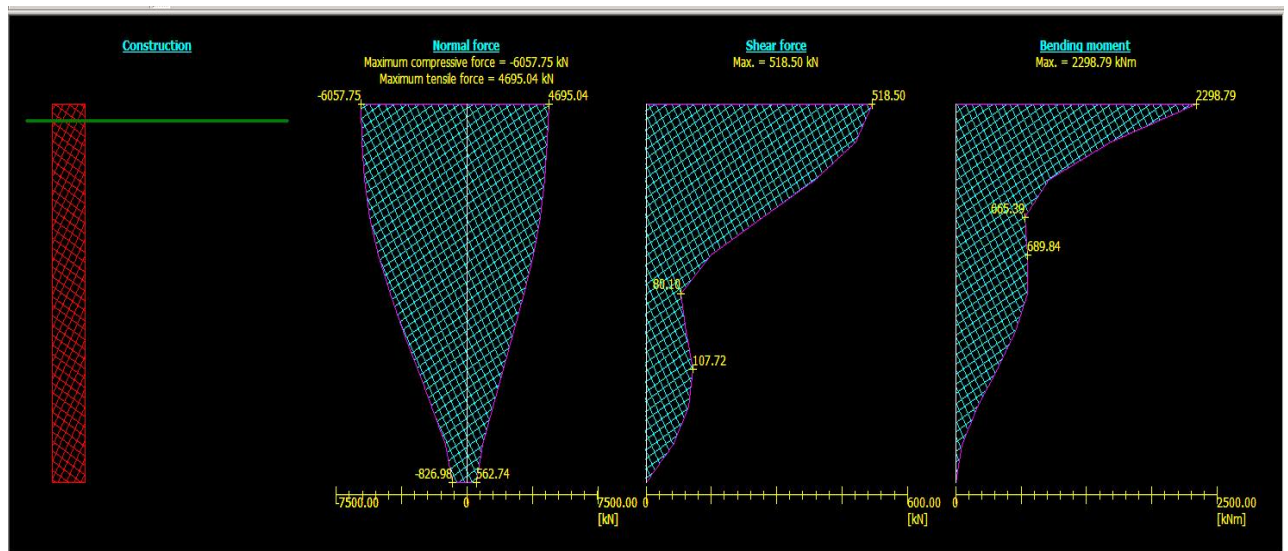


Figure IV.44 : Efforts dans les pieux de la tour 4.

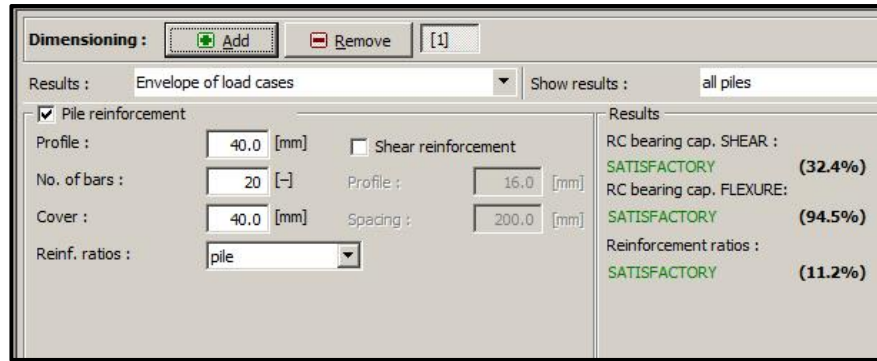


Figure IV.45 : Ferrailage de la tour 4.

IV.8.3.11 Etude de la tour 5

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 6.7m / 10.8m

Hauteur : 22.0m

Charge permanente G = 16000 KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 5500 KN
- Force verticale : 5000 KN
- Moment à la base : 100500 KN.m

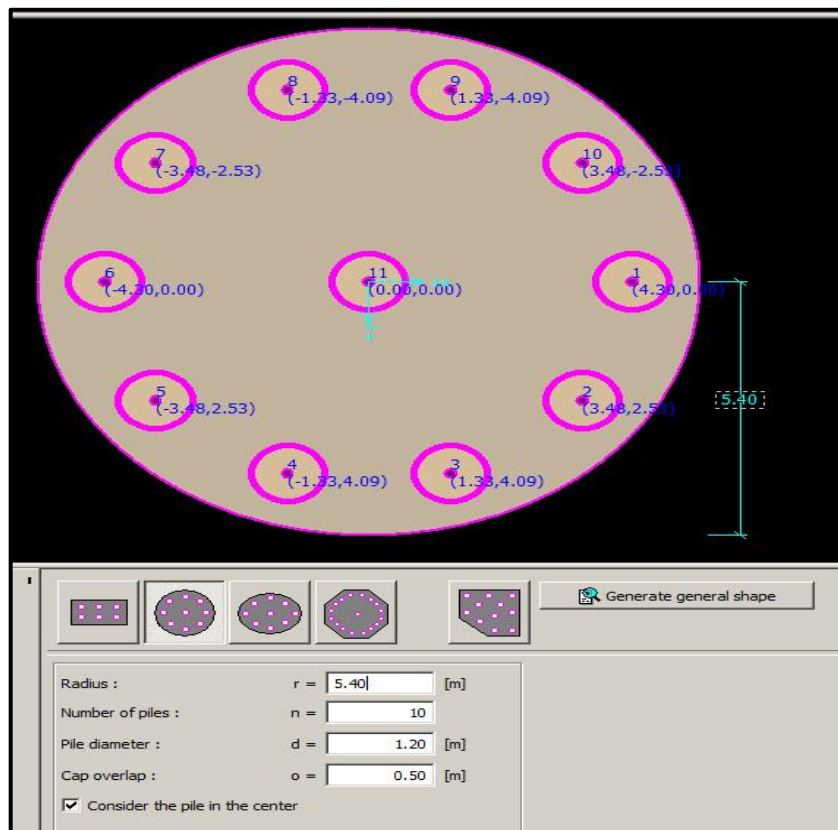


Figure IV.46 : Disposition des pieux de la tour 5 (GEO5 pile groupe).

<input checked="" type="checkbox"/> Consider the self weight of pile										
No.	Load		Load name	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]	Design
	new	change								
1	YES		G	16000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓
2	YES		E	5000.00	100500.00	0.00	5500.00	0.00	0.00	✓
3	YES		G - service	13333.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	YES		E - service	4166.67	83750.00	0.00	4583.33	0.00	0.00	

Figure IV.47 : représentent les charges de la tour 5 (GEO5 pile groupe).

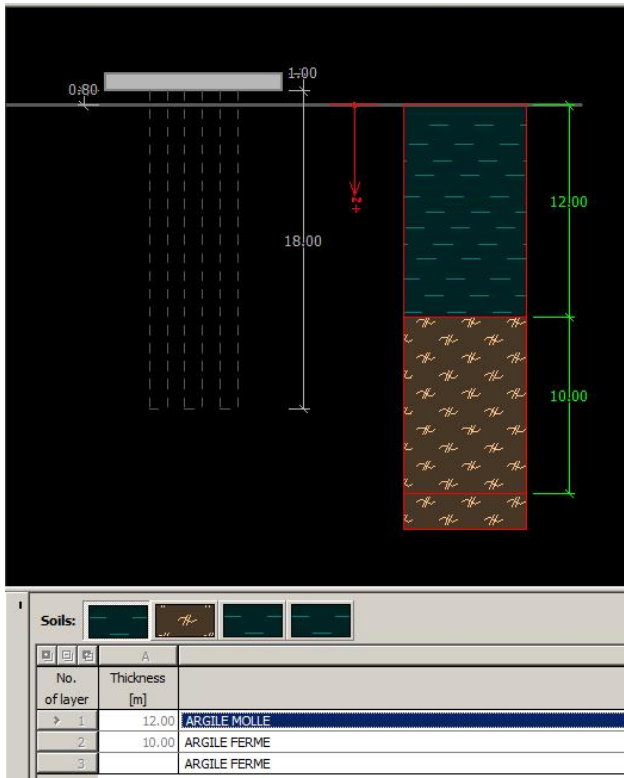


Figure IV.48 : Couches de sol de la tour 5 (GEO5 pile groupe).

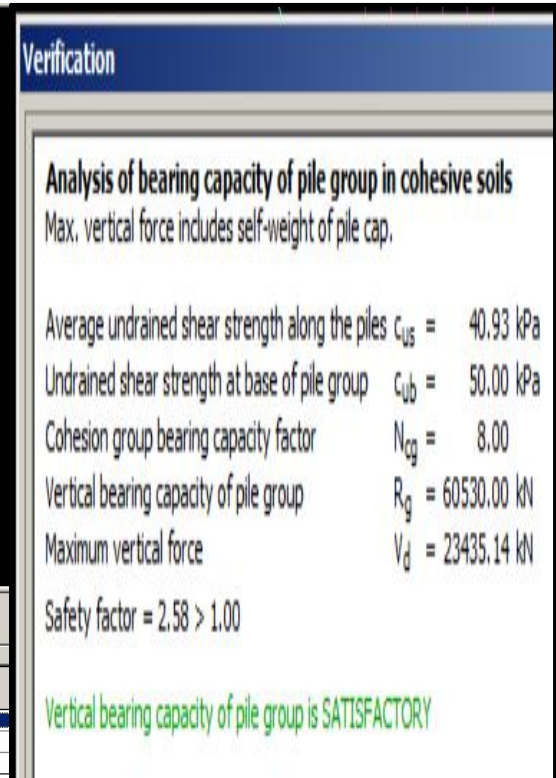


Figure IV.49 : Capacité portante de la tour 5 (GEO5 pile groupe).

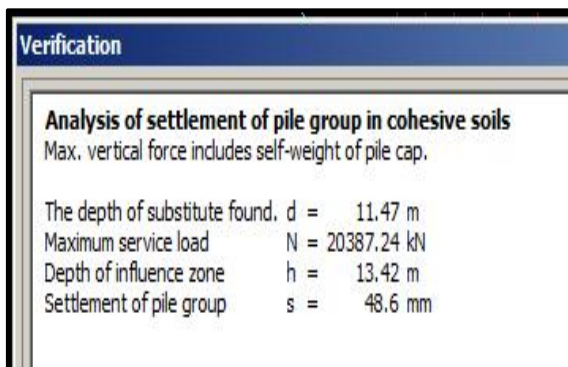


Figure IV.50 : Tassement de la tour 5(GEO5 pile groupe).

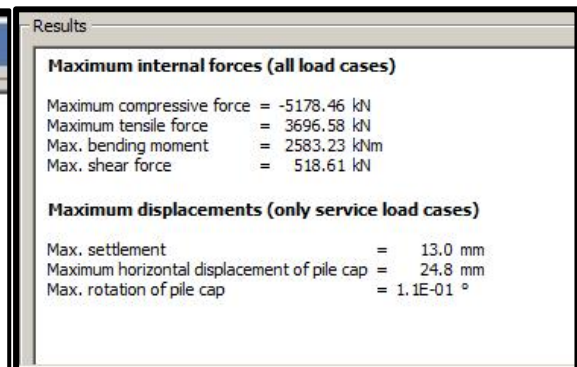


Figure IV.51 : Efforts max dans les pieux de la tour 5 (GEO5 pile groupe).

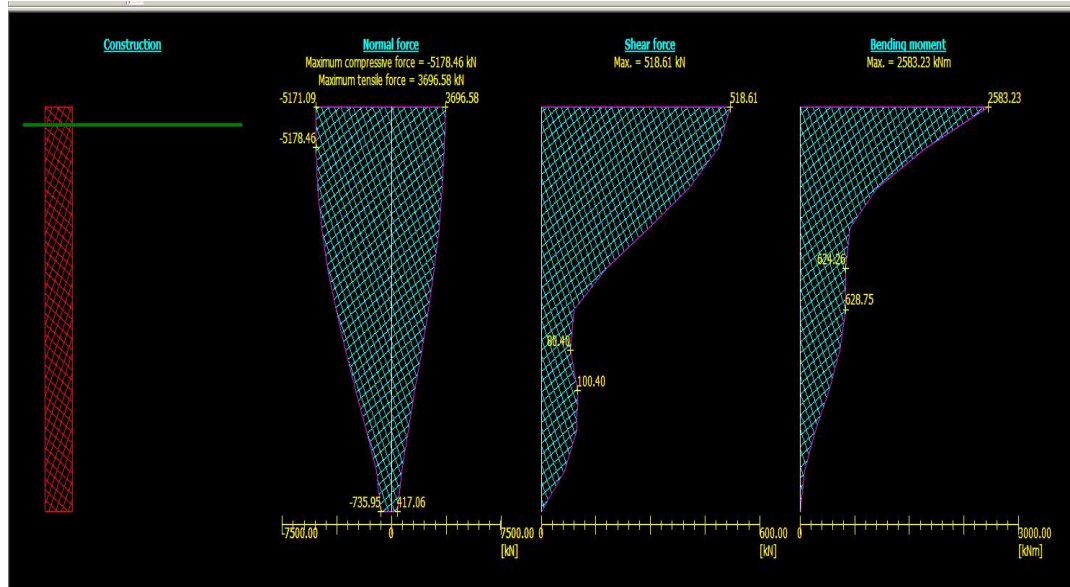


Figure IV.52 : Efforts dans les pieux de la tour 5 (GEO5 pile groupe).

#### IV.8.3.12 Etude de la tour 6

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 5.7m

Hauteur : 7.5m

Charge permanente G = 1600 KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 650 KN
- Force verticale : 600 KN
- Moment à la base : 3900 KN.m

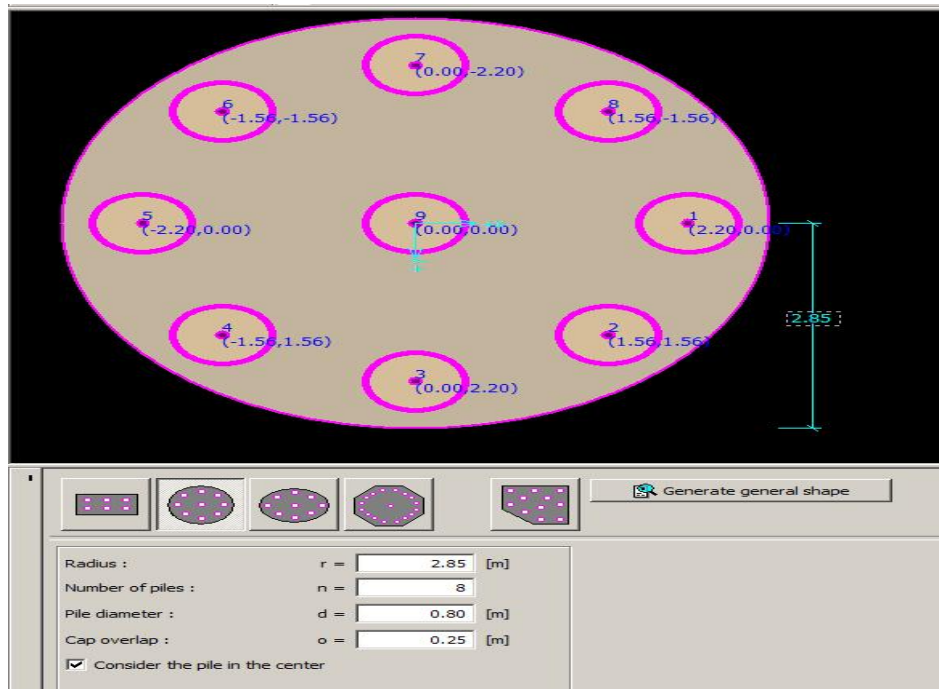


Figure IV.53 : Disposition des pieux de la tour 6 (GEO5 pile groupe).

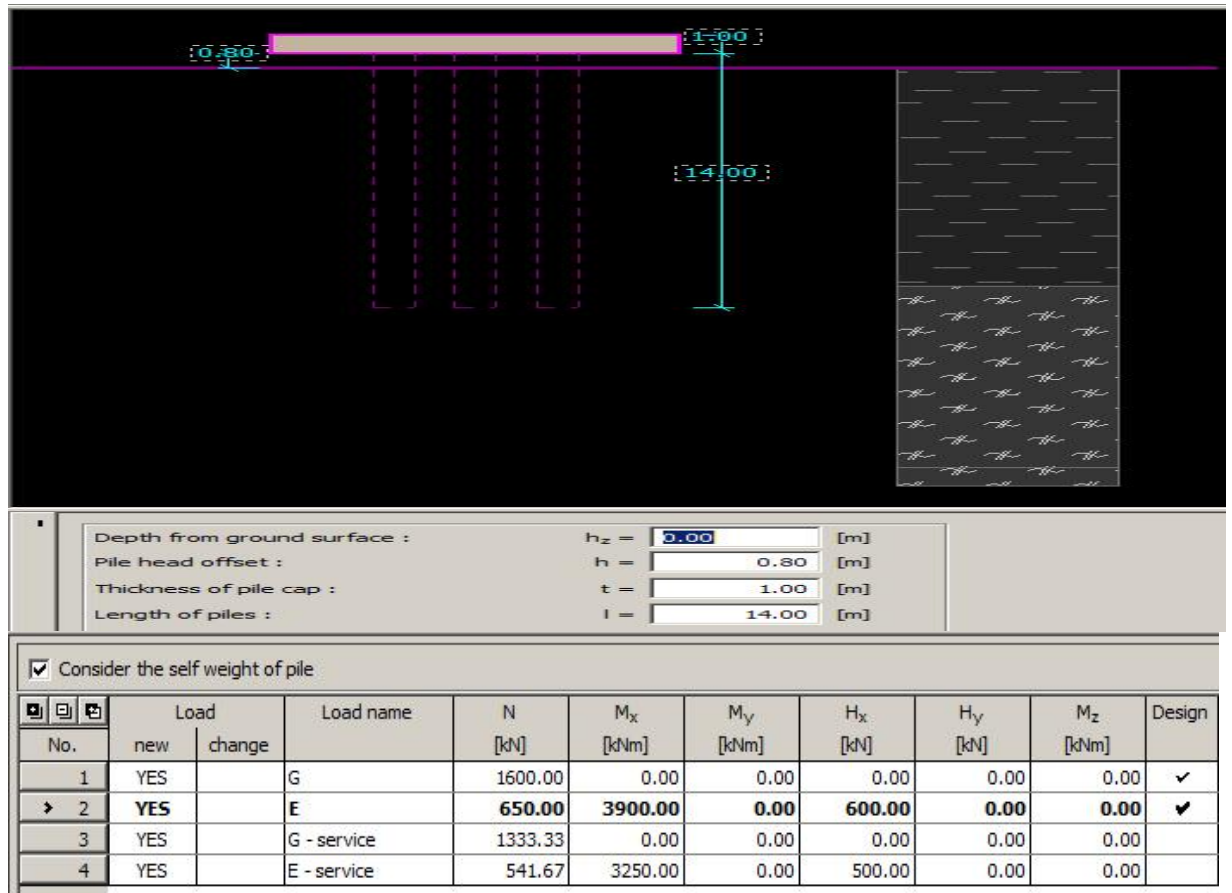


Figure IV.54 : Presentent les charges de la tour 6 (GEO5 pile groupe).

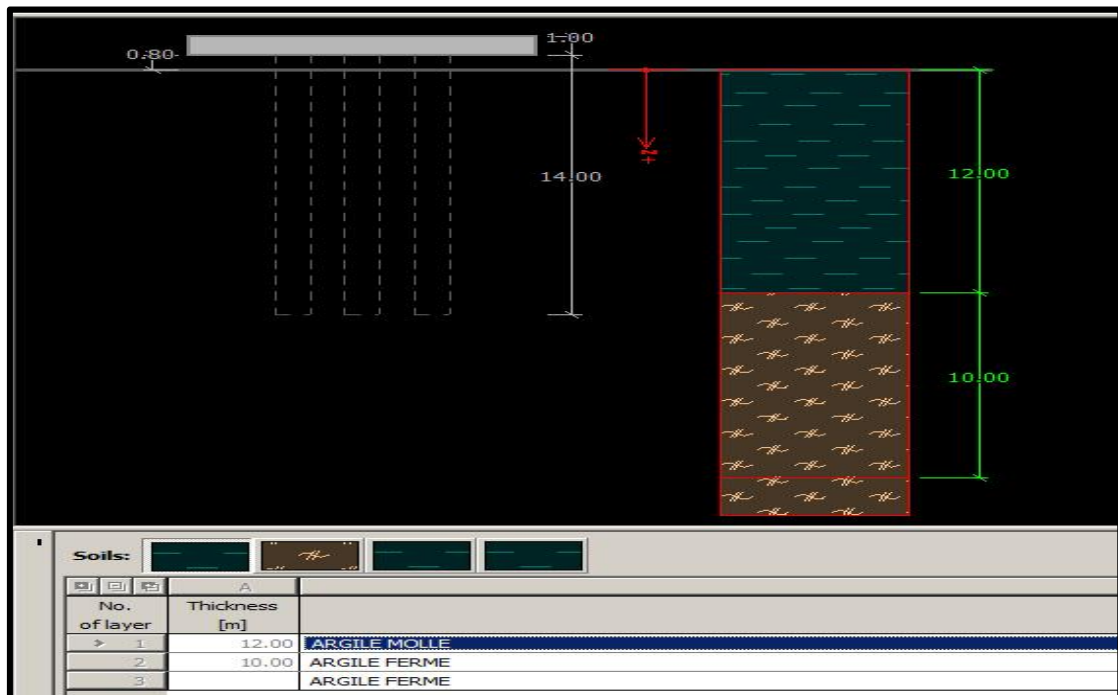


Figure IV.55 : Couches de sol de la tour 6 (GEO5 pile groupe).

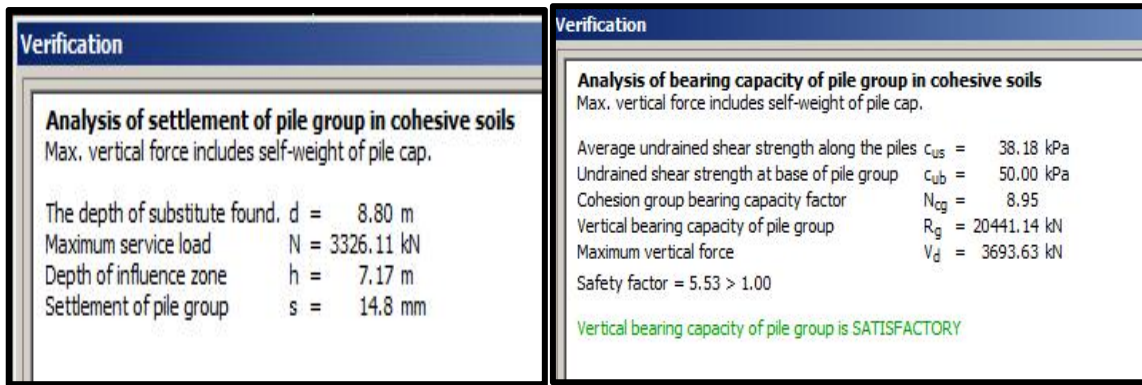


Figure IV.56: capacité portante de la tour 6 (GEO5 pile groupe).

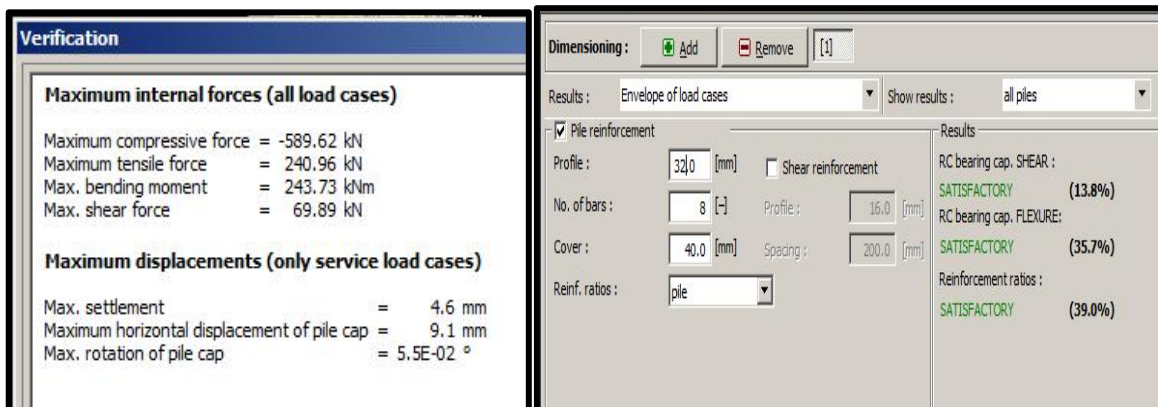


Figure IV.57 : Efforts max dans les pieux de la tour 6 (GEO5 pile groupe).

#### IV.8.3.13 Etude de la tour 7

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 9.6m

Hauteur : 30.0m

Charge permanente  $G = 21500$  KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 6600 KN
- Force verticale : 6600 KN
- Moment à la base : 120000 KN.m

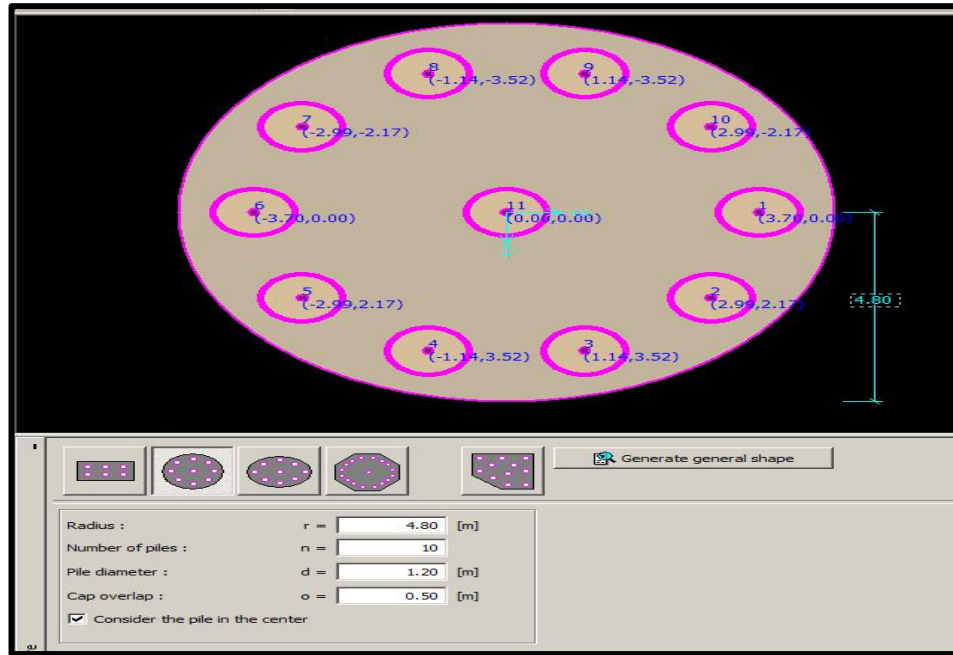


Figure IV.58 : Vue en plan des pieux de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

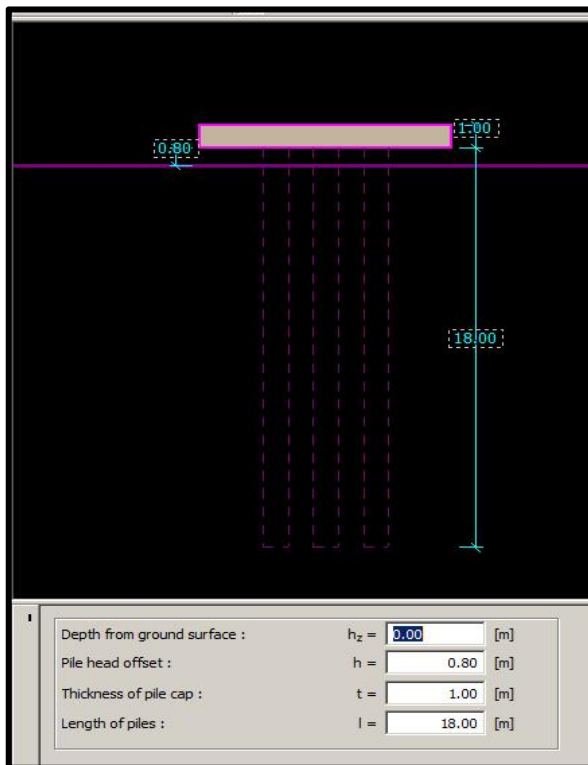


Figure IV.59 : structure de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

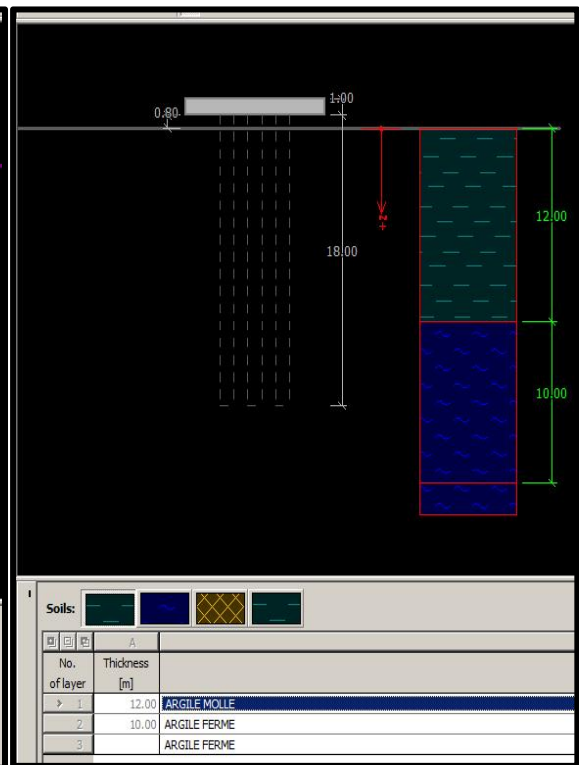


Figure IV.60 : Couches de sol de la tour 7 (GEO5 pile groupe).



<input checked="" type="checkbox"/> Consider the self weight of pile										
No.	Load		Load name	N [kN]	M <sub>x</sub> [kNm]	M <sub>y</sub> [kNm]	H <sub>x</sub> [kN]	H <sub>y</sub> [kN]	M <sub>z</sub> [kNm]	Design
	new	change								
1	YES		G	21500.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	✓
2	YES		E	6600.00	120000.00	0.00	6600.00	0.00	0.00	✓
3	YES		G - service	17916.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	YES		E - service	5500.00	100000.00	0.00	5500.00	0.00	0.00	

Figure IV.61 :Représente les charges de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

**Analysis :**   [1]

Select maxima automatically

**Results**

**Analysis of bearing capacity of pile group in cohesive soils**  
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Average undrained shear strength along the piles  $c_{us} = 40.93$  kPa  
 Undrained shear strength at base of pile group  $c_{ub} = 50.00$  kPa  
 Cohesion group bearing capacity factor  $N_{cg} = 8.25$   
 Vertical bearing capacity of pile group  $R_g = 51090.11$  kN  
 Maximum vertical force  $V_d = 28482.10$  kN  
 Safety factor = 1.79 > 1.00

Vertical bearing capacity of pile group is **SATISFACTORY**

Figure IV.62 : Capacité portante de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

**Analysis :**   [1]

**Results**

**Analysis of settlement of pile group in cohesive soils**  
Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

The depth of substitute found.  $d = 11.47$  m  
 Maximum service load  $N = 24561.95$  kN  
 Depth of influence zone  $h = 14.57$  m  
 Settlement of pile group  $s = 69.9$  mm

Figure IV.63: Tassement de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

**Analysis**

Results : G Show results : all piles

**Values**

- Bending moment X [kNm]
- Bending moment Y [kNm]
- Normal force [kN]
- Shear force X [kN]
- Shear force Y [kN]
- Displacement X [mm]
- Displacement Y [mm]
- Displacement Z [mm]
- Vertical springs [kN/m]
- Horizontal springs [kN/m]

**Construction**

Construction : undeformed

Displacement and rotation of pile cap

Reactions [kN]

Spring [kN/m]

**Drawing mode**

Values : significant

Labels size : small

Hatch

**Maximum internal forces (all load cases)**

Maximum compressive force = 6829.16 kN  
 Maximum tensile force = 5130.16 kN  
 Max. bending moment = 3122.76 kNm  
 Max. shear force = 622.65 kN

**Maximum displacements (only service load cases)**

Max. settlement = 17.2 mm  
 Maximum horizontal displacement of pile cap = 32.2 mm  
 Max. rotation of pile cap = 1.7E-01 °

Figure IV.64 : Efforts de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

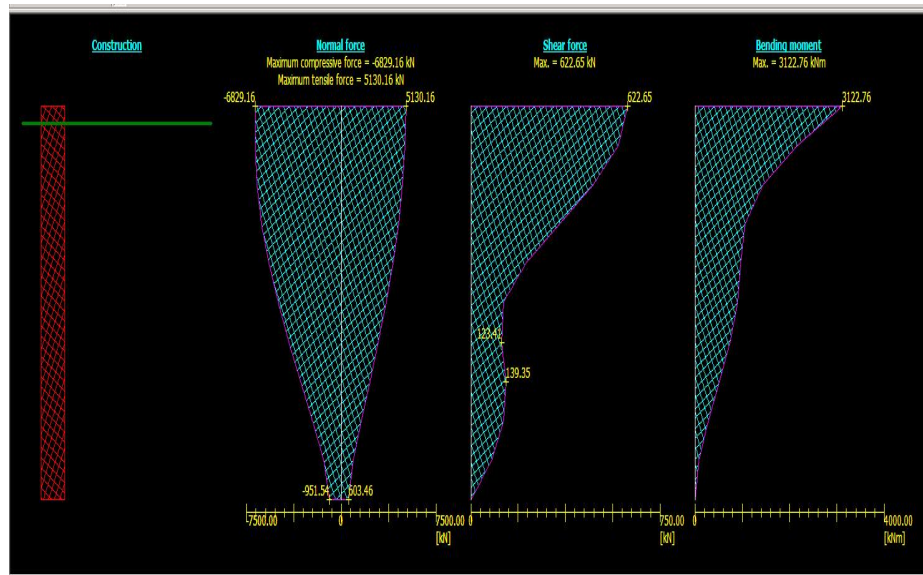


Figure IV.65 : Efforts dans les pieux de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

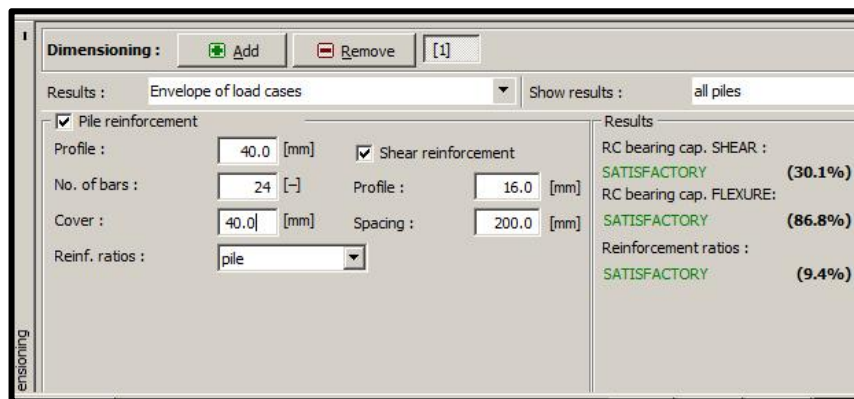


Figure IV.66: Ferrailage de la tour 7 (GEO5 pile groupe).

#### IV.8.3.14 Etude de la tour 8

Caractéristiques géométriques :

Diamètre = 5.7m

Hauteur : 20.5m

Charge permanente  $G = 5450$  KN

Charges sismiques :

- Force horizontale à la base : 2200 KN
- Force verticale : 2000 KN
- Moment à la base : 3900 KN.m

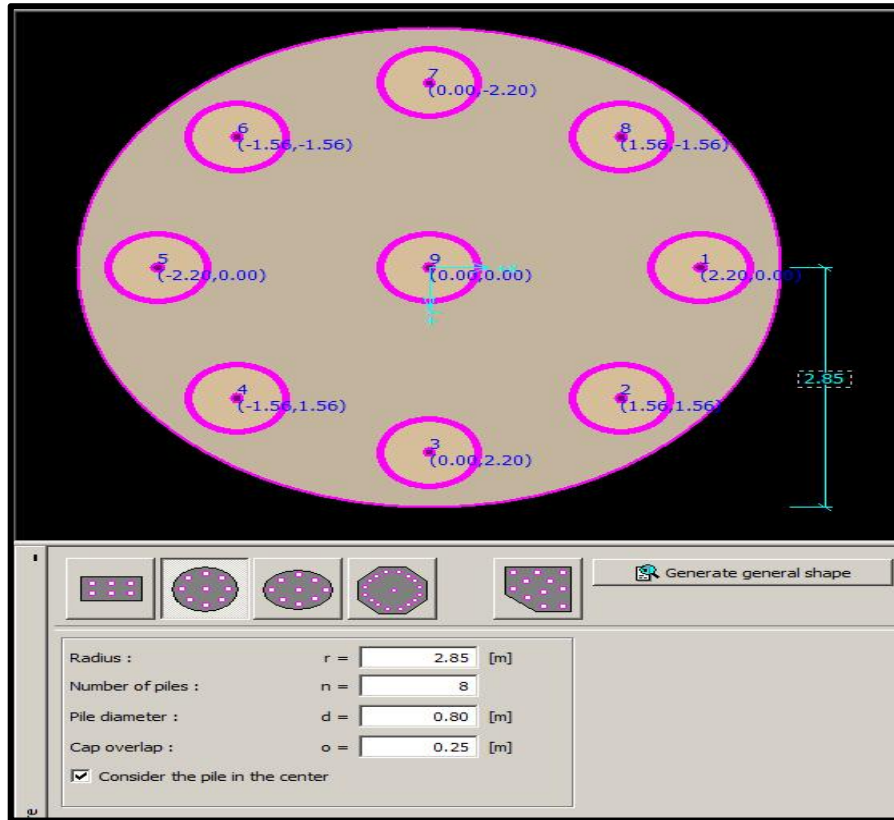


Figure IV.67 : Disposition des pieux de la tour 8 (GEO5 pile groupe).

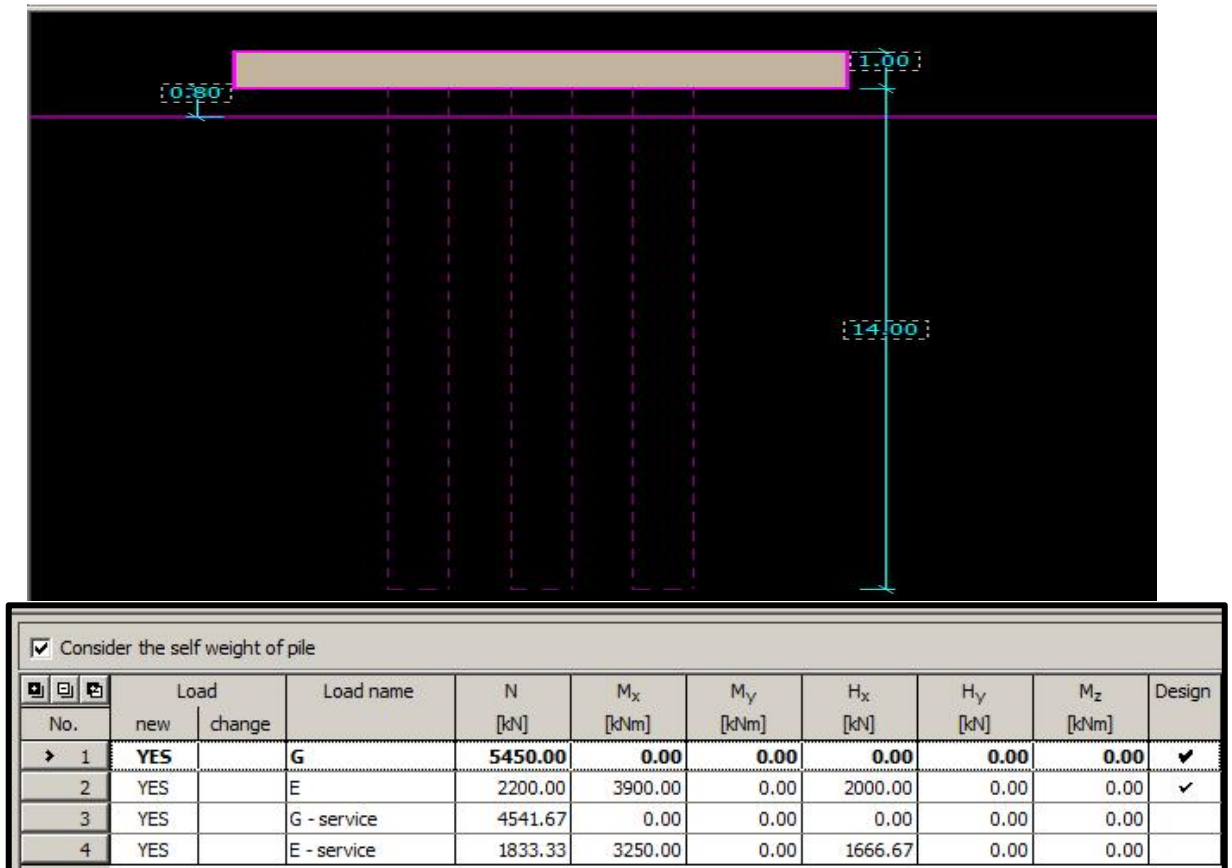
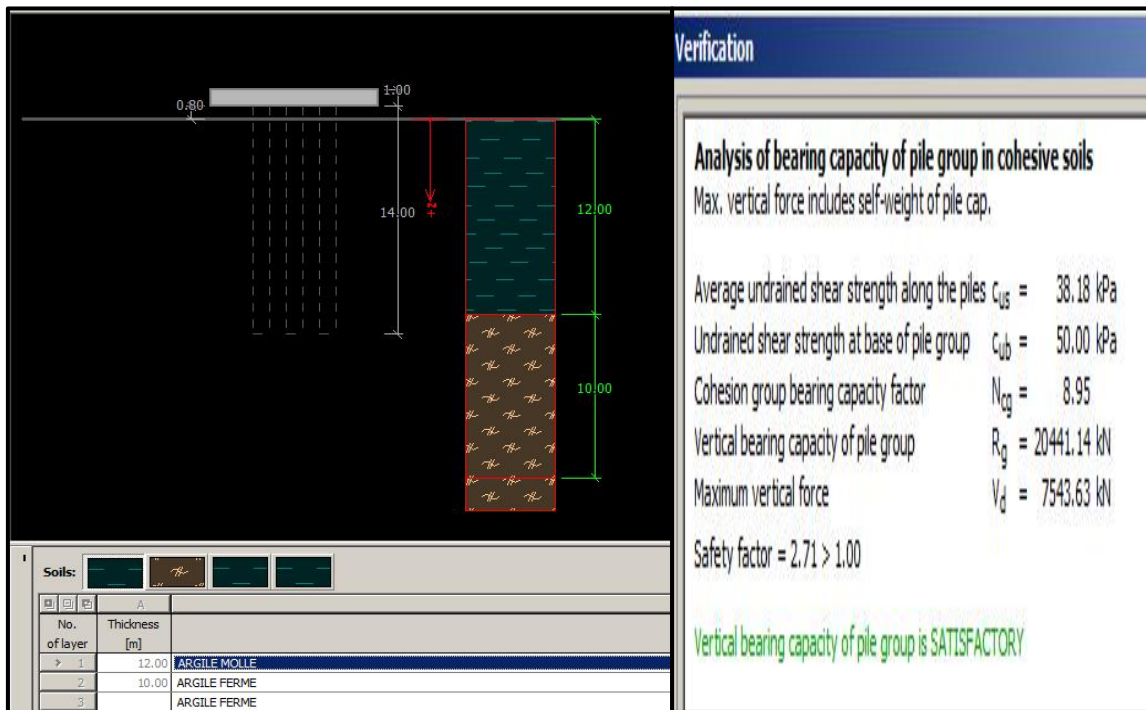


Figure IV.68 : Représente les charges de la tour 8 (GEO5 pile groupe).



FigureIV .69: couche de sol de tour 8(GEO5 pile groupe).

Figure IV.70 : Capacité portantes de tour 8(GEO5 pile groupe).

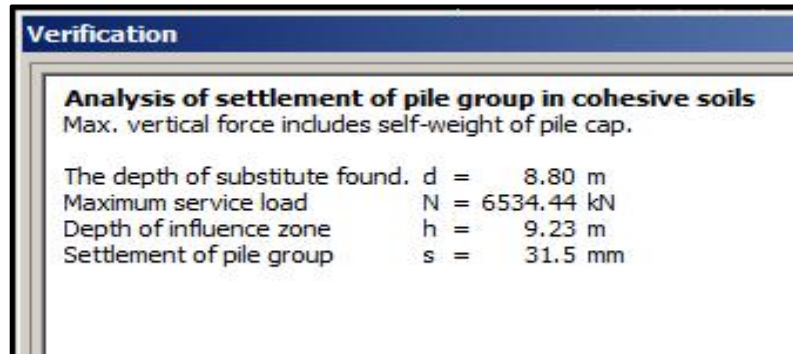


Figure IV.71 : Tassements de la tour 8(GEO5 pile groupe).

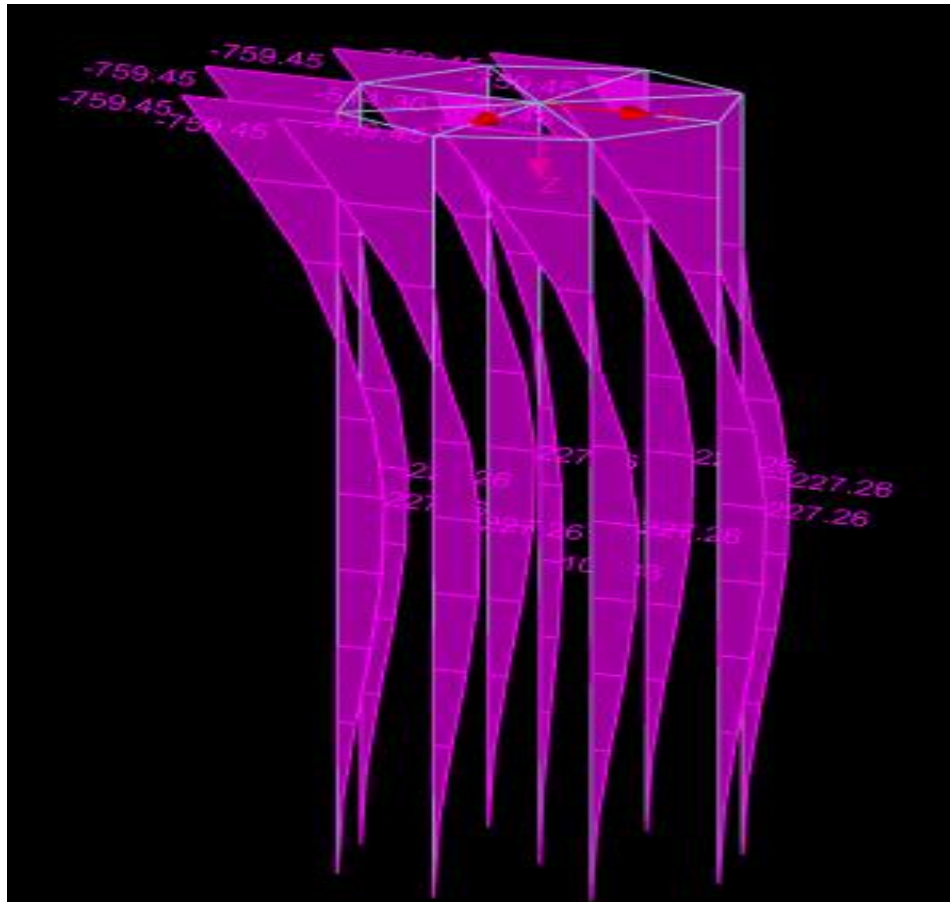


Figure IV.72: Diagramme des moments de la tour 8(GE05 pile groupe).

Verification	
<b>Maximum internal forces (all load cases)</b>	
Maximum compressive force	= -1145.64 kN
Maximum tensile force	= 422.89 kN
Max. bending moment	= 764.37 kNm
Max. shear force	= 232.96 kN
<b>Maximum displacements (only service load cases)</b>	
Max. settlement	= 8.5 mm
Maximum horizontal displacement of pile cap	= 28.7 mm
Max. rotation of pile cap	= 1.1E-01 °

Figure IV.73 : Efforts max dans les pieux de la tour 8(GE05 pile groupe).

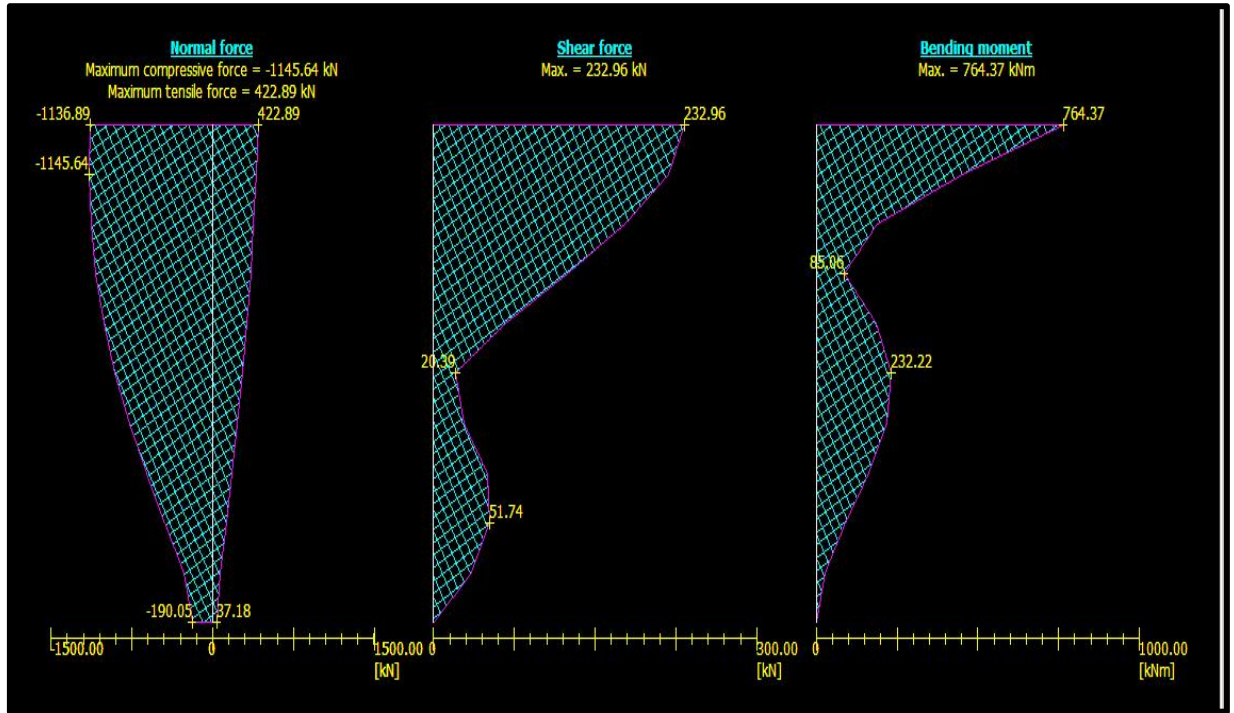


Figure IV.74 : Efforts dans les pieux de la tour 8 (GE05 pile groupe).

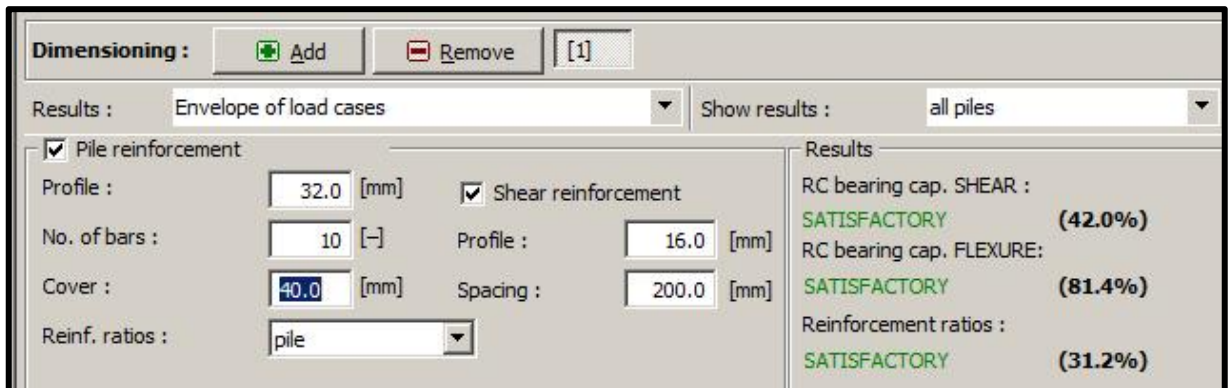


Figure IV.75: Ferrailage de la tour 8 (GE05 pile groupe).

**IV.9 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté le calcul des fondations des différentes tours de notre projet.

Ces tours ont de grandes hauteurs et d'importantes charges, aussi le sol est mauvais, ce qui donne des pieux comme fondation.

Nous avons obtenu les résultats suivants :

- ✓ Despieux forés avec utilisation de boue
- ✓ Les diamètres des pieux variant de 0.80m à 1.20m.
- ✓ Les profondeurs des pieux varient de 14m à 20m.
- ✓ Les tassements ne dépassent pas 7cm.





## Conclusions et recommandations

La société « GENERAL EMBALLAGE » construit à Boufatis (Wilaya d'ORAN) un bâtiment pour une ligne de production de papier d'emballage à partir de papier recyclé. Notre projet de fin d'études s'intéresse à la partie géotechnique de ce projet.

Tout d'abord nous avons présenté des généralités sur la Région d'Etude, est ce ci du point de vu géologie, climatologie, géomorphologie et sismologie.

Ensuite nous avons présenté le projet de construction de la papeterie qui est composé du bâtiment Paper Machine (PM1) et le bâtiment de préparation des pâtes (OCC), ainsi que leur localisation. La zone d'étude qui est la ville de Boufatis a été présentée aussi

Nous avons abordé la modélisation. Nous avons présenté les sondages géotechniques qui permettent de déterminer la nature et les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques des constituants du sol a fin de prévoir son comportement lors de la réalisation de notre ouvrage.

Les essais in-situ sont aussi présenté qui sont principalement :

- Les essais pressiométriques (réalisé dans un sondage)
- Les essais pénétrométriques (mesure directe de la résistance dynamique ou statique du sol par enfoncement d'une pointe) : SPT, PDL, CPT
- Des essais de vérification de compacte de terrain (essai de plaque...)
- Des mesures et des prélèvements de l'eau souterraine par installation des tubes piézométriques dans les trous des sondages.

La synthèse et les analyses de tous les résultats nous ont permis de modéliser notre site en 4 unités à savoir :

- ✓ Argile molle
- ✓ Argile ferme
- ✓ Argile très ferme
- ✓ Formation dunaire

Les résultats des essais in situ et au laboratoire de notre site ont donné :

- ✓ Un sol meuble à très meuble. Sa résistance dynamique est faible à moyenne

- ✓ Un sol faiblement dense parfois moyennement dense à dense, sa teneur est moyennement humide à humide.
- ✓ Un sol peu plastique à très plastique.

Pour le choix des fondations, un calcul manuel de la capacité portante a été fait en utilisant la méthode pressiométrique. Ensuite, nous avons utilisé le programme de calcul **GEO5 pile group**. Ce logiciel nous a permis de calculer la capacité portante des fondations profondes qui sont des pieux, ainsi que le tassement et de faire la comparaison avec les résultats obtenus par le calcul manuel.

Au terme de notre étude, nous allons donner quelques recommandations, à savoir :

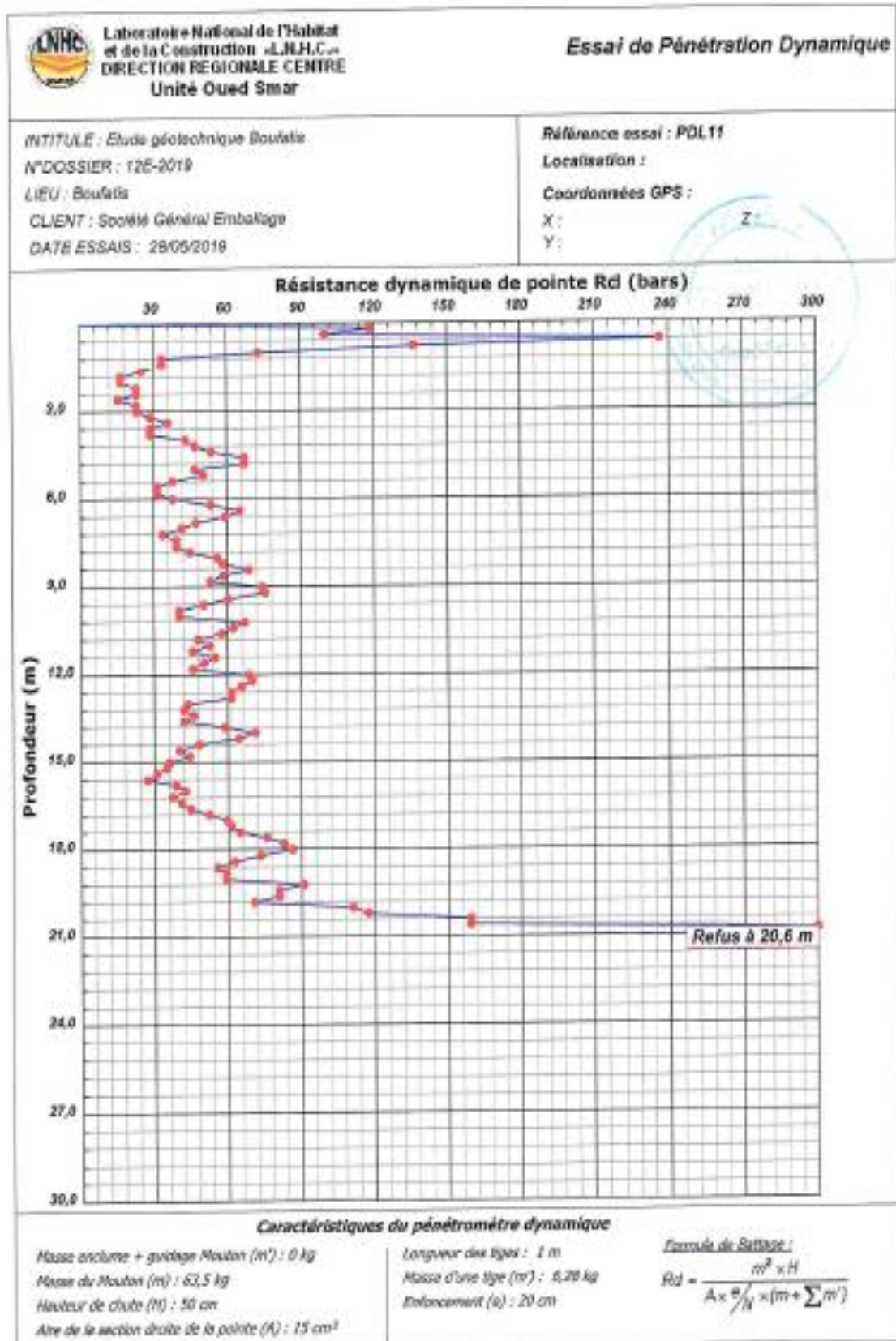
- Le site abritant la future papeterie est une Zone basse et inondable mal drainée et favorable à l'accumulation des eaux, à la faveur de la morphologie du site et la nature imperméable du terrain, d'où la nécessité de mettre en place un système de drainage et d'évacuation des eaux adéquat et efficace en veillant à son entretien régulier.
- La future papeterie est implantée dans une zone basse à caractère marécageux appartenant à la zone des lacs salins s'étendant entre la grande Sebkhah d'Oran et Mostaganem. Des taux très élevés en sulfates caractérisent les terrains de cette région, donc agressifs, d'où la nécessité de recourir aux béton et matériaux de construction adéquats et résistants pour diminuer les risques et les effets d'agressivité élevée de ce facteur.
- Vu l'agressivité élevée et la qualité géotechnique très médiocre des terrains de cette zone, ainsi que le caractère marécageux et inondable de la zone, les ouvrages et différentes installations de ce projet devront être dimensionnés et conçus en tenant compte de ces contraintes naturelles pénalisantes.

## Référence bibliographiques

- [1] (A. CAIRE 1967) « les termes de l'impossible bilan », peuples méditerranéens, n°74-75 : Nasser -25 ans.
- [2] /MANSOURI SIHEM : Mémoire pour l'obtention du diplôme de magister en biologie (LES PELOUSES DE L'ORANIE : Flore et Phytoécologie) université d'Oran année 2012.
- [3] /Rapport d'études géotechnique, boufatis wilaya d'Oran (laboratoire national de l'habitat et de la construction) 12E/2018.
- [4] Feuille N°154, publiée en 1957 par le Service de la Carte géologique de l'Algérie.
- [5] -N. BENTEKHICI, Evaluation et gestion des déchets solides et liquides, Apport des SIG et la Télédétection Cas de : Ain Témouchent, Tlemcen, Oran et Sidi Bel Abbes (Thèse de Doctorat en Sciences, 2018, Université d'Oran 2).
- [6] -Z. SMAHI, Etude de la dynamique côtière de l'ouest algérien par utilisation de la télédétection et des systèmes d'information géographiques (Thèse de Doctorat en Sciences, 2019, Université d'Oran 2).
- [7] <https://planificateur.a-contresens.net/afrique/algerie/oran/boufatis/2503175.html>
- [8] /<https://www.quandpartirpour.fr/algerie/boufatis-101337>
- [9] Pour citer cet article : A. Yelles-Chaouche et al. C. R. Geoscience 338 (2006).
- [10] Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003.
- [11] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Boufatis>.
- [12] (<https://fr.db-city.com/Alg%C3%A9rie--Oran--Oued-Tlelat--Boufatis>).
- [13] Document SOLDATA Geophysic.
- [14] [https://fr.wikipedia.org/wiki/Fondation\\_\(construction\)](https://fr.wikipedia.org/wiki/Fondation_(construction))
- [15] Calcule des ouvrages géotechniques-Ali Bouafia 2018. Page 254
- [16] Calcule des ouvrages géotechniques-Ali Bouafia 2018. Page 254





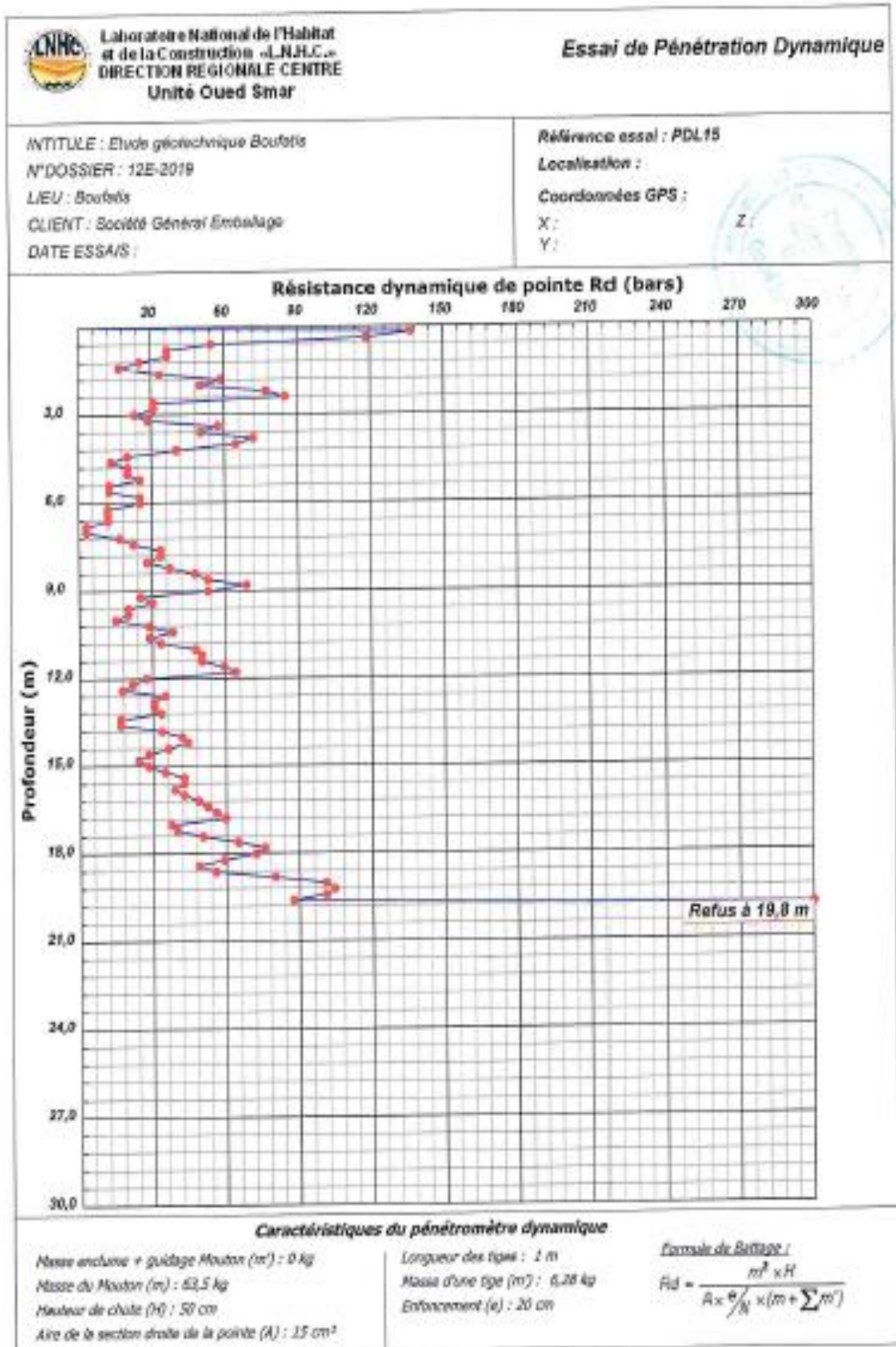












**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

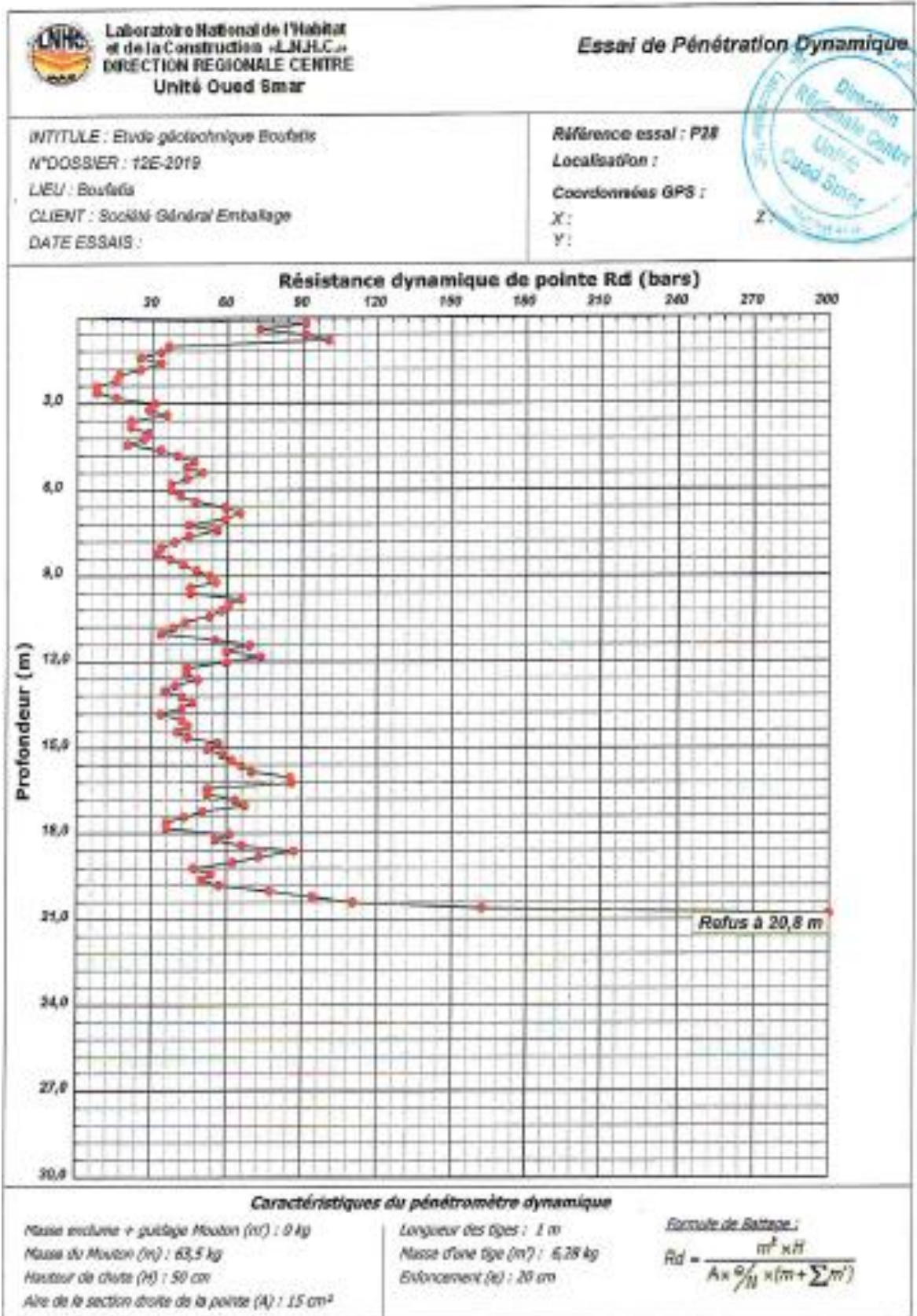
Masse anclure + guidage Mouton (m) : 0 kg  
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg  
 Hauteur de chute (h) : 50 cm  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
 Masse d'une tige (m) : 6,28 kg  
 Enfoncement (e) : 20 cm

*Formule de Bellagi :*

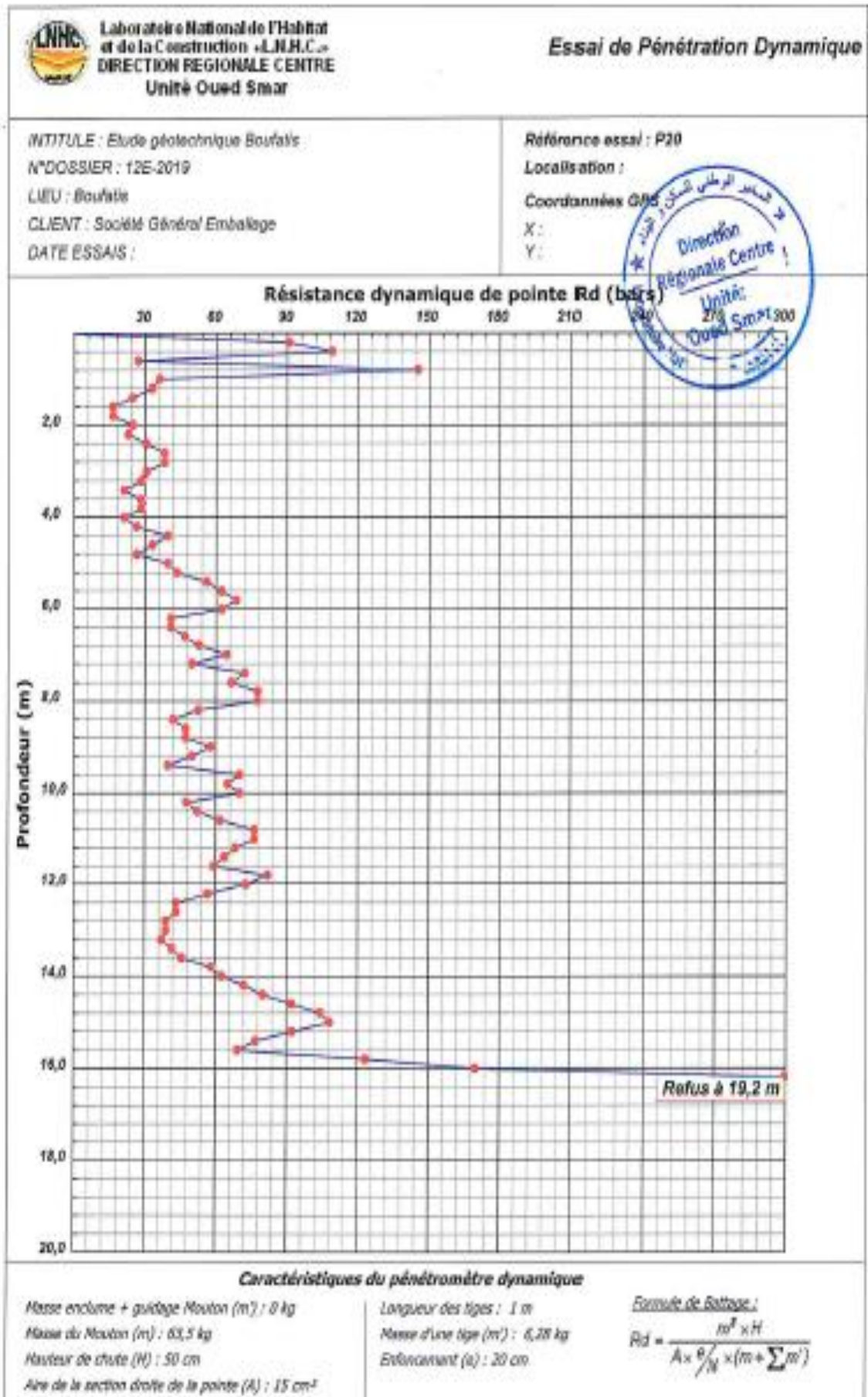
$$R_{td} = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{h} \times (m + \sum m')}$$





Prog 1994, Rev 04, 2007 ©

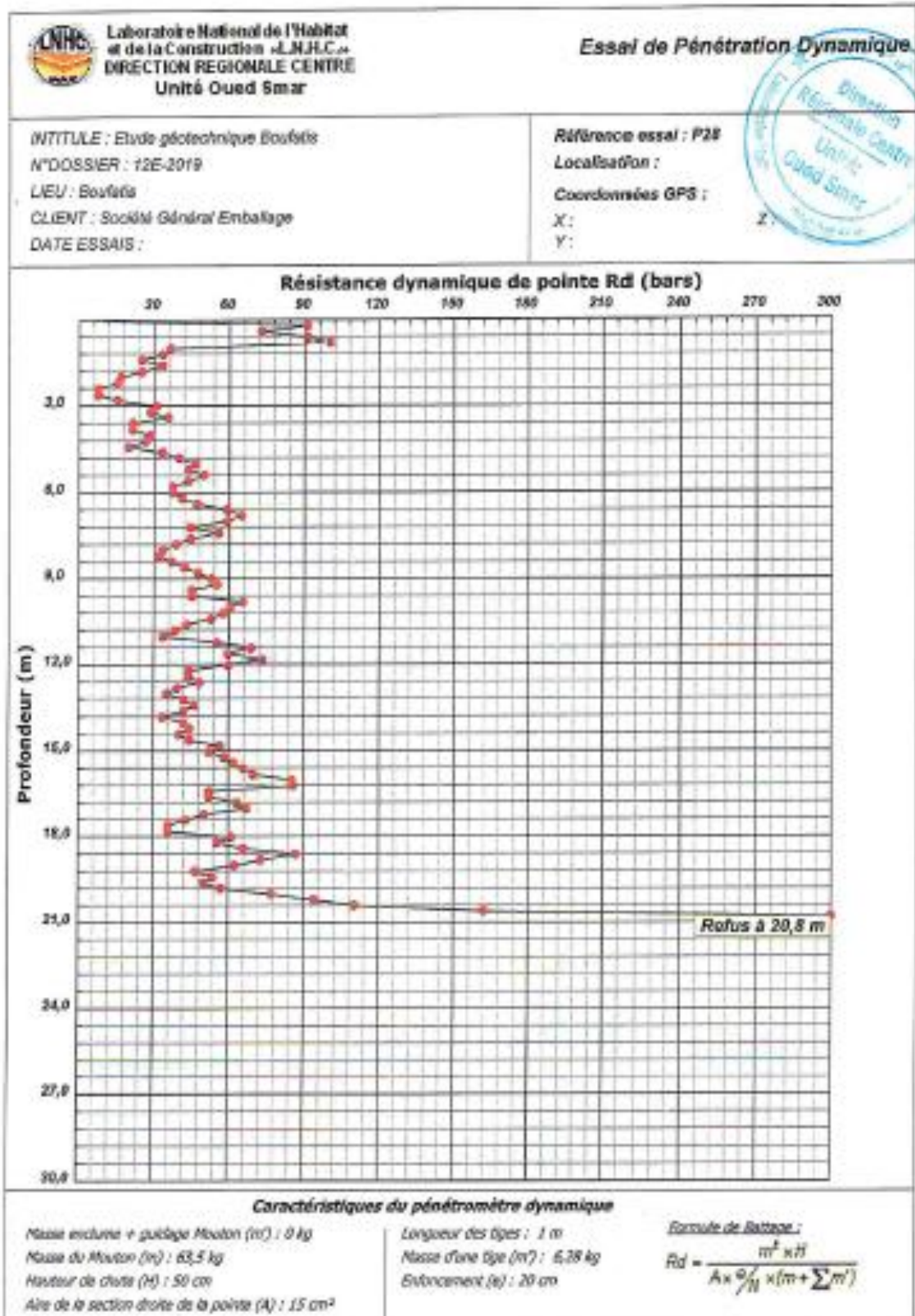








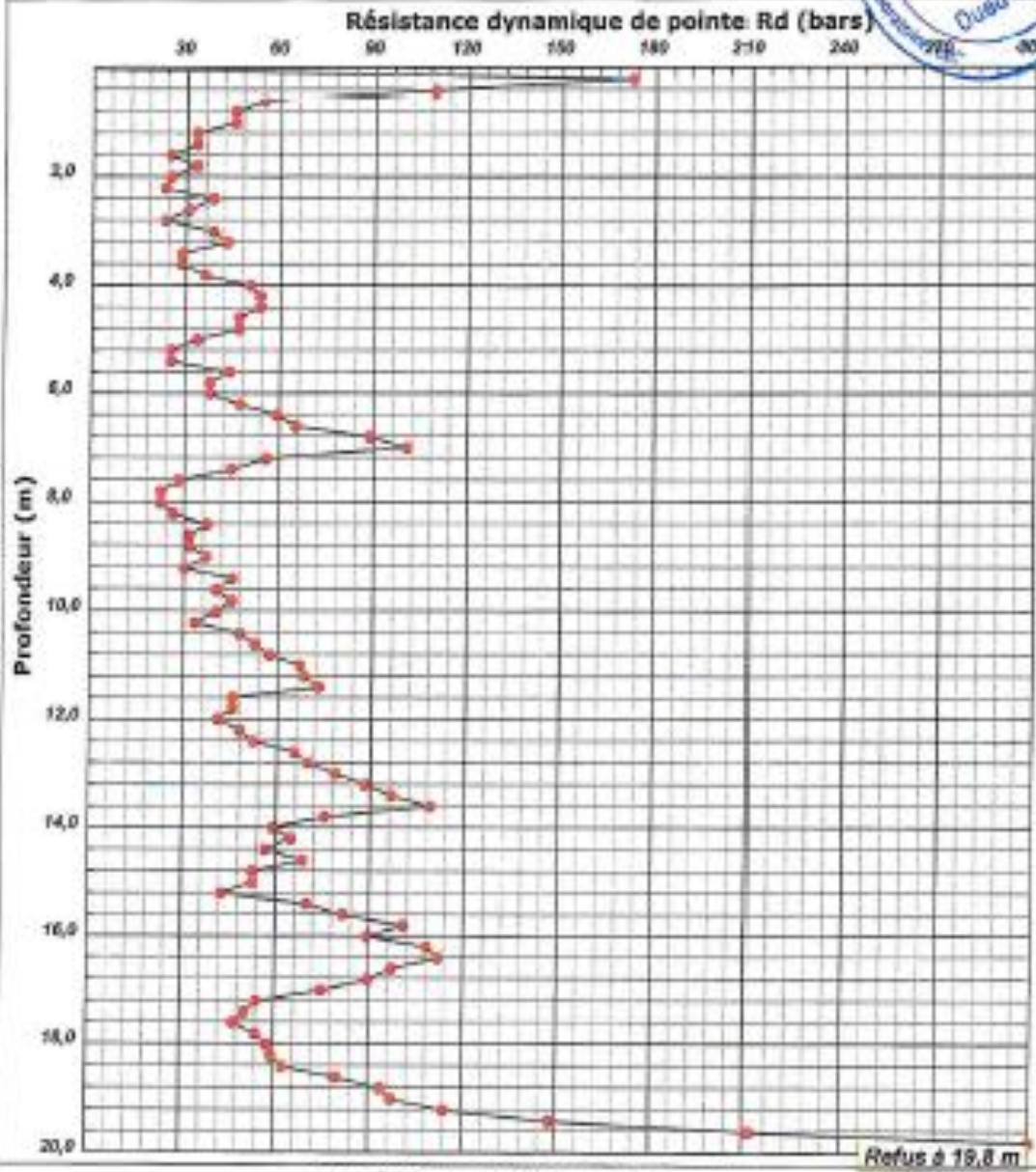






INTITULE : Etude géotechnique Boufaïs  
 N°DOSSIER : 12E-2019  
 LIEU : Boufaïs  
 CLIENT : Société Général Emballage  
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P28  
 Localisation :  
 Coordonnées GPS:  
 X:  
 Y:



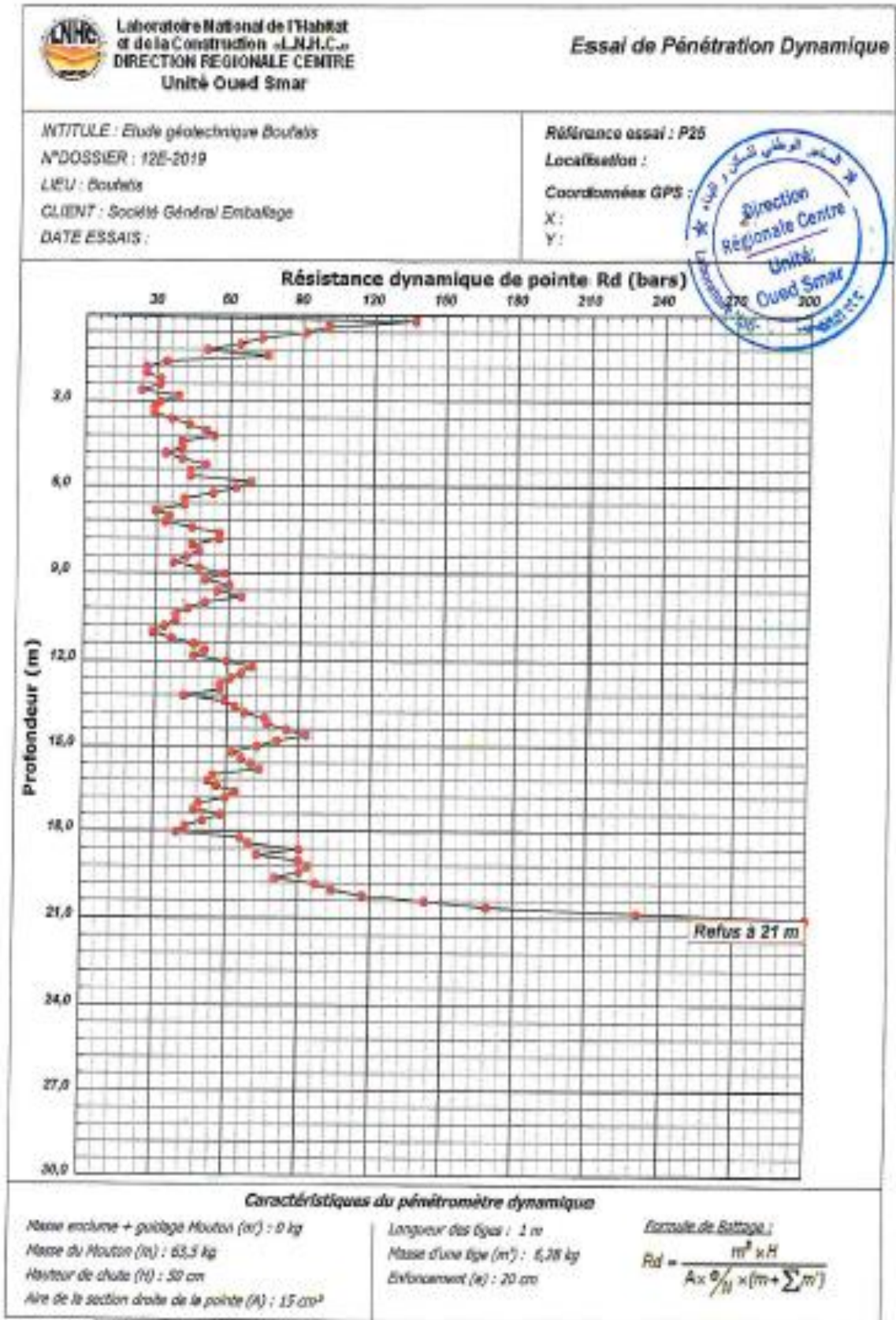
**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m): 0 kg  
 Masse du Mouton (m): 63,5 kg  
 Hauteur de chute (H): 30 cm  
 Aire de la section droite de la pointe (A): 15 cm<sup>2</sup>

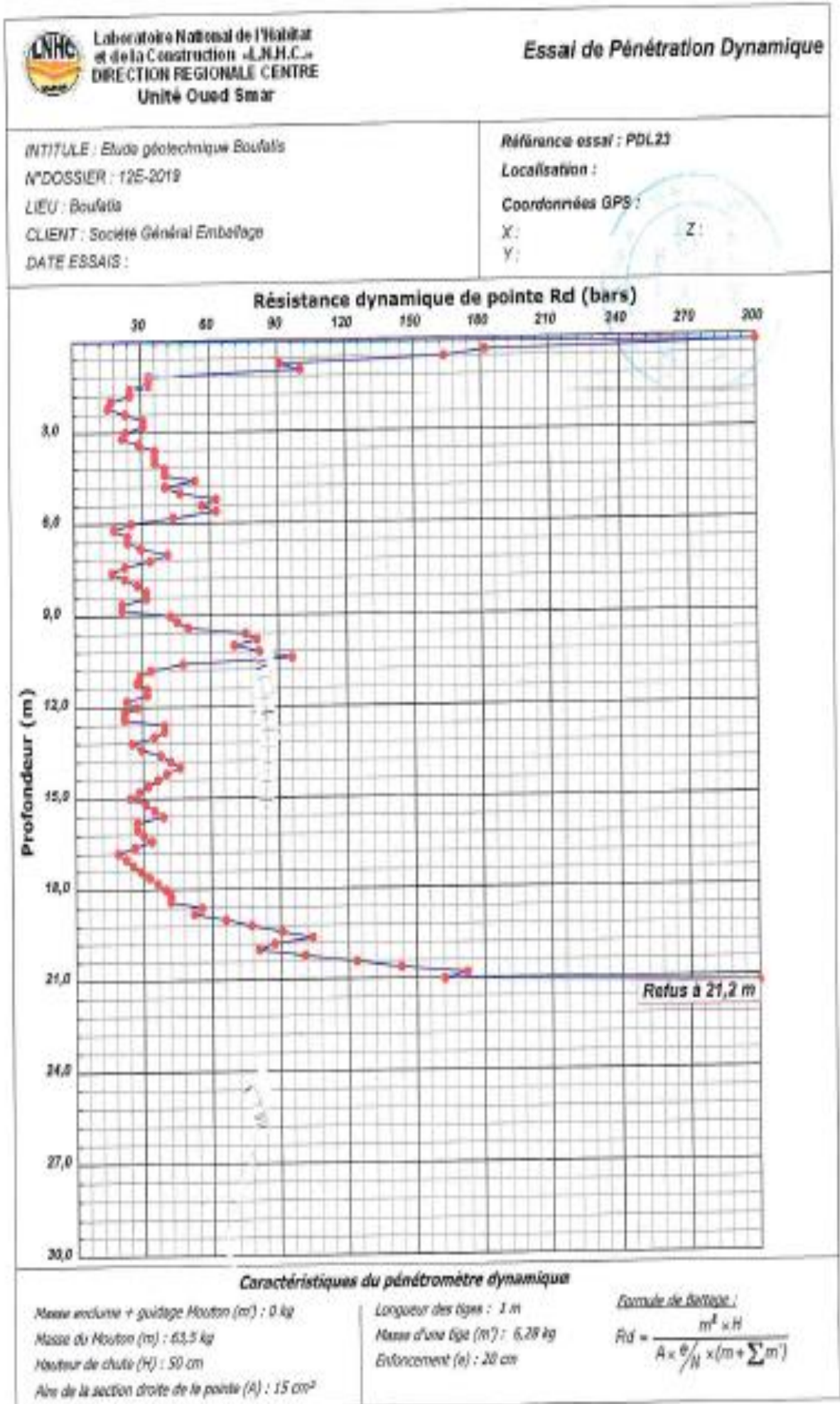
Longueur des tiges: 1 m  
 Masse d'une tige (m'): 6,38 kg  
 Enfoncement (e): 20 cm

Formule de Battage:  

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{H} \times (m + \sum m')}$$







**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse excluse + guidage Newton (m) : 0 kg  
Masse du Newton (m) : 63,5 kg  
Hauteur de chute (H) : 50 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

*Formule de Battage :*

$$R_{id} = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

Programme 8/2006 002 6



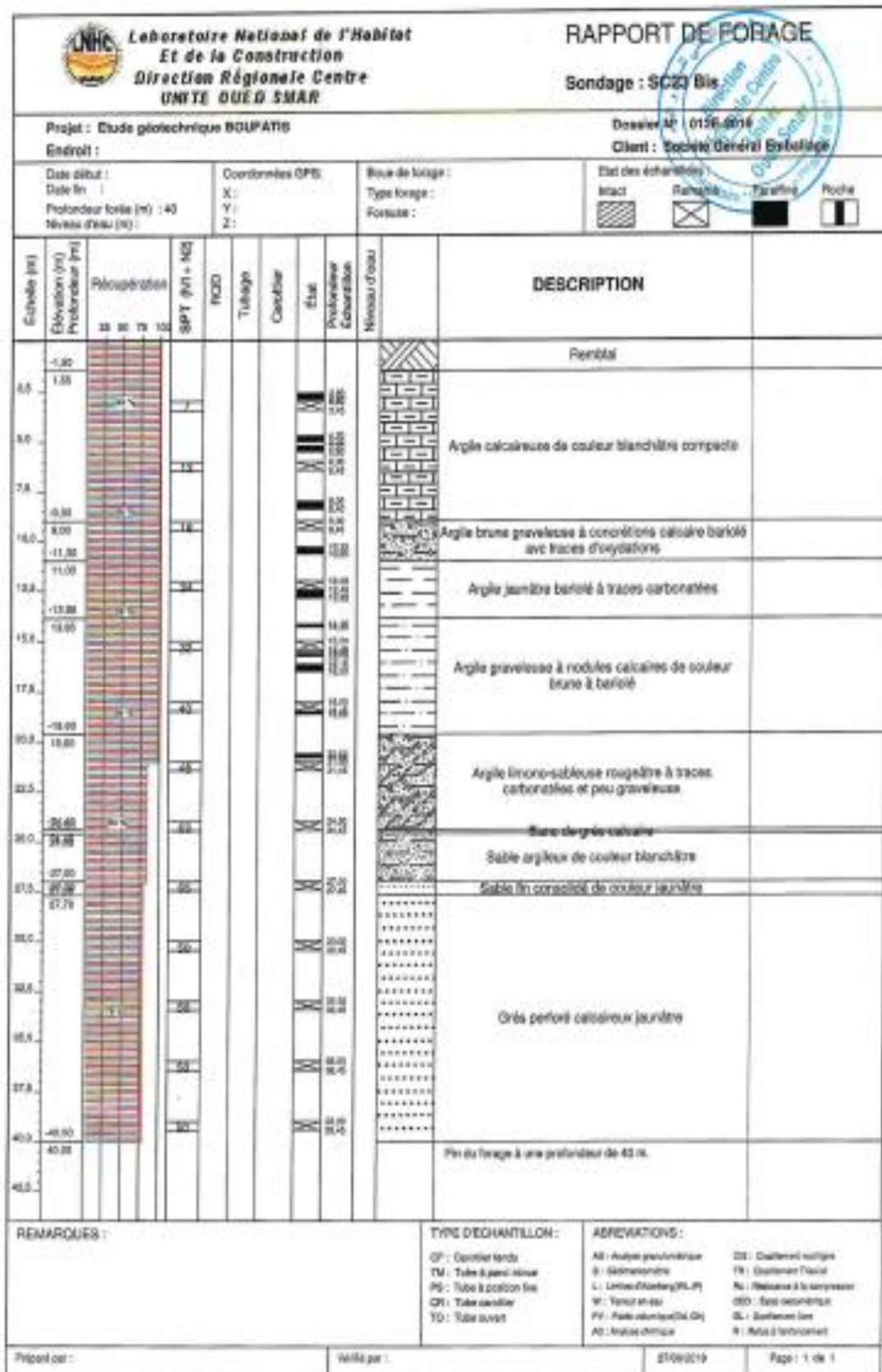









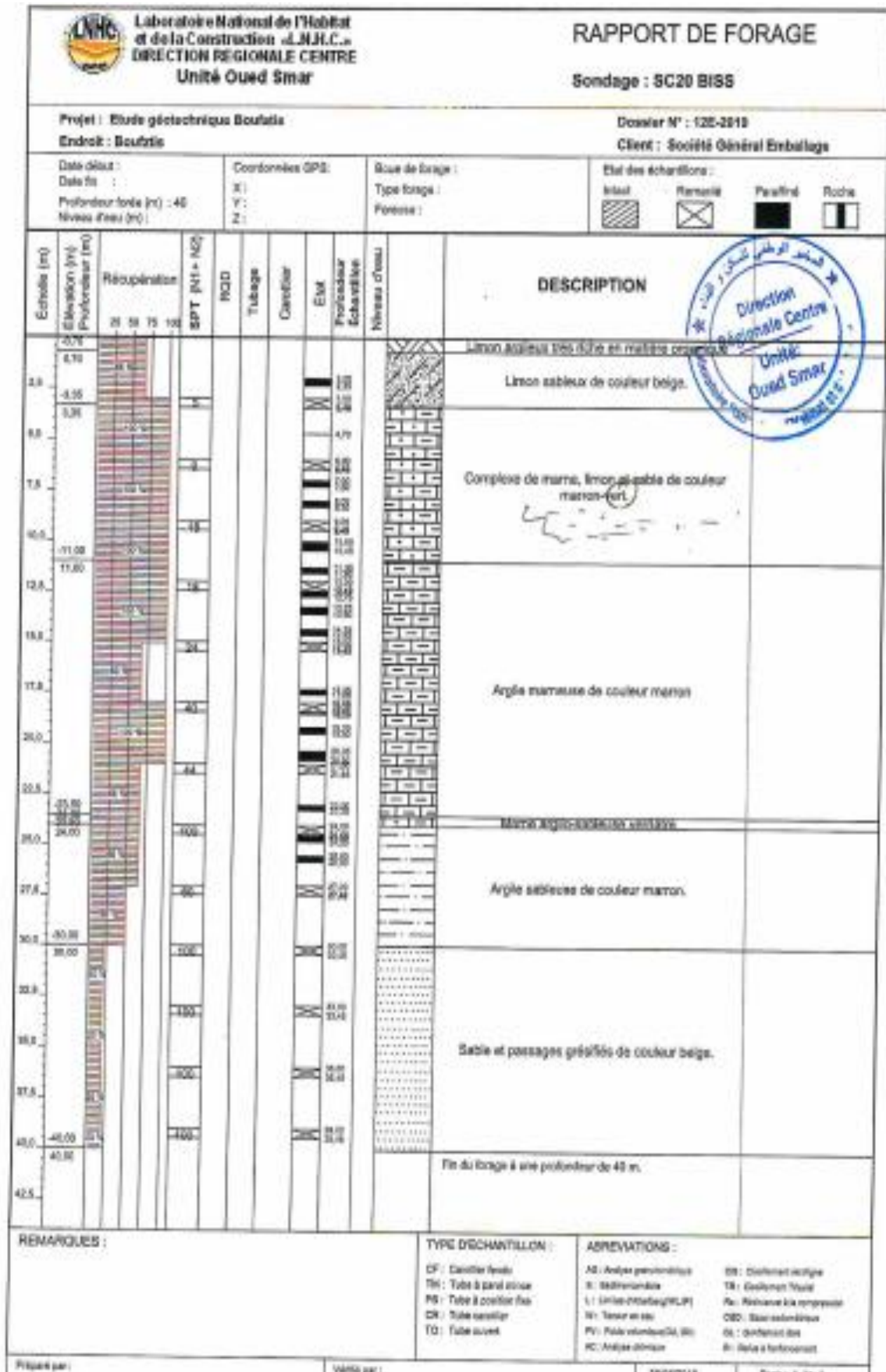
Appendice B : logs de sondage carottés (SC)

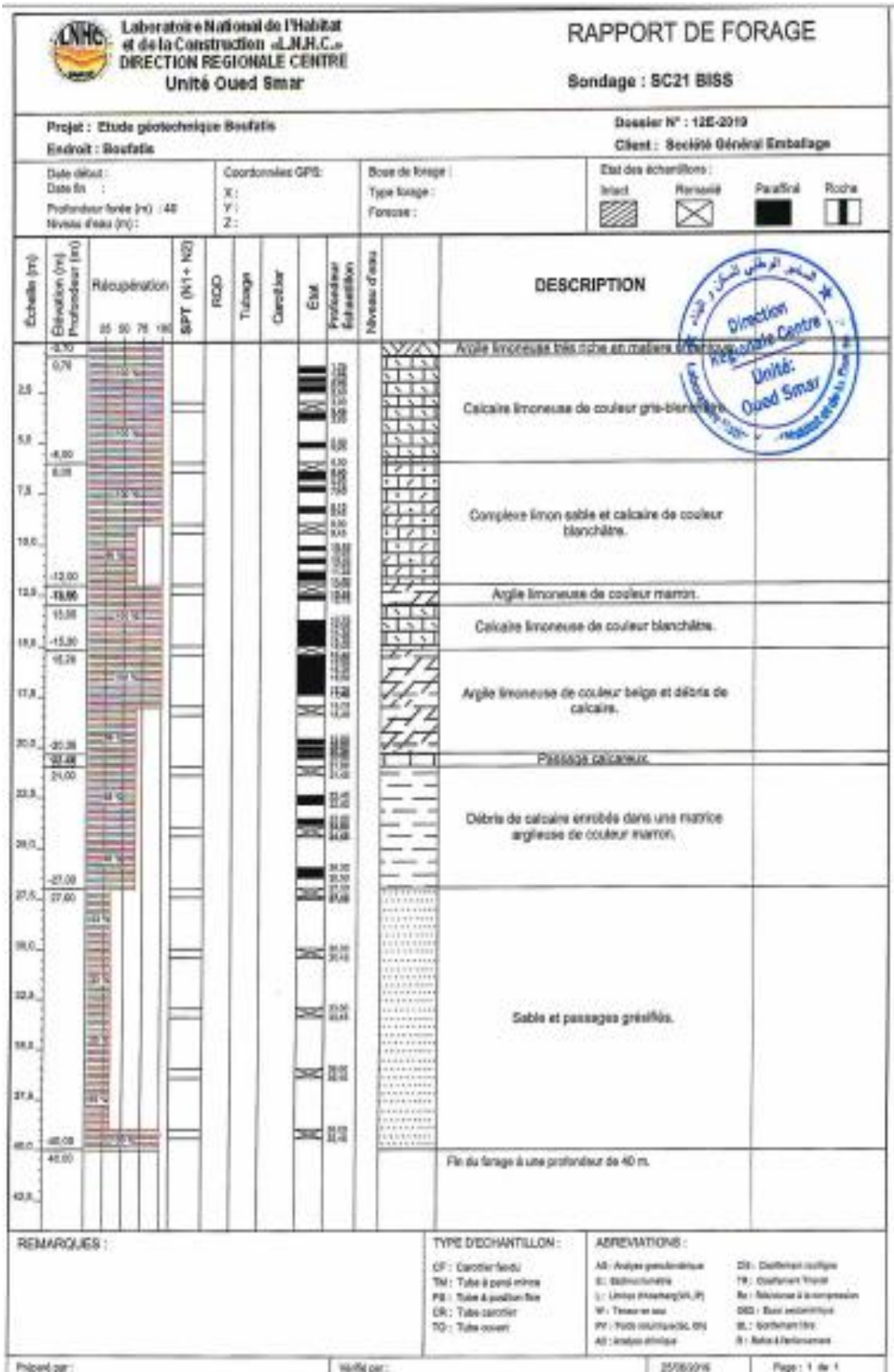







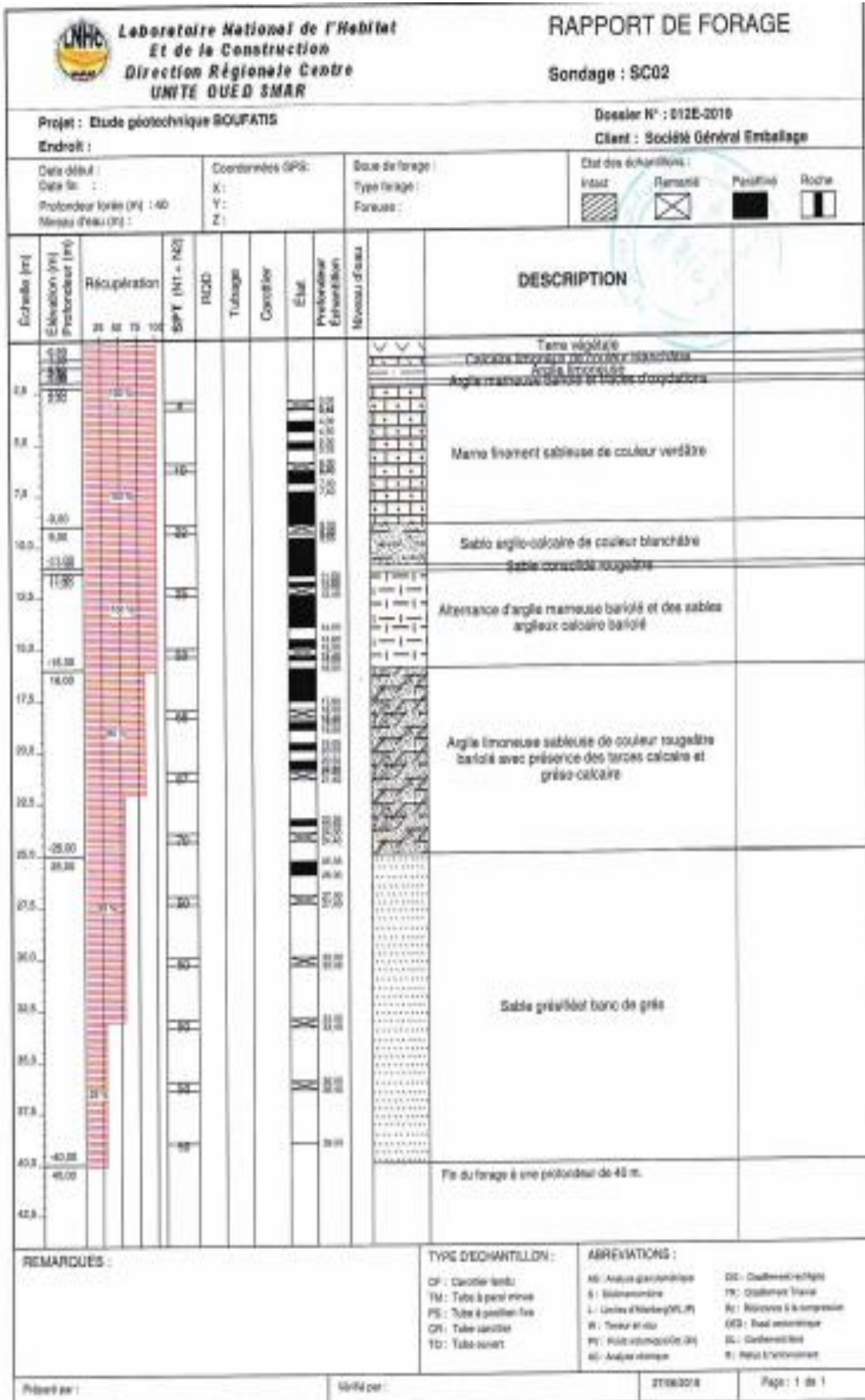
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «LNHC» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Ouéd Smar		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC17								
Projet : Etude géotechnique Boufatis Endroit : Boufatis			Dossier N° : 12E-2019 Client : Société Général Emballage							
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 40 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foréuse :						
Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Partiel <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>										
Echelle (m)	Altitude (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
0.00	0.00									Argile limoneuse gris rose en masse.
2.5	2.50									Calcaire limoneux de couleur blanchâtre.
5.0	5.00									
7.5	7.50									
10.0	10.00									
12.5	12.50									Argile sableuse rougeâtre et des débris de calcaire.
15.0	15.00									
17.5	17.50									
20.0	20.00									
22.5	22.50									
25.0	25.00									
27.5	27.50									
30.0	30.00									
32.5	32.50									
35.0	35.00									
37.5	37.50									
40.0	40.00									
42.5	42.50									Fin du forage à une profondeur de 40 m.
REMARQUES :					TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fermé TM : Tube à petit diamètre PS : Tube à piston fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABRÉVIATIONS : M: Analyse granulométrique S: Sédiments L: Limites d'Atterberg (LL, PL) W: Teneur en eau PV: Poids volumétrique (20, 60) AC: Analyse chimique CO: Coefficient de consolidation FR: Coefficient de perméabilité N: Résistance à la compression SPT: Essai standardisé CL: Classification des sols R: Solide à l'effort			
Préparé par :		Validé par :		26/03/18		Page : 1 de 1				






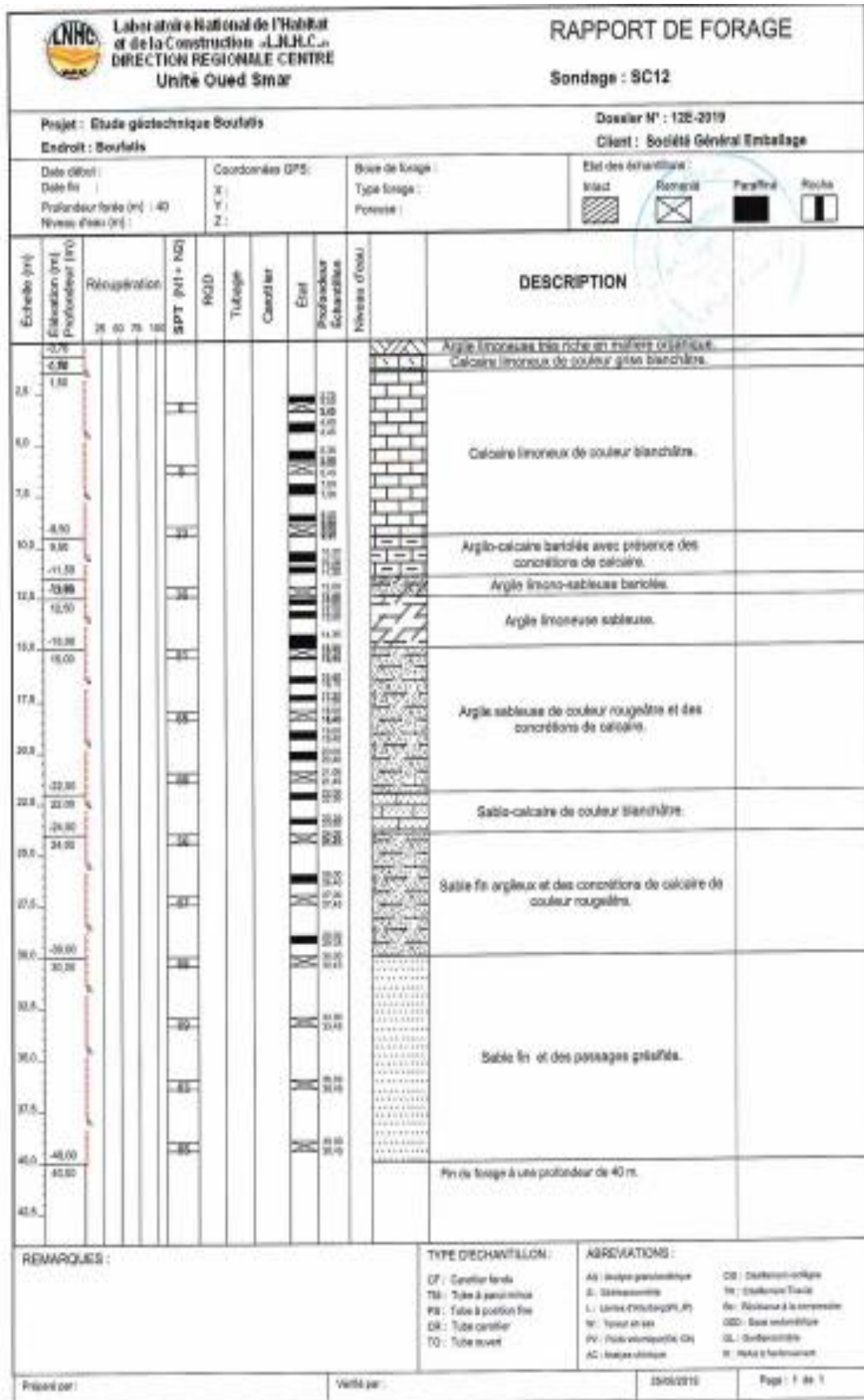



 <b>Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.»</b> <b>DIRECTION REGIONALE CENTRE</b> <b>Unité Oued Smar</b>		<b>RAPPORT DE FORAGE</b>  <b>Sondage : SC01</b>	
<b>Projet : Etude géotechnique Boufela</b> <b>Endroit : Boufela</b>		<b>Dossier N° : 12E-2019</b> <b>Client : Société Général Emballage</b>	
Date début : Date fin : Profondeur totale (m) : 40 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS: X: Y: Z:	Eau de forage : Type forage : Forçages :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Partiel <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>
Echelle (m) Cotation (m) Profondeur (m)	Récupération 00 50 75 100	RPD Tubage Carottier Etat Profondeur Échantillon	<b>DESCRIPTION</b>
0.00 -2.00 2.50 5.00 7.00 10.00 12.00 15.00 17.00 20.00 22.00 25.00 27.00 30.00 32.00 35.00 38.00 40.00			Argile limoneuse très fine et fine, plastique. Limon gris et fines débris de calcaire de couleur grise. GRS.
			calcaire limoneux de couleur grise à blanchâtre.
			Argilo-calcaire de couleur beige à blanchâtre.
			Argile et sable fin de couleur beige à blanchâtre.
			Argile sableuse de couleur marron rougeâtre.
			Sable fin de couleur jaunâtre.
			Sable consolidé et des passages grésilles.
			Fin du forage à une profondeur de 40 m.
<b>REMARQUES :</b>		<b>TYPE D'ÉCHANTILLON :</b> CF : Carottier lentils TM : Tube à pied mince PE : Tube à piston fin CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	<b>ABBREVIATIONS :</b> GP : Analyse géotechnique S : Sédiments L : Limon d'après [NF] 91-01 R : Sable et argile P : Pâte colloïdale (S, G) SC : Analyse chimique GS : Coefficient de gonflement TC : Coefficient de tassement R : Résistance à la compression GSS : Etat saturé SL : Coefficient de consolidation E : Module d'élasticité
Révisé par :	Validé par :	20/06/2019	Page : 1 de 1

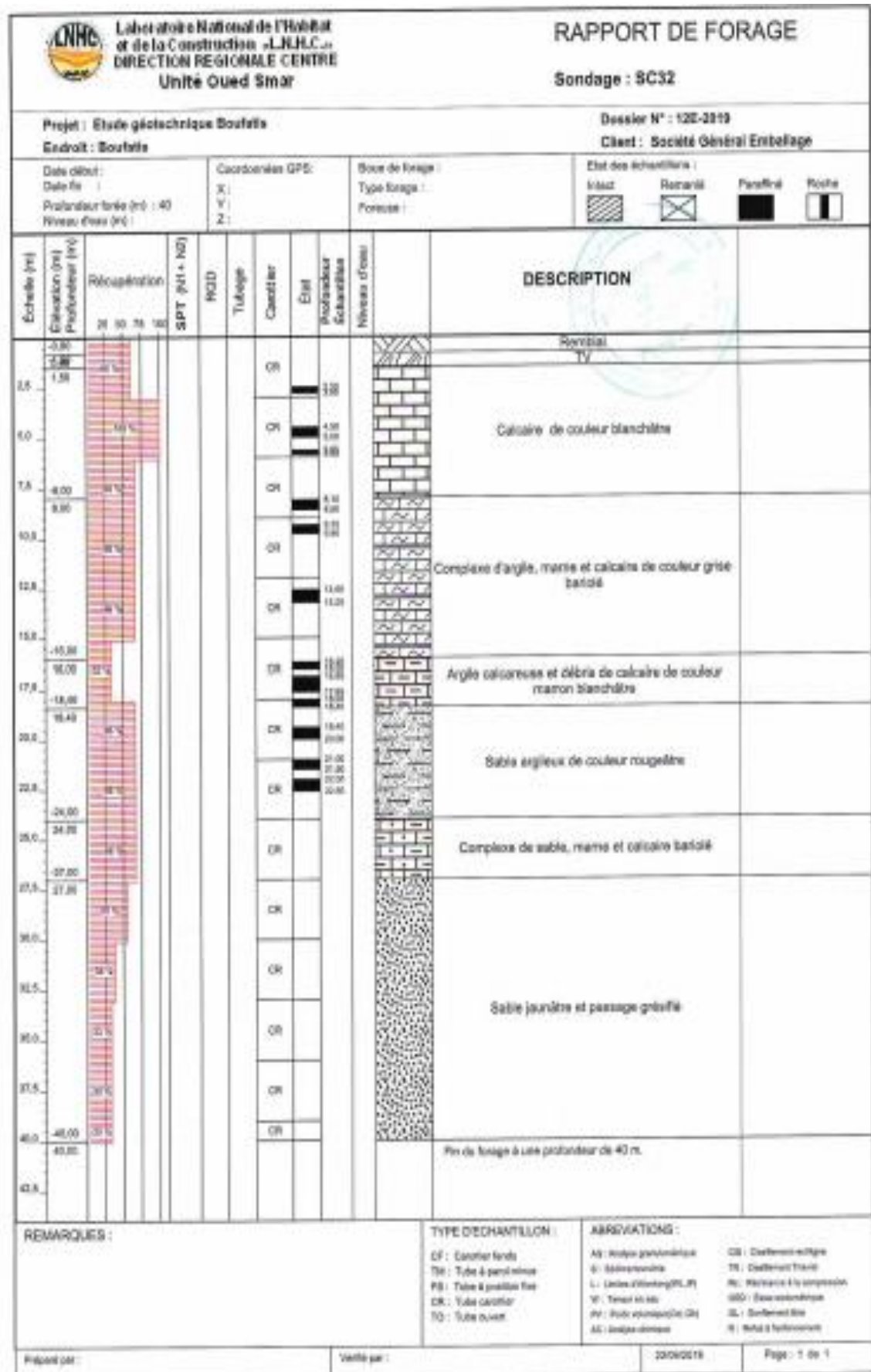


 Laboratoire National de l'Hydraulique et de la Construction «LNHC» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC10																	
Projet : Etude géotechnique Bouffels Endroit : Bouffels		Dossier N° : 125-2019 Client : Société Général Emballage																	
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 40 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPR : X : Y : Z :	Site de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Facilement <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>																
Echelle (m)		Régénération		SPT (N1 + N2)		HCD		Tubage		Carotier		Etat		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		DESCRIPTION	
-0.00	3.80	25	34	78	102														Argile limoneuse de couleur marron-rouge.
2.5	4.38																		Argile limoneuse et débris de calcaire de couleur beige.
5.0	6.00																		Marne sableuse de couleur verdâtre.
7.5	13.00																		passage calcaire
10.0	15.00																		
12.5																			
15.0																			
17.5																			Marne argilo-sableuse et des concrétion de calcaire.
20.0																			
22.5																			
25.0	26.00																		Calcaire arrabée dans une matrice argilo-sableuse rougeâtre.
27.5	27.38																		Argile sableuse de couleur marron.
30.0	30.50																		
32.5	30.90																		
35.0																			Sable consolidé de couleur beige.
37.5																			
40.0	40.38																		
42.5	40.00																		Fin du forage à une profondeur de 40 m.
REMARQUES :										TYPES D'ECHANTILLON : CP : Carotier fendu TM : Tube à petit miroir PS : Tube à petit miroir fixe CS : Tube carotier TO : Tube ouvert				ABBREVIATIONS : AC : Analyse granulométrique S : Sédiments L : Lames (Merlet/M.P.) W : Teneur en eau P <sub>v</sub> : Poids volumique (M, D) AC : Analyse chimique CC : Coefficient de consolidation TC : Coefficient de tassement R <sub>c</sub> : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique SL : gonflement libre S <sub>v</sub> : Vitesse d'édouement					
Régénéré par :										Vérifié par :				25/08/2019		Page : 1 de 1			





 <b>Le Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction</b> Direction Régionale Centre <b>UNITE DUE D SMAR</b>		<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage : SC14	
Projet : Etude géotechnique BOUFATIS Endroit :		Dossier N° : 0136-2019 Client : Société Général Emballage	
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 40 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :	
Type forage : Forage :		Etat des échantillons: <input type="checkbox"/> Intact <input checked="" type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Parasité <input type="checkbox"/> Poché	
Échelle (m) Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100 SPT (N1 + N2)	PCOD Tubage Carottier Etat Profondeur Lubrification Niveau d'eau	<b>DESCRIPTION</b> Limon avec présence des traces de matières organiques Limon calcaire Calcaire limoneux de couleur blanchâtre Argile marne-calcaire bariolée Argile marneuse bariolée Argile finement sableuse de couleur marron roussâtre à conchions calcaires Sable calcaire des traces d'écailles Argile sableuse avec des nodules calcaires et des traces de matières organiques de couleur marron roussâtre Sable fin calcaire grossier contenant des débris de coquilles de couleur grisâtre Sable calcaire avec présence des débris de coquilles de couleur blanchâtre Sable jaunâtre avec présence de débris de coquilles Fin de forage à une profondeur de 40 m.
<b>REMARQUES :</b>		<b>TYPE D'ECHANTILLON :</b> CP : Carottier simple TB : Tube à paroi épaisse PB : Tube à paroi fine CR : Tube carottier TC : Tube ouvert	<b>ABREVIATIONS :</b> AG : Analyse granulométrique S : Sédiments L : Limon à l'aveugle (N.C.P.) W : Teneur en eau PR : Poids volumétrique, G <sub>s</sub> AG : Analyse chimique CG : Densité relative TR : Densité relative N : Résistance à la compression SD : Saut de densité SL : Soudabilité S : Balais d'entretien
Révisé par :		21/06/2019    Page : 1 de 1	



Appendice C : logs de sondages pressiométriques (SP)

