

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

**RENFORCEMENT DU SOL PAR COLONNES  
BALLASTEES**

**Gare maritime et blocs administratifs : Béjaia**

Soutenu par

**Noura MEKKI**

**Zedjiga CHELLI**

N. OUHDADOU	Maître assistante	USDB de Blida	Promoteur
S. BENKOLAI	Ingénieur	Keller fondations	Co-Promoteur

Blida, juin 2014



## ملخص

إيجاد حلول أسس مناسبة لمختلف المشاريع هو مصدر قلق كبير للمهندسين الجيوتقنيين. غالبا ما يتأثر اختيار الحلول بالميزات المحدودة والمفروضة من قبل العملاء وبالمدة التي يستغرقها تنفيذ الحلول، إضافة إلى الاعتبارات التقنية المتعلقة بدعم خصائص التربة في هذا السياق، تقترح هذه الأطروحة دراسة لأساسات المباني "محطة العبارات والأقسام الإدارية R+3 و R+4 بجاية" حيث تم اعتماد اثنين من الحلول و هي الخوازيق و أعمدة الحصى. وقد مكنتنا المقارنة التقنية والاقتصادية بين هذين النوعين من الأساسات من اختيار الحل الأفضل.

**الكلمات المفتاح:** أسس، تقوية، الخوازيق، أعمدة الحصى.

## RESUME

La recherche des solutions de fondations adaptées aux différents projets constitue la préoccupation majeure des ingénieurs géotechniciens. Dans la pratique et en plus des considérations techniques liées aux caractéristiques des sols supports, le choix de ces solutions est souvent affecté par la limitation des budgets imposés par les clients. De même, la dimension temporelle représentée par le délai d'exécution des solutions constitue un deuxième facteur déterminant à prendre en considération.

Dans ce contexte, notre mémoire propose de faire une étude des fondations des immeubles « gare maritime et blocs administratifs R+3 et R+4 à Bejaia » dont deux solutions ont été retenues et développées en détail, à savoir : les pieux et les colonnes ballastées. La comparaison technico économique entre ces deux types de fondations nous a permis d'identifier la meilleure solution.

**Mots clé :** fondations, renforcement, pieux, colonnes ballastées.

## ABSTRACT

The search for the solutions of foundations adapted to the various projects establishes the major concern of the geotechnical engineers. In the practice and besides the technical considerations bound to the characteristics of grounds supports, the choice of these solutions is often affected by the limitation of the budgets imposed by the customers. Also, the temporal dimension represented by the deadline of execution of the solutions establishes constitutes the second factor determining to consider.

In this context, our memory (report) suggests making a study of the foundations of buildings "harbor station and administrative blocks R+3 and R+4 to Bejaia" among which two solutions were held and developed in detail, worth knowing (namely): piles and stone columns. The comparison economic and technical between these two solutions has permitted to identify the best solution.

**Keywords:** foundations, reinforcement, piles, stone columns.

## REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreuse Madame ADJLANE née OUHDADOU, pour sa disponibilité, ses précieux conseils qu'elle nous a donnés durant toute la période du travail ainsi que les efforts consentis et le temps qu'elle nous a alloué pour achever notre mémoire.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre co-promoteur Monsieur BENKOLAI, pour l'intérêt qu'il a apporté à notre recherche en acceptant de nous assister dans la partie calcul.

Je tiens à remercier également, Mr. ZERGOUG qui nous a proposé le sujet et nous a orienté dans les premières étapes de ce travail.

Je remercie aussi le président et les membres du jury de nous honoré par leur présence et avoir bien voulu examiner ce modeste travail.

Pour finir, nous remercions nos très chers amis qui sont devenus des frères et sœurs pour nous HAYET, FATMA.ZOHRA, GHILES ; AICHA ; BARKAHOM ; KHABAB, DJAOUIDA ; KHADIDJA ; ABDELLAH ; AISSA ; HOCINE ; AMIR. Et tous les étudiants de génie civil, notamment à la promo géotechnique 2013 et 2014. Sans oublier MOHAMED KEBAILI qui nous a beaucoup aidés.

## *Dédicaces*

### *Je dédie ce travail à:*

*A mes très chers, ma mère et mon père qui ont illuminé le chemin de ma vie par leur chaleur et leurs amour et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études.*

*Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*

*Spécialement à mes neveux et nièces AROUA ; AYA ; OMAR et RITADJ*

*A mes chers frères et sœurs.*

*A la mémoire de mon grand-père AMAR et ma grand-mère FATMA.*

*A tous mes ami(es) et collègues notamment à fatma zohra ; Hayet ; Aicha ; Barkahom ; Djaouida ; Khadidja ; Khabab et toute la promo géotechnique 2014.*

*A ma sœur (binôme) ZEDJIGA.*

*A tous les membres de ma famille, petits et grand.s*

*Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.*

**NOURA**

## *Dédicaces*

*Du fond du cœur, je trouve l'énorme plaisir de dédier le fruit de mes années d'études en Génie Civil*

*Spécialement à mes parents à qui je dois énormément, qui ont cru en moi et qui m'ont donné les moyens d'aller aussi loin.*

*A ma famille qui n'a cessé de me soutenir pendant tout mon parcours. Je leur exprime toute ma gratitude pour leur soutien financier et moral, ce qui m'a permis d'être à ce niveau.*

*Et notamment à mon frère YOUNES et ma petite cousine LINA.*

*A ma très chère grand-mère YAMINA*

*Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de la tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.*

*Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.*

*A ma sœur (binôme) NOURA.*

*A tous les membres de ma famille, petits et grands.*

*Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.*

*MERCI.*

**ZEDJIGA**

# TABLE DES MATIERES

RESUME .....	1
REMERCIEMENTS .....	2
TABLE DES MATIERES .....	5
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	9
INTRODUCTION .....	11
1. CALCUL DE FONDATIONS .....	12
1.1. Introduction.....	12
1.2. Les types de fondations.....	12
1.3. Choix du type de fondation.....	13
1.4. Fondations superficielles .....	14
1.4.1. Calcul de la capacité portante .....	15
1.4.1.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire .....	16
1.4.1.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais in-situ .....	19
1.4.2. Détermination de la contrainte ultime.....	22
1.4.3. Justification d'une fondation superficielles.....	23
1.4.4. Calcul du tassement.....	24
1.5. Fondations semi profondes (Les puits) .....	27
1.5.1. Principe .....	27
1.5.2. Mode de fonctionnement des puits .....	28
1.5.3. Les avantages des puits .....	28
1.5.4. Fondations semi- profondes soumises à une charge verticale.....	29
1.5.4.1. Détermination de la contrainte de rupture.....	29
1.5.4.2. Détermination de la charge limite en frottement latéral.....	29
1.6. Fondations profondes (Les pieux) .....	29
1.6.1. Différentes catégories de pieux.....	31
1.6.2. Principe de fonctionnement des pieux .....	33
1.6.3. Capacité portante des pieux .....	33
1.6.3.1. Calcul de la résistance de pointe .....	34
1.6.3.2. Résistance nominale en pointe .....	34
1.6.3.3. Calcul du frottement latéral.....	35
1.6.3.4. Frottement latéral nominal .....	36
1.6.3.5. Capacité portante totale.....	36
1.6.4. Tassement.....	38

1.6.4.1. Tassement d'un pieu isolé.....	38
1.6.4.2. Tassement d'un groupe de pieu.....	38
1.7. Conclusion .....	38
2. RENFORCEMENT DU SOL .....	39
2.1. Introduction.....	39
2.2. Présentation des techniques de renforcement des sols.....	39
2.2.1. Technique de renforcement du sol en masse.....	39
2.2.2. Injection des sols grenus et des sols fins .....	40
2.2.3. Inclusion verticale .....	41
2.2.4. Congélation des sols.....	41
2.3. Choix de la technique de renforcement des sols.....	42
2.4. Renforcement par colonnes ballastées .....	42
2.4.1. Définition d'une colonne ballastée.....	43
2.4.2. Avantages des colonnes ballastées.....	43
2.4.3. Domaine d'application .....	43
2.4.4. Mode opératoire .....	44
2.4.4.1. Colonnes ballastées par voie humide .....	45
2.4.4.2. Colonnes ballastées par voie sèche .....	45
2.4.5. Caractéristiques des colonnes ballastées .....	47
2.4.6. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées .....	48
2.4.7. Choix des matériaux constructifs des colonnes.....	48
2.4.8. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.....	49
2.4.8.1. Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968).....	49
2.4.8.2. L'abaque de Greenwood (1970).....	50
2.4.8.3. Méthode de Priebe .....	50
2.4.9. Prise en compte de la compressibilité des matériaux constructifs .....	55
2.4.10. Détermination de l'espacement entre les colonnes .....	55
2.4.11. Dispositions constrictives (réglementaire DTU 13-2-sept 1992).....	56
2.4.12. Mise en œuvre.....	56
2.4.13. Essais d'information.....	56
2.4.14. Essais de contrôle.....	57
2.4.15. Contrainte de calcul.....	57
2.5. Conclusion .....	57
3. PRESENTATION DU PROJET .....	58
3.1. Introduction.....	58
3.2. Présentation de la région.....	58

3.2.1. Contexte géologique et lithologique de la région.....	60
3.2.2. Sismicité de la région .....	63
3.2.3. Climat de la région .....	63
3.3. Présentation du site .....	64
3.3.1. Situation géographique .....	64
3.3.2. Topographie .....	65
3.3.3. Géologie.....	66
3.3.4. Sismicité.....	66
3.3.5. Terrassements.....	66
3.3.6. Configuration des immeubles sujet de l'étude .....	66
3.4. Conclusion .....	67
4. SYNTHÈSE GEOTECHNIQUE .....	68
4.1. Introduction.....	68
4.2. Travaux réalisés sur terrain.....	68
4.3. Reconnaissance des sols .....	69
4.3.1. Sondages carottés.....	69
4.3.2. Essai au Standard Pénétration Test .....	71
4.3.3. Essai de Pénétration Dynamique.....	73
4.4. Essais de laboratoire .....	74
4.4.1. Organisation des essais .....	74
4.4.2. Interprétation des résultats .....	74
4.4.2.1. Paramètres physiques.....	74
4.4.2.2. Caractéristiques mécaniques .....	78
4.4.2.3. Analyses chimiques.....	80
4.5. Conclusion .....	82
5. ETUDE DE FONDATIONS .....	83
5.1. Introduction.....	83
5.2. Evaluation du risque de liquéfaction.....	83
5.3. Etude de l'homogénéité du sol.....	84
5.3.1. Caractéristiques mécaniques C et $\phi$ .....	84
5.3.2. Les caractéristiques physiques $\gamma_d$ , $\gamma_h$ et $\gamma'$ .....	84
5.4. Charges de calcul .....	85
5.5. Fondations superficielles .....	85
5.5.1. Calcul de la capacité portante .....	85
5.5.2. Calcul de tassement.....	88
5.6. Fondations profondes (pieux) .....	90

5.6.1. Calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT .....	90
5.6.2. Calcul du tassement des pieux .....	95
5.7. Conclusion .....	96
6. RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTEES.....	97
6.1. Introduction.....	97
6.2. Dimensionnement des colonnes ballastées .....	97
6.2.1. Mailles de référence .....	97
6.2.2. Caractéristiques du sol .....	97
6.3. Justification en termes de contraintes et de tassements .....	97
6.3.1. Justification en termes de contraintes.....	97
6.3.2. Justification en termes de tassements.....	102
6.4. Présentation du logiciel.....	102
6.5. Conclusion .....	103
7. ETUDE COMPARATIVE.....	104
7.1. Introduction.....	104
7.2. Etude technico-économique des deux variantes proposées .....	104
7.3. Conclusion .....	104
CONCLUSIONS.....	105
APPENDICES .....	106
A.Liste des symboles .....	107
B.Plan d'implantation des essais in situ .....	110
C. Logs des sondages carottés.....	111
D.Résultats des essais pénétrométriques.....	118
E. Résultats des essais physiques .....	128
F.Résultats des essais mécaniques .....	136
G.Résultats du tassement .....	142
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	156

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1: Types de fondations selon le rapport D/B [2].....	13
Figure 1.2: Coupe verticale d'une semelle superficielle [2] .....	15
Figure 1.3: Schéma de rupture d'une semelle [6] .....	16
Figure 1.4: Présentation de la charge limite pour chaque état .....	17
Figure 1.5: Courbe pressiométrique [8] .....	20
Figure 1.6: Calcul de tassement en tranche [8] .....	26
Figure 1.7: Exemple d'une coupe d'un puits [2].....	28
Figure 1.8: Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée [2].....	29
Figure 1.9: Schéma explicatif d'un pieu (Les trois parties principales)[2] .....	30
Figure 1.10: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De [2].....	30
Figure 1.11: Mode opératoire des pieux tubés .....	31
Figure 1.12: Mode opératoire des pieux forés.....	32
Figure 1.13: Pieux foncés.....	32
Figure 1.14: Mode opératoire du micro pieux [2] .....	33
Figure 2.1: Compactage par vibroflottation [18] .....	40
Figure 2.2: Amélioration du sol par injection solide [18] .....	40
Figure 2.3: Compactage du sol sous l'effet d'une pression [18].....	41
Figure 2.4: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [11].....	45
Figure 2.5: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche [11].....	46
Figure 2.6: Réseau de colonnes ballastées et colonnes isolés [15] .....	47
Figure 2.7: Plot ballasté avant remblaiement [15] .....	49
Figure 2.8: Types de rupture .....	51
Figure 2.9: Caractéristiques de la surface de rupture par poinçonnement [19].....	52
Figure 3.1: Localisation de la commune de Béjaïa .....	58
Figure 3.2: Vue par satellite de la ville de Béjaïa .....	59
Figure 3.3: Carte géologique.....	62
Figure 3.4: Carte sismique .....	63
Figure 3.5: Port de Béjaïa .....	65
Figure 3.6: Image satellitaire sur site (Google earth).....	65
Figure 3.7: Gare maritime (autocad).....	66
Figure 3.8: Blocs administratifs (autocad).....	67
Figure 4.1: Plan d'implantation des sondages carottés .....	68
Figure 4.2: Caisse de conservation d'échantillon de sol extrait de sol / Sondeuse sur site.....	69
Figure 4.3: Granulométrie par tamisage (série de tamis) .....	75
Figure 4.4: Granulométrie par sédimentométrie (éprouvette et agitateur) .....	76
Figure 4.5: Essai de limite d'Atterberg .....	77
Figure 4.6: L'appareil de cisaillement direct .....	78
Figure 4.7: L'oedomètre (appareil pour essai de compressibilité) .....	80
Figure 5.1: Organigramme pour l'évaluation du risque de liquéfaction .....	83
Figure 6.1 Exemple d'un tableau des données sur stoneC .....	103

Tableau 1.1: Valeurs $N_\gamma$ ; $N_c$ ; $N_q$ [6] .....	18
Tableau 1.2: Valeurs des coefficients de forme [8] .....	27
Tableau 1.3: Valeurs des tassements admissibles [2] .....	27
Tableau 1.4: Nature de sol d'après l'essai pressiométrique [1] .....	33
Tableau 1.5: Nature de sol d'après l'essai pénétromètre [1] .....	34
Tableau 2.1: Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols [9] .....	46
Tableau 2.2 : Valeur de $K_{BC}$ en fonction de $\phi$ [14] .....	53
Tableau 4.1: Récapitulatif des essais au Standard Pénétration Test.....	71
Tableau 4.2: Les valeurs de nombres de coups corrigés de l'essai SPT .....	73
Tableau 4.3: Les essais réalisés et la profondeur de prélèvement.....	74
Tableau 4.4: Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation des échantillons .....	75
Tableau 4.5: Nature lithologique des échantillons d'après le pourcentage dimensionnel .....	76
Tableau 4.1: Les valeurs des limites d'Atterberg.....	77
Tableau 4.7: Résultats des essais de cisaillement $C$ ; $\phi$ .....	79
Tableau 4.8: Caractéristiques de la compressibilité à l'oedomètre .....	80
Tableau 4.9: Résultats des analyses chimiques .....	81
Tableau 4.10: Résultats des analyses chimiques des échantillons d'eaux .....	81
Tableau 5.1: Tableau de vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction.....	84
Tableau 7.1: Devis estimatifs des pieux.....	104
Tableau 7.2: Devis estimatifs des colonnes ballastées .....	104

## INTRODUCTION

La recherche des solutions de fondation pour les projets d'infrastructure implantés sur des sols problématiques constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens. Les fondations ont pour rôle d'assurer la stabilité de l'ouvrage en fonction des forces transmises par la superstructure au sol support. Les conditions de stabilité doivent conduire à respecter le principe fondamental de l'égalité des actions transmises par la superstructure avec les réactions transmises par le sol. Le terrain d'assise ne doit pas tasser ni rompre sous les massifs de fondation. Les tassements tolérés sont des tassements instantanés (n'évoluent pas dans le temps) et uniformes.

En relation à ce sujet, notre mémoire de fin d'étude propose d'étudier les fondations de deux constructions : gare maritime et blocs administratifs au niveau du port de Béjaia. L'étude géotechnique effectuée a permis de déterminer les caractéristiques de résistance des couches de sol identifiées. Le recours aux fondations profondes s'impose, deux solutions ont été étudiées : la première propose de réaliser des pieux et la deuxième concerne les colonnes ballastées.

Le mémoire est scindé en deux parties :

La première partie théorique propose de restituer les résultats de notre recherche bibliographique portée sur deux volets essentiels permettant de maîtriser les aspects théoriques liés à ce sujet : le premier est consacré aux fondations et propose une synthèse complète à travers une présentation des types de fondations, suivi par un développement des différentes méthodes de calcul de stabilité nécessaire à vérifier. Le deuxième volet est dédié à la présentation des différentes techniques utilisées pour le renforcement des sols permettant d'augmenter leur capacité portante pour supporter en toute sécurité l'ouvrage projeté. Le choix d'une technique dépend essentiellement d'un compromis technico-économique. Une présentation plus détaillée est consacrée pour les colonnes ballastées qui constitue l'une des méthodes les plus compétitives de part sa rapidité d'exécution et son coût économique raisonnable.

La deuxième partie d'ordre pratique est composée de cinq chapitres : le premier est dédié à la présentation du projet sujet de l'étude. Le deuxième synthétise les résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée sur site. L'étude des fondations proprement dite a concerné l'analyse et le calcul de deux variantes : pieux et colonnes ballastées. A la fin, une comparaison technico-économique entre les deux types de fondations nous amène à opter pour la meilleure solution.

## 1. CALCUL DE FONDATIONS

### 1.1. Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles auxquelles peut être soumis l'ouvrage. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

Le présent chapitre vise à établir une synthèse standard au sujet des fondations. Il est consacré au développement des points suivants :

- Généralité et définition des fondations.
- Types de fondation et leur classification.
- Critères permettant le choix d'un type de fondation pour un projet donné.
- Résumé des principales méthodes utilisées pour le calcul de la stabilité des fondations.

### 1.2. Les types de fondations

Les fondations sont les parties enterrées d'un ouvrage (bâtiment, barrage, pont, ...) qui lui servent de base par l'intermédiaire d'appuis, elles transmettent au sol les charges que supportent ces appuis. Les fondations superficielles ; radiers souples ou rigides, semelles quadrillées, filantes ou isolées, sont celles que l'on ancre à proximité de la surface du sol ou en fond de fouille générale, si le géo-matériau qui le supporte est capable de le faire sans se rompre, ni même subir des déformations susceptibles d'endommager l'ouvrage. Les fondations profondes ; puits, caissons et fondations spéciales, pieux....etc, sont celles qui, en l'absence d'un tel matériau en surface, reportent les charges en profondeur, sur un matériau capable de les supporter sans risque de déformation ou de rupture [2].

La distinction entre les types de fondations se fait à partir des critères suivants:

- ❖  $\frac{D}{B} < 4$ , fondations superficielles (semelles filantes ou semelles isolées ; radiers)
- ❖  $4 \leq \frac{D}{B} < 10$ , fondations semi-profondes (puits)
- ❖  $\frac{D}{B} > 10$ , fondations profondes (pieux)

D : l'encrage (profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel)

B : largeur ou diamètre de la fondation [1].

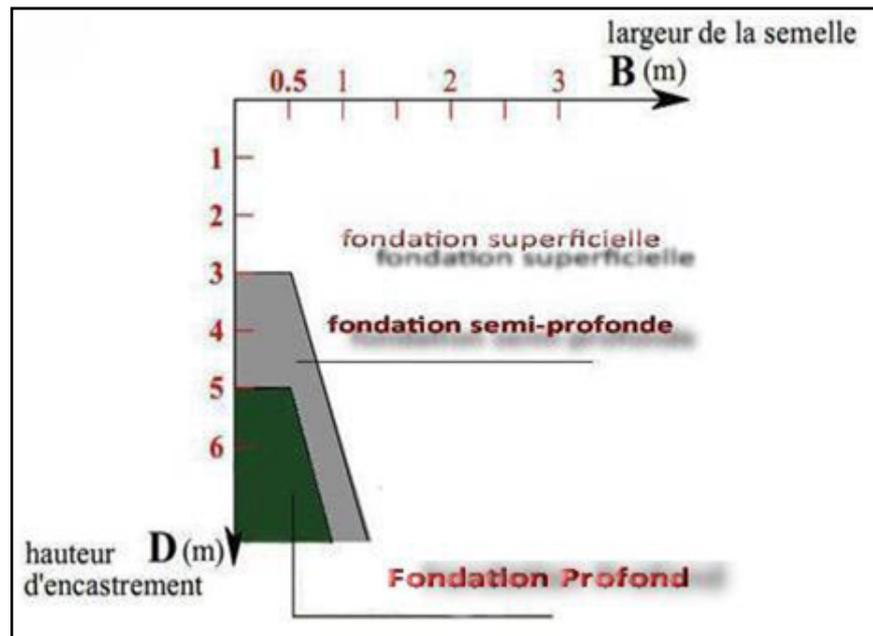


Figure 1.1: Types de fondations selon le rapport  $D/B$  [2]

### 1.3. Choix du type de fondation

En fonction de tous ces critères suivants comme des problématiques il convient de choisir le mode de fondations le mieux adapté pour limiter les tassements, notant que les fonctions des fondations sont essentiellement de deux ordres :

- 1) Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- 2) Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Le choix d'un type de fondation obéit au respect et vérification de plusieurs critères :

#### a) Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

- Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage,
- Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur: de 5 à 25 mm).

#### b) Assurer la résistance des massifs de fondations

- Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture,
- Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.

**c) Vérifier la résistance du terrain de fondation**

- Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté,

- Respect des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols.

**d) Assurer l'équilibre des massifs de fondation**

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous :

Les sollicitations dues à la superstructure; elle se manifeste mécaniquement en :

- Forces verticales ascendantes et descendantes ;
- Forces obliques ;
- Forces horizontales ;
- Moments de torsion et de flexion.

Les sollicitations dues au sol ; elles se manifestent mécaniquement sous la forme de :

- Forces verticales ascendantes et descendantes ;
- Forces obliques.

**e) S'assurer de la durabilité des fondations**

- La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage.
- Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique et de l'action du gel.
- Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...), au gel.

**f) Trouver la solution la plus économique**

On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,...).

Réduire les coûts de mise en œuvre conduit à choisir avec prudence parmi les solutions compatibles avec l'ouvrage et le sol celle qui sera la plus économique [8].

**1.4. Fondations superficielles**

On appelle « fondations superficielles » ; toutes les fondations dont l'encastrement  $D$  dans le sol de fondation n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur  $B$ . Pour un ouvrage, on pourra opter pour des fondations superficielles si les sols sont assez homogènes et comportent des couches

porteuses assez proches de la surface; autrement, le choix se portera sur les fondations semi profondes ou profondes [4].

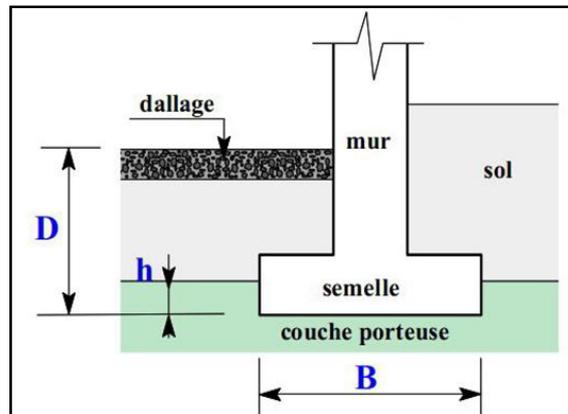


Figure 1.2: Coupe verticale d'une semelle superficielle [2]

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- L : longueur de la semelle ou le plus grand côté d'une semelle.
- B : largeur de la semelle ou le plus petit côté de la semelle.
  - Semelle circulaire :  $B = 2 R$
  - Semelle carrée :  $B = L$
  - Semelle rectangulaire :  $B < L < 5 B$
  - Semelle continue ou filante :  $L > 5 B$
- D : hauteur d'encastrement de la semelle. hauteur minimum au dessus du niveau de la fondation, appelé « la fiche ».

Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.

- h : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

#### 1.4.1. Calcul de la capacité portante

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surface de glissement dans ce dernier. Le dimensionnement d'une fondation consiste principalement à s'assurer que l'on reste en dessous de cette charge limite qu'on peut traduire par des coefficients de sécurité.

En premier lieu, l'ingénieur géotechnicien s'efforcera de fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques [2]. Il devra alors vérifier :

- le critère de la capacité portante, c'est-à-dire que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise.
- que le tassement sous les charges de fonctionnement prévues est dans les limites admissibles.

Soit une fondation superficielle sous chargement monotone croissant, d'une manière statique. A partir d'une certaine charge  $Q_i$ , il y'a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Cette charge  $Q_i$  est la capacité portante de la fondation, ou charge limite, ou charge de rupture, ou encore charge ultime.

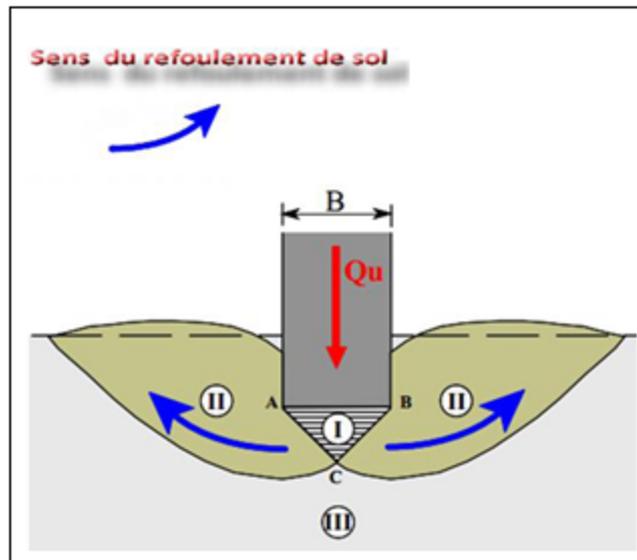


Figure 1.3: Schéma de rupture d'une semelle [6]

A partir de la figure 1.3 on peut distinguer trois zones [6] :

**Zone I** représente l'état élastique,

**Zone II** c'est une zone de cisaillement radial,

**Zone III** c'est l'état d'équilibre passif de Rankine.

#### 1.4.1.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de  $C$  et  $\varphi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement  $C$  et  $\varphi$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire [7]. Nous allons développer dans le paragraphe suivant le calcul de la capacité portante dans le cas d'une semelle filante, cas d'une charge verticale et centrée.

### a- Charge verticale et centrée

La charge limite de la fondation est déterminée en superposant trois états :

- La résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, d'où une certaine résistance  $Q_\gamma$  ; avec  $\gamma_2$  poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle.
- L'action des terres situées au-dessus du niveau des fondations qui sont supposés agir comme une surcharge  $\gamma_1 \cdot D$  sur un milieu pulvérulent non pesant, d'où une résistance  $Q_p$  avec  $\gamma_1$  poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle.
- L'action de la cohésion, d'où une charge de rupture  $Q_c$ .

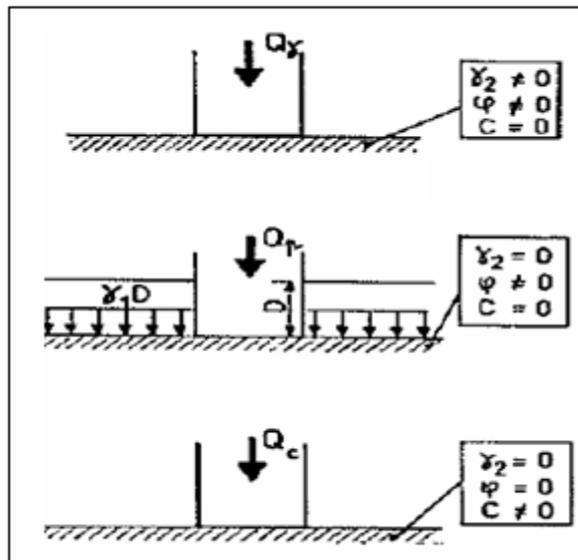


Figure 1.4: Présentation de la charge limite pour chaque état

La résistance limite de la fondation ou capacité portante sera :

$$Q_l = Q_\gamma + Q_p + Q_c \quad (1.1)$$

Et la contrainte de rupture :

$$(Q_l/B) : q_l = q_\gamma + q_p + q_c \quad (1.2)$$

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale suivante :

$$q_l = 0,5 \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + C \cdot N_c(\varphi) + q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.3)$$

Avec :  $q_l$       Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$\gamma_1$ .      Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

- $\gamma_2$  Poids volumique du sol latéralement à la fondation,  
 $q$  Surcharge verticale latérale à la fondation,  
 $C$  Cohésion du sol sous la base de la fondation.

Cette formule comporte trois termes :

- Le premier terme est appelé terme de surface, il est proportionnel à  $B$ ,
- Le deuxième terme est appelé terme de profondeur, il est proportionnel à  $D$ ,
- Le troisième terme est appelé terme de cohésion, il est proportionnel à  $C$ .

Les facteurs de portance selon Caquot et Kérisel sont donnés par le tableau 1.1.

Tableau 1.1: Valeurs  $N_\gamma$  ;  $N_c$  ;  $N_q$ [6]

$\Phi$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5.14	0	1
5	6.5	0.1	1.6
10	8.4	0.5	2.5
15	11	1.4	4
20	14.8	3.5	6.4
25	20.7	8.1	10.7
30	30	18.1	18.4
35	46	41.1	33.3
40	75.3	100	64.2
45	134	254	135

#### b- Calcul réglementaire de la capacité portante pour les différents types de semelles :

Les formules de calcul ci-dessous sont extraites du DTU 13.11 des règles pour le calcul des fondations superficielles selon le concept des contraintes admissibles. Ce règlement encore en vigueur en Algérie, a été annulé en France et remplacé par le DTU 13.12 basé sur le concept des états limites.

Il faut noter que le coefficient de sécurité est défini, comme suit :

$$F_s = \frac{Q_1 - \gamma_1 \cdot D}{Q_0 - \gamma_0 \cdot D} \quad (1.4)$$

#### 1) Semelle continue: $L/B > 5$

- A court terme ( $\varphi=0$ ) :

$$q_{adm} = \gamma_{sat} \cdot D + \left( \frac{5.14 \cdot C_u}{3} \right) \quad (1.5)$$

- A long terme :

$$q_{adm} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) - C' N_c}{3} \quad (1.6)$$

Avec :

$C_u$  : la cohésion non drainée,

$C'$  : la cohésion effective,

$$\rho = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})} \quad (1.7)$$

## 2) Semelle isolée : $L/B \leq 5$

- A court terme :

$$q_{adm} = \gamma_{sat} \cdot D + \left( \frac{5.14 C_u (1 + \frac{0.3B}{L})}{3} \right) \quad (1.8)$$

- A long terme :

$$q_{adm} = 5 \gamma_1 \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma_2 N_\gamma \cdot D (N_q - 1) - 1.3 C' N_c}{3} \quad (1.9)$$

## 3) Semelle circulaire :

- A court terme : on peut l'assimiler à une fondation carrée ;
- A long terme :

$$q_{adm} = 5 \gamma_1 \cdot D + \frac{0.6 R \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot D (N_q - 1) - 1.3 C' N_c}{3} \quad (1.10)$$

### 1.4.1.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais in-situ

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale [7].

#### A- Méthode pressiométrique

L'essai au pressiomètre Ménard consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalablement réalisé.

L'essai est réalisé à chaque profondeur désirée, en général de mètre en mètre, où on applique une pression suivant une progression arithmétique de 6 à 14 paliers. La pression est maintenue constante à chaque palier et le volume d'eau injectée dans la sonde est mesuré à 5, 30 et 60 secondes. Les valeurs à 60 secondes sont utilisées pour le tracé de la courbe pressiométrique.

Cet essai est fortement conseillé dans les sols mous, cohérents, compressibles (Formation argileuse, tourbe, ...). Il constitue une meilleure alternative à l'essai pénétrométrique dans la mesure où il donne des résultats plus précis mais coûte trois à cinq fois plus chères. Il vise à :

- Déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite ;
- Calculer les tassements ;
- Connaître les différentes couches de terrain traversées à partir des cuttings (refoulement des particules du sol) du forage.

➤ **Interprétation des résultats de l'essai pressiométrique :**

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases (figure 1.5) :

- La phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol. Elle est également appelée la phase de ré-compaction, A la fin de cette zone, la pression mesurée  $P_0$ , est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.
- La deuxième phase est la phase pseudo-élastique.
- La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $E_M$  et la pression de fluage  $P_f$ .

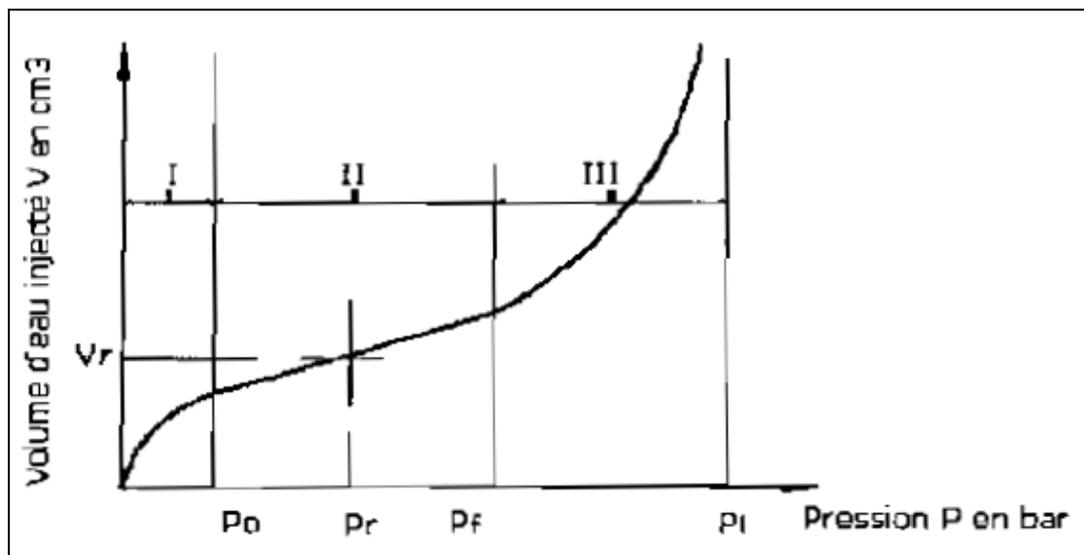


Figure 1.5: Courbe pressiométrique [8]

Le module pressiométrique  $E_M$  est donné par la formule suivante :

$$E_M = 2(1-\nu) \nu \left( \frac{\Delta P}{\Delta V} \right) \quad (1.11)$$

$\nu$  : coefficient de poisson fixé à 0.33,

$V$  : volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo élastique.

$V = V_0 + V_r$ ,  $V_0$  est le volume au repos de la sonde qui en pratique, est égal à 550 cm<sup>3</sup> et  $V_r$  le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo-élastique (Volume correspondant au milieu de cette zone),

$\left( \frac{\Delta P}{\Delta V} \right)$  : pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique,

$P_f$  : pression de fluage ou limite élastique, elle correspond à la fin de la zone pseudo-élastique,

$P_l$  : pression limite, elle correspond à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique,

Par convention, la pression limite  $P_l$  est la pression qui correspond au doublement du volume de départ de la sonde  $V_0$ . Il peut être pris égal à  $V_0 + 2V_r$ .

La capacité portante selon le fascicule 62, titre V (1993), est donnée par la formule suivante :

- La pression verticale de rupture d'une fondation superficielle exécutée dans un massif homogène est une fonction linéaire de la pression limite :

$$q_r = q_0 + k.(P_l - P_0) \quad (1.12)$$

- Si le sol est hétérogène, cette formule devient :

$$q_r = q_0 + k. (P_{le} - P_0) \quad (1.13)$$

Les différents facteurs ayant été déterminés, la pression de rupture est donc égale à :

$$q_r = q_0 + 1 (P_{le} - P_0) \quad (1.14)$$

Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3 qu'il n'y a aucune raison d'appliquer à  $q_0$ , la contrainte admissible s'exprime par :

$$q_a = q_0 + \frac{K}{3} . (P_{le} - P_0) \quad (1.15)$$

### B- A partir de l'essai Standard au Pénétration Test ( SPT)

Le S.P.T est un essai de pénétration dynamique réalisé à l'intérieur d'un forage, à l'aide d'un carottier normalisé descendu au fond du trou, puis enfoncé de 15cm dans la couche à reconnaître, le sondeur compte le nombre de coups de mouton « N » qui sont nécessaires pour enfoncer de 30cm supplémentaire ce carottier dans le sol.

Le calcul de la capacité portante à partir de l'essai se fait comme suit :

$$q_{adm} = \begin{cases} 12N_{SPT}^e * K_d & \text{si } B < 1.2m \\ 8N_{SPT}^e * K_d * \left(1 + \frac{0.3}{B}\right)^2 & \text{si } B \geq 1.2m \end{cases} \quad (1.16)$$

$$K_d = \begin{cases} 1 + 0.33 * \frac{D}{B} & \text{si } D/B < 1 \\ 1.33 & \text{si } D/B > 1 \end{cases} \quad (1.17)$$

$K_d$  : est un facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur.

$$N_{SPT}^e = \frac{\sum N_{spt}^i}{N} \quad (1.18)$$

N : nombre de la zone utile.

La Zone utile est défini par le domaine suivant :

- [D-0.5\*B ; D+2B] cas d'une semelle isolée ;
- [D ; D+ $\frac{3B}{2}$ ] cas d'un radier.

#### 1.4.2. Détermination de la contrainte ultime

La contrainte limite ultime, notée  $q_u$ , est déterminée à partir des caractéristiques du sol sur lequel elle repose.  $q_u$  est déterminée à partir :

- des essais de laboratoire,
- des essais pénétrométriques,
- des essais pressiométriques.

##### ➤ Détermination de $q_u$ à partir des essais de laboratoire :

Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = 0,5 \gamma_1 \cdot B \cdot N\gamma + C Nc + \gamma_2 D Nq \quad (1.19)$$

➤ **Détermination de  $q_u$  à partir de l'essai au pénétromètre statique :**

Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = kc \cdot q_{ce} \cdot i\delta + \gamma D \quad (1.20)$$

➤ **Détermination de  $q_u$  à partir de l'essai pénétromètre dynamique :**

Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = \frac{qu}{5 \text{ à } 7} \quad (1.21)$$

➤ **Détermination de  $q_u$  à partir de l'essai pressiométrique :**

L'essai pressiométrique permet de déterminer une pression limite nette notée  $p_{le}^*$ .

Pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = k_p P_{le}^* + \gamma D \quad (1.22)$$

$k_p$  : facteur de portance qui dépend des dimensions de la semelle, de la nature du sol, et de l'encastrement D,

$p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente (écrêtage des valeurs nettes).

➤ **Détermination de la contrainte de calcul  $q$  :**

A partir de la contrainte limite ultime, on déduit la contrainte de calcul qui permettra de justifier le dimensionnement de la semelle de fondation. En général,

$$q = \frac{q_u}{2} \quad (1.23)$$

### 1.4.3. Justification d'une fondation superficielles

La justification d'une semelle de fondation est menée en considérant que les contraintes transmises au sol sont compatibles avec le risque de rupture de ce dernier, et que les tassements restent acceptables pour l'ouvrage. Le D.T.U. 13.12 ne retient qu'une justification aux E.L.U. Il propose l'inégalité suivante :  $P \leq q$

Le fascicule 62 - titre V propose la formule suivante :

$$q_{\text{ref}} \leq q_0 + i\delta\beta \cdot \frac{q_u - q_0}{q \cdot \gamma} \quad (1.24)$$

$q_0$ : contrainte minimale au niveau de l'assise de la fondation ( $\gamma \cdot D$ ),

$i\delta\beta$  : coefficient minorateur dépendant de l'inclinaison  $\delta$  de la charge sur la verticale et de la pente  $\beta$  du sol sur l'horizontale.  $i\delta\beta = 1$ , si  $\delta = 0$ , et  $\beta = 0$ ,

$\gamma q$  : coefficient de sécurité ( $\gamma q = 2$  à l'E.L.U.,  $\gamma q = 3$  à l'E.L.S)

#### 1.4.4. Calcul du tassement

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- 1) les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;
- 2) les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

##### a- Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uni axial (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir

- soit des modules sécants, appelés modules « œdométriques »  $E_{\text{oed}}$ , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume.
- soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression  $C_c$  (respectivement l'indice de gonflement  $C_s$ ), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur-consolidé).

Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression  $C_c$ , Le tassement de consolidation unidimensionnelle  $\Delta H$  est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{0}} \quad (1.25)$$

Dans le cas où la couche d'épaisseur  $H$  est trop importante on peut procéder par découpage, en posant :  $H = \sum_{i=1}^n h_i$  (découpage en  $n$  couches de hauteurs respectives  $h_i$ ) [8].

D'où :

$$H = \sum_{i=1}^n H \cdot \frac{\Delta H}{1 + e_{0(i)}} C_{c(i)} \cdot \log \frac{\sigma'_{0(i)} + \Delta \sigma'_{(i)}}{\sigma'_{0(i)}} \quad (1.26)$$

### b- Calcul de tassement à partir des essais à partir de l'essai pressiométrique

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62, titre V (1993), est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau [7].

Le tassement à 10 ans d'une fondation encadrée d'au moins une largeur  $B$  (pour une fondation posée près de la surface ajouter 0,2) est donné par :

$$S(10\text{ans}) = S_c + S_d \quad (1.27)$$

Où

$$S_c = (q - \sigma_v) \lambda_c \cdot B \cdot \alpha / 9E_c \quad (1.28)$$

et

$$S_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \cdot (\lambda_d \cdot B / B_0) \alpha / 9E_d \quad (1.29)$$

Avec

$S_c$  : tassement volumique,

$S_d$  : tassement déviatorique,

$q$  : contrainte verticale appliquée par la fondation,

$\sigma_v$  : contrainte verticale totale avant travaux au de la base de la fondation,

$B_0$  : dimension de référence égale à 0,6,

$\alpha$  : coefficient rhéologique, dépendant de la nature de la structure du sol (ou de la roche) et de temps.

$E_c, E_d$ : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique respectivement.

Le calcul des modules  $E_c, E_d$  se fait de la manière suivante :

$E_c$ , est pris égal à  $E_1$  mesuré dans la tranche  $B/2$  sous la fondation :  $E_c = E_1$

$E_d$  est déterminé par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}} \quad (1.30)$$

$E_{i,j}$ : la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur  $i B/2$  à la profondeur  $j B/2$ .

Si les valeurs de  $9B/2$  à  $8B$  ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule  $E_d$  de la manière suivante :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \quad (1.31)$$

Il est de même si les valeurs de  $3B$  à  $8B$  ne sont pas connues :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \quad (1.32)$$

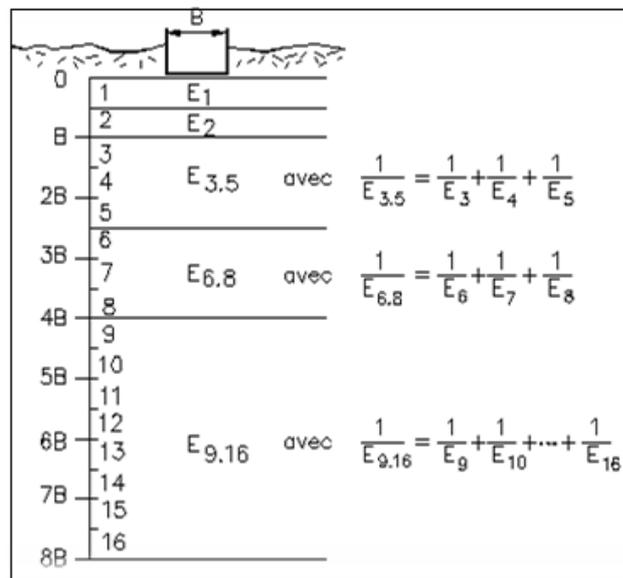


Figure 1.6: Calcul de tassement en tranche [8]

$\lambda_c, \lambda_d$ : coefficients de forme, donnés par le tableau 1.2

Tableau 1.2: Valeurs des coefficients de forme [8]

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

#### 1.4.4.2. Tassement admissible

Le tassement d'un bâtiment ne présente en général pas de danger quand il est uniforme. Seuls les tassements différentiels entre appuis peuvent avoir des conséquences dangereuses et leur amplitude dépend de la nature de la construction.

Tableau 1.3: Valeurs des tassements admissibles [2]

Tassement	Ordre de grandeur
Tassement différentiel admissible	(1/500) de la portée entre appuis (appuis isolés ou radier) et (1/1000) si l'on veut être très sûr.
Tassement différentiel admissible	Argile : 3 à 4cm Sable : 2 à 3cm
Tassement total	Fondation isolée : argile 6cm sable 4cm Radier : argile 10cm sable 6cm

### 1.5. Fondations semi profondes (Les puits)

Par définition, les puits sont des fondations creusées à la main ou des machines. Les moyens de forage exigent la présence d'hommes au fond du forage.

Elles sont constituées par des colonnes rondes ou rectangulaires en gros béton, d'une profondeur variant de 2 à 5 mètres. Elles transmettent jusqu'au bon sol les charges apportées par une semelle de section réduite, et par leur poids ; s'oppose aux variations de volume des terrains argileux.

Le fascicule 68 du LCPC, dans son commentaire de l'article 34, distingue :

- les pieux, dont le diamètre est inférieur ou égal à 80 cm,
- les puits, dont le diamètre est supérieur à 80 cm.

Cette distinction peut paraître artificielle ; c'est pourquoi, dans la suite du document, lorsqu'elle sera inutile, nous parlerons indifféremment de pieux ou de puits.

#### 1.5.1. Principe

- On excave jusqu'au bon sol depuis la surface,
- Fondation exigeant la présence d'hommes au fond du forage,

- Parois du forage généralement soutenues par blindage,
- Section souvent circulaire  $\varnothing > 1,2$  m,
- Remplissage d'un béton qui peut être vibré et armé,
- Blindage éventuellement récupéré au fur et à mesure [2].

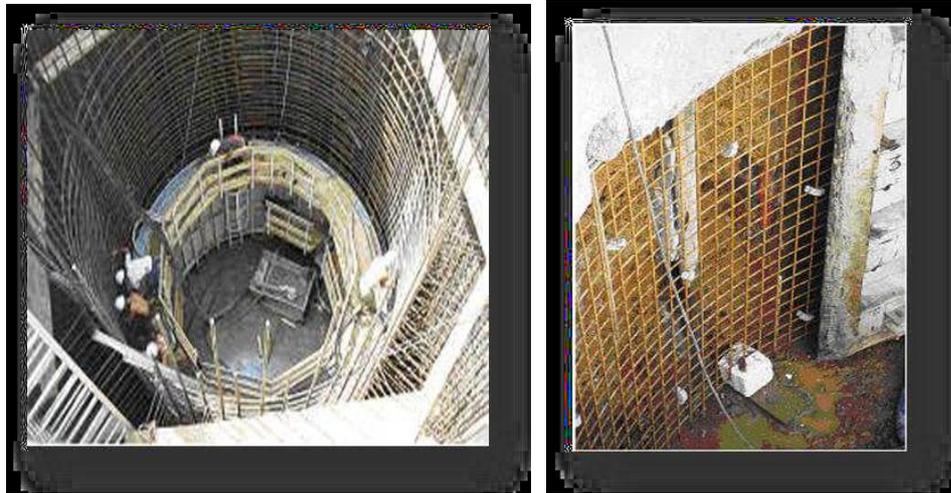


Figure 1.7: Exemple d'une coupe d'un puits [2]

### 1.5.2. Mode de fonctionnement des puits

- Cas n°1 : terrain compact, c'est le frottement positif qui s'oppose à l'enfoncement,
- Cas n°2 : terrain non cohérent dont le tassement provoque un frottement négatif, c'est l'effet de pointe qui s'oppose à l'enfoncement,
- Cas n°3 : terrain non cohérent en couche de surface provoquant un frottement négatif et terrain cohérent en profondeur, l'enfoncement est centré à la fois par le frottement positif dû au terrain cohérent et par l'effet de pointe.

La fondation par puits est choisie si :

- ✓ La couche superficielle présente une résistance insuffisante,
- ✓ Les charges sont importantes et concentrées.

### 1.5.3. Les avantages des puits

- Les puits sont moins coûteux qu'un radier ou des semelles massives,
- Lorsque l'excavation est terminée, on remplit d'un béton qui peut être armé ou on réalise une fondation « creuse »,
- Permet des profondeurs et des diamètres importants (plusieurs mètres),
- Peut remplacer un groupe de pieux, avec l'avantage supplémentaire d'un béton vibré,
- Intéressant pour les terrains présentant des passages durs qui ne pourraient pas être aisément traversés par des pieux.

### 1.5.4. Fondations semi- profondes soumises à une charge verticale

#### 1.5.4.1. Détermination de la contrainte de rupture

Afin de calculer la charge limite de la fondation, il faut déterminer la contrainte de rupture sur sa base ainsi que le frottement latéral limite sur le fût du massif.

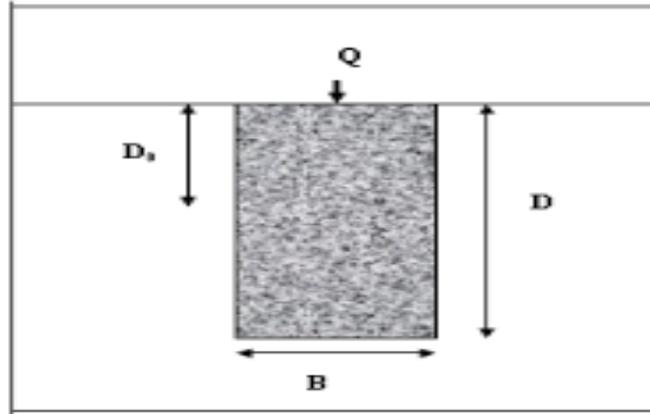


Figure 1.8: Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée [2]

La contrainte de rupture à la base  $q'_{pu}$  est donnée par la formule générale ci- dessous :

$$q'_{pu} = q'_0 + K_P \cdot P_{1e} \quad (1.33)$$

#### 1.5.4.2. Détermination de la charge limite en frottement latéral

En l'absence de frottements parasites (frottement négatif), le frottement latéral peut être pris en compte si le massif de fondation est coulé en pleine fouille. La partie supérieure est neutralisée sur une certaine profondeur  $D_0$  afin de tenir compte du dé consolidation du sol en cours de travaux, d'où :

$$Q_{si} = p \cdot h_i \cdot q_{si} \quad (1.34)$$

$p$  : périmètre de la fondation ;

$h_i$  : épaisseur de la couche  $i$  ;

$q_{si}$  : frottement latéral unitaire de la couche «  $i$  ».

### 1.6. Fondations profondes (Les pieux)

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. Les trois 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 terrains résistantes. (Voir figure 1.9)

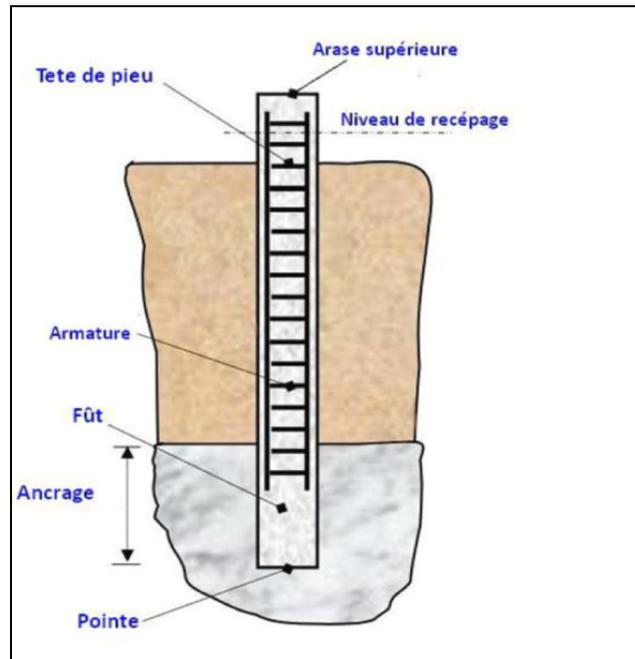


Figure 1.9: Schéma explicatif d'un pieu (Les trois parties principales)[2]

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ . Cette valeur  $D_e$  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. On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif  $D_e/B > 5$  [6]. Couche de sol médiocre Couche de sol d'ancrage

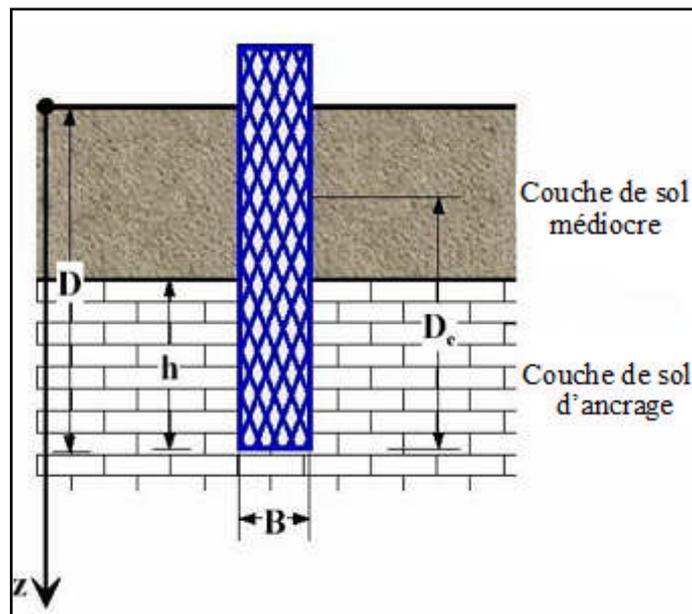


Figure 1.10: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$  [2]

### 1.6.1. Différentes catégories de pieux

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous :

#### 1 - Pieux façonnés à l'avance

- battu préfabriqué,
- métal battu,
- tubulaire précontraint,
- battu enrobé,
- battu ou vibrofoncé, injecté haute pression.

#### 2 - Pieux à tube battu exécuté en place

- battu pilonné,
- battu moulé.

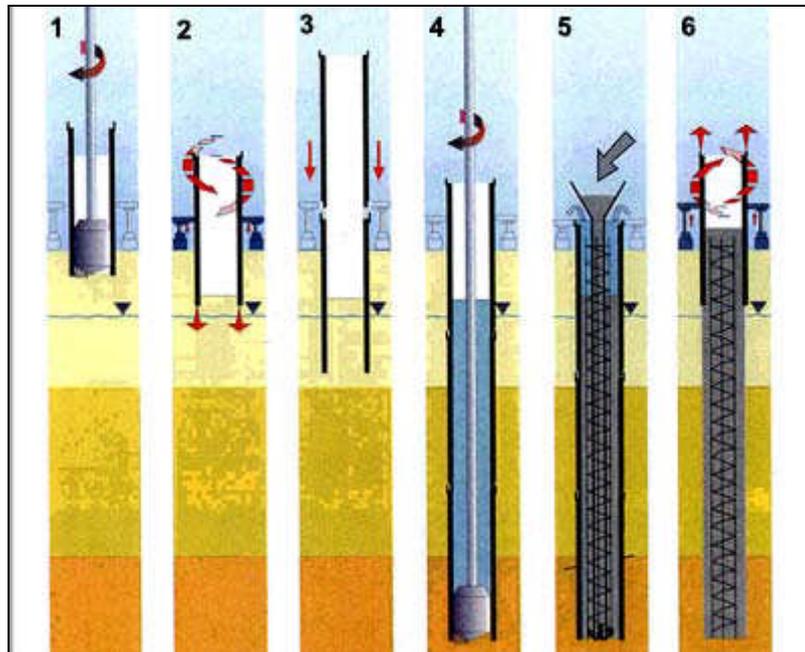


Figure 1.11: Mode opératoire des pieux tubés

#### 3 - Pieux forés

- foré simple,
- foré tubé,
- foré boue,
- tarière creuse (type 1 à type 3 selon la technologie utilisée),
- vissé moulé,
- injecté haute pression.

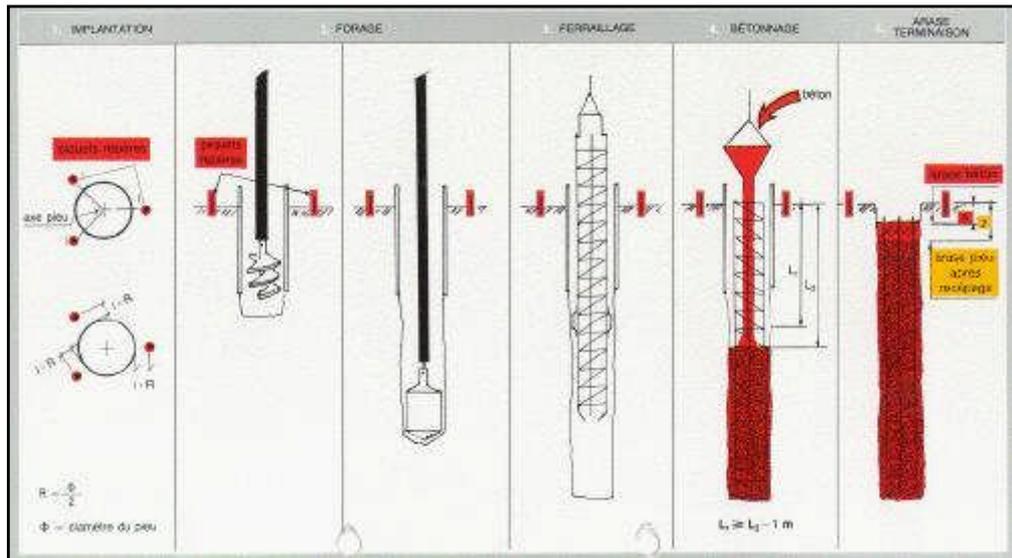


Figure 1.12: Mode opératoire des pieux forés

### 5 - Pieux foncés

- béton foncé,
- métal foncé,



Figure 1.13: Pieux foncés

### 6 - Micropieux de diamètre inférieur à 250 mm

Travail sous hauteur réduite, espace exigé, reprises-en sous œuvre.

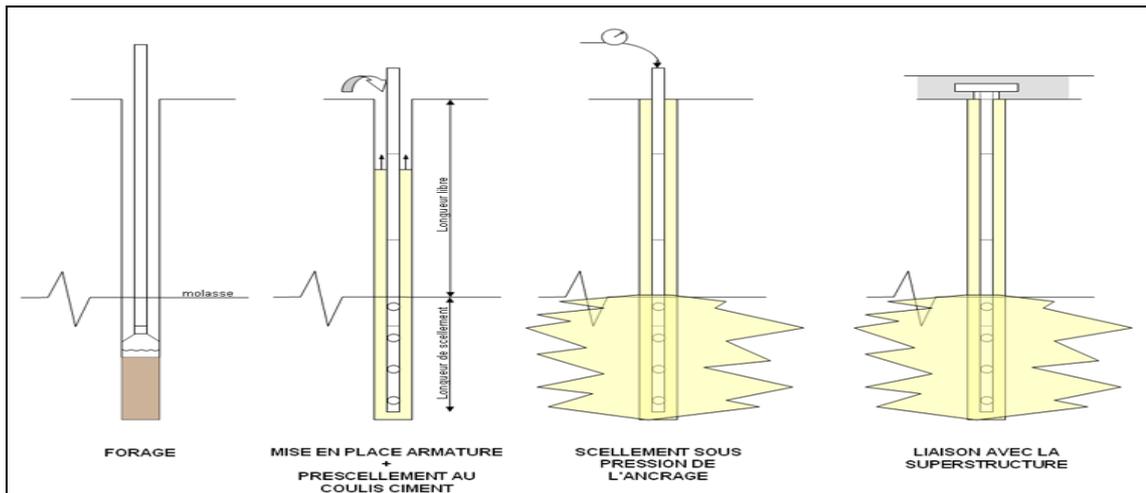


Figure 1.14: Mode opératoire du micro pieux [2]

### 1.6.2. Principe de fonctionnement des pieux

Les pieux agissent sur le sol soit :

- Par frottement latéral :  $Q_f$  (pieux flottants),
- Par effet de pointe :  $Q_p$  (pieux colonnes),
- Par frottement latéral + effet de pointe.

Ils doivent résister généralement à l'effet :

- Des charges verticales,
- Des poussées horizontales ou obliques

### 1.6.3. Capacité portante des pieux

Les deux principales méthodes qui permettent de calculer la capacité portante d'un pieu font appel à des essais in-situ :

1- Essai pressiométrique qui consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol par injection d'eau sous pression et mesurer la pression limite  $P_1$  qui correspond à la rupture du sol et d'en déduire le module pressiométrique  $E$ .

2- Essai au pénétromètre qui consiste à enfoncer dans le sol une pointe conique portée par un train de tiges et mesurer la résistance de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_s$ , ce qui permet de calculer la force portante d'un pieu [5].

Tableau 1.4: Nature de sol d'après l'essai pressiométrique [1]

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
$P_1 < 0.3 \text{ MPa}$ $E < 1.8 \text{ MPa}$	$0.3 \text{ MPa} < P_1 < 1 \text{ MPa}$ $1.8 \text{ MPa} < E < 24 \text{ MPa}$	$P_1 > 2.5 \text{ MPa}$ $E > 24 \text{ MPa}$

Tableau 1.5: Nature de sol d'après l'essai pénétromètre [1]

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
$Q_p < 3.3 \text{ MPa}$ $Q_s < 0.1 \text{ MPa}$	$3.3 \text{ MPa} < Q_p < 15 \text{ MPa}$ $0.1 \text{ MPa} < E < 24 \text{ MPa}$	$Q_p > 15 \text{ MPa}$ $Q_s > 1 \text{ MPa}$

### 1.6.3.1. Calcul de la résistance de pointe

Le terme de pointe se calcule comme une fondation superficielle. En effet, la résistance limite unitaire en pointe sera donnée par :

$$q_r = q_o + 1 (P_{le} - P_o) \quad (1.35)$$

$q_o$  et  $P_o$  sont les pressions verticales et horizontales telles qu'elles ont été définies précédemment.

$P_{le}$  est la pression limite équivalente donnée par:

$$P_{le} = \sqrt[n]{(P_{13} + P_{12} + \dots + P_{1n})_n} \quad (1.36)$$

$P_{1n}$  sont les valeurs des pressions limites mesurées au voisinage de la fondation dans la limite  $+3R$  et  $-3R$ .

$K$  est un facteur de portance dépendant de la nature du sol (catégories I, II, III, ou III bis), de l'encastrement relatif  $h_c/R$  avec :

$$h_c = \frac{1}{P_{le}} \int_0^h P(Z).d(z) \quad (1.37)$$

Il faudra en outre vérifier que  $h_c/R > h_c/R$ ,  $h_c$  étant la profondeur d'encastrement critique telle qu'on l'a définie dans le chapitre consacré aux fondations profondes.  $k$  dépend aussi de la nature du pieu. Menard a donné des abaques permettant le calcul de ce coefficient.

### 1.6.3.2. Résistance nominale en pointe

Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3, la valeur de la résistance unitaire nominale est :

$$q_n = q_o + \frac{K}{3} (P_{le} - P_o) \quad (1.38)$$

On en déduit que la résistance nominale en pointe pour un pieu de section circulaire est de :

$$Q_n = \pi R^2 \left[ q_0 + \frac{K}{3} (P_{1e} - P_0) \right] \quad (1.39)$$

### 1.6.3.3. Calcul du frottement latéral

La résistance au cisaillement réellement mobilisable entre la paroi latérale du pieu et le sol est fonction de la pression limite enregistrée aux différentes profondeurs dans l'essai pressiométrique. Deux cas sont à considérer :

- Les terrains dont une ou plusieurs couches provoquent un frottement négatif. Ce sont les couches pour lesquelles le tassement propre est plus grand que celui du pieu.
- Les terrains ne provoquant pas de frottement négatif.

#### a) Terrains sans frottement négatif

La fiche H du pieu est alors divisée en trois zones :

- Entre 0 et R + 0,3m, on ne prendra pas de frottement latéral.
- Entre R + 0,3m et H - 6R : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_1 = \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz \quad (1.40)$$

Le terme de frottement S(P<sub>1</sub>) est une fonction de P<sub>1</sub> ; il est donné par des abaques dus à Menard

- Entre H - 6R et H : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_2 = \int_{H-6R}^H S'(P_1) dz \quad (1.41)$$

(P<sub>1</sub>) est donnée en abaque

$$Q_{lat} = P \left[ \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz + \int_{H-6R}^H S(P_1) dz \right] \quad (1.42)$$

#### b) Terrains avec frottement négatif

Si certaines couches de sol sont susceptibles de tasser davantage que le pieu, il s'ensuit un frottement négatif le long du fût du pieu à la traversée de ces couches et de toutes celles qui les surmontent. La fiche du pieu est divisée en trois zones :

$$f_3 = \int_0^{n_0} S''(P_1) dz \quad (1.43)$$

S'(P) est négatif.

S'(P) est une fonction de P<sub>1</sub> donné par les abaques.

De R + 0,3 à H - 6R : un terme de frottement du type f<sub>1</sub>.

De H - 6R à H : un terme de frottement du type f<sub>2</sub>.

Le frottement latéral total est égal à :

$$Q_{\text{lat}} = P \left[ \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz + \int_{H-6R}^H S(P_1) dz + \int_0^{n_0} S''(P_1) dz \right] \quad (1.44)$$

#### 1.6.3.4. Frottement latéral nominal

Le frottement latéral total nominal sera calculé en affectant le deuxième et le troisième terme d'un coefficient de sécurité de 2. En effet, il n'y a aucune raison d'affecter le premier terme d'un coefficient de sécurité puisqu'il va lui-même dans le sens de la sécurité par sa valeur négative. Par excès de prudence, on devrait même multiplier ce terme par 2.

#### 1.6.3.5. Capacité portante totale

Par superposition des deux charges nominales (de pointe et de frottement latéral) on détermine la capacité portante d'une fondation par :

-Pour un pieu ne subissant pas de frottement négatif de section  $\pi R^2$  :

$$Q_n = \pi R^2 \left[ q_0 \frac{K}{3} \cdot (P_{l_e} - P_0) + \pi R \left[ \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz + \int_{H-6R}^H S'(P_1) dz \right] \right] \quad (1.45)$$

##### a) Pénétrromètres statiques

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante, sous l'effet d'une poussée continue, une pointe fixée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement. L'effort est fourni par un vérin hydraulique. Les pénétrromètres statiques sont munis de dispositifs permettant de mesurer séparément :

- la résistance unitaire à la rupture du sol situé autour de la pointe ( $R_p$ )
- le frottement latéral à la rupture ( $F_l$ ).

Dans la pratique, on mesure :

- l'effort total d'enfoncement  $F_t$ ,
- l'effort de pointe  $F_p$ .

Si  $S$  est la section droite de la pointe, la résistance unitaire à la rupture du sol autour de la pointe est donnée par :

$$R_p = F_p / S. \quad (1.46)$$

Le terme de frottement latéral est obtenu par :

$$F_l = F_t - F_p \quad (1.47)$$

Les diagrammes pénétrométriques donnent  $R_p$  et  $F_p$  en fonction de la profondeur. Les appareils diffèrent par les procédés qui permettent les mesures séparées de l'effort de pointe et du frottement latéral. On distingue :

- les pénétromètres à cône fixe, (pénétromètres Andina à transmission mécanique, pénétromètres "sol-essais" à transmission hydraulique),
- les pénétromètres à cône mobile, (pénétromètres Meurisse, pénétromètre hollandais Gouda de 10kN).

➤ **Interprétation et exploitation de l'essai**

L'exploitation de l'essai peut se faire de manière quantitative ou qualitative. En prenant comme référence le résultat d'essais mécaniques préalables, l'exploitation qualitative permet de déterminer:

- la nature et la position des couches,
- l'hétérogénéité d'un site,
- le niveau du toit du rocher.

Cette exploitation se fait par un examen comparatif des variations de l'effort total et de l'effort de pointe. L'essai de pénétration statique est largement utilisé pour le dimensionnement des ouvrages et les méthodes permettant l'exploitation quantitative des résultats sont nombreuses [4].

**b) Pénétromètres dynamiques**

Le pénétromètre dynamique permet d'enfoncer dans le sol un train de tubes lisses muni à son extrémité d'une pointe ou d'un carottier simple. L'enfoncement se fait à l'aide d'une masse frappante tombant d'une hauteur constante à cadence régulière. On mesure l'enfoncement en fonction du nombre de coups (ou du temps de fonçage si la fréquence de battage est élevée vibromarteau).

On utilise couramment des formules de battages permettant de calculer la capacité portante d'un pieu. En effet, à chaque choc on suppose que l'énergie fournie par la chute du mouton se décompose en :

- énergie provoquant l'enfoncement,
- énergie restituée au mouton (rebondissement),
- énergie dépensée en pertes divers (raccourcissements élastiques du pieu, chaleur, vibrations...).

D'une manière générale, les formules de battages seront utilisées à titre de vérification. Les résultats qu'elles donnent sont souvent pessimistes par rapport aux essais statiques de pieu ou aux études géotechniques.

### 1.6.4. Tassement

#### 1.6.4.1. Tassement d'un pieu isolé

La méthode proposée par Davis et Poulos donne directement le tassement par une formule de la forme :

$$W = \frac{P}{h.E} I_p \quad (1.48)$$

Tel que :

P: charge totale appliquée sur le pieu,

h: longueur du pieu,

$I_p$ : coefficient dépendant des rapports longueur/diamètre, et épaisseur de la couche compressible/longueur.

#### 1.6.4.2. Tassement d'un groupe de pieu

Un groupe de pieu tasse plus qu'un pieu unique, une approche empirique a été donnée par Skempton partant de l'analyse d'une série d'observations de tassements de pieux unique ( $w_i$ ) et de groupes des pieux correspondants ( $w_g$ ), il a proposé la relation suivante [3]:

$$W_g = W_i \frac{(13.1.B+9)^2}{(1.3.B+12)^2} \quad (1.49)$$

Avec : B est la largeur en pieds du groupe de pieux exprimée en (m).

### 1.7. Conclusion

Le choix de type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage et la capacité portante du sol, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister sans rupture aux charges transmises par l'ouvrage, tout en limitant les risques de déformation ou de tassement.

Sur la lumière de ce qui précède, il faudra donc élaborer l'étude de fondation avec un grand soin et prévoir les différentes méthodes permettant de caractériser le sol support appelé à supporter la surcharge.

## 2. RENFORCEMENT DU SOL

### 2.1. Introduction

Les méthodes de renforcement des sols représentent des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations des fondations, rencontrés souvent lors de l'élaboration des projets. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20<sup>ème</sup> siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains afin d'augmenter leur capacité portante. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Dans ce chapitre, une présentation des différentes techniques de renforcement des sols est présentée, suivi par un approfondissement des principes de calcul et d'exécution de la méthode des colonnes ballastées.

### 2.2. Présentation des techniques de renforcement des sols

Les sols compressibles (argile, limon, vase, tourbes) ou pulvérulents lâches (sable fins aquifères) issus des dépôts alluvionnaires récents (alluvions modernes) sont généralement présents dans les vallées et autour des fleuves, où se développent les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones d'activités industrielle.

Des remblais d'origine anthropique, qu'ils soient inertes (remblai de comblement plus ou moins homogènes), soit sous forme de matériaux hétérogènes (produits de démolition) ou de décharge (matériaux putrescibles), couvrent d'autre part différents sites du monde moderne.

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit :

#### 2.2.1. Technique de renforcement du sol en masse

Lors de construction, on a le plus souvent à faire à des sols en place ou a des remblais déjà existants. Il est alors nécessaire de vérifier leur stabilité et le cas échéant de les stabiliser en profondeur afin d'augmenter leur résistance en profondeur.

Les différentes techniques d'amélioration du sol en masse sont :

La densification des sols grenus, le compactage dynamique, l'explosifs, le vibro-flottation, le compactage statique en profondeur, la consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques, les drains verticaux, le pré-chargement par le vide, l'électro- consolidation ....)

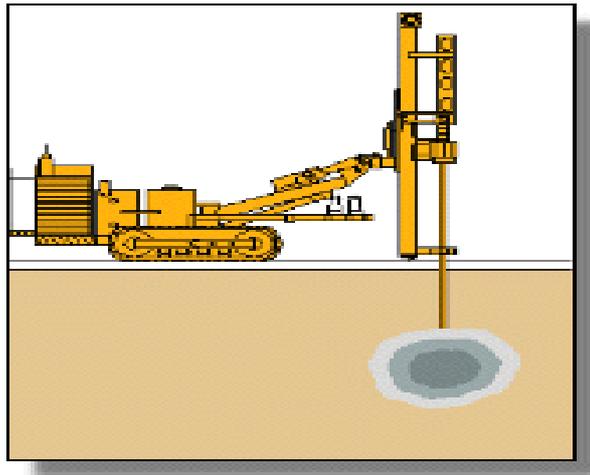


Figure 2.1: Compactage par vibroflottation [18]

### 2.2.2. Injection des sols grenus et des sols fins

Quelques types d'injection appliquée, selon la classe du sol à traiter (sols fins ou grenus):

- Injection de consolidation,
- Injection d'étanchéité,
- Injection de bourrage et de collage,
- Injection de comblement,
- Injection solide.

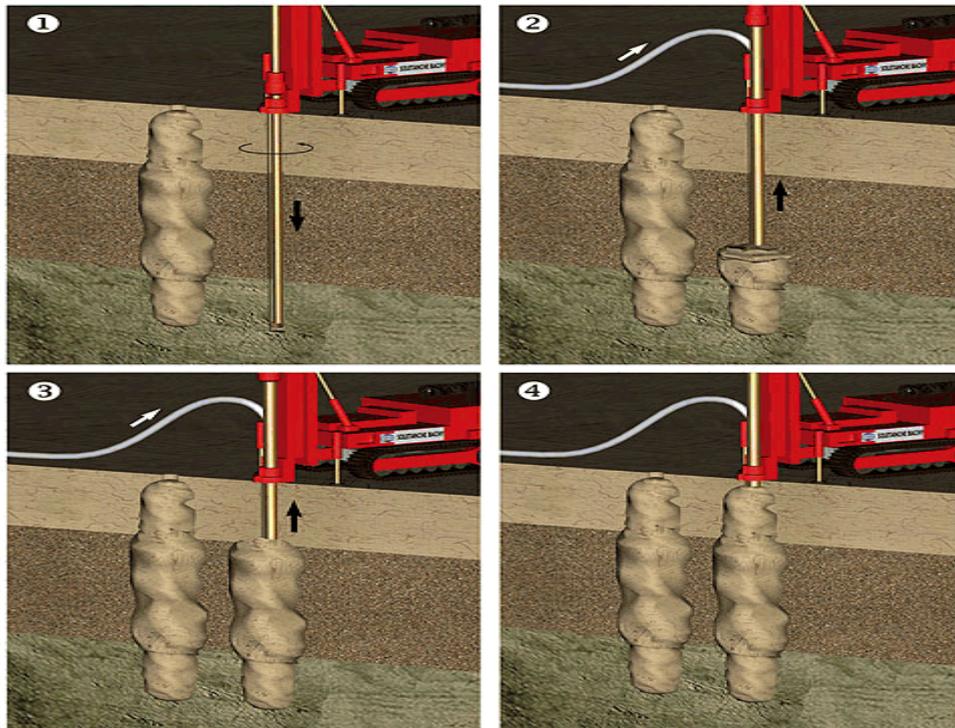


Figure 2.2: Amélioration du sol par injection solide [18]

Ces techniques d'injection se font sous pression ou par un maillage de forages très serrés soit : par forages horizontaux (ex : les tunnels), à l'intérieur des tunnels, lorsque la surface n'est pas

accessible ou que les ouvrages sont très profonds. Dans ce cas, il faut traiter dans un premier temps, puis creuser, puis refaire un traitement sur une certaine longueur, puis recreuser sur cette même longueur, car on ne peut creuser que dans le terrain consolidé, par forages verticaux traitement depuis la surface (ex : à la ville), on creuse souvent à faible profondeur.

Alors le chantier d'injection se déplace en surface en précédant le tunnel.

### 2.2.3. Inclusion verticale

L'amélioration des sols par inclusion verticale peut se faire selon plusieurs procédés qui sont les colonnes ballastées, l'inclusion rigides, les colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), les colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment.

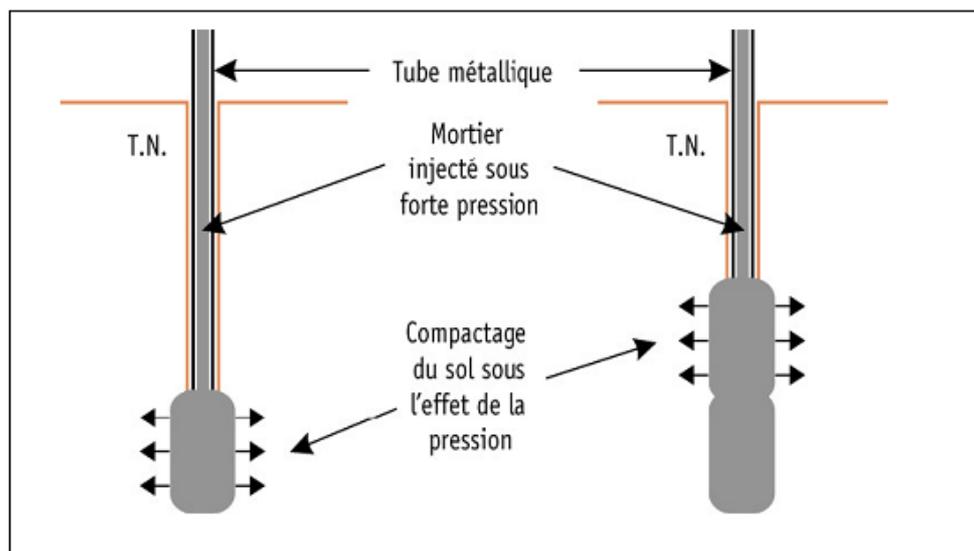


Figure 2.3: Compaction du sol sous l'effet d'une pression [18]

### 2.2.4. Congélation des sols

La congélation des sols est utilisée en travaux publics et miniers dans le double but d'assurer un renforcement et une étanchéité parfaite lors d'excavations souterraines, pour des puits, des galeries et plus rarement des fouilles urbaines. Le principe de la congélation des sols est de transformer l'eau interstitielle en glace, assurant ainsi une liaison étanche et résistante entre les grains du terrain [18].

Les caractéristiques essentielles du procédé par rapport aux autres techniques de soutènement ou de traitement de sols sont :

- Le caractère provisoire du traitement, il n'y a donc pas de modification permanente du sous-sol et de l'hydrologie naturelle.
- La technique est applicable à tous les terrains aquifères, ou humides. Certaines applications prévoient même l'injection d'eau lorsque le terrain est hors nappe.
- L'étanchéité obtenue est complète, ce qui élimine les problèmes de pompage, traitement des eaux et de rabattement éventuels extérieurs [18].

### 2.3. Choix de la technique de renforcement des sols

La démarche d'application de chaque technique de renforcement des sols comporte quatre étapes qui sont :

- 1- définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés,
- 2- identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau,
- 3- choix de la solution d'amélioration des sols,
- 4- optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution de renforcement des sols demeure directement lié à la granulométrie des sols traités. L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes [15]:

- il est possible de procéder au compactage dynamique, au compactage statique (dit aussi compactage horizontale), au compactage par vibration radiale (vibro-flottation ou vibro-compactage) ou d'installer des colonnes ;
- lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrique qui tend vers celui des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol traité à la chaux et au ciment par malaxage ;
- la réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;
- lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organique ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire ;
- dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptées ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (deep soil mixing).

### 2.4. Renforcement par colonnes ballastées

Le procédé " colonnes ballastées " en tant que solution pour améliorer les caractéristiques mécaniques et réduire le tassement, est largement utilisé en France. Ce procédé est actuellement utilisé en Algérie et commence à prendre une place importante en tant que technique maîtrisée par les spécialistes de fondations. Différents procédés ont été envisagés comme les pieux mais les calculs ont montré que c'est le procédé le plus économique. C'est un procédé facile à mettre en œuvre, relativement rapide et surtout économique, le matériau d'apport étant des cailloux (ballast).

Cette technique, une fois maîtrisée, peut être la solution des problèmes posés par la médiocrité des sols le long de notre littoral. La technique la plus courante pour la réalisation des colonnes

ballastées est le procédé Keller. La pièce essentielle est constituée par un vibreur radial placé à la pointe du tube qui lui sert de support [9].

#### 2.4.1. Définition d'une colonne ballastée

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts (dont le diamètre varie de 0,60 à 1,20 m) de matériaux d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support. Elles permettent d'obtenir une amélioration en place des caractéristiques globales du sol d'assise. Les colonnes ballastées reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante [11].

#### 2.4.2. Avantages des colonnes ballastées

Ses avantages sont les suivants :

- Les colonnes ballastées sont réalisées pour traiter les problèmes de tassement des couches compressibles et permettent de conserver des systèmes de fondations superficielles et des dallages sur terre-plein;
- Leur caractère drainant permet, le cas échéant, d'accélérer la consolidation des sols en place;
- Pas de recépage ni de temps de séchage avant l'intervention du gros œuvre, terrassement directement dans les colonnes pour la réalisation des semelles de fondation : rendements élevés;
- Bien adaptées aux traitements anti-liquéfaction des sols en apportant des effets combinés de drainage et d'amélioration de la résistance au cisaillement du sol renforcé.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont :

- L'augmentation de la capacité portante du sol;
- L'augmentation de sa résistance au cisaillement;
- L'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

#### 2.4.3. Domaine d'application

Les colonnes ballastées sont utilisés dans les domaines suivants :

- Bâtiments industriels et commerciaux;
- Bâtiments fonctionnels, logements individuels ou collectifs;
- Ouvrages hydrauliques;
- Remblais routiers ou ferroviaires;
- Ouvrages d'art;
- Murs de soutènement;
- Traitement anti-liquéfaction et fondation en zone sismique [19].

#### 2.4.4. Mode opératoire

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie sèche : En utilisant le lançage à l'air,
- Par voie humide : En utilisant le lançage à l'eau.

1- **Préparation** : La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

2- **Remplissage** : Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

3- **Fonçage** : Le vibreur descend, en profondeur latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

4- **Compactage** : Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se mis en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour élargir le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

5- **Finition** : La colonne est exécutée ainsi, par passe successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondation sont alors réalisées de manière traditionnelle [11].

- **Avantage du vibreur à sas :**

- Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne,
- Le compactage se fait en une seule passe,
- Il n'y a pas de risque d'éboulement du forage dans les sols instables,
- Les vibreurs guidés montés sur porteurs garantissent la parfaite verticalité des colonnes.

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- De la nature et de l'état de saturation du sol.
- Du but recherché.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles (gaves naturelles, roulées ou concassées).

La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain. Tout volume excavé est rempli et compacté par le matériau d'apport [11].

#### 2.4.4.1. Colonnes ballastées par voie humide

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs est placé au dessus du point projeté.
- Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.
- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.
- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée [14].

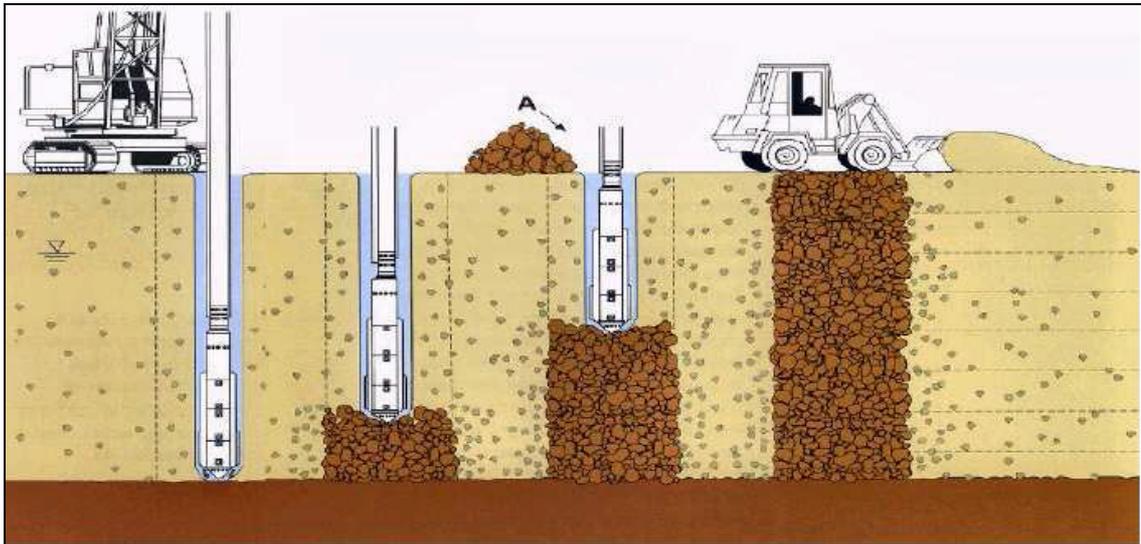


Figure 2.4: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [11]

#### 2.4.4.2. Colonnes ballastées par voie sèche

- La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expander le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

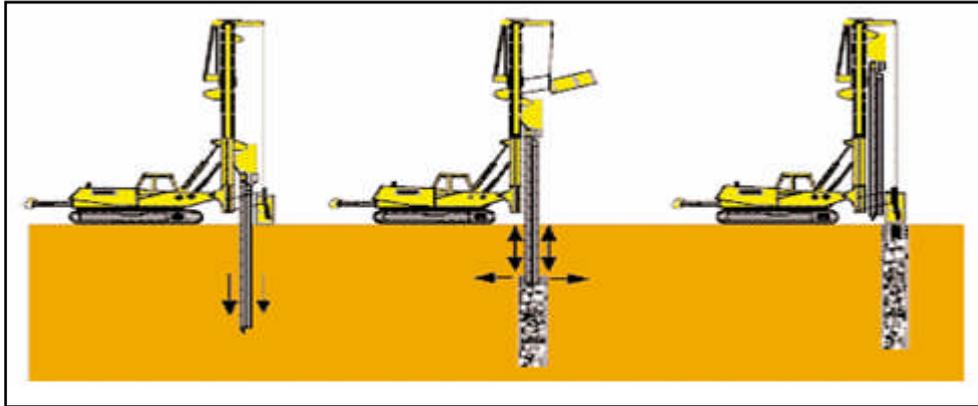


Figure 2.5: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche [11]

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%.

Tableau 2.1: Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols [9]

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarque
		PL (kPa)	qc (MPa)	Nspt (coups)	Cu (kPa)	
Argile	Oui	150-400	0,6-1,2	4-6	25-50	--
Limon	Oui	150-400	0,6-1,2	4-6	--	--
Sable fin lâche	Oui	150-400	0,6-1,2	4-6	--	Matériau évolutif
Tourbe	Non	--	--	--	--	--
Autres sols organiques	Non	--	--	--	--	Matériau évolutif
Remblais inerte	Oui	200-500	0,6-1,6	--	--	--
Décharge	Non	--	--	--	--	Matériau Evolutif

### 2.4.5. Caractéristiques des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées ont plusieurs caractéristiques qui sont : la longueur, le diamètre et le maillage.

#### a- La longueur

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'en terre. D'après les entreprises spécialisées, les colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10 m, sans excéder 20 à 25 m.

#### b- Le diamètre

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré;
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques;
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau [3].

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide variés entre 80 et 120 cm.

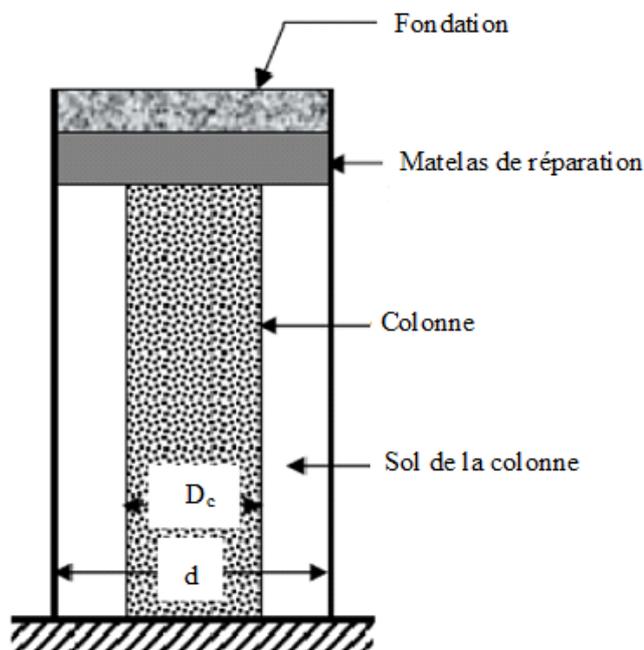


Figure 2.6: Réseau de colonnes ballastées et colonnes isolés [15]

### c- Le maillage

L'espacement des points de compactage détermine les propriétés du sol à la profondeur traitée. Le procéder doit assurer une incompressibilité et une résistance adéquates pour un espacement maximal et donc un cout minimal.

Le dimensionnement du réseau de colonnes dans le sol est réalisé en fonction des charges qui seront appliquées par le projet et des tassements admissibles.

#### 2.4.6. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées

La compréhension du comportement des colonnes ballastées dès leurs construction jusqu'au le transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un bon dimensionnement et choisir le bon matériau d'apport pour cet élément d'amélioration des sols.

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent [13]:

- De la disposition des colonnes, colonnes isolée ou en groupe ;
- Du mode de chargement, fondation rigide ou souple ;
- Du type de colonne (ancrée ou flottante).
- De la nature du sol à améliorer ;
- Du matériau employé

#### 2.4.7. Choix des matériaux constructifs des colonnes

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35;
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30;
- LA+ MDE < 60.

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- Vibreur à tube latéral de remplissage par le bas: en terme de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.
- Autres procédés: en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.



Figure 2.7: Plot ballasté avant remblaiement [15]

#### 2.4.8. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

Le dimensionnement des colonnes ballastées est fondé sur le calcul des paramètres suivants :

- le taux d'incorporation  $a$  ;
- le rapport de concentration des contraintes  $n$  ;
- le facteur de réduction des tassements  $\beta$ .

Depuis 1970, le procédé des colonnes ballastées a connu une expansion croissante en France à l'instar d'autres pays comme l'Allemagne, l'Autriche ou la Belgique. Les méthodes de dimensionnement furent alors développées par plusieurs auteurs : Thorburn, Greenwood, Balaam & Booker et Priebe. Le comportement réel du milieu hétérogène composé de sol et ballast répond aux lois de comportement de la viscoélasticité. A cet effet plusieurs modèles de calcul par la méthode des éléments finis ont été élaborés notamment le calcul de tassement d'un milieu traité par les colonnes ballastées.

##### 2.4.8.1. Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968)

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique de la charge admissible d'une colonne ballastée, règle valable pourvu que l'on utilise les vibreurs torpilles Keller ou ceux mis au point par la Société Cémentation Ltd., ces matériels se plaçant dans la même gamme de puissance.

Cette règle était valable aussi bien pour des colonnes isolées chargées en tête que pour des colonnes appartenant à des files d'inclusions situées sous des semelles filantes ou à des réseaux sous des fondations étendues, pourvu que l'on suppose dans ces deux derniers cas que toute la charge est reprise intégralement par les colonnes sans participation du sol environnant.

Elle associait dans l'esprit des auteurs un coefficient de sécurité convenable tant au point de vue de la rupture «à court terme», au moment de l'application de la charge, que de la rupture « à long terme », après consolidation du sol autour du ballast.

#### 2.4.8.2. L'abaque de Greenwood (1970)

A cette même période, Greenwood proposait des courbes permettant d'effectuer un prédimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Deux « écoles » se dégagent à ce sujet. La première, représentée par Ghionna, Jamiolkowski (1981) et Smolczyk (1983) tend à donner à  $u$  la valeur  $u_0$  de la pression hydrostatique régnant avant traitement; la seconde, avec Greenwood et Kirsch (1983) et Broms (1983), considère que  $u = 0$ , ce qui revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant. Il a été fait mention de variantes au début de ce paragraphe dans la mesure où les différentes formulations proposées dans la littérature sont autant d'expressions analytiques possibles de la pression limite du sol ambiant.

Celles-ci peuvent se mettre sous la forme générale :

$$P_{lim} = (\sigma'_{h0} + u_0) + K Cu \quad (2.1)$$

$\sigma'_{h0}$ : contrainte effective horizontale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne ;

$Cu$ : résistance au cisaillement non drainé du sol ;

$K$ : coefficient multiplicateur.

Nous proposons d'examiner la méthode de PRIEBE dont les bases sont connues depuis longtemps en France et ont été diffusées dans un certain nombre d'articles spécialisés notamment le bulletin de liaison du L.C.P.C.[13].

#### 2.4.8.3. Méthode de Priebe

##### a) Capacité de portante

La méthode permet la détermination du nombre de colonnes à réaliser sous l'ouvrage, leur capacité portante ainsi que le calcul des tassements en considérant une approche élastique linéaire. Priebe suppose que l'ensemble sol-colonne doit vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ( $\delta_{colonne} = \delta_{sol}$ ),
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations des colonnes se font à volume constant,

- Il y a conservation des sections planes, les cisaillements au droit de l'interface colonne-sol sont négligeables voir nuls,
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire caractérisé par le module d'élasticité  $E'_{\text{sol}}$  et un coefficient de poisson  $\nu'_{\text{sol}}$  constant sur toute la profondeur,
- Les déformations des sols et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge en surface [14].

Le principe de fonctionnement d'une colonne ballastée est similaire à un échantillon pulvérulent placé dans un appareil triaxial. La résistance à l'expansion latérale en forme de tonneau est mobilisée par l'étreinte latérale exercée par le sol entre les colonnes.

La figure 2.8 montre les différents types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête et exécutée dans une couche compressible homogène.

On distingue : rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant) ;

- Rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes) ;
- Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes) [14].

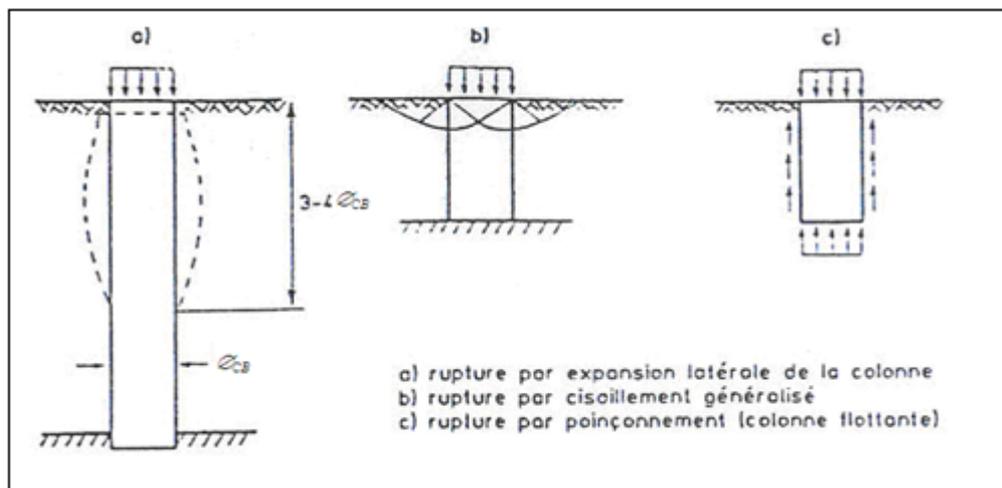


Figure 2.8: Types de rupture

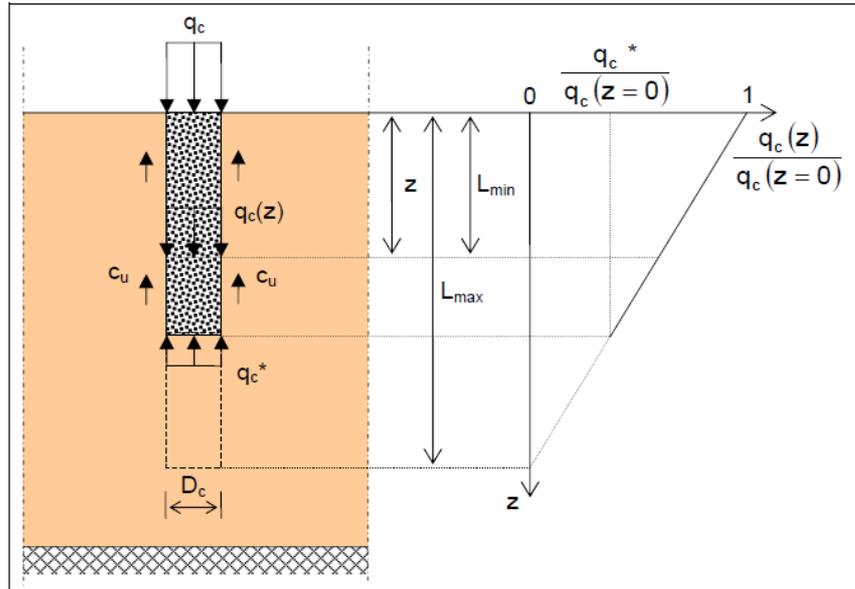


Figure 2.9: Caractéristiques de la surface de rupture par poinçonnement [19]

A la rupture, on aura deux contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) représentées dans le graphe de Mohr ( $\tau, \sigma$ ).

$$P_0 A = P_{col} A_{col} + P_{sol} (A - A_{col}) \tag{2.2}$$

$a = \frac{A_{col}}{A}$  représente le coefficient de substitution,

Et  $n = \frac{P_{col}}{P_{sol}}$  le apport de concentration des contraintes.

$$\beta = \frac{\text{tassement attendu du sol ambiant sous la charge de l'ouvrage en absence de traitement}}{\text{tassement observé en présence de colonne sous cette même charge}}$$

Sachant que :  $\delta_{col} = \delta_{sol}$  est la conservation des modules de compressibilité

$$\beta = \frac{P_0}{P_{sol}} \tag{2.3}$$

Soit :

$$\beta = 1 + (n-1).a \tag{2.4}$$

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{hcol} - \Delta\sigma_{hsol} \tag{2.5}$$

$$\Delta\sigma_{\text{hcol}} = P_{\text{col}} * K_{\text{col}} = P_{\text{sol}} * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{\text{col}}}{2}\right) \quad (2.6)$$

$$\Delta\sigma_{\text{hsol}} = P_{\text{sol}} * K_{\text{asol}} \quad (2.7)$$

Avec  $K_{\text{asol}} = 1$ .

Priebe avait fait l'hypothèse d'un état hydrostatique à l'interface avec le ballast attribué aux conditions d'exécutions.

$$\beta = 1 + a * (n-1) \quad (2.8)$$

$$\beta = 1 + \frac{A_{\text{col}}}{A} \left[ \frac{\frac{1}{2} + f\left(v'; \frac{A_{\text{col}}}{A}\right)}{K_{\text{col}} * f\left(v'; \frac{A_{\text{col}}}{A}\right)} - 1 \right] \quad (2.9)$$

Avec  $\nu' = 1/3$  : module de poisson.

$$f\left(v'; \frac{A_{\text{col}}}{A}\right) = 1 - \frac{1 - \nu'^2}{1 - \nu'^2 - 2\nu'^2} * \frac{(1 - 2\nu')(1 - \frac{A_{\text{col}}}{A})}{(1 - 2\nu' + \frac{A_{\text{col}}}{A})} \quad (2.10)$$

Les valeurs de  $K_{\text{BC}}$  en fonction de  $\varphi$  sont représentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Valeur de  $K_{\text{BC}}$  en fonction de  $\varphi$  [14]

$\varphi$ (°)	$K_{\text{BC}}$
35	0.2709
37.5	0.2432
38	0.2378
40	0.2174
42.5	0.1936
40	0.1715

L'équation de  $\beta$  en fonction de  $\frac{A_{\text{col}}}{A}$ ; et l'angle de frottement  $\varphi_c$  du ballast est représenté sur l'abaque de dimensionnement de Priebe.

**b) Calcul de tassement**

La méthode de calcul des tassements fait appel à la théorie de l'élasticité où le terrain autour de la colonne est caractérisé par son module d'élasticité  $E_{sol}$  et le coefficient de poisson  $\nu_{sol}$  constant sur toute la profondeur.

Les valeurs des modules d'élasticité sont déduites à partir des sondages pressiométrique où des résistances en pointe de pénétromètre.

- A partir du pressiomètre :

$$E_{sol} = \frac{E_p}{\alpha} \quad (2.11)$$

$\alpha$  : coefficient rhéologique pris égale à 0,5 en général.

- A partir du pénétromètre statique :

$$E_{sol} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \cdot E_{oed} \quad (2.12)$$

Pour le sol  $\nu = 0.33$

$$E_{oed} = \alpha' q_c \quad (2.13)$$

$$D'où \quad E_{sol} = 0,67 \alpha' q_c \quad (2.14)$$

La détermination de tassement dans un sol de caractéristiques améliorées par colonne ballastées a conduit divers auteurs, entre autre Priebe, Ballam et Poulos à proposer des méthodes qui soient simples à mettre en pratique. Ces méthodes ne décrivent pas de façon exacte le problème, à des résultats différents.

La procédure de calcul des tassements prévisibles s'articule comme suit :

On détermine d'abord les tassements sans amélioration, par les méthodes connues. Ensuite, à partir des dimensions du maillage et du diamètre des colonnes prévues, on établit le rapport  $\frac{A_{col}}{A}$  et on fixe les valeurs de l'angle de frottement et du module d'élasticité de la colonne ballastée ( $E_{col}$ ).

A partir de ces éléments on peut alors déterminer les facteurs correctifs. Les calculs de tassement d'après Priebe donnent en général des résultats dans le sens de sécurité.

$$\beta = \frac{S_0}{S} \quad (2.15)$$

$$S = \frac{1}{\beta} S_0 \quad (2.16)$$

Dans le cas d'un maillage infini le tassement sera :

$$S_{\infty} = \frac{1}{\beta} S_0 = \frac{P.t}{E_{sol}} \frac{1}{\beta} \quad (2.17)$$

#### 2.4.9. Prise en compte de la compressibilité des matériaux constructifs

La prise en compte de la compressibilité des matériaux constructifs de la colonne ballastée suit les étapes ci-dessous :

- Pour chaque couche on détermine le rapport  $\frac{E_{col}}{E_{sol}}$  des modules d'élasticité de la colonne ballastée et du sol.

- A partir de l'abaque de Priebe, on détermine la correction  $\Delta[\frac{A}{A_{col}}]$  en fonction de  $\frac{E_{col}}{E_{sol}}$  et de l'angle de frottement de la colonne.

- On détermine par la suite le nouveau coefficient  $\beta_z$  « amélioré » en fonction de la valeur  $(\frac{A}{A_{col}} + \Delta[\frac{A}{A_{col}}])$  à partir de l'abaque de dimensionnement de Priebe.

Le tassement sera donc :

$$S_{z\infty} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{P.t}{E_{sol}} * \frac{1}{\beta_{zi}} \right) \quad (2.18)$$

#### 2.4.10. Détermination de l'espacement entre les colonnes

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de pré-dimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ( $1/\beta$  en %) en fonction de l'espacement  $d$  des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée  $C_u$  des argiles encaissantes de 20 à 40 KPa. Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de 9 m<sup>2</sup> d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part.

Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2.5 m.

La maille de référence minimale est de  $2,4 \text{ m}^2$ . Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à  $1,5\phi$  et  $1,20 \text{ m}$ .

#### 2.4.11. Dispositions constrictives (réglementaire DTU 13-2-sept 1992)

Les colonnes ballastées sont constituées de futs de matériaux d'apport introduit dans un trou de forage et compacté à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube [10].

- Objectif : amélioration des caractéristiques mécaniques du sol.
- Fonctionnement : par mobilisation de l'étreinte latérale du sol, comportement assimilé à un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial.
- Diamètre : variable de  $0,60\text{m}$  à  $1,20\text{m}$ .
- Matériau : ballaste roulé ou concassé de granulométrie suivante :  
 $d_5 > 0,1\text{mm}$ ,  $d_{30} > 40\text{mm}$  et  $d_{100} > 160\text{mm}$

L'origine du ballast est une roche qui doit être de caractéristiques mécaniques élevées possédant une bonne résistance à l'attrition. La résistance à la compression simple de la roche doit être supérieure à 250 bars. Le ballast doit résister aux actions des sols et terrain agressifs.

#### 2.4.12. Mise en œuvre

Pour la mise en œuvre, on recommande :

- Exécution d'un forage sous l'action du poids de l'outil combiné avec la vibration et le fluide de lancement (eau ou air). Dans les terrains forés par lancement à l'eau, le diamètre des trous est plus important.
- Introduction de matériau d'apport dans le forage avec compactage par vibration de fréquence variant de 15 à 60 Hz.
- Quantification du volume du matériau d'apport introduit pour chaque colonne. Le volume pris en attachement doit être au moins égale à 1,5 fois le volume théorique de la colonne ballastée [11].

#### 2.4.13. Essais d'information

On fait ces essais pour avoir :

- La coupe lithologique approximative des terrains rencontrés,
- Les volumes de matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne,
- Un (01) essai par 50 colonnes ballastées avec un minimum de 03 essais par ouvrage,
- Ces essais doivent être réalisés de préférence à proximité des sondages de reconnaissance.

#### 2.4.14. Essais de contrôle

L'objectif des essais de contrôle est de vérifier les caractéristiques mécaniques des colonnes (résistance, tassement) in situ. Il est recommandé que ces essais soient implantés à proximité des essais d'information. Les résistances minimales à partir de 1 m de profondeur sont :

- Pénétromètre dynamique :  $R_d=150$  bars
- Pénétromètre statique :  $R_p= 100$  bars
- SPT :  $P_1 = 15$  bars
- Essai de chargement (contrôle de portance) : Essai de chargement de la colonne par un système mécanique approprié jusqu'à atteindre la pression de 1,5 fois la charge à L'ELS et de mesurer les déformations de la colonne par palier de chargement et déchargement (courbe :  $\sigma - \Delta h$ ).

Le nombre de ces essais de contrôle doit être arrêté par un cahier des clauses techniques, il est fonction de l'importance du projet, au minimum un (01) essai par chantier.

#### 2.4.15. Contrainte de calcul

La contrainte de calcul est donnée par la formule suivante :

$$q_r = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \sigma_h = \sigma_h \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.19)$$

$\sigma_h$  est déterminée à partir des résultats des essais de laboratoire ou d'essai in situ tel que pénétromètre et le pressiomètre.

La contrainte admissible de la colonne doit toujours vérifier cette condition  $q_{adm} \leq 0,80$  MPa. Avec les contraintes calculées, les tassements doivent être admissibles suivant les tolérances de la structure [14].

### 2.5. Conclusion

Pour le renforcement des sols médiocres, une variété de méthodes est mise à la disposition des géotechniciens.

Les colonnes ballastées constituées par des futs de matériau d'apport mis en place et compacte dans le sol à l'aide d'un vibreur radial, représente l'une des solutions les plus utilisées de part son mode d'exécution facile et de son coûts réduit. Elles fonctionnent grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée, elles fonctionnent également comme des drains par accélération de consolidation. En effet, elles sont actuellement massivement employées dans les zones portuaires où les sols en place sont des sables vaseux.

### 3. PRESENTATION DU PROJET

#### 3.1. Introduction

Le projet consiste en la réalisation de deux ouvrages : nouvelle gare maritime et blocs administratifs. Soit ; un bâtiment en R+3 dans l'assiette localisée à l'intérieur du port ; et un bâtiment en R+4 dans l'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C située à l'extérieur du port.

Il s'agit de la demande de l'entreprise portuaire de Béjaia (E.P.B) par lettre de commande N° 527/2013 du 17 juillet 2013 au laboratoire des travaux publics de l'Est-Antenne de Béjaia.

Le laboratoire a entrepris la campagne géotechnique du site destiné pour la réalisation de la nouvelle gare maritime et blocs administratifs au port de Béjaia.

#### 3.2. Présentation de la région

La ville de Béjaia est située au Nord de la wilaya de Béjaia, sur le littoral méditerranéen ; elle est traversée par l'Oued Soummam. Elle est bordée au Nord et à l'est par la mer Méditerranée et elle touche les communes de Toudja (à L'Ouest), d'Oued Ghir (au Sud) et de Boukhelifa et Tala Hamza (au Sud-Est).

Béjaia est située à 261 km à l'Est de la capitale Alger, à 136 km à l'Est de Tizi Ouzou, à 178 km au Nord de Bordj Bou Arréridj, à 111 km au Nord-Ouest de Sétif et à 96 km à l'Ouest de Jijel.

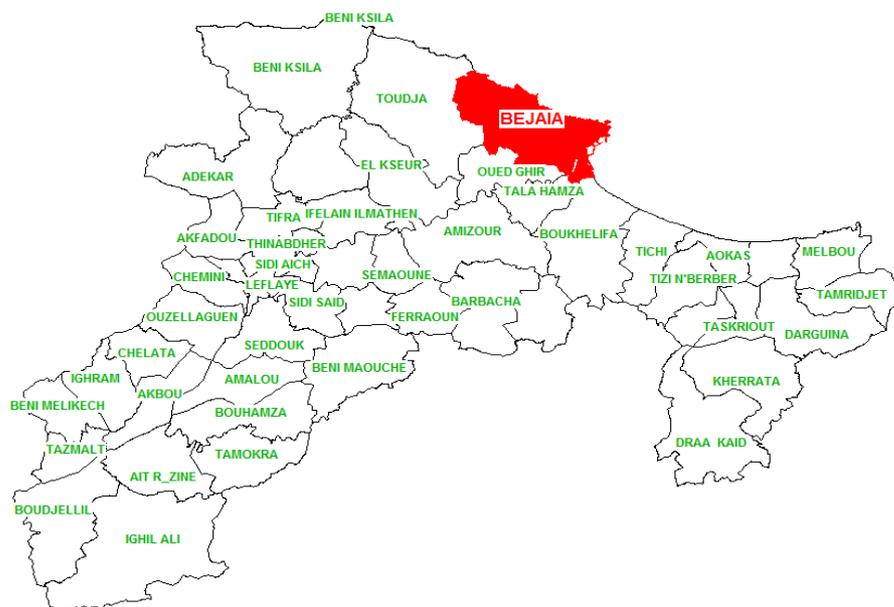


Figure 3.1: Localisation de la commune de Béjaia

Avec ses 177 988 habitants et une densité de population de 1 481 hab./km<sup>2</sup> (Source : « Recensement général de la population et de l'habitat », ONS, 2008), Béjaïa est en termes de population la plus grande ville de Kabylie. C'est aussi, grâce à sa situation géographique, le plus important pôle industriel de la région, notamment par la concentration de nombreuses industries, et la présence d'un des plus grands ports pétroliers et commerciaux de Méditerranée. Béjaïa est également dotée d'un aéroport international.

La ville de Béjaïa, serré entre la montagne et la mer, est construite en escalier au flan de Djebel Gouraya. Le Golfe de Béjaïa, sur le bord duquel la ville s'élève en amphithéâtre, offre l'aspect d'un vaste lac entouré d'un rideau de montagne : d'abord la crête de Gouraya qui domine la ville, à sa droite le pic de Toudja, en face et suivant l'ellipse du littoral, viennent la cime de Bouandas, les dentelures rocheuses de Béni – Tizi, du Djebel Takoucht, d'Adrar – Amellal, Tizi - ou – Zerzour, la large croupe des Babor à côté du pic du Tababort.



Figure 3.2: Vue par satellite de la ville de Béjaïa

La ville de Béjaïa s'est développée sur un site au relief très escarpé. Elle est traversée par plusieurs cours d'eau dont certains sont aujourd'hui asséchés : Oued Soummam, Oued Es Seghir, Oued Serrir, Oued Igber et Oued Salomon. Ces oueds et les falaises qui les bordent, si dans le passé présentaient de remparts infranchissables contre l'ennemi, constituent aujourd'hui une contrainte à l'urbanisme et aux déplacements entre les quartiers.

En termes d'infrastructures économiques, le port constitue un atout stratégique pour toute la région aussi bien pour le transport de marchandises que celui des voyageurs. Sa consistance est composée de 03 bassins d'une superficie de plus de 160 Ha, d'un terre-plein central de 3 400 Ml, d'un appontement pétrolier.

### 3.2.1. Contexte géologique et lithologique de la région

Sur le plan géologique, la wilaya de Béjaia, appartenant au domaine tellien, présente une structure complexe et diversifiée à cause des chevauchements enregistrés entre les différentes formations. Les différentes formations sédimentaires ont subi des déformations tectoniques dues aux mouvements orogéniques alpins de la fin de l'ère tertiaire et du quaternaire. Globalement la wilaya correspond aux grands ensembles géologiques ci-après :

- **Les formations de l'ensemble oligocène**

Ces formations sont rencontrées principalement au niveau du versant Nord de l'oued Soummam (Hauts reliefs d'Akfadou, Adekar, Tifra, Chemini et bas-piémonts surplombant la vallée) et à un degré moindre au niveau des monts côtiers de Beni Ksila, Toudja et Béjaia.

Sur le plan lithologique ces formations sont constituées exclusivement de grés pour les territoires situés sur le versant Nord de l'oued Soummam et d'Adekar et de flysch pour les territoires correspondant à Toudja et Béjaia.

Sur le plan agro-écologique, les grés et les flysch sont des substrats moyennement stables et très favorables au développement des espèces arboricoles rustiques et des essences forestières.

- **Les formations du crétacé**

Ces formations sont concentrées essentiellement sur le versant Sud de l'oued Soummam. On les rencontre aussi :

- au niveau des monts côtiers Ouest : Beni Ksila, Nord TaouritIghil, Toudja et Sud de Béjaia ;
- sur la terminaison Ouest du Djurdjura : Beni Mellikech, Ighram et partiellement Chelata, ouzellaguen...

Au niveau des Babors, ces formations s'alternent avec celles du Jurassique.

Sur le plan lithologique ces formations sont constituées par :

- les flysch et les schistes sur le versant Sud de l'oued Soummam ;
- les flysch et les calcaires tendres au niveau de Toudja et Béjaia ;

- les conglomérats, sur la terminaison Ouest du Djurdjura ;
- les marnes, les calcaires durs (dolomies) et les conglomérats dans les Babors.

Il est à signaler que les substrats marneux, qui sont très répandus dans le Sud des Babors, conjugués à la déclivité du terrain et l'absence de couvert végétal pérenne, donnent des terrains très sensibles à l'érosion et aux glissements de terrains.

- **Les formations du jurassique**

Ces formations à dominante calcaire dur correspondent principalement à la chaîne des Babors.

- **Les formations du miocène et du quaternaire**

Ces formations occupent en général les terrasses alluviales et les bas piémonts qui les surplombent. On les rencontre principalement au niveau de la vallée de la Soummam, où les dépôts alluvionnaires du quaternaire reposent sur un substratum tertiaire de marnes éocènes. Sur le plan agricole, ces formations correspondent aux terres à valeur agronomique.

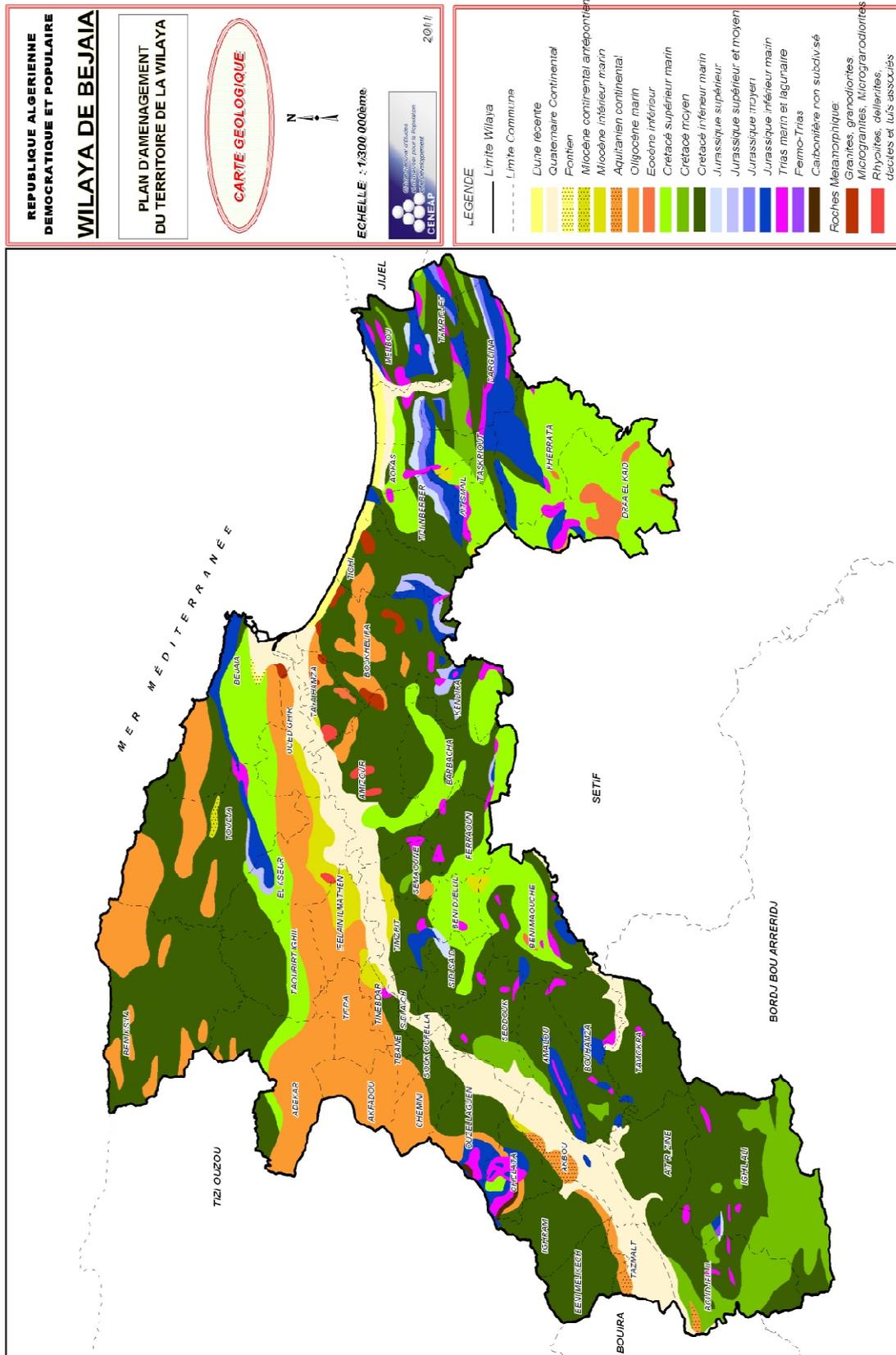


Figure 3.3: Carte géologique

### 3.2.2. Sismicité de la région

Concernant Béjaïa, la carte de sismicité historique, dressée par le ministère de l'aménagement du territoire de l'environnement (MATE), montre que la wilaya de Béjaïa fait partie de la catégorie des territoires vulnérables avec une intensité plus marquée pour sa partie Nord-est. Ces séismes, selon l'intensité et la zone d'impact (épicentre) peuvent être accompagnés d'autres phénomènes naturels tels que les ras de marée, les glissements de terrain, les éboulements rocheux, etc. De par leurs effets dévastateurs, ils constituent une menace importante pour les vies humaines, les infrastructures et l'économie (destruction : d'habitations, de voies de transport, d'ouvrages, sites industriels...).

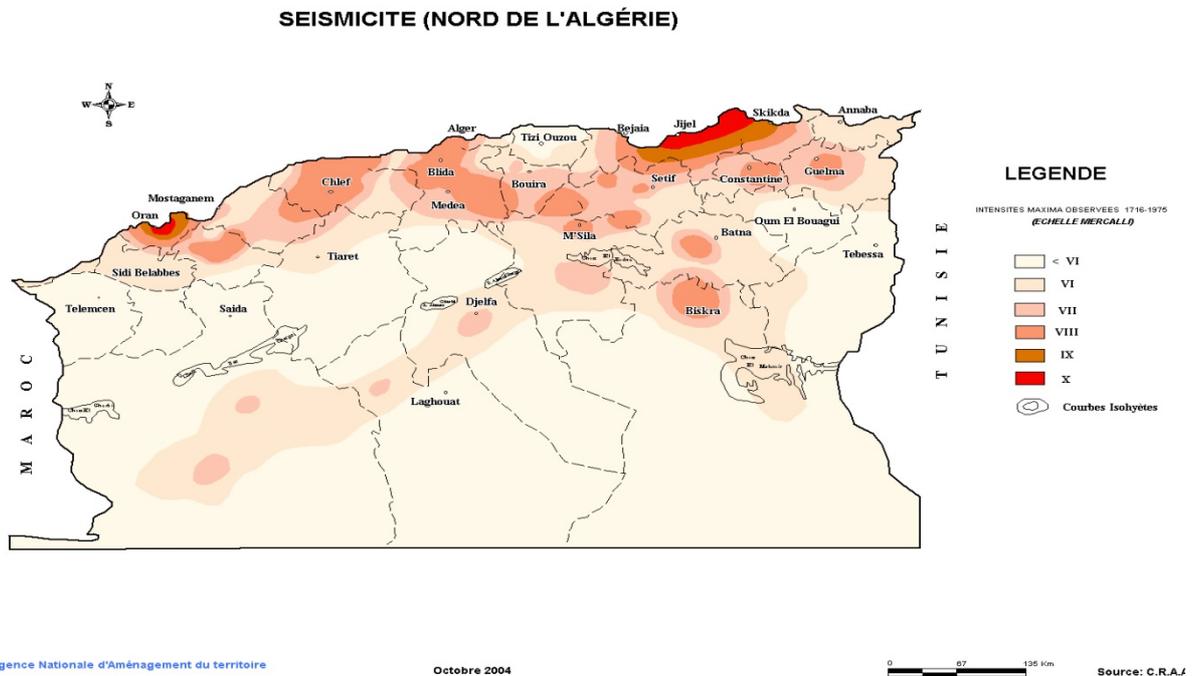


Figure 3.4: Carte sismique

### 3.2.3. Climat de la région

A l'exception du versant Sud-Ouest de l'oued Soummam (Haute Soummam), le climat de la wilaya se singularise par :

- des précipitations abondantes (plus de 700 mm en moyenne/an), dont le volume et l'intensité augmentent avec l'altitude et l'exposition (les reliefs les plus élevés et les versants exposés vers le Nord sont les mieux arrosés),
- des températures froides en hiver et chaudes en été (exception faite des zones côtières) ;

- des gelées hivernales et printanières très fréquentes au niveau de la Haute Soummam et des hauts reliefs de l'arrière pays,
- un enneigement, dont l'importance et la durée augmentent avec l'altitude jusqu'à devenir très contraignantes pour les territoires habités des reliefs les plus élevés (plus de 800 mètres),
- une longue période de sécheresse s'étalant sur les mois de Juin, Juillet et Août.

Bien que la wilaya de Béjaia soit relativement bien arrosée, ce qui lui permet de bénéficier d'une eau de surface appréciable, des conditions favorables pour la pratique en sec d'une gamme très diversifiée de cultures (variable selon l'étagement et l'exposition du relief) et d'une végétation naturelle luxuriante, il n'en demeure pas moins que son climat Est aussi contraignant à plusieurs égards :

- Les gelées hivernales et printanières qui constituent un facteur limitant pour la pratique de certaines cultures maraîchères et d'espèces arboricoles à floraison précoce ;
- une longue période chaude et sèche (Juin à Septembre), qui constitue une contrainte pour la pratique des cultures en sec ;
- La forte intensité des pluies, qui se traduit, compte tenu du relief chahuté, par l'érosion des sols, les inondations, et la dégradation des voies de communication ;
- L'enneigement, qui limite les mouvements des populations des hautes montagnes et les soumet à l'isolement avec toutes les conséquences qui en découlent sur le plan de l'approvisionnement (denrées alimentaires, gaz butane pour le chauffage, etc.).

### 3.3. Présentation du site

#### 3.3.1. Situation géographique

Le port de Béjaia a une situation géographique privilégiée qui est, en fait, un relais entre l'Est et le Centre du pays, ainsi qu'une zone d'ouverture sur la mer pour l'arrière pays. Il dessert un hinterland important et très vaste. La ville et le port de Béjaia disposent de dessertes routières reliant l'ensemble des villes du pays, de voies ferroviaires et d'un aéroport international, est délimité par :

- Au Nord par la route nationale RN 09 ;
- Au Sud par les jetées de fermeture et du large sur une longueur de 2750 m ;
- À l'Est par la jetée Est ;
- À l'Ouest par la zone industrielle de Béjaia.

Le projet sujet de l'étude est situé au port de Béjaïa à proximité de la porte « sarrasine », il occupe les assiettes de :

- L'ex-siège de la S.N.M.C située à l'extérieur du port commercial.
- L'ancienne gare maritime localisée à l'intérieur du port.

Les deux assiettes sont séparées par le boulevard des frères Amrani.



Figure 3.5: Port de Béjaïa

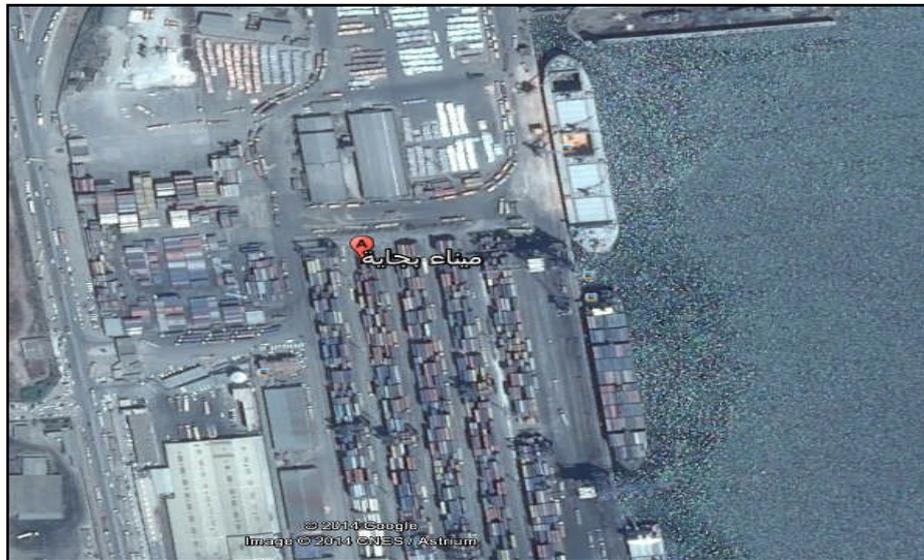


Figure 3.6: Image satellitaire sur site (Google earth)

### 3.3.2. Topographie

Les assiettes qui font l'objet de cette étude, appartiennent au domaine littoral de Béjaïa. Elles présentent une topographie plane.

### 3.3.3. Géologie

Sur le plan géologique, le site est représenté essentiellement par les alluvions anciennes, dépôts limoneux, sables et cailloutis qui sont des terrains sédimentaires d'âge quaternaire et par les marnes et les marno-calcaire d'âge Crétacé supérieur.

### 3.3.4. Sismicité

- Selon le Règlement Parasismique Algérien R.P.A-2003, la wilaya de Béjaia est classée en zone de moyenne sismicité (Z.II.A). Il y'a lieu de tenir en compte dans la conception de l'ouvrage.
- Le site est essentiellement constitué par les sols meubles. D'après le RPA/2003, ces fondations peuvent appartenir au site meuble de catégorie S3.

### 3.3.5. Terrassements

Le site est essentiellement constitué par des remblais, les limons sableux et les marnes fragmentés en profondeur. Selon le DTR- BE 1.2, ces sols peuvent appartenir au terrain moyennement compact de classe B, et les travaux de terrassement s'effectueront au moyen d'une pelle mécanique.

### 3.3.6. Configuration des immeubles sujet de l'étude

On présente ci-après la configuration des deux ouvrages, gare maritime et blocs administratifs.



Figure 3.7: Gare maritime (autocad)

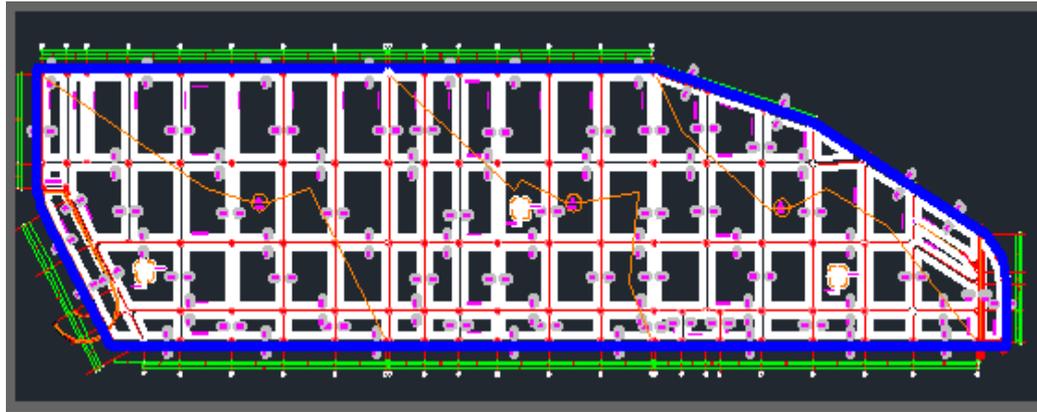


Figure 3.8: Blocs administratifs (autocad)

### 3.4. Conclusion

Dans ce chapitre ; nous avons essayé de présenter la région de Béjaia à travers sa situation, son importance et ses principales caractéristiques physiques : géographie, relief, géologie régionale, climat et sismicité.

Le site destiné à la réalisation de la nouvelle gare maritime et blocs administratifs est situé au port de Béjaia à proximité de la porte « sarrasine ». Il occupe :

- L'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C située à l'extérieur du port commercial.
- L'assiette de l'ancienne gare maritime localisée à l'intérieur de port.

L'objet de notre travail consiste en l'étude des fondations de ces deux bâtiments dont la configuration de la superstructure est déjà prédéfinie. Une première constatation préliminaire nous renseigne que le site est essentiellement constitué par des remblais, des limons sableux et les marnes fragmentés en profondeur. C'est un terrain stable appartenant à la zone de moyenne sismicité (Z.II.A) selon le Règlement Parasismique Algérien R.P.A 2003.

## 4. SYNTHESE GEOTECHNIQUE

### 4.1. Introduction

Dans le cadre de ce projet, une campagne de reconnaissance géotechnique a été réalisée pour fournir les données et les informations nécessaires au dimensionnement des fondations des deux bâtiments. Le programme géotechnique réalisé est composé de deux phases : une première phase contenant des essais in situ (sondages carottés et essais de pénétration) suivi par la gamme complète d'essais d'identification des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques exécutés sur des échantillons intacts et remaniés au laboratoire.

Le présent chapitre propose une synthèse de la consistance des travaux réalisés et des résultats obtenus.

### 4.2. Travaux réalisés sur terrain

- Dans l'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C qui est située à l'extérieur du port commercial :
  - Trois (3) sondages carottés (N° 1, 2, et 3) de profondeurs de 20 à 22m, accompagnés d'essais au Standard Pénétration Test (S.P.T) ;
  - Dix (10) essais de pénétration réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique lourd de type BORRO poussés jusqu'aux refus.
- Dans l'assiette ancienne gare à l'intérieur du port :
  - Quatre (4) sondages carottés (N°4, 5, 6 et 7) de profondeur de 20 à 22m, accompagnés d'essais au Standard Pénétration Test (S.P.T).

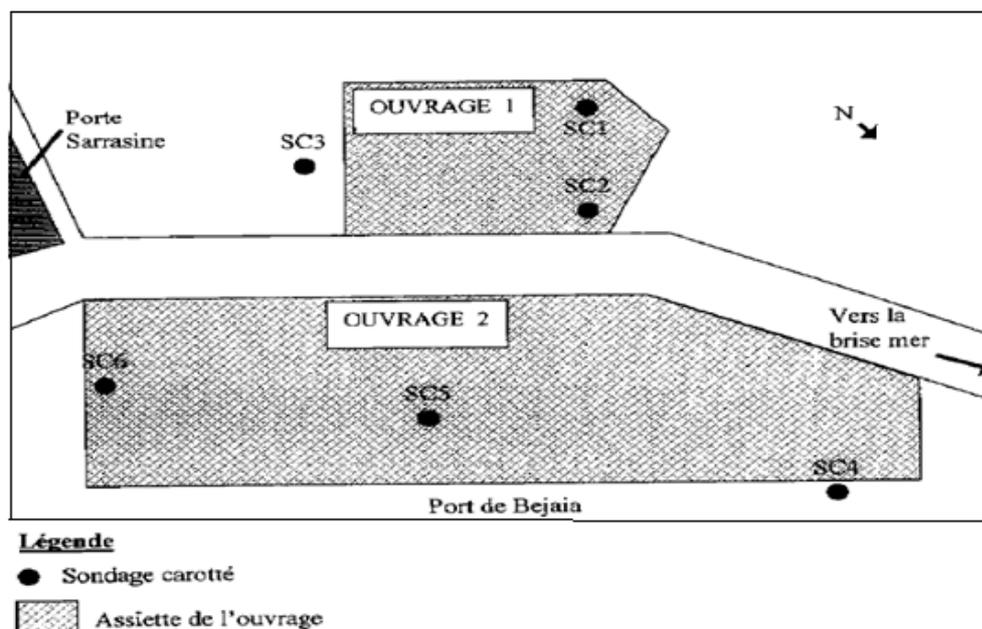


Figure 4.1: Plan d'implantation des sondages carottés

Le plan d'implantation des essais in situ est présenté à l'appendice B .

### 4.3. Reconnaissance des sols

#### 4.3.1. Sondages carottés

Le sondage carotté (Figure 4.2) permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.



Figure 4.2: Caisse de conservation d'échantillon de sol extrait de sol / Sondeuse sur site

Il est important de signaler que les sondages carottés étant la partie la plus coûteuse d'une campagne de reconnaissance géotechnique ; il importe d'arrêter judicieusement leur implantation et d'exploiter au maximum les renseignements qu'ils peuvent fournir.

#### Coupes de sondages carottés

##### ❖ Sondage carotté N° 01

- 0.00 à 3.80m : Remblais (argiles, graviers, galets, débris de briques) ;
- 3.80 à 7.00m : Marnes schisteuses de couleur grise à noirâtre, altérées en jaunâtre, à filantes de calcites, compactes et fragmentés par endroits ;
- 7.00 à 20.00m : Marnes schisteuses de couleur grise à noirâtre, compactes et fragmentées par endroits.

##### ❖ Sondage carotté N° 02

- 0.00 à 6.00m : Remblais (argiles, graviers, galets, débris de briques) ;
- 6.00 à 7.00m : Sables grossiers avec graviers ;
- 7.00 à 9.00m : Argiles brunes ;
- 9.00 à 20.00m : Marnes schisteuses de couleur grise à noirâtre, très fragmentées à partir de 11m.

**❖ Sondages carotté N° 03**

- 0.00 à 4.80m : Remblais (argiles, graviers, galets, couche en béton à 0.30m, blocs) ;
- 4.80 à 9.00m : Argiles limoneuses sableuses de couleur beige ;
- 9.00 à 22.00m : Marnes de couleur grise à noirâtre compactes et très fragmentées par endroits.

**❖ Sondage carotté N° 04**

- 0.00 à 0.40m : Couche en béton de 35 à 40 cm ;
- 4.00 à 6.70m : Remblais constitué de galets de marnes schisteuses et d'argiles ;
- 6.70 à 15.90m : Limons argileux sableux vaseux, avec des passages de sables limoneux à 12.20-13.40m et 11-12.20m ;
- 15.90 à 17.00m : passage de galets et de marnes schisteuses beiges ;
- 17.0 à 20.00m : Marnes schisteuses fragmentées.

**❖ Sondage carotté N° 05**

- 0.00 à 7.30m : Remblais constitués de graviers et de galets de marne schisteuses ;
- 7.30 à 15.30m : Limons argileux, sableux, vaseux ;
- 15.30 à 18.00m : Passage de galets, graviers et d'argiles marneuses brunes ;
- 18.00 à 22.00m : Marnes grises compactes.

**❖ Sondage carotté N° 06**

- 0.00 à 5.70m : Remblais constitués de : couche d'enrobés, graviers et galets de marnes schisteuses ;
- 5.70 à 11.00m : Limons argileux, sableux et vaseux ;
- 11.00 à 13.00m : Passage de blocs, graviers, et galets ;
- 13.00 à 16.00m : Argiles compactes de couleur brune ;
- 16.00 à 18.00m : Marnes schisteuses altérées ;
- 18.00 à 20.00m : Marnes compactes de couleur grise à noirâtre.

**❖ Sondage carotté N° 07**

- 0.00 à 5.00m : Remblais constitués de graviers et blocs ;
- 5.00 à 11.00m : Sables, limoneux, argileux vaseux ;
- 11.00 à 15.60m : Argiles marneuses compactes de couleur beige ;
- 15.60 à 20.00m : Marnes compactes de couleur grise à noirâtre.

Les logs de sondages carottés sont présenté à l'appendice C .

### 4.3.2. Essai au Standard Pénétration Test

Le tableau 4.1 donne un récapitulatif des essais au Standard pénétration test.

Tableau 4.1: Récapitulatif des essais au Standard Pénétration Test

N° du sondage	Couches lithologiques	Tranches de profondeur en (m)	N <sub>0</sub>	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>m</sub>
SC 1	Remblais	2-2.45	20	Refus	Refus	--
	Marne grise	4-4.45	Refus	--	--	--
SC 2	Remblais	2-2.45	20	15	13	28
		4-4.45	Refus	--	--	--
	Argile marneuse brune	6.00-6.45	17	15	25	40
SC 3	Remblais	2-2.45	Refus	--	--	--
		4-4.45	Refus	--	--	--
	Argile marneuse brune	6.00-6.45	Refus	--	--	--
SC 4	Remblais	2-2.45	7	9	15	24
		4-4.45	6	8	10	18
		6.00-6.45	5	7	10	17
	Limons sableux	8.00-8.45	3	5	3	8
		10-10.45	4	2	5	7
		12-12.45	7	8	15	23
		14-14.45	6	3	7	10
16-16.45	4	3	Refus	--		
SC 5	Remblais	2-2.45	10	15	18	33
		4-4.45	8	12	20	32
		6.00-6.45	11	9	17	26
	Limons sableux	8-8.45	4	3	2	5
		10-10.45	3	4	3	7
		12-12.45	2	5	6	11
		14-14.45	3	2	5	7
16-16.45	15	17	25	42		
SC 6	Remblais	2-2.45	15	20	20	40
		4-4.45	20	22	27	49
	Limons sableux	6-6.45	2	3	2	5
		8-8.45	2	4	5	9
	Blocs et graviers	10-10.45	1	3	4	7
Argile marneuse brune	12-12.45	Refus	--	--	--	
SC 7	Remblais	14-14.45	15	20	25	45
		2-2.45	Refus	--	--	--
	4-4.45	Refus	--	--	--	
	Limons sableux	6-6.45	3	5	3	8
		8-8.45	5	8	13	21
Argile marneuse brune	10-10.45	7	11	20	31	
		12-12.45	10	18	22	40

- $N_0$  : Enfouissement initial de 15cm.
- $N_1$  : 1<sup>er</sup> enfouissement de 15 à 30cm.
- $N_2$  : 2<sup>eme</sup> enfouissement de 30 à 45cm.
- $N_m$  : Nombre de coups mesuré.

Les valeurs de  $N_m$  (Nombre de coups mesuré) doivent être corrigées pour tenir compte de l'effet de la profondeur et de l'effet de la nappe d'eau.

Le nombre de coups corrigé est obtenu comme suit :

#### a- Terme en profondeur

Thornburn a montré que pour les faibles profondeurs ( $p_0 \leq 18 \text{ t/m}^2$ ), le nombre de coups réel est plus grand que celui mesuré  $N_m$ .

La valeur  $N_{C1}$  suite à cette première correction peut s'obtenir par la formule suivante :

$$N_{C1} = N_m * 25 / (p_0 + 7) \quad (4.1)$$

Avec :

$N_{C1}$  : Valeur corrigée en tenant compte de la profondeur,

$N_m$  : Valeur mesurée,

$p_0$  : Pression effective des terres au niveau de l'essai ( $p_0$  en  $\text{t/m}^2$ ).

#### b- Terme de la nappe

Lorsque l'essai est réalisé sous la nappe, l'eau augmente la résistance du sol à la pénétration dynamique. Terzaghi et Peck conseillent de faire un rabatement dans le cas où le nombre de coups mesurés  $N_m > 15$ , en utilisant la formule suivante :

$$N_{C2} = 0.5 N_{C1} + 7.5 \quad (4.2)$$

Tableau 4.2: Les valeurs de nombres de coups corrigés de l'essai SPT

N° du sondage	Couche lithologique	Tranches de profondeur en (m)	N <sub>m</sub>	N <sub>c1</sub>	N <sub>c2</sub>
SC 2	Sables grossiers	6-6.45	40	41	28
	Argiles	8-8.45	49	75	45
SC 4	Limons sableux	8-8.45	8	14	14
		10-10.45	7	11	11
		12-12.45	23	33	24
		14-14.45	10	13	13
SC 5	Limons sableux	8-8.45	5	9	9
		10-10.45	7	11	11
		12-12.45	11	16	15
		14-14.45	7	9	9
	Argiles	16-16.45	42	52	33
SC 6	Limons sableux	6-6.45	5	10	10
		8-8.45	9	16	15
		10-10.45	7	11	11
	Argiles	14-14.45	45	49	32
SC 7	Limons sableux	6-6.45	8	8	8
		8-8.45	21	19	17
	Argiles	10-10.45	31	50	32
		12-12.45	40	48	31

Selon Terzaghi et Meyerhof, les sols sont moyennement compacts (valeurs de nombre de coups corrigés N<sub>c2</sub> oscillent entre 9 et 33 coups).

#### 4.3.3. Essai de Pénétration Dynamique

Le pénétromètre dynamique est un essai qui consiste à compter le nombre de coups de moutons N<sub>d</sub> nécessaires pour un enfoncement ΔH constant.

L'essai de pénétration dynamique PDL N°1 réalisé à proximité du sondage carotté SC1, a enregistré un refus à 3.8m de profondeur, du au contact du toit de la couche des marnes schisteuses compactes.

Les essais PDL N°2 , 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10 ont respectivement enregistré des faux refus à 0.8, 1, 0.8, 0.6, 3.8, 0.8, 0.6, 2.4, et 0.8 dus au contact de graviers et de blocs dans la couche de remplissage (Remblais).

Les résultats des essais pénétrométriques sont présentés à l'appendice D.

#### 4.4. Essais de laboratoire

Outre l'investigation expérimentale in-situ, une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques et mécaniques du sol a été réalisée sur des échantillons intacts et remaniés.

##### 4.4.1. Organisation des essais

- Les échantillons prélevés des sondages carottés qui ont été réalisés dans l'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C situé à l'extérieur du port commercial ne s'adaptent pas aux essais classiques de la mécanique des sols, seuls les essais chimiques qui sont réalisés. Trois analyses chimiques des sols pour les échantillons prélevés à 2m de profondeur dans la couche des remblais ; à 4, 12, et à 18m de profondeur dans la couche des marnes schisteuses de couleur grise à noirâtre.
- Les échantillons prélevés des sondages carottés qui sont réalisés dans l'assiette de l'ancienne gare maritime sont soumis au programme de reconnaissance indiqué dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.3: Les essais réalisés et la profondeur de prélèvement

Couches lithologiques	Profondeur de prélèvement des échantillons	Essais réalisés
Remblais	2m	Analyses chimiques des sols
Limons sableux	SC 4 : 10.20-11m	Mesures de densités NF P94-064
	SC 4 : 15-15.50m	Mesures de teneur en eau naturelle
	SC 5 : 9.20-9.50m	Mesure de la teneur en eau NF P94-065
	SC 6 : 9.70-10.20m	Limites d'Atterberg NF P94-051
	SC 7 : 8.30-8.70m	Granulométrie NF P94-057
Argiles brunes	SC 6 : 13.50-13.90m	Oedomètre NF P94-090
	SC 6 : 14.35-14.80m	Cisaillement NF P94- 071.2
Eau de la nappe	SC 5 : 1.8m	Analyses chimiques des eaux
	SC 6 : 2m	
	SC 7 : à 2m	

##### 4.4.2. Interprétation des résultats

###### 4.4.2.1. Paramètres physiques

Les paramètres physiques (Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation) de notre sol sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.4: Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation des échantillons

Echantillons	Teneur en eau $W_m(\%)$	Densité sèche ( $t/m^3$ )	Degré de saturation (%)
SC 4 : 10.20-11m	31.35	1.44	98.66
SC 4 : 15-15.50m	22.72	1.72	97.62
SC 7 : 8.30-8.70m	12.78	1.90	84.31
SC 5 : 9.20-9.50m	27.62	1.49	91.79
SC 6 : 9.70-10.20m	26.78	1.50	91.25
SC 5 : 13.50-13.90m	26.21	1.41	90.03
SC 6 : 14.35-14.80m	22.95	1.61	91.83

- Les valeurs de la densité sèche montrent que les sols du site sont peu denses à denses (variation de la cohésion).
- Les sols sont proches de la saturation ( $84\% < S_r < 99\%$ ).

#### A- Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à  $80 \mu m$  et par sédimentométrie pour les grains les plus fins. Les résultats sont exprimés sous forme de courbes appelées "courbes granulométriques" qui donnent le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieur à chaque diamètre.

Les deux figures 4.3 et 4.4 représentent respectivement le matériel utilisé pour l'essai de granulométrie par tamisage et par sédimentométrie.



Figure 4.3: Granulométrie par tamisage (série de tamis)



Figure 4.4: Granulométrie par sédimentométrie (éprouvette et agitateur)

L'analyse granulométrique fait apparaître les pourcentages dimensionnels indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.5: Nature lithologique des échantillons d'après le pourcentage dimensionnel

Echantillons	Fractions granulaires des échantillons				Nature lithologique des échantillons
	Argiles $\Phi < 2\mu\text{m}$	Limons $2\mu\text{m} < \Phi < 63\mu\text{m}$	Sables $63\mu\text{m} < \Phi < 2\text{mm}$	Graviers $2\text{mm} < \Phi < 63\text{mm}$	
SC 4 :10.20-11m	23	61	15	1	Limons argileux
SC 4 :15-15.50m	22	56	21	1	
SC 5 :9.20-9.50m	22	45	32	1	Limons argileux
SC 6 :9.70-10.20m	25	43	30	2	
SC 6 :13.50-13.90m	13	25	60	2	Sables limoneux
SC 6 :14.35-14.80m	25	61	12	2	Limons argileux
SC 7 :8.30-8.70m	32	43	19	6	Argiles limoneuses

Ces résultats indiquent que les sols du site sont constitués essentiellement par des limons argileux de classe F.

### B- Plasticité

Compte tenu de leur structure, les argiles (fraction fine) ont la propriété d'absorber l'eau ou se dessécher, ceci en fonction des conditions d'humidité auxquelles elles sont soumises, et passent ainsi d'un état à un autre. Les limites d'Atterberg, ont pour but de définir les teneurs en eau (exprimées en %) correspondant aux limites des différents états :

- Limite de liquidité: Sépare l'état liquide de l'état plastique (noté  $W_L$ ).
- Limite de plasticité: Sépare l'état plastique de l'état solide (noté  $W_p$ ).
- Indice de plasticité: Il permet de déterminer le degré de plasticité d'un matériau.



Figure 4.5: Essai de limite d'Atterberg

Les résultats des limites d'Atterberg réalisés sur la fraction des inférieurs à 0.4 mm, ont donné les résultats regroupés dans le tableau 4.6 :

Tableau 4.1: Les valeurs des limites d'Atterberg

Echantillons	Limite de liquidité $W_L$ (%)	Limite de plasticité $W_p$ (%)	Indice de plasticité $I_p$ (%)	Indice de consistance	Classification sur le diagramme de Casagrande
SC 4 :10.20-11m	47.52	22.60	24.90	0.65	Argiles peu plastiques de classe Ap
SC 4 :15-15.50m	39.15	18.13	21.00	0.78	
SC 7 :8.30-8.70m	39.83	18.70	21.10	1.28	
SC 5 :9.20-9.50m	67.77	32.55	35.20	1.14	Argiles très plastiques de classe At
SC 6 :9.70-10.20m	43.69	21.24	22.40	0.75	Argiles peu plastiques de classe Ap
SC 6 :13.5-13.90m	67.77	32.55	35.20	1.18	Argiles très plastiques de classe At
SC 6 :14.35-14.80m	65.99	31.32	34.60	1.24	

Les valeurs de limites de liquidité  $W_L$ , et de l'indice de plasticité  $I_p$  reportées sur le diagramme de Casagrande indiquent que la fraction argileuse des sols est essentiellement :

\* peu plastique de classe Ap pour les sondages carottés 4, 6 et 7;

\* très plastique de classe At pour le sondage 6 à la profondeur de 10m, et 13-14m, et du sondage carotté 5 à 9m de profondeur.

Les résultats des essais physiques sont présentés à l'appendice E.

#### 4.4.2.2. Caractéristiques mécaniques

##### A- Cisaillement a la boite

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante, c'est-à-dire la pression maximale que ce sol peut supporter sans se rompre.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement à la boite (appelé aussi essai de cisaillement rectiligne ou essai de cisaillement direct) (Figure 4.6)



*Figure 4.6: L'appareil de cisaillement direct*

Les essais de cisaillement non consolidé, non drainé à la boite de Casagrande (essais UU) ont donné les caractéristiques insérés dans le tableau 4.7 :

Tableau 4.7: Résultats des essais de cisaillement  $C$  ;  $\varphi$ 

Echantillons	Cohésion en (bar)	Angle de frottement en ( $^{\circ}$ )
SC 4 :10.20-11m	0.728	12
SC 4 :15-15.50m	0.603	11
SC 5 :9.20-9.50m	0.380	26
SC 6 :13.50-13.90m	0.384	26
SC 6 :14.35-14.80m	0.333	28

- Les valeurs de la cohésion interne apparente du sol  $C_u$  varient de 0.3 à 0.7 bar, ces sols sont moyennement consistants à consistants.
- Les valeurs de  $C$  et de  $\varphi$  seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais de laboratoire.

Dans notre cas, nous avons réalisé des essais de cisaillement de type consolidé drainé (CD). Les valeurs des caractéristiques mécaniques effectives  $C$  et  $\varphi$  sont récapitulées dans le tableau 4.7.

- **Etat de compressibilité des sols**

- Les sols sous-consolidés sont généralement inconstructibles, car ils sont très compressibles et continuent de se déformer même en l'absence de surcharges.
- Les sols normalement consolidés sont compressibles lorsqu'ils sont chargés ; leur compressibilité est d'autant plus importante que le coefficient de compressibilité  $C_c$  est élevé.

On peut donner les appréciations suivantes :

- $C_c < 0,020$  sol incompressible ;
- $0,020 < C_c < 0,050$  sol très peu compressible ;
- $0,050 < C_c < 0,100$  sol peu compressible ;
- $0,100 < C_c < 0,200$  sol moyennement compressible ;
- $0,200 < C_c < 0,300$  sol assez fortement compressible ;
- $0,300 < C_c < 0,500$  sol très compressible ;
- $C_c > 0,500$  sol extrêmement compressible.

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre (Figure 4.7). Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.



Figure 4.7: L'oedomètre (appareil pour essai de compressibilité)

Les caractéristiques de la compressibilité à l'odomètre obtenues sont insérées dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8: Caractéristiques de la compressibilité à l'odomètre

Echantillons	Caractéristiques de la compressibilité à l'odomètre		
	Pression de pré consolidation $P_c$	Coefficient de compressibilité $C_c$	Coefficient de gonflement $C_g$
SC 4 :10.20-11m	0.44	0.18	0.05
SC 4 :15-15.50m	0.93	0.15	0.04
SC 7 :8.30-8.70m	0.93	0.20	0.05
SC 5 :9.20-9.50m	2.34	0.20	0.05
SC 6 :9.70-10.20m	1.27	0.21	0.06
SC 6 :13.50-13.90m	2.34	0.20	0.05
SC 6 :14.35-14.80m	2.74	0.24	0.05

Ces échantillons indiquent des sols moyennement compressibles ( $0.1 < C_c < 0.2$ ) et gonflants.

Les résultats des essais mécaniques sont présentés à l'appendice F.

#### 4.4.2.3. Analyses chimiques

##### A- Analyses chimiques des sols

Les résultats des analyses chimiques sommaires sont insérés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9: Résultats des analyses chimiques

Localisation	Echantillons	Teneur en % par rapport au mat. SEC			Teneur en anions de sulfate $so^{4-}$
		Insolubles (%)	Carbonates (%)	Gipses $Ca SO_4 2H_2O$	
Assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C	SC 1 à 4.00m	57.07	37.77	0.922	0.514
	SC 2 à 12.00m	74.42	11.85	0.00	0.00
	SC 3 à 2.00m	64.73	28.14	0.00	0.00
Assiette de l'ancienne gare maritime	SC 4 à 10-11m	65.17	30.37	0.00	0.00
	SC 5 à 2.00m	46.39	43.70	0.00	0.00
	SC 6 à 14.35-14.8	55.57	35.29	0.00	0.00

- La teneur en ions de sulfates de l'échantillon prélevé à 4m de profondeur du sondage carotté dans l'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C est de 0.514%, le sol est faiblement agressif « A ».

- Les sols de l'assiette de l'ancienne gare maritime sont dépourvus de sulfates ( $\% SO_4^-$  est nul) : ils ne sont pas agressif vis-à-vis du béton de fondations.

- **Eau de la nappe**

Les résultats des analyses chimiques des échantillons d'eaux prélevés des sondages carottés 1, 2, 3, et 4 sont insérés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.10: Résultats des analyses chimiques des échantillons d'eaux

Désignation	Teneurs exprimés en mg/l		
	SC 5 à 1.8m	SC 6 à 2.5m	SC 7 à 2m
PH	6.9	8.20	8.10
Matières en suspension	2.5	2.69	10.24
Résidu sec	2.32	2.22	12.65
Matière organique	Néant	Néant	Traces
Calcium ( $Ca^{++}$ )	104.20	96.192	15.8
Magnésium $Mg^{++}$	152.31	865.7	30
Sulfates $SO_4^{--}$	88.06	43.33	27.36
Chlorures $CL^-$	5494.44	2176.86	822.89

La teneur en ions de sulfates est de l'ordre de 27 à 88 mg/l, et la teneur en ions de chlorures est élevée (5494,44 mg/l).

Les résultats des essais chimiques sont présentés à l'appendice G.

#### 4.5. Conclusion

Le site est constitué essentiellement par des remblais en surface dont l'épaisseur varie de 4 à 7m, des limons sableux, des argiles de couleur beige, et par un substratum de marnes schisteuses de couleur grise.

Le substratum marneux apparaît à partir de 7 à 9m dans l'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C, et à partir de 17 à 18m dans l'assiette de l'ancienne gare maritime.

Les valeurs de nombre de coups corrigées  $N_{C2}$  des essais SPT oscillent entre 9 et 33, Les sols sont moyennement compacts.

La teneur en ions sulfate de l'échantillon prélevé à 4m du sondage carotté N°1 dans l'assiette de l'ex-siège de la S.N.M.C est de 0.514%, le sol est faiblement agressif « A1 ».

Les sols du site ainsi que l'eau renferment des chlorures et des sulfates. L'utilisation d'un ciment résistant aux sulfates est recommandée.

Selon le DTR- BE 1.2 les formations du site peuvent appartenir au terrain moyennement compact de classe B, et les travaux de terrassements s'effectueront au moyen d'une pelle mécanique.

Selon le Règlement Parasismiques Algérien (RPA-2003), la région de Béjaia est située dans la zone de moyenne sismicité (Z.II.A). Il y'a lieu d'en tenir compte dans la conception de l'ouvrage.

## 5. ETUDE DE FONDATIONS

### 5.1. Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la super structure. Pour cela, le sol de fondation doit pouvoir supporter la charge de la structure en assurant de respecter le seuil limite des tassements admissibles. Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, on est en présence de fondation superficielle. Le recours aux fondations profondes n'est engagé que si les fondations superficielles ne sont pas en mesure de résister à la charge des ouvrages.

Dans ce chapitre, nous proposons de développer cette démarche de calcul des fondations adaptées au projet étudié.

### 5.2. Evaluation du risque de liquéfaction

Afin d'évaluer le risque de liquéfaction d'un site donné, il est nécessaire de suivre les étapes résumées sur l'organigramme suivant :

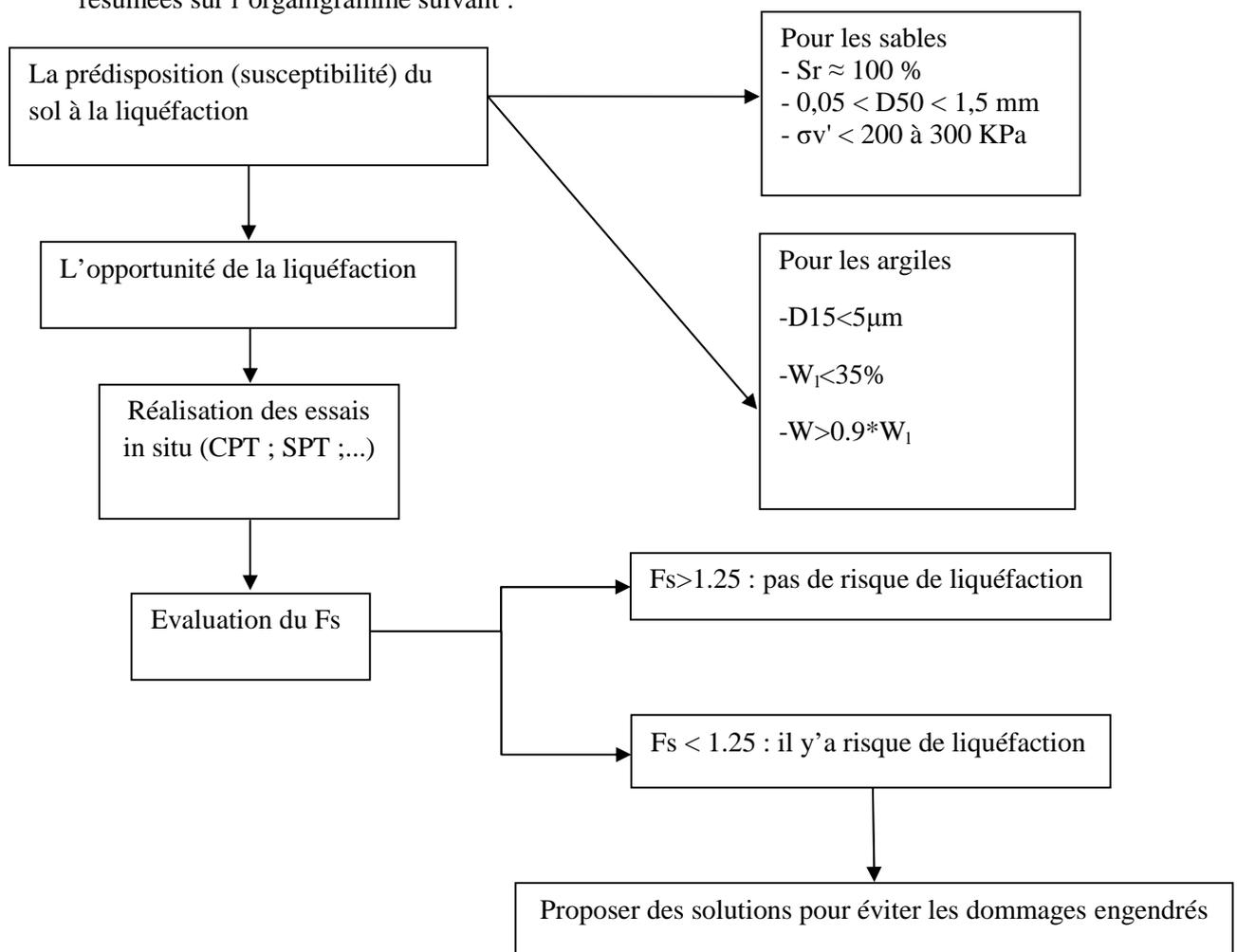


Figure 5.1: Organigramme pour l'évaluation du risque de liquéfaction

Tableau 5.1: Tableau de vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction

N° sondage	Sr 100%	D15<5µm	W <sub>1</sub> < 35%	W > 0.9*W <sub>1</sub>	Risque de liquéfaction
4	Oui	Non	Non	Non	Non
5	Oui	Non	Non	Non	Non
6	Oui	Non	Non	Non	Non
7	Oui	Non	Non	Non	Non

### 5.3. Etude de l'homogénéité du sol

L'étude de l'homogénéité du sol se fait vis-à-vis des caractéristiques physiques et mécaniques du sol, nous allons étudier l'homogénéité du sol des blocs administratifs.

#### 5.3.1. Caractéristiques mécaniques C et φ

##### ❶ L'angle de frottement φ :

$$\varphi_m = \frac{\varphi_i}{n} = 20.6^\circ$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(\varphi_i - \varphi_m)^2}{n-1}} = 8.35$$

$$\text{Le coefficient de variation : } C_v = \frac{SD}{\varphi_m} \rightarrow C_v = \frac{8.35}{20.6} = 0.41 \rightarrow C_v = 41\%$$

$C_v > \varepsilon = 10\%$ , donc le sol n'est pas homogène vis-à-vis de l'angle de frottement φ.

##### La cohésion C :

$$C_m = \frac{\sum c_i}{n} = 48.6 \text{ KPa}$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(C_i - C_m)^2}{n-1}} = 16.28 \text{ KPa}$$

$$\text{Le coefficient de variation : } C_v = \frac{SD}{C_m} \rightarrow C_v = \frac{16.28}{48.6} = 0.33 \rightarrow C_v = 33\%$$

$C_v > \varepsilon = 10\%$ , donc le sol n'est pas homogène vis-à-vis de la cohésion C.

#### 5.3.2. Les caractéristiques physiques γ<sub>d</sub>, γ<sub>h</sub> et γ'

$$\gamma_h = \frac{\sum \gamma_h}{n} = \frac{18.9+21.1+19+19.1+19.09+19.8}{6} \rightarrow \gamma_h = 19.50 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_d = \frac{\sum \gamma_d}{n} = \frac{14.4+17.2+14.9+14.1+15+16.1}{6} \rightarrow \gamma_d = 15.28 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_d \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) = 15.28 \left(1 - \frac{10}{27}\right) \rightarrow \gamma' = 9.62 \text{ KN/m}^3$$

### 5.4. Charges de calcul

Les charges utilisées pour le calcul de la capacité portante des deux ouvrages la gare maritime et les blocs administratifs sont les résultats de l'étude de Génie-Civil (Calcul Structure). Ces charges sont calculées à l'ELU et à l'ELS :

❖ **Gare maritime :**

- Effort transmis au sol à l'ELU:  $N_U = 237709$  KN.
- Effort transmis au sol à l'ELS:  $N_S = 171313,9$  KN.

❖ **Blocs administratifs:**

- Effort transmis au sol à l'ELU:  $N_U = 177428.90$  KN.
- Effort transmis au sol à l'ELS:  $N_S = 128580.40$  KN.

### 5.5. Fondations superficielles

Après avoir défini dans le chapitre précédent les caractéristiques physiques et mécaniques des principales couches du sol, on va procéder dans ce qui suit au dimensionnement des fondations de l'ouvrage, vis-à-vis de la capacité portante et du tassement, en se basant sur les résultats des essais in situ.

#### 5.5.1. Calcul de la capacité portante

Le calcul de la capacité portante à partir de l'essai SPT se fait comme suit :

$$q_{adm} = \begin{cases} 12N_{SPT}^e * K_d & \text{si } B < 1.2\text{m} \\ 8N_{SPT}^e * K_d * \left(1 + \frac{0.3}{B}\right)^2 & \text{si } B \geq 1.2\text{m} \end{cases} \quad (5.1)$$

$$K_d = \begin{cases} 1 + 0.33 * \frac{D}{B} & \text{si } D/B < 1 \\ 1.33 & \text{si } D/B > 1 \end{cases} \quad (5.2)$$

$K_d$  : est un facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur.

$$N_{SPT}^e = \frac{\sum N_{spt}^i}{N_z} \quad (5.3)$$

$N_z$  : nombre de la zone utile.

La Zone utile est défini par le domaine suivant :

-[D-0.5\*B ; D+2B] cas d'une semelle isolée ;

-[D ; D+ $\frac{3B}{2}$ ] cas d'un radier.

❖ **Capacité portante de la gare maritime :****Sondage N° 02****a. Semelle isolée :**

On prend  $B = L = 2\text{ m}$  ;  $D = 1.5\text{ m}$

La zone utile  $[0.5 ; 5.5]$ ,  $N_{\text{SPT}}^e = 49$

$$K_d = 1 + 0.33 * \frac{D}{B} = 1.247$$

$$q_{\text{adm}} = 8N_{\text{SPT}}^e * K_d * \left(1 + \frac{0.3}{B}\right)^2 = 450.62 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{\text{adm}}}{2} \rightarrow q_{\text{adm}} = 225.31 \text{ KPa}$

$$q_{\text{ouvr}} = 59464.75 \text{ KPa}$$

$q_{\text{ouvr}} > q_{\text{adm}}$  donc la capacité portante n'est pas vérifiée.

$q_{\text{ouvr}} > q_{\text{adm}}$  , donc une fondation de 2m de côté et une fiche de 1.5m ne vérifie pas la capacité portante du sol, alors on passe au radier.

**b. Cas du radier :**

- On prend  $B = 40\text{ m}$  ;  $D = 1.5\text{ m}$  et  $S_{\text{rad}} = 1540 \text{ m}^2$

- Le substratum se trouve à 9m de profondeur par rapport au terrain naturel initial d'où la zone outil :  $[1.5 ; 9]$ .

$$- K_d = 1 + 0.33 * \frac{D}{B} \rightarrow K_d = 1.012$$

$$N_{\text{SPT}}^e = 49$$

$$q_{\text{adm}} = 8N_{\text{SPT}}^e * K_d * \left(1 + \frac{0.3}{B}\right)^2 \rightarrow q_{\text{adm}} = 402.68 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{\text{adm}}}{2} \rightarrow q_{\text{adm}} = 201.34 \text{ KPa}$

$$q_{\text{ouvr}} = 191.85 \text{ KPa.}$$

$q_{\text{ouvr}} < q_{\text{adm}}$  donc la capacité portante est vérifiée, le calcul du tassement se fait dans le paragraphe 5.6.2.

❖ **Capacité portante des blocs administratifs :****a. Semelle isolée :**

-  $B = L = 2\text{ m}$  ;  $D = 1.5\text{ m}$

- La zone utile  $[0.5 ; 5.5]$

$$- K_d = 1 + 0.33 * \frac{D}{B} = 1.247$$

$$-q_{\text{ouvr}} = \frac{177428.9}{2^2} + 25 * 1.5 \rightarrow q_{\text{ouvr}} = 44394.73 \text{ KPa}$$

- **Sondage N° 04 :**

$$N_{\text{SPT}}^e = 12,67$$

$$q_{\text{adm}} = 8N_{\text{SPT}}^e * K_d * \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 = 167.16 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{\text{adm}}}{2} \rightarrow q_{\text{adm}} = 83.58 \text{ KPa}$

$q_{\text{ouvr}} > q_{\text{adm}} \rightarrow$  la capacité portante n'est pas vérifiée.

- **Sondage N° 05 :**

$$N_{\text{SPT}}^e = 7,67$$

$$q_{\text{adm}} = 8N_{\text{SPT}}^e * K_d * \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 = 101.19 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{\text{adm}}}{2} \rightarrow q_{\text{adm}} = 50.60 \text{ KPa}$

$q_{\text{ouvr}} > q_{\text{adm}} \rightarrow$  la capacité portante n'est pas vérifiée.

- **Sondage N° 06 :**

$$N_{\text{SPT}}^e = 7$$

$$q_{\text{adm}} = 8N_{\text{SPT}}^e * K_d * \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 = 92.35 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{\text{adm}}}{2} \rightarrow q_{\text{adm}} = 46.18 \text{ KPa}$

$q_{\text{ouvr}} > q_{\text{adm}} \rightarrow$  la capacité portante n'est pas vérifiée.

$q_{\text{ouvr}} > q_{\text{adm}}$ , donc une fondation de 2m de côté et une fiche de 1.5m ne vérifie pas la capacité portante du sol, alors on passe au radier.

**b. Cas du radier :**

- On prend  $B = 40\text{m}$  ;  $D = 1.5\text{m}$ ,  $S_{\text{radier}} = 1960\text{m}^2$

- Le substratum se trouve à 9m de profondeur par rapport au terrain naturel initial d'où la zone outil : [1.5 ; 18].

$$- K_d = 1 + 0.33 * \frac{D}{B} \rightarrow K_d = 1.012$$

$$- q_{\text{ouvr}} = \frac{177428.90}{1960} + 25 * 1.5 \rightarrow q_{\text{ouvr}} = 128.02 \text{ KPa}$$

- **Sondage N° 04 :**

$$N_{SPT}^e = 12$$

$$q_{adm} = 8N_{SPT}^e * K_d * \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 = 98.61 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{adm}}{2} \rightarrow q_{adm} = 49.31 \text{ KPa}$

$q_{ouvr} > q_{adm} \rightarrow$  la capacité portante n'est pas vérifiée.

- **Sondage N° 05 :**

$$N_{SPT}^e = 14.4$$

$$q_{adm} = 8N_{SPT}^e * K_d * \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 = 118.34 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{adm}}{2} \rightarrow q_{adm} = 59.17 \text{ KPa}$

$q_{ouvr} > q_{adm} \rightarrow$  la capacité portante n'est pas vérifiée.

- **Sondage N° 06 :**

$$N_{SPT}^e = 16.5$$

$$q_{adm} = 8N_{SPT}^e * K_d * \left(1 + \frac{0,3}{B}\right)^2 = 135.60 \text{ KPa}$$

La nappe en surface, donc :  $\frac{q_{adm}}{2} \rightarrow q_{adm} = 67.80 \text{ KPa}$

$q_{ouvr} > q_{adm} \rightarrow$  la capacité portante n'est pas vérifiée.

$q_{ouvr} > q_{adm}$  , donc le radier de 40m de côté et une fiche de 1.5m ne vérifie pas la capacité portante du sol, alors on passe au fondations profondes (pieux).

**5.5.2. Calcul de tassement**

Par raison de manque de données des sondages N°1 et N°2 (remaniement des échantillons) on propose de prendre le sondage le plus proche (sondage N°7) pour le calcul du tassement de la gare maritime.

Le calcul du tassement par biais de l'essai de pénétration standard repose sur la méthode de Burland –Burbridge, il s'agit d'une méthode empirique. Dans notre cas, on veut calculer le tassement sous radier de coté 40m avec une fiche de 1.5m. Le tassement d'une fondation superficielle est calculé en millimètre par l'expression suivant [1] :

$$S = F_s F_1 F_t I_c \left(q - \frac{2}{3} \sigma'_{v_0}\right) B^{0,7} \quad (5.4)$$

$F_s$  : Facteur de forme de la fondation.

$F_1$ : Facteur de l'épaisseur de la couche.

$F_t$  : Facteur de tassement par fluage.

$I_C$ : L'indice de compressibilité donné empiriquement.

$q$  : Pression moyenne effective agissant sur la fondation.

$\sigma'_{v_0}$ : Contrainte effective.

$$F_s = \left(\frac{5L}{4B}\right)^2 \times \frac{1}{\left(\frac{L}{B} + 0,25\right)^2} \quad (5.5)$$

Si semelle carré:  $F_s = 1$

$$F_1 = \begin{cases} 1 & \text{Si } H > Z_i \\ \frac{H}{Z_i} \left(2 - \frac{H}{Z_i}\right) & \text{Si } H < Z_i \end{cases} \quad (5.6)$$

$Z_i$  : Profondeur d'influence.

$$Z_i = \begin{cases} B^{3/4} & \text{Si } N_{SPT} \text{ est constante et augmente avec le profondeur} \\ \min(2B; h) & \text{Si } N_{SPT} \text{ diminue avec le profondeur } Z \end{cases} \quad (5.7)$$

$h$  : Épaisseur de la zone utile de tassement

$$F_t = \begin{cases} 1 & \text{Si } t = 0 \\ 1 + R_3 + R \cdot \log_{10}\left(\frac{t}{3}\right) & \text{Si } t \geq 3 \text{ ans} \\ 1 + R_3 & \text{Si } t \leq 3 \text{ ans} \end{cases} \quad (5.8)$$

$R_3$  : Facteur tenant compte du tassement au cours des trois premières années.

$$R_3: \begin{cases} 0,3 & \text{Charge statique} \\ 0,7 & \text{Charge répétées} \end{cases}$$

$R$ : rapport du fluage

$$R: \begin{cases} 0,2 & \text{Charge statique} \\ 0,8 & \text{Charge répétées} \end{cases}$$

$$I_C = \frac{1,7}{N^{1,4}}$$

$N_{SPT}$  : Moyenne arithmétique des nombres  $N$  mesuré au SPT sur la profondeur d'influence  $Z_i$  dans la  $[D; D+ Z_i]$ .

$$\sigma'_{v_0} = \gamma' * D = 10 * 1,5 \rightarrow \sigma'_{v_0} = 15 \text{ KN/m}^3$$

$$F_s = 1,21$$

$$Z_i = B^{3/4} \rightarrow Z_i = 15,9 \text{ m}$$

$$F_1 = 0,86 ; F_t = 1 ; I_C = 0,022 ;$$

$$q = q_{rad} / S_{rad} = 88353,8 / 1540 \rightarrow q = 57,37 \text{ KPa}$$

$$S = 1.21 * 0.86 * 1 * 0.022 * \left(57.37 - \frac{2}{3}15\right) 40^{0.7} \rightarrow S = 14.34 \text{ mm}; 14.34 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$$

D'où le tassement est vérifié.

## 5.6. Fondations profondes (pieux)

Pour les cas où la fondation superficielle ne vérifie pas les conditions de résistance, la démarche de conception impose de passer à l'étude de l'option des fondations profondes. Nous présentons dans ce qui suit les calculs et vérifications effectués.

### 5.6.1. Calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT

L'évaluation de la capacité portante d'un pieu foré, selon Meyerhof (1976) est donnée par la relation basée sur le nombre de coups  $N_{SPT}$ .

Dans le calcul des fondations profondes (pieux), nous allons prendre trois fiches et trois diamètres. Les fiches sont égales à  $D=17\text{m}$ ,  $18\text{m}$  et  $19\text{m}$ , et les diamètres  $B=0.80\text{m}$ ,  $1.00\text{m}$  et  $1.20\text{m}$ . La charge verticale limite est donnée par la relation suivante :

$$Q_i = Q_p + Q_s \quad (5.9)$$

- L'effort de pointe est donné par :

$$Q_p = m * N_{SPT}^e * A_p \quad (5.10)$$

$m$  : Facteur de portance latérale, il a la dimension d'une contrainte.

$m = 0.40 \text{ MPa}$  pour un pieu battu ;

$m = 0.12 \text{ MPa}$  pour un pieu foré.

$N_{SPT}^e$  : moyenne arithmétique de  $N_{SPT}$  le long du pieu dans  $[D-8B, D+3B]$  ;

$A_p$  : Surface de la pointe.

- L'effort dû au frottement latéral est donné par :

$$Q_s = n * N_s * D * p \quad (5.11)$$

$n$  : Facteur de frottement latéral, il a la dimension d'une contrainte.

$n = 2.00 \text{ KPa}$  pour un pieu battu ;

$n = 1.00 \text{ KPa}$  pour un pieu foré.

$N_s$  : moyenne arithmétique de  $N_{SPT}$  le long du pieu dans  $[0, D]$  ;

$p$  : Périmètre du pieu.

- La force critique est donnée par :

$$Q_c = 0.5 * Q_p + 0.7 * Q_s \quad (5.12)$$

Pour le pieu foré, nous avons choisit  $n = 1$  KPa et  $m = 120$  KPa.

### 1. Ouvrage 1: Gare maritime

Le calcul se fait pour le sondage N°2.

#### ❖ Sondage N°2

Tableau 5.2: La capacité portante des pieux pour le sondage N°2

D (m)	B (m)	N <sub>SPT</sub> <sup>e</sup>	N <sub>s</sub>	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	p(m)	Q <sub>p</sub> (KN)	Q <sub>s</sub> (KN)	Q <sub>l</sub> (KN)	Q <sub>c</sub> (KN)
11.5	0.8	44.5	39	0.502	2.512	2682.82	1126.63	3809.45	2138.05
	1.0	44.5	39	0.785	3.14	4191.9	1408.29	5600.19	3081.75
	1.2	44.5	39	1.13	3.768	6036.34	1689.95	7726.29	4201.13

### 2. Ouvrage 2: Blocs administratifs

Le calcul se fait pour les trois sondages des blocs administratifs, le sondage N°4, N°5 et N°6.

#### ❖ Sondage N°4

Tableau 5.3: La capacité portante des pieux pour le sondage N°4

D (m)	B (m)	N <sub>SPT</sub> <sup>e</sup>	N <sub>s</sub>	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	p(m)	Q <sub>p</sub> (KN)	Q <sub>s</sub> (KN)	Q <sub>l</sub> (KN)	Q <sub>c</sub> (KN)
17	0.8	18.5	15.5	0.502	2.512	1114.44	661.91	1776.35	1020.56
	1.0	16	15.5	0.785	3.14	1507.20	827.39	2334.59	1332.77
	1.2	15.5	15.5	1.13	3.768	2101.80	992.87	3094.67	1745.91
18	0.8	18.5	15.5	0.502	2.512	1114.44	700.85	1815.29	1047.82
	1.0	16	15.5	0.785	3.14	1507.20	876.06	2383.26	1366.84
	1.2	15.5	15.5	1.13	3.768	2101.80	1051.27	3153.07	1786.79
19	0.8	13	15.5	0.502	2.51	783.12	739.78	1522.90	909.41
	1.0	18.5	15.5	0.785	3.14	1742.70	924.73	2667.43	1518.66
	1.2	16	15.5	1.13	3.768	2169.60	1109.68	3279.28	1861.58

❖ *Sondage N°5*

Tableau 5.4: La capacité portante des pieux pour le sondage N°5

D (m)	B (m)	N <sub>SPT</sub> <sup>e</sup>	N <sub>s</sub>	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	p(m)	Q <sub>p</sub> (KN)	Q <sub>s</sub> (KN)	Q <sub>i</sub> (KN)	Q <sub>c</sub> (KN)
17	0.8	19	15.4	0.502	2.512	1144.56	657.64	1820.20	1032.63
	1.0	17	15.4	0.785	3.14	1601.40	822.05	2423.45	1376.14
	1.2	15.4	15.4	1.13	3.768	2088.24	986.46	3074.70	1734.64
18	0.8	19	15.4	0.502	2.512	1144.56	696.33	1840.89	1059.71
	1.0	17	15.4	0.785	3.14	1601.40	870.41	2471.81	1409.99
	1.2	15.4	15.4	1.13	3.768	2088.24	1044.49	3132.73	1775.26
19	0.8	21	15.4	0.502	2.51	1265.04	735.01	2000.05	1147.03
	1.0	19	15.4	0.785	3.14	1789.80	918.76	2520.16	1538.03
	1.2	17	15.4	1.13	3.768	2305.20	1102.52	3407.72	1924.36

❖ *Sondage N°6*

0: La capacité portante des pieux pour le sondage N°6

D (m)	B (m)	N <sub>SPT</sub> <sup>e</sup>	N <sub>s</sub>	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	p(m)	Q <sub>p</sub> (KN)	Q <sub>s</sub> (KN)	Q <sub>i</sub> (KN)	Q <sub>c</sub> (KN)
17	0.8	32	17	0.502	2.512	1927.68	725.97	2653.65	1472.02
	1.0	21.5	17	0.785	3.14	2025.30	907.46	2932.76	1647.87
	1.2	19.33	17	1.13	3.768	2621.15	1088.95	3710.10	2072.84
18	0.8	32	17	0.502	2.512	1927.68	768.67	2696.35	1501.91
	1.0	21.5	17	0.785	3.14	2025.30	960.84	2986.14	1685.24
	1.2	19.33	17	1.13	3.768	2621.15	1153.01	3774.16	2117.68
19	0.8	32	17	0.502	2.51	1927.68	811.68	2739.06	1531.81
	1.0	32	17	0.785	3.14	3014.40	1014.22	4028.62	2217.15
	1.2	21.5	17	1.13	3.768	2915.40	1217.06	4132.46	2309.64

Le nombre de pieux ainsi que le volume du béton concernant la gare maritime et les blocs administratifs sont données par les tableaux suivants :

Tableau 5.6: Nombre de pieux de la gare maritime

N°	B (m)	ELU		ELS		Nombre de pieux	Volume du béton (m <sup>3</sup> )
		0.71Q <sub>l</sub>	0.83Q <sub>l</sub>	0.91Q <sub>c</sub>	0.71Q <sub>c</sub>		
SC 2	0.8	2704.71	3161.64	1945.63	1518.02	88	508.43
	1.0	3976.13	4648.16	2804.39	2188.04	60	541.65
	1.2	5485.67	6412.82	3823.03	2982.80	44	532.98

Tableau 5.7: Nombre de pieux des blocs administratifs pour D=17m

N°	B (m)	ELU		ELS		Nombre de pieux	Volume du béton (m <sup>3</sup> )
		0.71Q <sub>l</sub>	0.83Q <sub>l</sub>	0.91Q <sub>c</sub>	0.71Q <sub>c</sub>		
SC 4	0.8	1261.21	1474.37	928.71	724.59	141	1204.25
	1.0	1657.56	1937.71	1212.82	946.27	108	1441.26
	1.2	2197.22	2568.58	1588.78	1239.59	81	1556.56
SC 5	0.8	1279.56	1495.83	1032.63	733.16	139	1187.17
	1.0	1720.65	2011.46	1252.29	977.05	104	1387.88
	1.2	2183.04	2552.00	1578.52	1231.58	82	1575.78
SC 6	0.8	1884.09	2202.53	1339.54	1045.15	95	811.38
	1.0	2082.26	2434.19	1499.56	1169.98	86	1147.67
	1.2	2634.17	3079.38	1886.28	1471.71	68	1306.74

Tableau 5.8: Nombre de pieux des blocs administratifs pour  $D=18m$ 

N°	B (m)	ELU		ELS		Nombre de pieux	Volume du béton (m <sup>3</sup> )
		0.71Q <sub>1</sub>	0.83Q <sub>1</sub>	0.91Q <sub>c</sub>	0.71Q <sub>c</sub>		
SC 4	0.8	1288.86	1506.69	953.52	743.95	138	1247.96
	1.0	1692.11	1978.11	1243.82	970.46	105	1483.65
	1.2	2238.68	2617.05	1625.98	1268.62	80	1627.78
SC 5	0.8	1307.03	1527.94	964.34	752.39	136	1229.88
	1.0	1754.98	2051.60	1283.09	1001.09	102	1441.26
	1.2	2224.24	2600.17	1645.49	1260.43	80	1627.78
SC 6	0.8	1914.41	2237.97	1366.74	1066.36	93	841.02
	1.0	2120.16	2478.49	1533.57	1196.52	84	1186.92
	1.2	2679.65	3132.55	1927.09	1503.55	67	1363.26

Tableau 5.9: Nombre de pieux des blocs administratifs pour  $D=19m$ 

N°	B (m)	ELU		ELS		Nombre de pieux	Volume du béton (m <sup>3</sup> )
		0.71Q <sub>1</sub>	0.83Q <sub>1</sub>	0.91Q <sub>c</sub>	0.71Q <sub>c</sub>		
SC 4	0.8	1081.26	1264.01	827.56	645.68	165	1575.02
	1.0	1893.87	2213.97	1381.98	1078.25	94	1402.01
	1.2	2328.29	2721.80	1694.04	1321.72	77	1653.78
SC 5	0.8	1420.04	1666.04	1043.79	831.39	125	1193.20
	1.0	1789.31	2091.73	1399.61	1092.00	100	1491.50
	1.2	2419.48	2828.41	1751.17	1366.29	74	1589.34
SC 6	0.8	1944.73	2273.42	1393.95	1087.58	92	878.19
	1.0	2860.32	3343.75	2017.61	1574.18	63	939.65
	1.2	2934.05	3427.94	2101.77	1639.84	61	1310.13

D'après le tableau 5.6, le nombre de pieux à retenir est égal à 44 pieux. Vu que la gare maritime est constituée de deux blocs, donc le nombre total de pieux nécessaire sera égal à 88 pieux de diamètre  $B=1.2m$  et une fiche  $D = 11.5m$ .

D'après le tableau 5.9, le nombre de pieux à retenir est égal à 61 pieux. Vu que les blocs administratifs sont constituées de trois blocs, donc le nombre total de pieux nécessaire sera égal à 183 pieux de diamètre  $B=1.2\text{m}$  et une fiche  $D = 19\text{m}$ .

**N.B** Dans notre cas, les pieux sont ancrés dans le substratum schisteux résistant, donc il n'y aura pas d'effet de groupe.

### 5.6.2. Calcul du tassement des pieux

Dans le cas d'un chargement normal sur un pieu Vesic (1970-1977) a proposé la relation suivante :

$$S = \frac{B}{100} + \delta \quad (5.14)$$

$$\delta = \frac{100 \cdot Q \cdot D}{A \cdot E} \quad (5.15)$$

Tel que :

$S$  : Tassement du pieu en cm.

$B$  : Diamètre du pieu en cm.

$\delta$  : Déformation élastique du pieu en cm.

$Q$  : Charge appliqué en KN.

$A$  : Section du pieu en  $m^2$ .

$D$  : Fiche du pieu en m.

$E$  : Module d'élasticité du matériau constituant le pieu en KPa. Pour le Béton  $E = 3.2 \cdot 10^7$  KPa.

Le tassement admissible  $S_{adm}$  est égal à 50mm.

#### ❖ Tassement de la gare maritime

On calcul le tassement dans le cas du sondage N°02, la plus grande charge supportée.

$$Q = 2982.90 \text{ KN}; D = 11.5; A = 1.1304 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{120}{100} + \frac{100 \cdot 2982.9 \cdot 11.5}{1.1304 \cdot 3.2 \cdot 10^7} \rightarrow S = 1.295 = 12.95 \text{ mm}$$

On conclut que  $S < S_{adm}$

#### ❖ Tassement des blocs administratifs

On calcul le tassement dans le cas du sondage N°06, la plus grande charge supportée.

$$Q = 1639.84 \text{ KN}; D = 19 \text{ m}; A = 1.1304 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{120}{100} + \frac{100 \cdot 1639.84 \cdot 19}{1.1304 \cdot 3.2 \cdot 10^7} \rightarrow S = 1.286 = 12.68 \text{ mm}$$

On conclut que  $S < S_{adm}$

### 5.7. Conclusion

D'après les calculs effectués, nous constatons que :

Pour la gare maritime, on a  $q < q_{adm}$  et le seuil de tassement admissible est respecté pour les fondations superficielles radier.

Pour les blocs administratifs, on conclut que  $q > q_{adm}$  et les tassements calculés pour les fondations superficielles radier dépassent le seuil max. la solution sur pieux s'impose et les calculs témoignent de la vérification du tassement admissible.

En conclusion, même si le radier permet de supporter la charge de la gare maritime, pour les considérations suivantes :

- Existence d'une passerelle entre les blocs administratifs et la gare maritime, d'où le risque des tassements différentielles ;
- La considération du cas défavorable relatif à l'hétérogénéité des caractéristiques du sol du site.
- La nécessité d'homogénéiser les types de solutions et les procédés de leur exécution sur terrain dans un seul chantier.

Nous recommandons d'opter pour un seul type de fondation (fondation profonde) pour l'ensemble (blocs administratifs et la gare maritime) situé dans un seul chantier.

## 6. RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES

### 6.1. Introduction

En retenant la nécessité de passer aux fondations profondes pour le cas de notre étude, nous nous sommes engagé d'étudier la possibilité d'une deuxième solution qui peut être économiquement plus intéressante que les pieux. Le présent chapitre présente les résultats des calculs obtenus de l'étude des colonnes ballastées comme fondation pour la gare maritime et les blocs administratifs.

### 6.2. Dimensionnement des colonnes ballastées

#### 6.2.1. Mailles de référence

Selon les recommandations du COPREC 2004, on a deux mailles :

- Maille de référence max qui est de  $9\text{m}^2$  avec un taux de substitution qui doit être supérieur à 3%,
- Maille de référence min qui est de  $2,25\text{m}^2$ .

Pour des raisons de portance de faisabilité technique, les colonnes ballastées de ce projet seront disposées comme suit : [d'après le logiciel stoneC]

- Blocs administratifs → un maillage carré de 1.6 m de côté avec un entre axe max de 1.6 m et un diamètre  $D=0.8\text{ m}$ . On aura donc 2325 colonnes.
- La gare maritime → un maillage carré moyen de 1.8 m de côté avec un entre axe max de 1.8 m et un diamètre  $D=0.8\text{ m}$ . On aura donc 1058 colonnes.

#### 6.2.2. Caractéristiques du sol

Avant de lancer les calculs, le programme demande un certain nombre de données :

- On suppose que la nappe est au niveau  $Z = 0.00\text{ m}$ ,
- Concernant la couche du sol, les caractéristiques du sol à utiliser dans les calculs sont :
  - $\gamma_{\text{col}}^{\text{sat}} = 21\text{ KN/m}^3$ ,
  - $E_{\text{col}} = 60\text{ MPa}$ ,
  - $\varphi' = 40^\circ$  (matériau concassé).

### 6.3. Justification en termes de contraintes et de tassements

#### 6.3.1. Justification en termes de contraintes

L'étreinte latérale est obtenue à partir des pressions limites ( $P_l$ ) en évaluant la pression équivalente le long des couches de sol traversées par les colonnes ballastées.

On calcule  $P_{lc}^*$  pour chaque sondage sur la hauteur de moindre résistance.

$$q_r = \sigma_h * \frac{1+\sin(\varphi_c)}{1-\sin(\varphi_c)} = \sigma_h * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (6.1)$$

D'où  $q_r = 4.60 \sigma_h$

La relation 6.1 est donnée par Grennwood (1970)

$\varphi_c$  : Angle de frottement du ballaste ( $\varphi_c=40^\circ$ ),

$\sigma_h = P_{le^*}$  dans le cas de pressiomètre.

Pour obtenir les valeurs en pressiometrique, on a fait une corrélation de valeur (LCPC) à partir de la valeur SPT à la valeur PMT.

- *Gare maritime*

- ✓ **Sondage 02**

$\sigma_h = P_{le^*} = 2086.99\text{KPa}$

$q_r = 4.6 \sigma_h \rightarrow q_r = 9600.15\text{KPa}$ .

#### A. Rupture par poinçonnement :

Selon les recommandations du COPREC 2004, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la longueur qui équilibre la résistance du sol:

$Cu^{\max} = 516.92\text{KPa}$  et  $Cu^{\min} = 318.05\text{KPa}$

$\sigma_{0ELU} = 154.35\text{KPa}$

$\sigma_{0ELS} = 111.24 \text{ KPa}$

$$\begin{aligned} \text{▪ Calcul à L'ELU : } & \begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{154.35}{516.92} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.71\text{m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{154.35}{318.05} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.65\text{m} \end{cases} \\ \text{▪ Calcul à L'ELS : } & \begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{111.24}{516.92} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.73\text{m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{65.60}{318.05} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.69\text{m} \end{cases} \end{aligned}$$

La rupture par poinçonnement est toujours vérifiée, donc la contrainte la plus défavorable est celle due à la rupture par expansion latérale.

**Rupture par cisaillement :**

La rupture par cisaillement se produit lorsque la hauteur de la colonne est inférieure à (4D). Comme D est égal à 0.8 m, ce risque est donc écarté.

❖ **Calcul des contraintes admissibles**

L'ELS :

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; q_r / 2) \quad (6.2)$$

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; 4.800 \text{ MPa}) \Rightarrow q_{aELS} = 800 \text{ KPa}$$

L'ELU :

$$q_{aELU} = 1.33 * q_{aELS} \quad (6.3)$$

$$q_{aELU} = 1.33 * 800 \Rightarrow q_{aELU} = 1064 \text{ KPa}$$

❖ **Vérification**

$$\sigma_{0ELS} = 90.52 \text{ KPa} \text{ et } q_{aELS} = 800 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{0ELS} < q_{aELS}$$

$$\sigma_{0ELU} = 65.60 \text{ KPa} \text{ et } q_{aELU} = 1064 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{0ELU} < q_{aELU}$$

• **Blocs administratifs**

À partir des valeurs de  $P_{le}^*$ , on calcule la moyenne géométrique  $P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod P_i^*}$  sur toute la hauteur du profil à traiter (de 2 m à 17m).

✓ **Sondage 04:****A. Rupture par expansion :**

$$q_r = \sigma_h * \frac{1 + \sin(\varphi_c)}{1 - \sin(\varphi_c)} = \sigma_h * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) = 4.6 \sigma_h$$

$$\sigma_h = P_{le}^* = \sqrt[7]{1560.76 * 1121.52 * 1015.28 * 776.04 * 536.80 * 1364.56 * 583.49}$$

$$\sigma_h = P_{le}^* = 927.27 \text{ KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h \rightarrow q_r = 4265.44 \text{ KPa.}$$

**B. Rupture par poinçonnement :**

$$C_{u_{max}} = 72.8 \text{ KPa} \text{ et } C_{u_{min}} = 60.3 \text{ KPa}$$

- **Calcul à L'ELU :**  $L_C \geq R_C [(\gamma_{ELU} * (\sigma_{0ELU} - C_U)) - 9] / 2$

- **Calcul à L'ELS :**  $L_C \geq R_C [(\gamma_{ELS} * (\sigma_{0ELS} - C_U)) - 9] / 2$

Avec :  $\sigma_{0ELU} = 90.52 \text{ KPa}$

$$\sigma_{0ELS} = 65.60 \text{ KPa}$$

$$R_C = 0,4 \text{ m.}$$

$$\gamma_{ELU} = 1.5 \quad , \quad \gamma_{ELS} = 2 \quad , \quad \gamma_C = 21 \text{ KN m}^3$$

- **Calcul à L'ELU :** 
$$\begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{90.52}{72.80} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.43 \text{ m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{90.52}{60.3} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.35 \text{ m} \end{cases}$$
- **Calcul à L'ELS :** 
$$\begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 2 * \frac{65.60}{72.80} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.44 \text{ m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 2 * \frac{65.60}{60.30} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.36 \text{ m} \end{cases}$$

La rupture par poinçonnement est vérifiée, donc la contrainte la plus défavorable est celle due à la rupture par expansion latérale.

### C. Rupture par cisaillement :

#### ❖ Calcul des contraintes admissibles

**L'ELS :**

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; q_r / 2)$$

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; 2.133 \text{ MPa}) \Leftrightarrow q_{aELS} = 800 \text{ KPa}$$

**L'ELU :**

$$q_{aELU} = 1.33 * q_{aELS} = 1.33 * 800 \Leftrightarrow q_{aELU} = 1064 \text{ KPa}$$

#### ❖ Vérification

$$\sigma_{0ELS} = 90.52 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad q_{aELS} = 800 \text{ KPa} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{0ELS} < q_{aELS}$$

$$\sigma_{0ELU} = 65.60 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad q_{aELU} = 1064 \text{ KPa} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{0ELU} < q_{aELU}$$

### ✓ Sondage 05

#### A. Rupture par expansion

$$\sigma_h = P_{le}^* = 884.69 \text{ KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h \rightarrow q_r = 4069.57 \text{ KPa.}$$

#### B. Rupture par poinçonnement

$$C_{u_{\max}} = 59.15 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad C_{u_{\min}} = 38.4 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{0ELU} = 90.52 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{0ELS} = 65.60 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} \text{▪ Calcul à L'ELU : } & \begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{90.52}{59.15} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.34\text{m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{90.52}{38.4} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.09\text{m} \end{cases} \\ \text{▪ Calcul à L'ELS : } & \begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{65.60}{59.15} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.36\text{m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{65.60}{38.4} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.08\text{m} \end{cases} \end{aligned}$$

La rupture par poinçonnement est toujours vérifiée, donc la contrainte la plus défavorable est celle due à la rupture par expansion latérale.

### C. Rupture par cisaillement

#### ❖ Calcul des contraintes admissibles

**L'ELS :**

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; q_r / 2)$$

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; 2.035 \text{ MPa}) \Leftrightarrow q_{aELS} = 800 \text{ KPa}$$

**L'ELU :**

$$q_{aELU} = 1.33 * q_{aELS} = 1.33 * 80 \Leftrightarrow q_{aELU} = 1064 \text{ KPa}$$

#### ❖ Vérification

$$\sigma_{0ELS} = 90.52 \text{ KPa et } q_{aELS} = 800 \text{ KPa} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{0ELS} < q_{aELS}$$

$$\sigma_{0ELU} = 65.60 \text{ KPa et } q_{aELU} = 1064 \text{ KPa} \quad \Leftrightarrow \quad \sigma_{0ELU} < q_{aELU}$$

#### ✓ Sondage 06

### A. Rupture par expansion

$$\sigma_h = P_{le}^* = 451.96 \text{ KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h \rightarrow q_r = 2079.02 \text{ KPa.}$$

### B. Rupture par poinçonnement

$$C_{u_{max}} = 97.60 \text{ KPa et } C_{u_{min}} = 33.30 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{0ELU} = 90.52 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{0ELS} = 65.60 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} \text{▪ Calcul à L'ELU : } & \begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{90.52}{97.60} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.52\text{m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{90.52}{33.30} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -0.98\text{m} \end{cases} \\ \text{▪ Calcul à L'ELS : } & \begin{cases} L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{65.60}{97.6} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.59\text{m} \\ L_C \geq 0,4 \left[ \left( 1,5 * \frac{65.60}{33.3} \right) - 9 \right] / 2 & \Leftrightarrow L_C \geq -1.01\text{m} \end{cases} \end{aligned}$$

La rupture par poinçonnement est toujours vérifiée, donc la contrainte la plus défavorable est celle due à la rupture par expansion latérale.

### C. Rupture par cisaillement :

#### ❖ Calcul des contraintes admissibles

L'ELS :

$$q_{aELS} = \min(0.8 \text{ MPa} ; 1.039 \text{ MPa}) \Rightarrow q_{aELS} = 800 \text{ KPa}$$

L'ELU :

$$q_{aELU} = 1.33 * q_{aELS} = 1.33 * 800 \Rightarrow q_{aELU} = 1064 \text{ KPa}$$

#### ❖ Vérification

$$\sigma_{0ELS} = 90.52 \text{ KPa} \text{ et } q_{aELS} = 800 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{0ELS} < q_{aELS}$$

$$\sigma_{0ELU} = 65.60 \text{ KPa} \text{ et } q_{aELU} = 1064 \text{ KPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{0ELU} < q_{aELU}$$

En conclusion, les colonnes ballastées vérifient la stabilité pour les trois types de ruptures de nos ouvrages (blocs administratifs et gare maritime).

### 6.3.2. Justification en termes de tassements

Les justifications en termes de tassements admissibles sont faites par le logiciel StoneC, Les résultats obtenus sont insérés dans l'appendice H.

### 6.4. Présentation du logiciel

StoneC (v .4.0.1.9 (2006)) est un programme de calcul qui a été développé par le groupe grec Geologismiki et a été testé avec succès par « THE Vibroflotation Group », il est spécialement conçu pour calculer le tassement de sol avant et après traitement selon la méthode de Priebe ou bien la théorie de l'élasticité, il permet aussi de calculer la capacité portante du sol selon la méthode de Priebe.

Le programme permet de :

- faire le calcul du tassement au centre et au bord de radier en (cm) avant et après traitement,
- faire les calculs pour deux types de mailles : rectangulaire ou triangulaire, la fondation peut être rectangulaire ou circulaire.

Borehole Soil Data

Assign from footing...

Load Import from CPeT-IT

Soil data table

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Phi (°)	Cohesion (kPa)	Comp. Soil*	Ds improved (kPa)
1	0.60	0.80	6.02	60.00	1.67	21.50	0.33	40.00	1.00	<input type="checkbox"/>	60.00
2	1.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
3	2.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
4	3.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
5	4.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
6	5.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
7	6.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
8	7.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30	<input type="checkbox"/>	30.00
9	8.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30	<input type="checkbox"/>	30.00
10	9.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30	<input type="checkbox"/>	30.00
11										<input type="checkbox"/>	
12										<input type="checkbox"/>	
13										<input type="checkbox"/>	
14										<input type="checkbox"/>	
15										<input type="checkbox"/>	
16										<input type="checkbox"/>	
17										<input type="checkbox"/>	

\* If checked, settlements of this layer will be computed using the manually entered improved modulus without use of Priebe's improvement factors

Save data Cancel

Figure 6.1 Exemple d'un tableau des données sur stoneC

## 6.5. Conclusion

Le système des colonnes ballastées est un procédé relativement facile à mettre en œuvre, particulièrement plus rapide et économique que les pieux, le matériau d'apport étant des cailloux ou du gravier.

Pour le cas de notre étude, il s'avère que cette solution est intéressante. Le calcul de vérification (stoneC) a révélé que les tassements obtenus sont admissibles et non préjudiciables pour le projet.

## 7. ETUDE COMPARATIVE

### 7.1. Introduction

L'évolution de la géotechnique a permis de développer des solutions et des techniques modernes de plus en plus économiques. Le rôle de l'ingénieur porte sur le choix de la meilleure solution au problème étudié, qui dépend souvent des considérations économiques et techniques. Dans ce sens, une comparaison entre les deux solutions étudiées (pieux et colonnes ballastées) a été établie.

Nous désirons souligner à travers cette étude comparative, l'intérêt parfois négligé entre la technique des fondations sur pieux et la technique de l'amélioration du sol par les colonnes ballastées.

### 7.2. Etude technico-économique des deux variantes proposées

Les devis estimatifs des pieux et des colonnes ballastées sont données par les tableaux 7.1 et 7.2

*Tableau 7.1: Devis estimatifs des pieux*

	Volume (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire (DA)	Prix (DA)
Gare maritime	1065.96	35 000	37 308 600
Blocs administratifs	3930.39	35 000	137 563 650
			<b>Prix total = 174 872 250 DA</b>

*Tableau 7.2: Devis estimatifs des colonnes ballastées*

	Nombres de colonnes	Prix unitaire (DA)	Prix (DA)
Gare maritime	1058	7000	7406000 DA
Blocs administratifs	2325	7000	17275000 DA
			<b>Prix total = 24 681 000 DA</b>

### 7.3. Conclusion

La comparaison entre les deux solutions étudiées a été développée en considérant l'aspect technique de chaque solution ainsi que le coût de réalisation.

Sur le plan économique, le coût de réalisation de la solution par pieux est largement plus important que la solution par colonne ballastés (sept fois plus chère).

Au plan technique, les colonnes ballastées présentent des intérêts et facilités d'exécution sur terrain que les pieux.

Par conséquent, nous recommandons la solution par colonnes ballastées.

## CONCLUSIONS

L'étude géotechnique constitue le moyen indispensable pour la conception des fondations de tous les projets d'infrastructures. Un certain nombre de paramètres sont calculés permettant de déterminer la capacité portante du sol en présence. Le choix de type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage et la capacité portante du sol, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister sans rupture aux charges transmises par l'ouvrage, tout en limitant les risques de déformation et de tassement.

De plus en plus, les sols rencontrés ne peuvent pas constituer une assise de fondation (superficielle), à cause d'une capacité portante insuffisante ou des tassements excessifs entraînant des désordres inadmissibles aux futures constructions. Dans ces cas, ils nécessitent d'être renforcé ou la mise en place de fondations profondes.

Pour le cas de notre travail, nous avons étudié les fondations de la nouvelle gare maritime et des blocs administratifs situés dans le port de Béjaia. L'objectif été de concevoir le type de fondation le plus adapté en fonction de la charge des bâtiments et des caractéristiques du sol.

L'étude géotechnique a mis en évidence l'hétérogénéité du sol et les caractéristiques médiocres du site. Il présente essentiellement des remblais en surface dont l'épaisseur varie de 4 à 7m, des limons sableux, des argiles de couleur beige, et un substratum de marnes schisteuses de couleur grise. La profondeur du substratum est identifiée à partir de 7 à 9m dans l'assiette de la gare maritime, et à partir de 17 à 18m dans l'assiette des blocs administratifs.

D'après les calculs effectués, les fondations superficielles (radier) ne sont vérifiées que pour le bâtiment de la gare maritime. Le recours aux fondations profondes (Pieux) s'impose pour les blocs administratifs. Après l'analyse portée sur plusieurs considérations (existence d'une passerelle entre la gare maritime et les blocs administratifs, risque de tassements différentiels, hétérogénéité du sol), un premier choix retenu pour l'ensemble des bâtiments a été normalisé en optant pour la solution des fondations profondes.

Dans une perspective d'optimisation du coût de réalisation de ces pieux, nous avons étudié la possibilité de la solution par colonnes ballastées. Il s'avère après l'étude que ce procédé est très intéressant, permettant de garantir la portance du sol vis-à-vis des ouvrages projetés tout en réduisant sensiblement le coût.

## APPENDICES

Appendice A: Liste des symboles

Appendice B: Plan d'implantation des essais in situ

Appendice C: Logs de sondages carottés

Appendice D : Résultats des essais pénétrométrique

Appendice E : Résultats des essais physiques

Appendice F : Résultats des essais mécaniques

Appendice G : Résultats des essais chimiques

Appendice H : Résultats du tassement

## A. Liste des symboles

- $q$  : Surcharge verticale latérale à la fondation.  
 $\varphi$  : Angle de frottement ( $^{\circ}$ ).  
 $\gamma$  : Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ ).  
 $q_{\text{adm}}$  : Capacité portante admissible d'un sol (KPa).  
 $Q_{\text{adm}}$  : Charge admissible d'un sol.  
 $N_q$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur).  
 $N_c$  : Facteur de portance de la capacité portante (tenue de cohésion).  
 $N_\gamma$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).  
 $H$  : Hauteur (m).  
 $e$  : Epaisseur (m).  
 $L$  : Longueur (m).  
 $l$  : Largeur (m).  
 $A_D$  : Encrage de la fondation (m).  
 $B$  : Diamètre du pieu ou largeur de la fondation (m).  
 $B'$  : Largeur effective (m).  
 $B_0$  : Largeur de référence ( $B_0 = 0.6$ ).  
 $C$  : La cohésion (KPa).  
 $C_u$  : La cohésion non drainée (KPa).  
 $C_f$  : Coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.  
 $C_c$  : Indice de compression.  
 $D_e$  : La hauteur d'encastrement équivalente (m).  
 $e_0$  : Indice des vides initial.  
 $f$  : Facteur de forme.  
 $f_t$  : L'effort total d'enfoncement.  
 $f_p$  : L'effort de pointe.  
 $f_l$  : Le frottement latéral à la rupture.  
 $R_p$  : La résistance unitaire à la rupture du sol situé autour de la pointe.  
 $F_s$  : Coefficient de sécurité.  
 $E_m$  : Module pressiométrique (KPa).  
 $I_p$  : Moment d'inertie du pieu ( $\text{m}^4$ ).  
 $K$  : Rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur  $Z$ .  
 $K_p$  : Facteur de portance pressiométrique.

- $p$  : Périmètre du pieu (m).
- $P_f$  : Pression du fluage (KPa).
- $P_l$  : La pression limite (KPa).
- $P_0$  : Pression des terres au repos (KPa).
- $P_{le}$  : La pression limite équivalente (KPa).
- $Q_p$  : L'effort limite en pointe (KN).
- $Q_s$  : L'effort limite de frottement latéral (KN).
- $Q_l$  : L'effort limite totale (KN).
- $q_l$  : La contrainte de répture (KPa).
- $q_c$  : Résistance de pointe au pénétromètre CPT (KPa).
- $q_0$  : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (kPa).
- $q_s$  : Frottement latéral limite (KPa).
- $\delta$  : Angle de frottement entre le sol et le pieu ( $^{\circ}$ ).
- $\nu$  : Coefficient de poisson.
- $\beta$  : Facteur dépend le type de pieu et la nature de sol.
- $\lambda$  : Coefficient d'accrochage.
- $M$  : Poids de la masse frappante (KN).
- $P$  : Poids de la masse frappée (casque + pieu).
- $h$  : Hauteur de chute (m).
- $q_f$  : Terme de surface.
- $q_p$  : Terme de profondeur.
- $q_c$  : Terme de cohésion.
- $\gamma_2$  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation (KN/m<sup>3</sup>).
- $\gamma_1$  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation (KN/m<sup>3</sup>).
- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturée (KN/m<sup>3</sup>).
- $C'$  : La cohésion effective (KPa).
- $P_0$  : Contrainte appliquée en surface par l'ouvrage.
- $P_{sol}$  : Contrainte verticale reprise par le sol.
- $P_{col}$  : Contrainte verticale en tête de colonne.
- $A$  : Surface de la maille à traiter.
- $A_{col}$  : Surface de la colonne.
- $a$  : Coefficient de substitution.
- $n$  : Rapport de concentration des contraintes.
- $\beta$  : Coefficient de réduction des tassements.

E : Module d'élasticité.

$\alpha$  : Coefficient rhéologique.

$E_p$  : Module préssiométrique.

$\alpha'$  : Valeur fonction de la nature du terrain et de  $q_c$ .

$q_c$  : Résistance en pointe du préssiomètre statique.

$E_{oed}$  : Module oedométrique du sol.

P : Contrainte moyenne sous la semelle ( $KN/m^2$ ).

t : Epaisseur de la couche(m).

S : Tassement (mm).

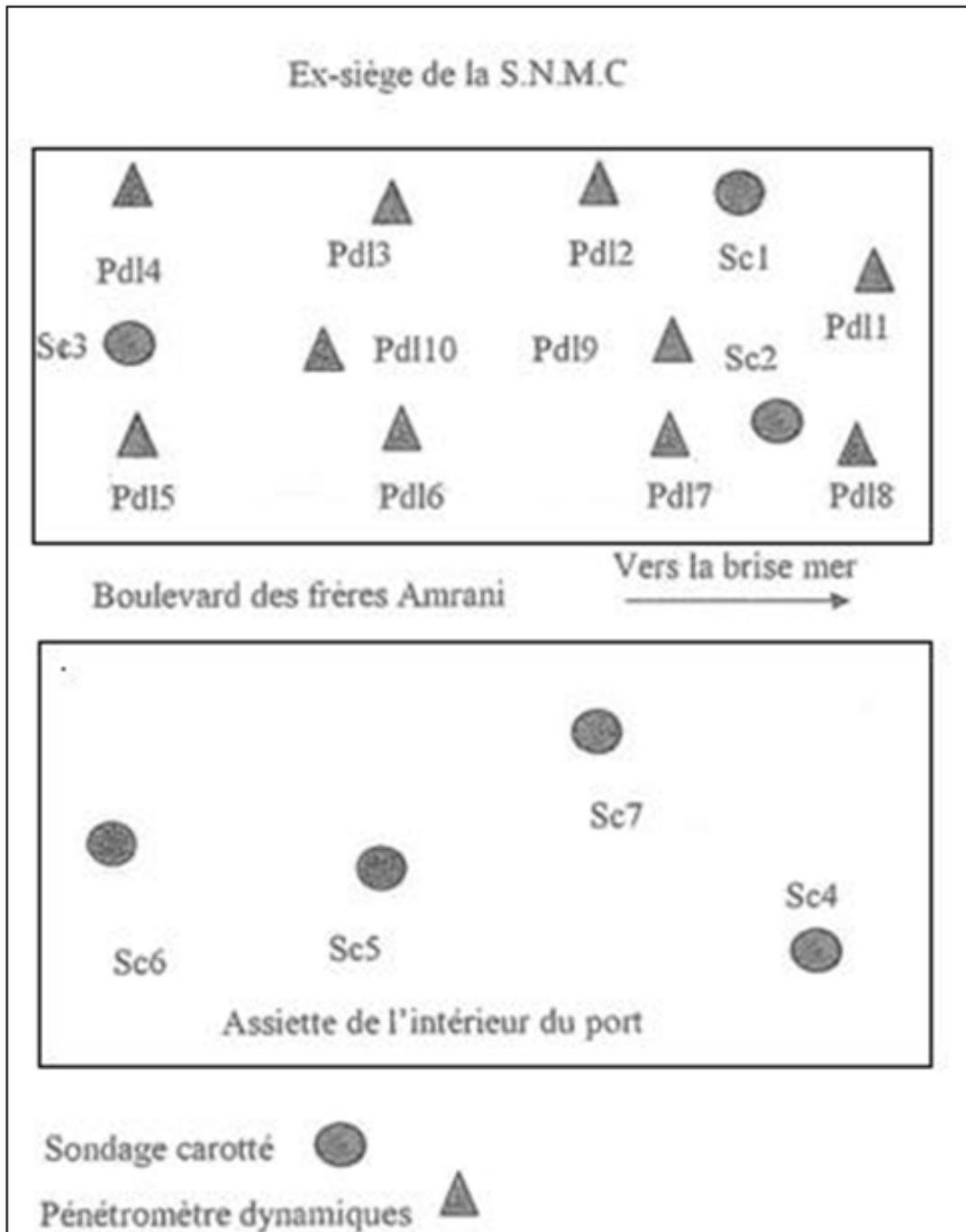
$q_r$  : Contrainte de rupture de la colonne ballastée.

$\sigma_h$  : Etreinte latérale.

$\varphi_c$  : Angle de frottement du ballast ( $^\circ$ ).

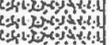
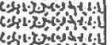
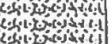
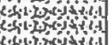
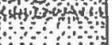
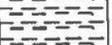
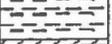
$\nu$  : coefficient de Poisson du sol.

**B. Plan d'implantation des essais in situ**

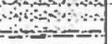
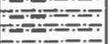
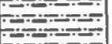
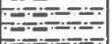
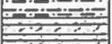


C. Logs des sondages carottés

 <b>LOG DE SONDAGE</b> Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 1 Localisation port de bejala Profondeur 20 X=                      Y=                      Z=                      Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Remblais(Argiles, graviers, Galets)
-0.66									
-1.71									
-2.60									
-3.65									Marnes schisteuses de couleur grise à noiratre, compactes à fragmentés par endroits.
-4.80									
-7.77									Marnes schisteuses de couleur gise à noiratre, compactes à fragmentés par endroits
-8.86									
-10.85									
-12.62									
-13.77									
-14.81									
-16.94									
-19.71									
-20.									

 <b>LOG DE SONDAGE</b> Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 2 Localisation port de bejaia Profondeur 20 X=                      Y=                      Z=                      Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Remblais(Argiles, graviers, Galets)
-1.	86								
-2.	90								
-3.	60								
-4.	100								
-5.	70								
-6.	65								sables grossiers avec graviers
-7.	60								Argiles brunes renfermant des débris de roches
-8.	80								
-9.	83								Marnes schisteuses de couleur grise à noires, tres fragmentés à partir de 11m
-10.									
-11.	83								
-12.									
-13.	71.42								
-14.	55.55								
-15.									
-16.									
-17.	66								
-18.									
-19.									
-20.	77								

 <b>LOG DE SONDAGE</b> Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 3 Localisation port de bejaia Profondeur 22 X=                      Y=                      Z=                      Date									
Hm	Recup	IIS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Remblais(Argiles, graviers,Galets,Couche en béton à 0 3 m,Blocs)
-1.	50								
-2.									
-3.	55								
-4.									
-5.	50								Argiles éoneuses sableuses de couleur beige
-5.	45.83								
-7.	80								
-8.	83								
-9.	77								Marnes compactes de couleur gris à noirâtre, présentant des passages de marnes très fragmentées.
-10.	81								
-11.	80								
-12.	50								
-12.	71								
-14.	41.65								
-15.	62								
-16.	58								
-17.	75								
-18.									
-19.	71								
-20.									
-21.	100								
-22.									

 <b>LOG DE SONDAGE</b> Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 4 Localisation port de bejaia Profondeur 20 X=                      Y=                      Z=                      Date									
Hm	Recup	IIS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.	58	V							Couche en béton de de 35 à 40 cm
-1.	71								Remblais :graviers, galets, sables, débris de brique, sables, galets de marnes schisteuse, et sables grossiers de 2.3 à 5.7m
-2.	60								
-3.	65								
-4.	65								
-5.	80								
-6.	80								
-7.	77								Limons argileux sableux vaseux avec des passages de sables limoneux à 12.2-13.40et 11-12.2
-8.	77								
-9.	88								
-10.	85								
-11.	52								
-12.	52								
-13.	77								
-14.	81								
-15.	81								
-16.									passage de galets et de marnes schisteuses beiges
-17.	94								Marnes schisteuses fragmentées.
-18.									
-19.									
-20.	71								

 <b>LOG DE SONDAGE</b> Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 5 Localisation port de Bejaia Profondeur 22 X=                      Y=                      Z=                      Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Remblais (Argiles, graviers, Galets de marnes schisteuses)
-1.									
-2.									
-3.	50								
-4.									
-5.									
-6.									
-7.	55								Limons argileux, sableux, vaseux
-8.									
-9.	59								
-10.									
-11.	66								
-12.									
-13.	80								
-14.	65								
-15.	62								
-15.	50							Passages de galets, graviers et argiles marneuses brunes	
-17.	77								Marnes grises compactes
-18.									
-19.									
-20.	85								
-21.									
-22.	100								

LOG DE SONDAGE									
Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 6 Localisation port de bejala Profondeur 20									
X=	Y=	Z=	Date						
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Couche d'enrobés et remblais constitué de graviers et de galets de marnes schisteuses
-1.	70								
-2.	60								
-3.	50								
-4.	80								
-5.	90								
-6.	70								Limons argileux sableux vaseux
-7.									
-8.	66								
-9.									
-10.	83								
-11.	76.9								Passage de blocs, graviers et galets
-12.	80								
-13.	65								Argiles compactes de couleur brunes
-14.									
-15.	100								
-16.	83								Marnes schisteuses fragmentées
-17.									
-18.	91								Marnes compactes de couleur grise à noirâtre
-19.	30								
-20.									

 <b>LOG DE SONDAGE</b> Projet Complimentaire: Gare maritime et blocs administratifs No SC 7 Localisation port de bejala Profondeur 20 X=                      Y=                      Z=                      Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	mon ?	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Remblais(, graviers, Blocs)
-1.									
-2.	83								
-3.									
-4.	71								Sables limoneux argileux vaseux
-5.									
-6.	66.66								
-7.									
-8.	83								
-9.									
-10.	90.9								Argiles marneuses compactes de couleur beige
-11.	100								
-12.	83								
-13.	91								
-14.									
-15.	86								Mernes compactes de couleur grise à noiratre
-16.									
-17.	82								
-18.									
-19.	94								
-20.									

### D. Résultats des essais pénétrométriques



**PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 1

Niveau d'eau en mètres :

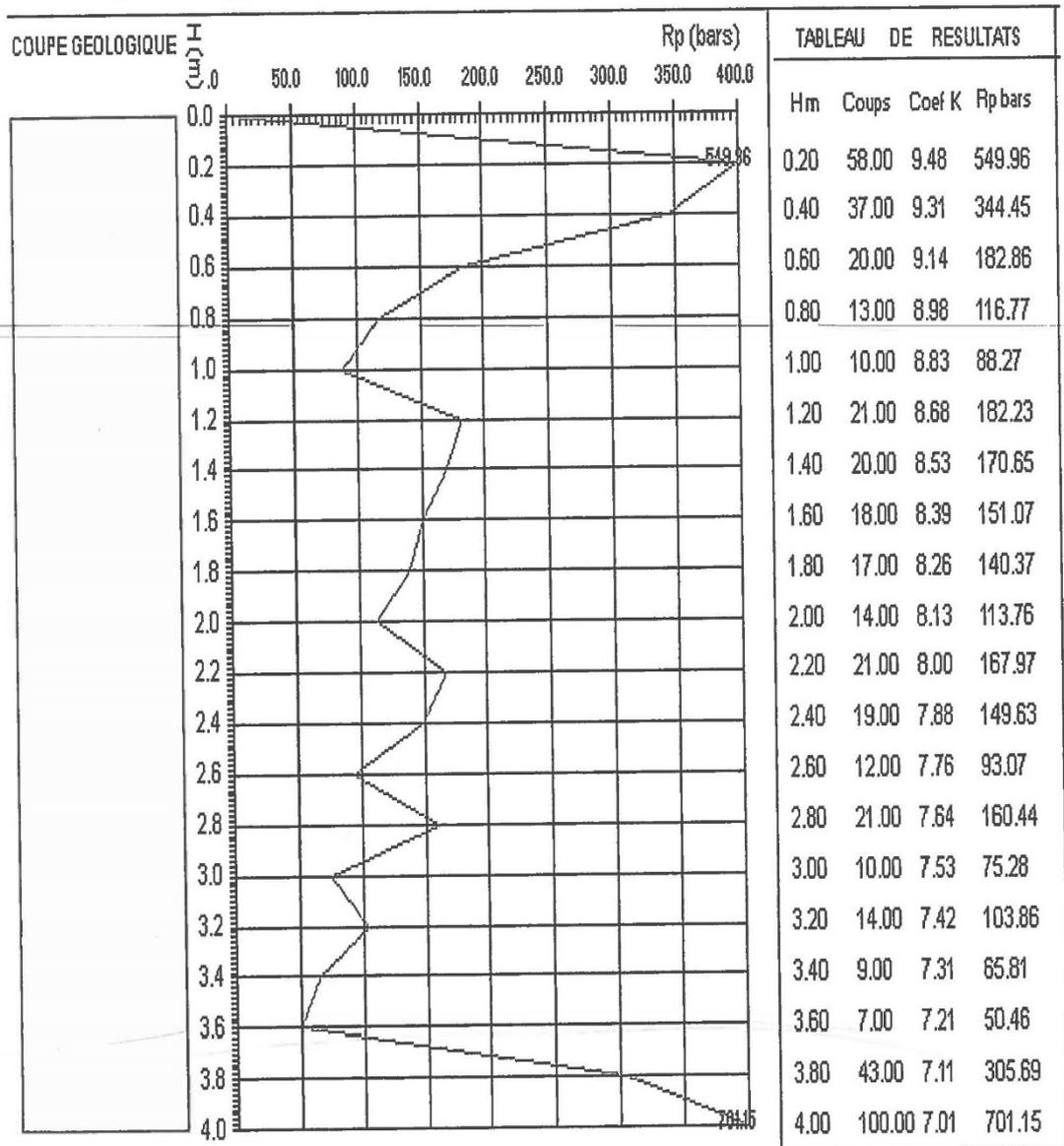
Sa profondeur (m)<sup>a</sup> : 4

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201:

Norme :

Opérateur :

Date: 15 09 2013



Rp(min)= bars au delà de m d'ancrage



PIENETROMETRE DYIAMIQUE LOURD TYPE BORRO

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 2

Niveau d'eau en mètres :

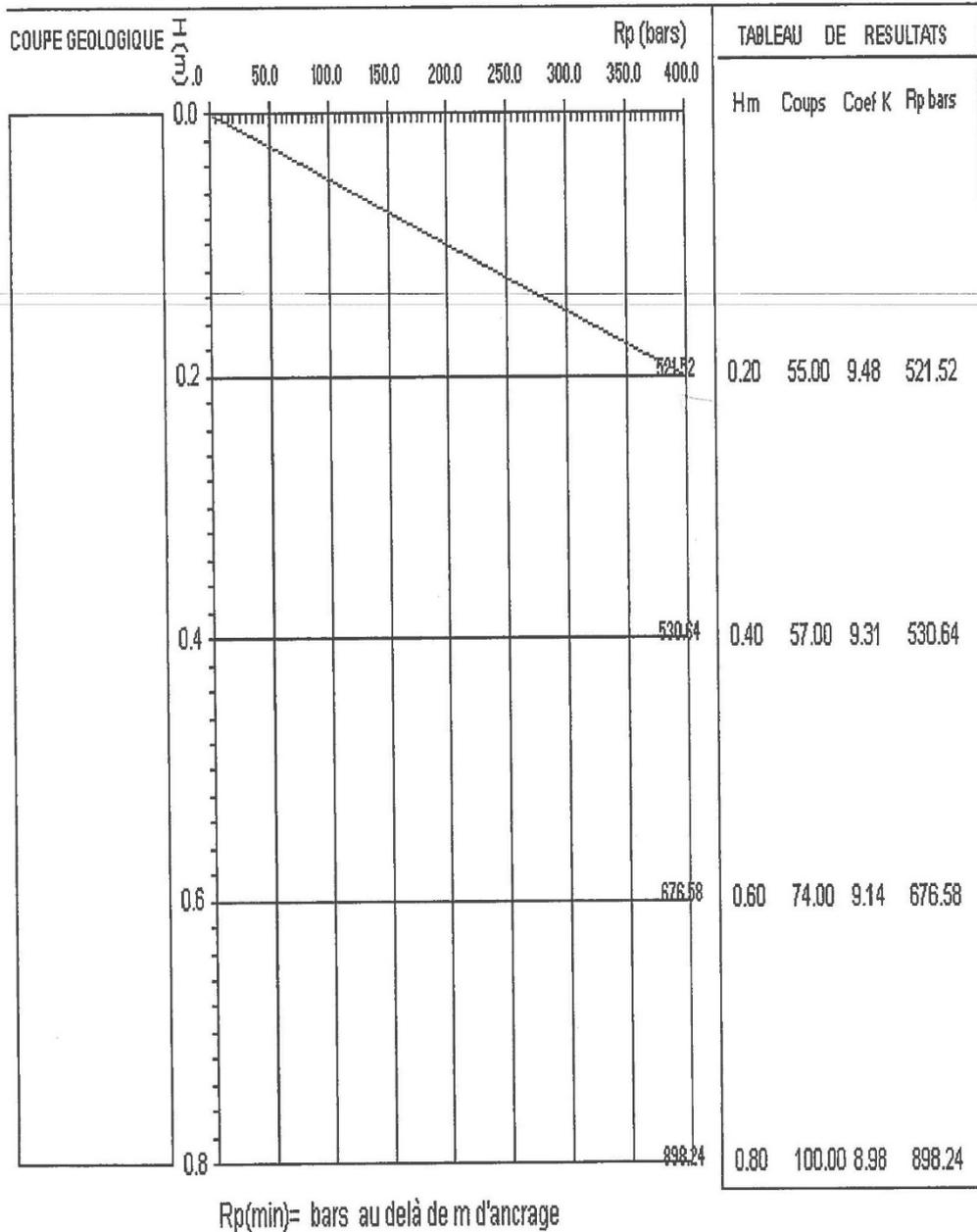
Sa profondeur (m)\* : 0.8

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201:

Norme :

Opérateur :

Date : 15 09 2013





**PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre: Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° \*: PDL 3

Niveau d'eau en mètres :

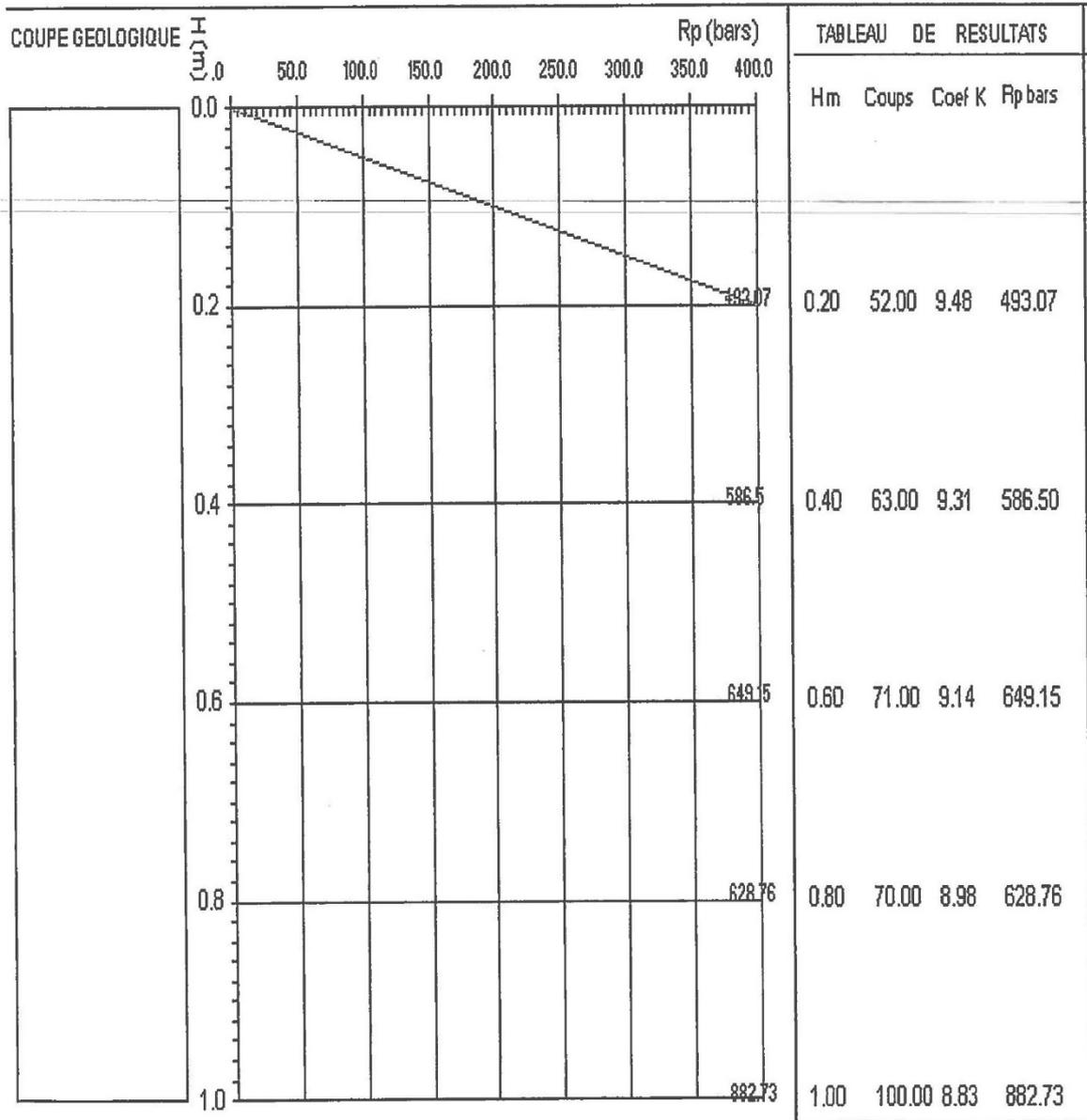
Sa profondeur (m)\* : 1

Dossier N° \*: 300 06 FOST E 0112 20

Norme :

Opérateur :

Date: 15 09 2013



Rp(min)= bars au delà de m d'ancrage



PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 4

Niveau d'eau en mètres :

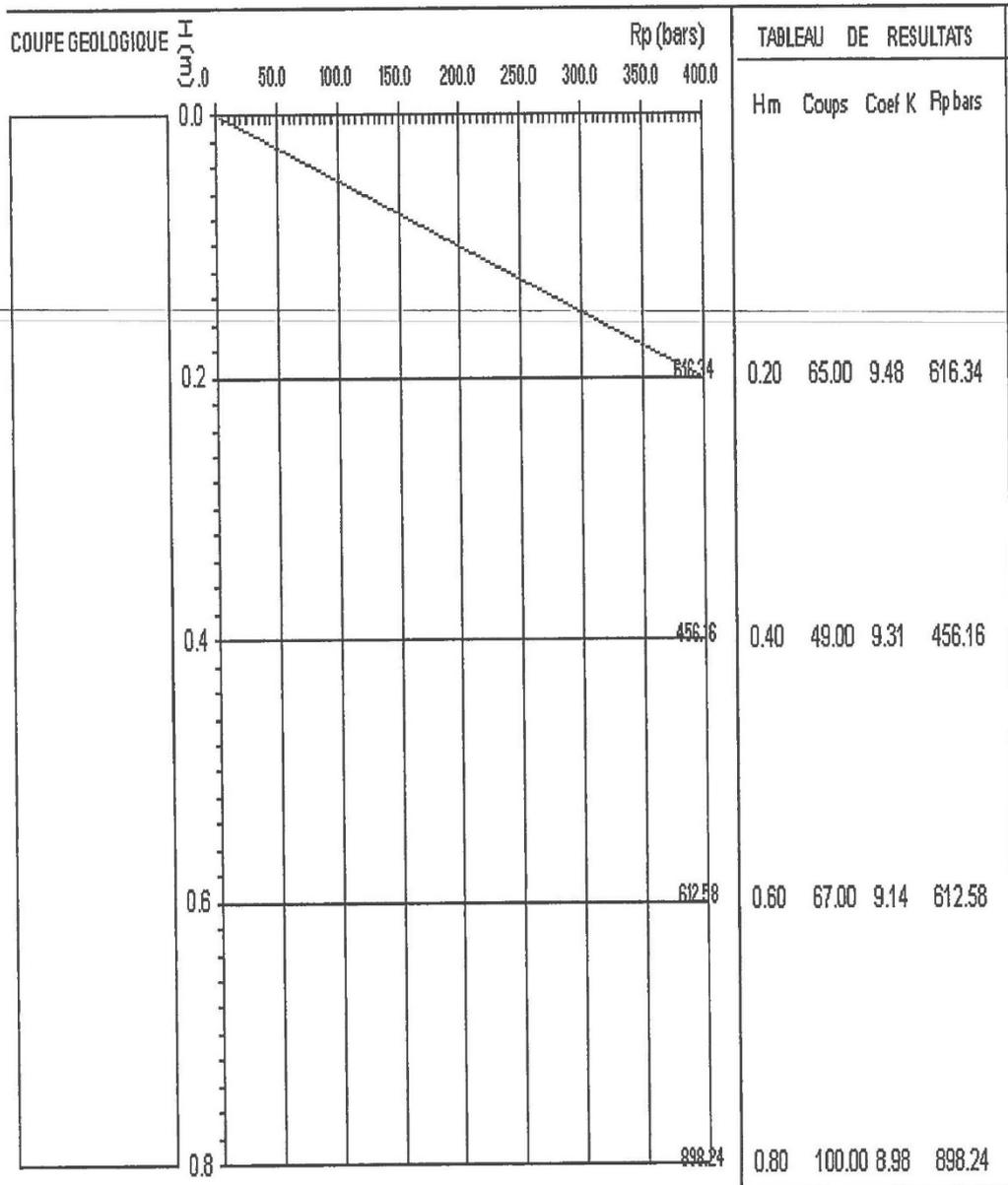
Sa profondeur (m) : 0.8

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201:

Norme :

Opérateur :

Date : 15 09 2013



Rp(min)= bars au delà de m d'ancrage



**PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 5

Niveau d'eau en mètres :

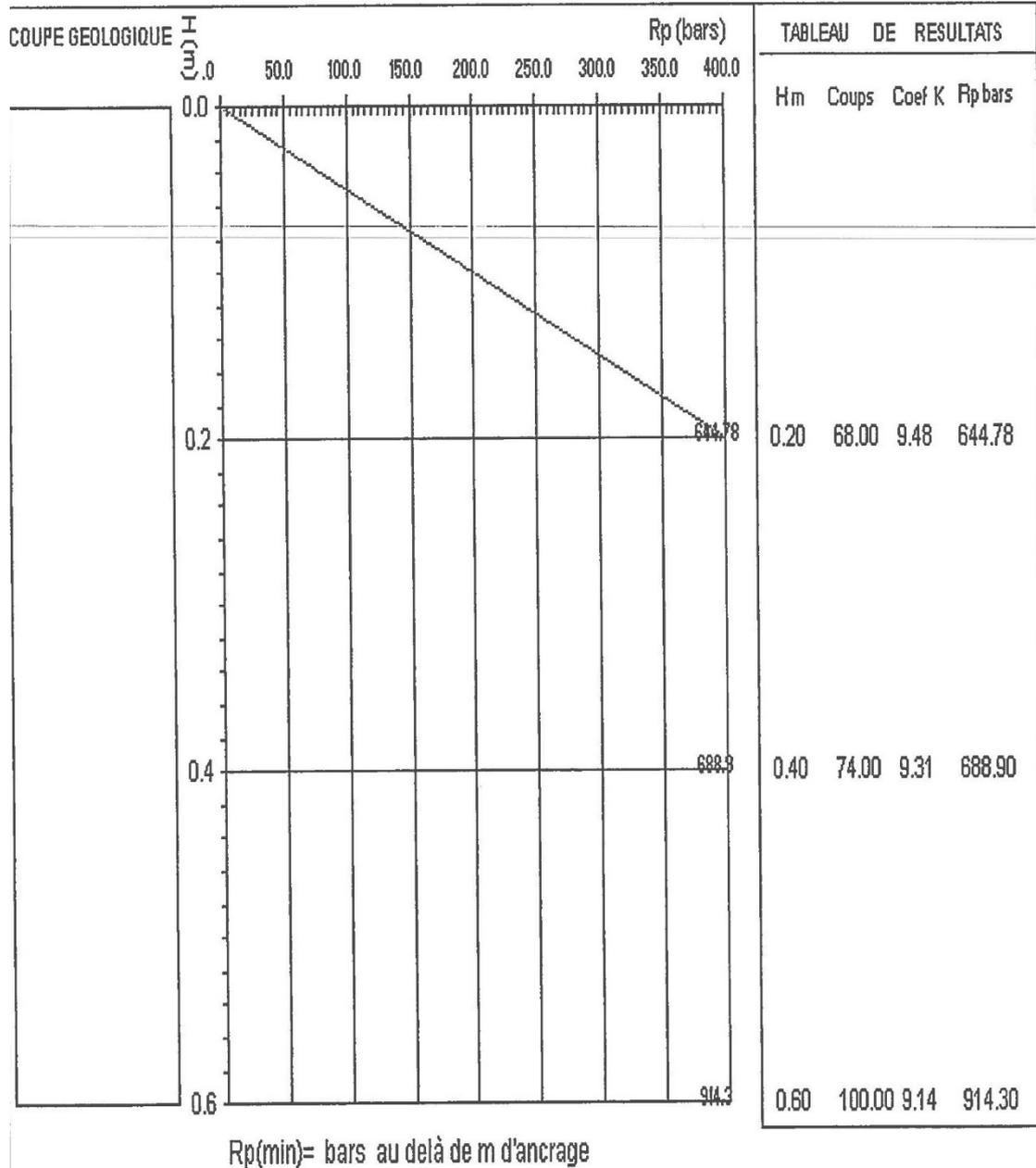
Sa profondeur (m)\* : 0.6

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201

Norme :

Opérateur :

Date : 15 09 2013





**PIENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° \*: PDL 6

Niveau d'eau en mètres :

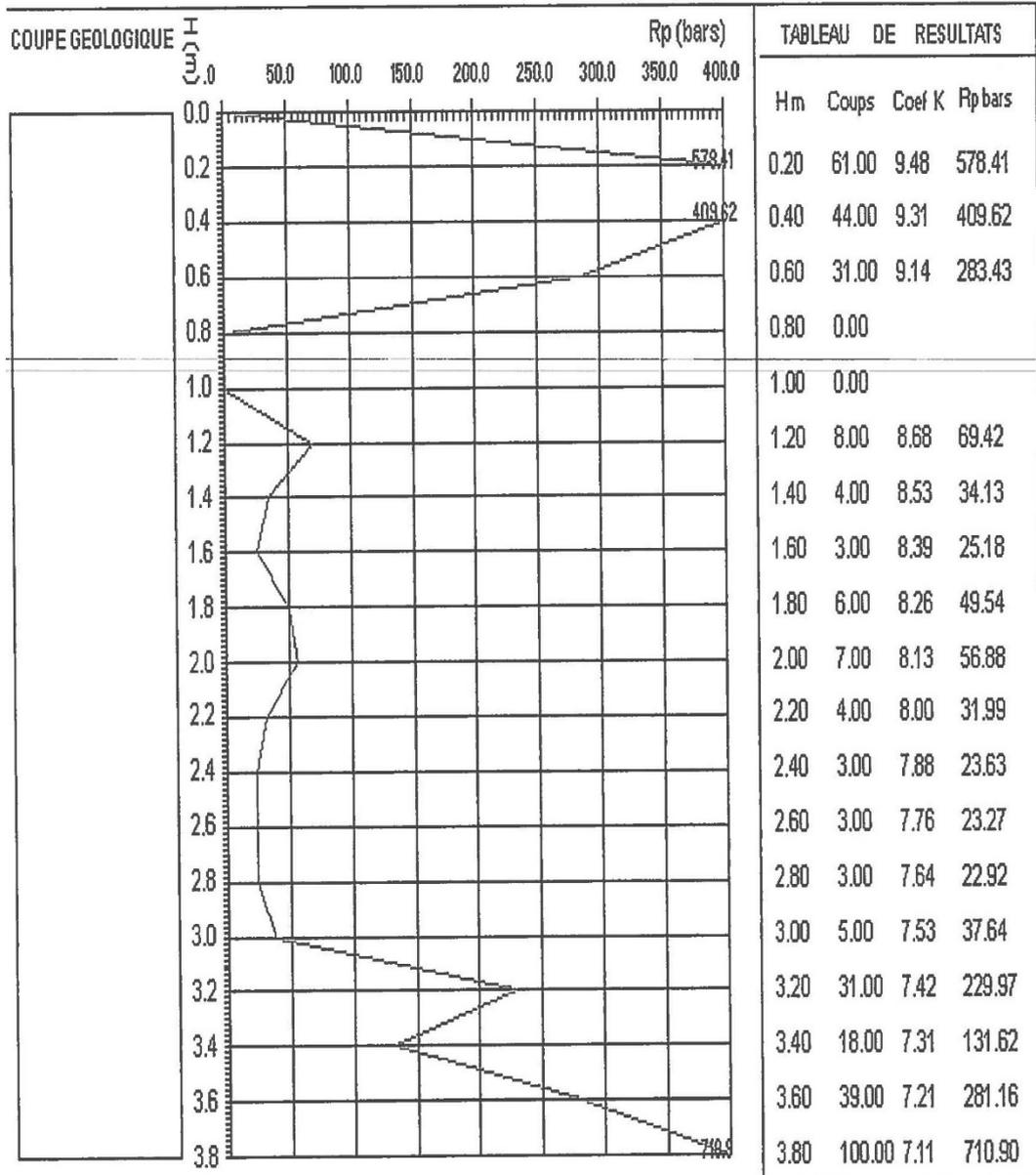
Sa profondeur (m)\* : 3.8

Dossier N° \*: 300 06 FOST E 0112 201

Norme :

Opérateur :

Date : 15 09 2013



Rp(min)= bars au delà de m d'ancrage



**PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 7

Niveau d'eau en mètres :

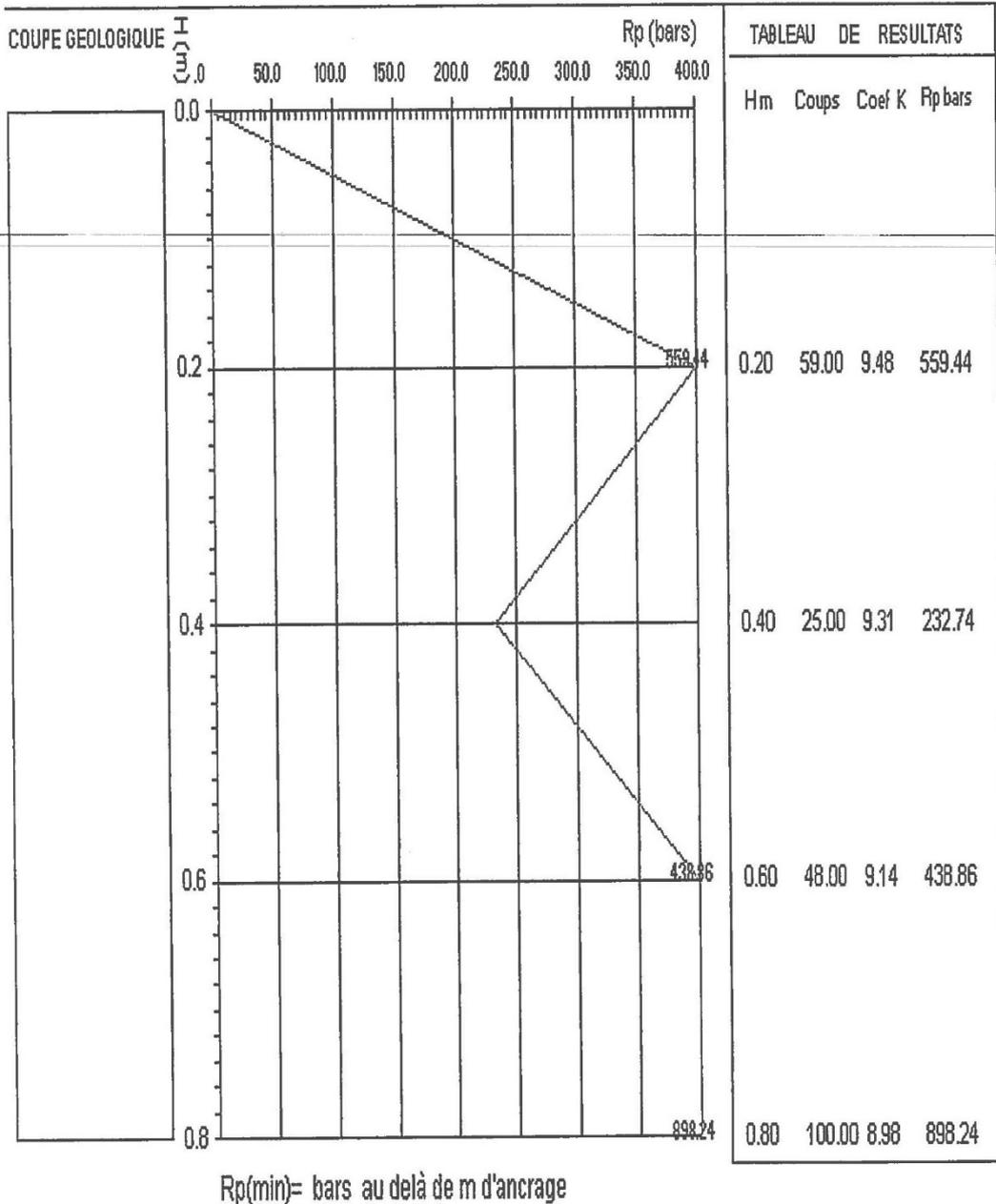
Sa profondeur (m)\* : 0.8

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201

Norme :

Opérateur :

Date : 15 09 2013





**PIENETROMETRE DYIAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 8

Niveau d'eau en mètres :

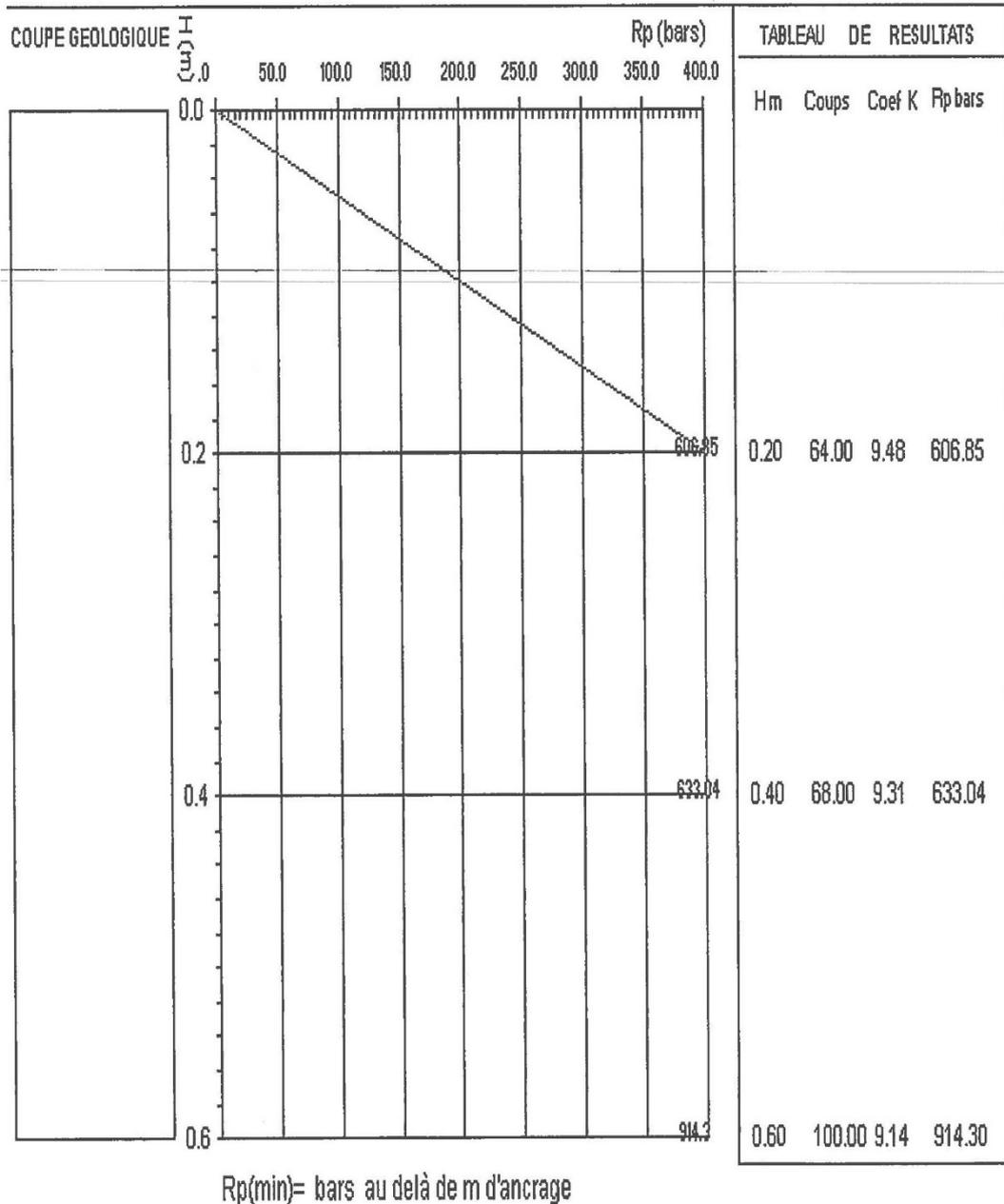
Sa profondeur (m)\* : 0.6

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201:

Norme :

Opérateur :

Date : 15 09 2013





**PIENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N° : PDL 9

Niveau d'eau en mètres :

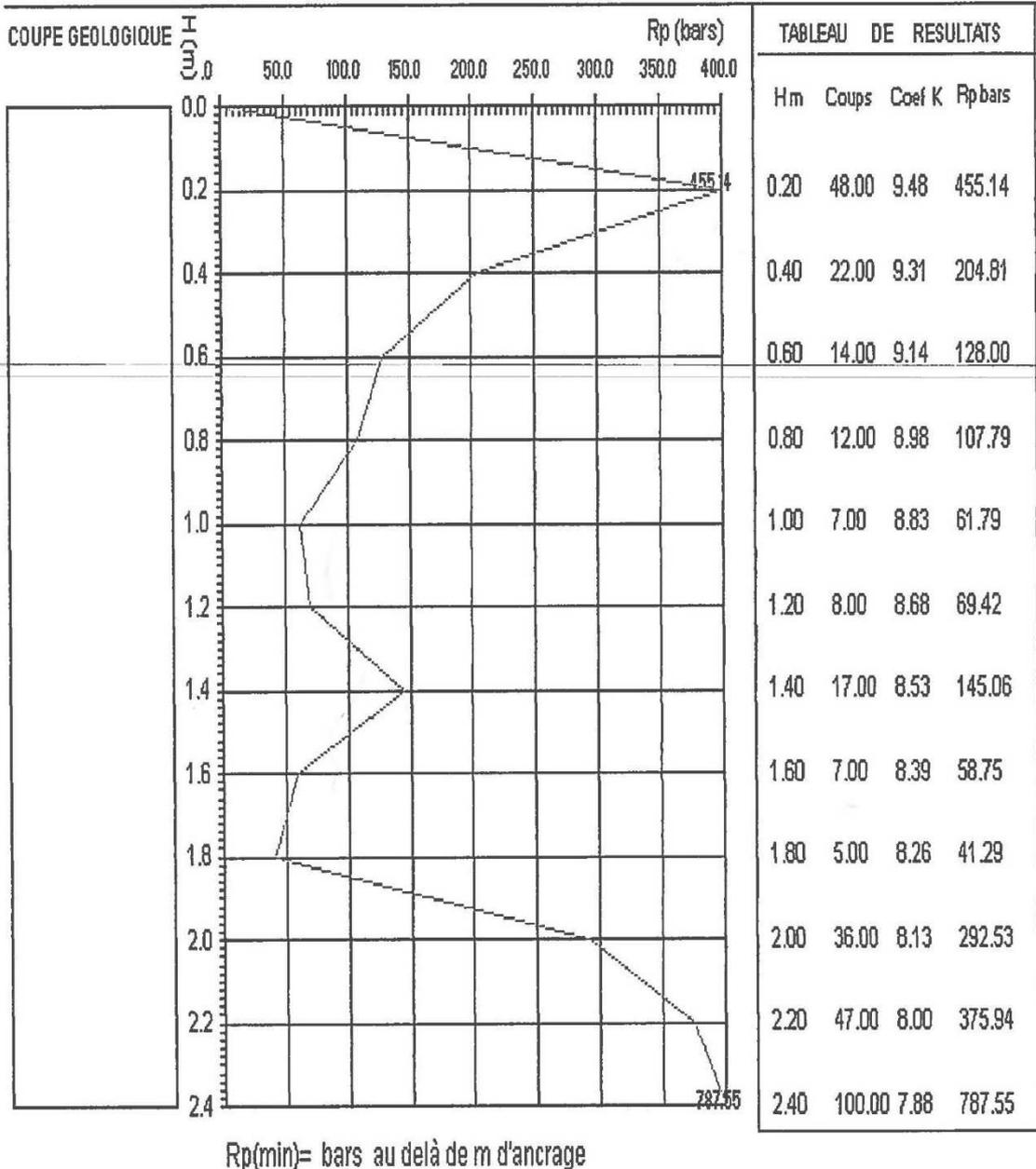
Sa profondeur (m) : 2.4

Dossier N° : 300 06 FOST E 0112 201:

Norme :

Opérateur :

Date: 15 09 2013





**PIENETROMETRE D'YIAMIQUE LOURD TYPE BORRO**

Titre : Complémentaire: gare maritime et blocs administratifs

Localisation/Chantier : port de bejaia

Essai N°\*: PDL 10

Niveau d'eau en mètres :

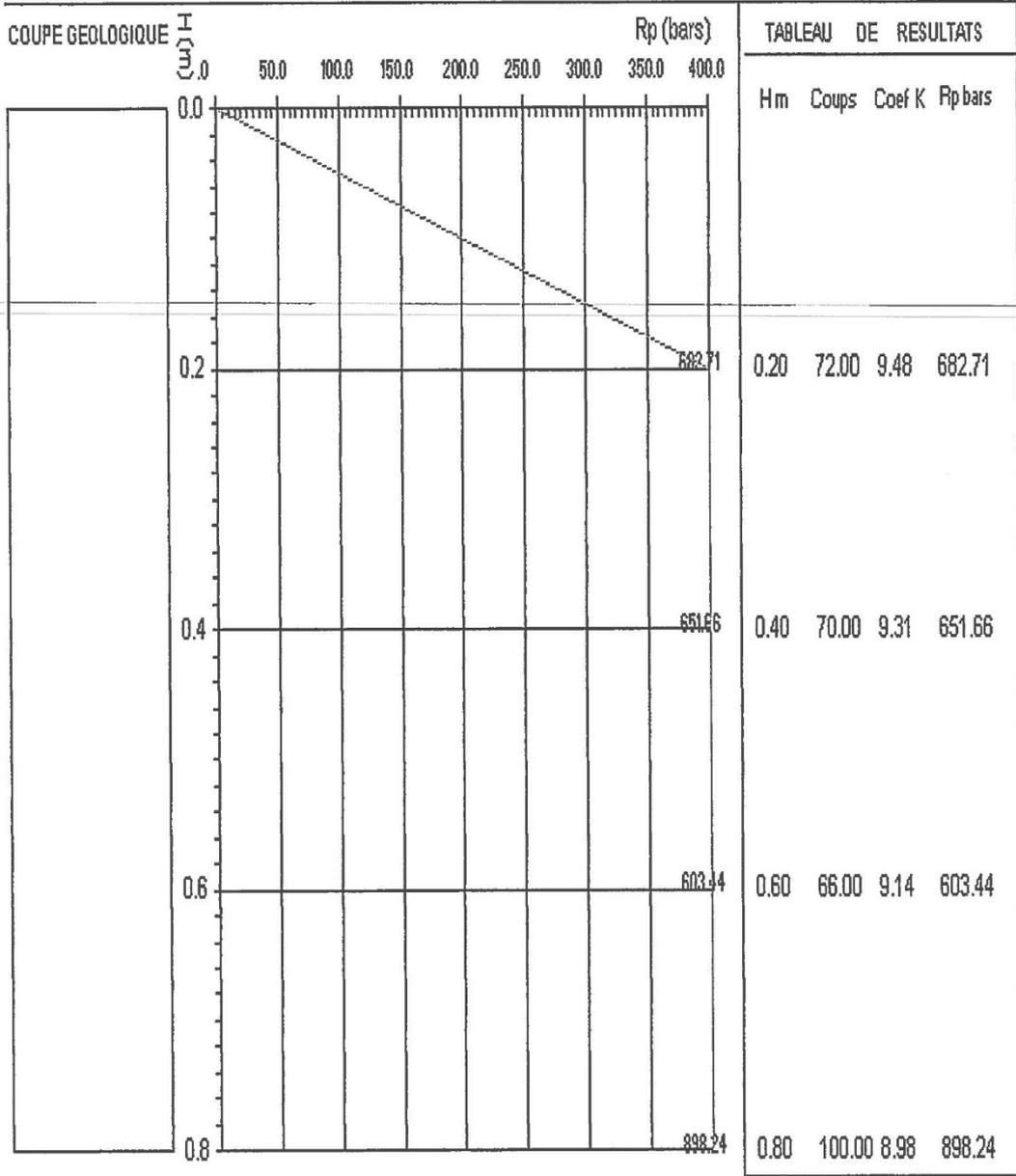
Sa profondeur (m)\* : 0.8

Dossier N°\* : 300 06 FOST E 0112 20

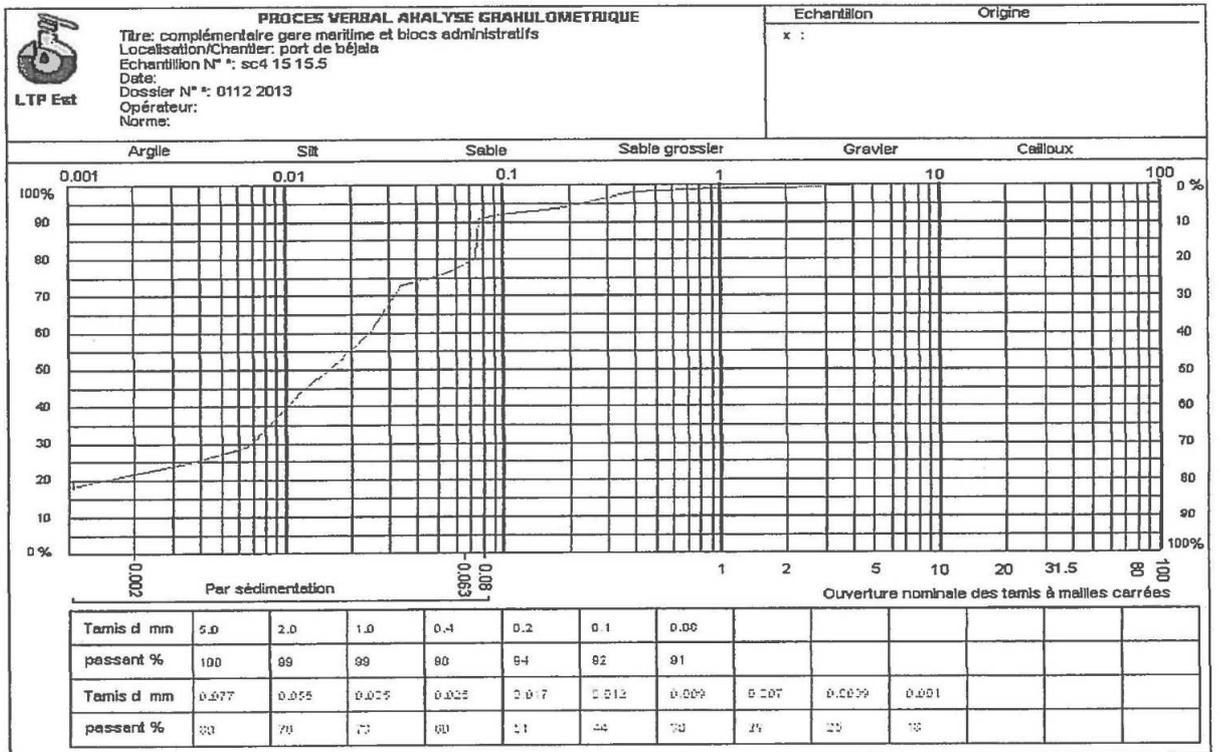
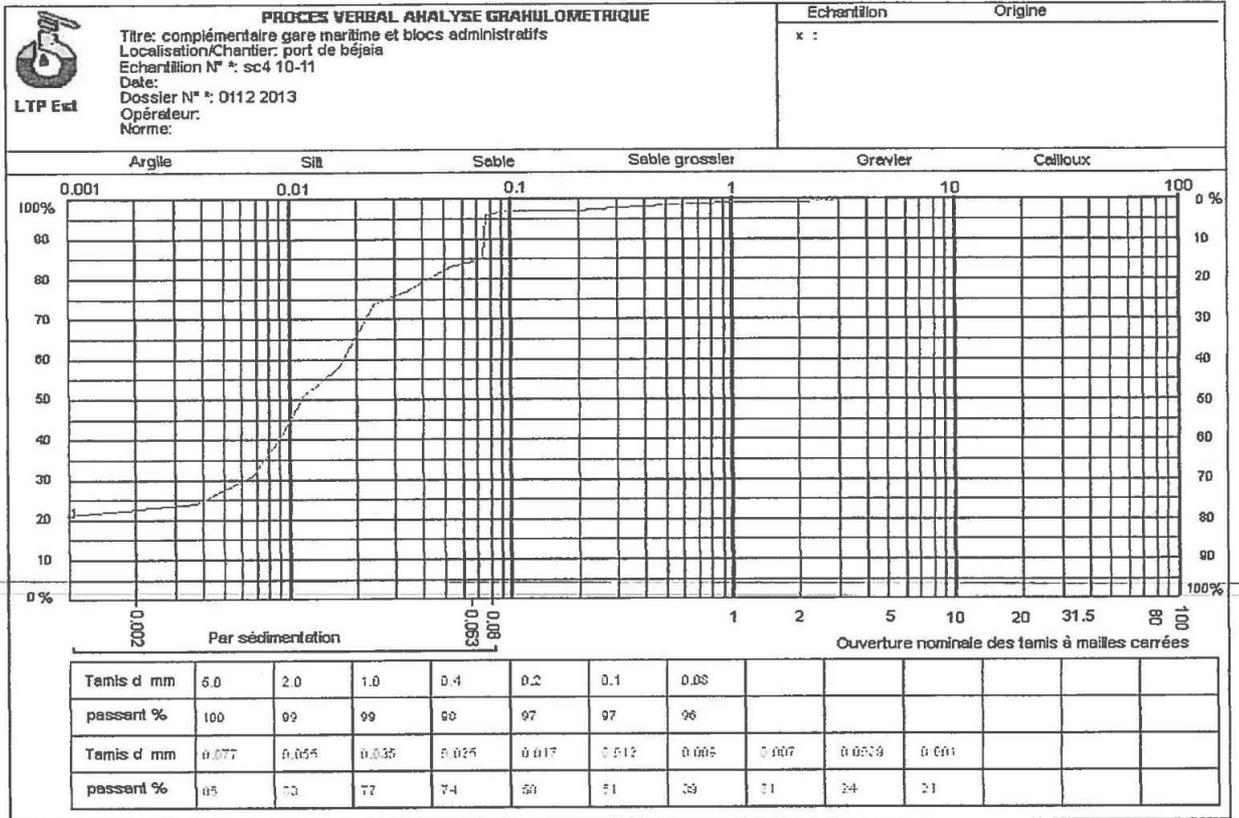
Norme :

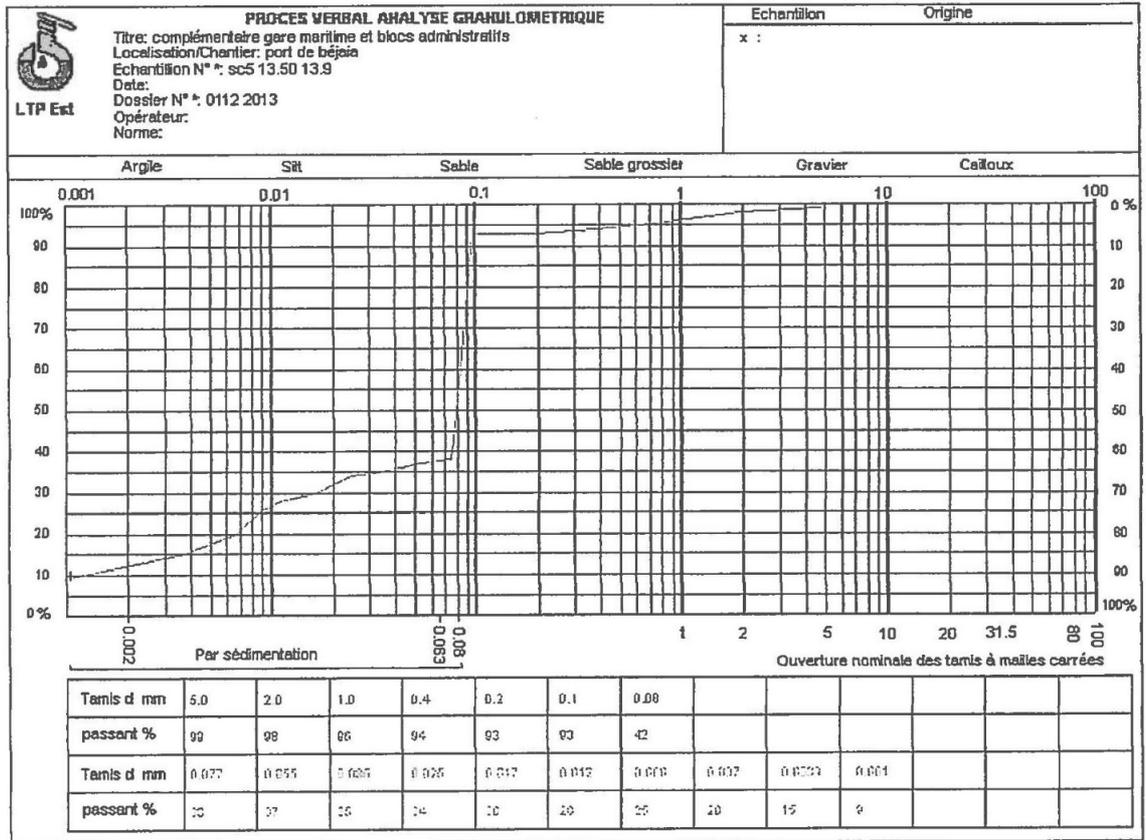
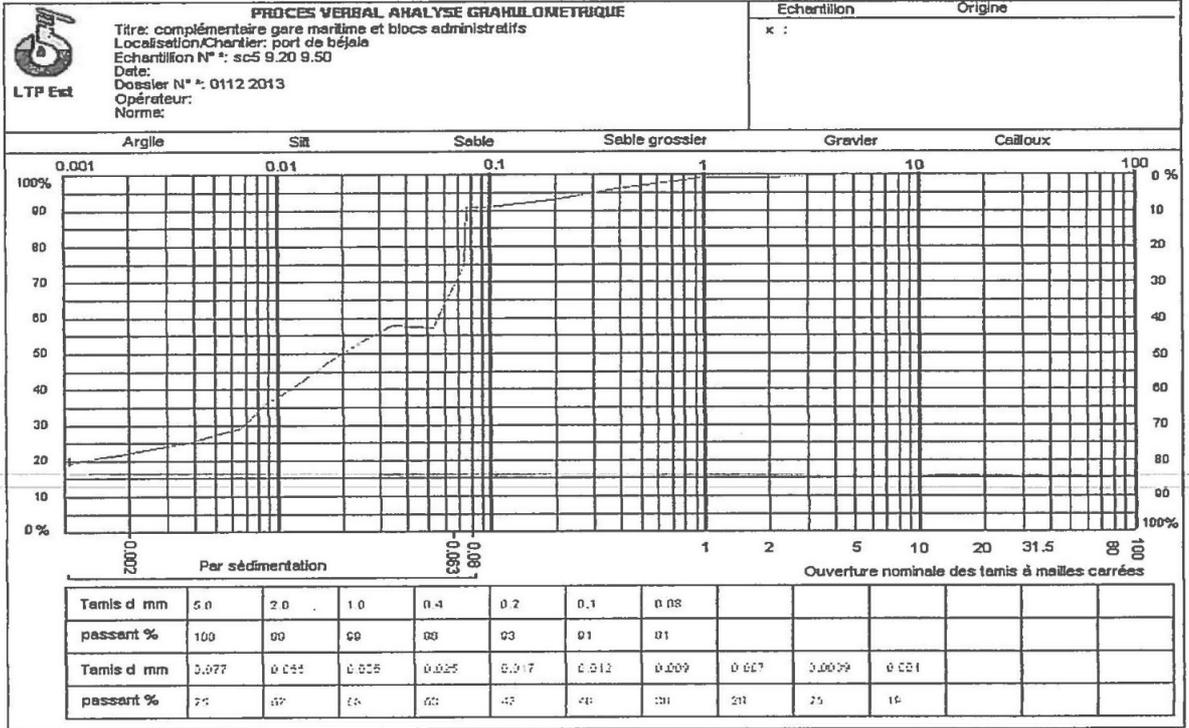
Opérateur :

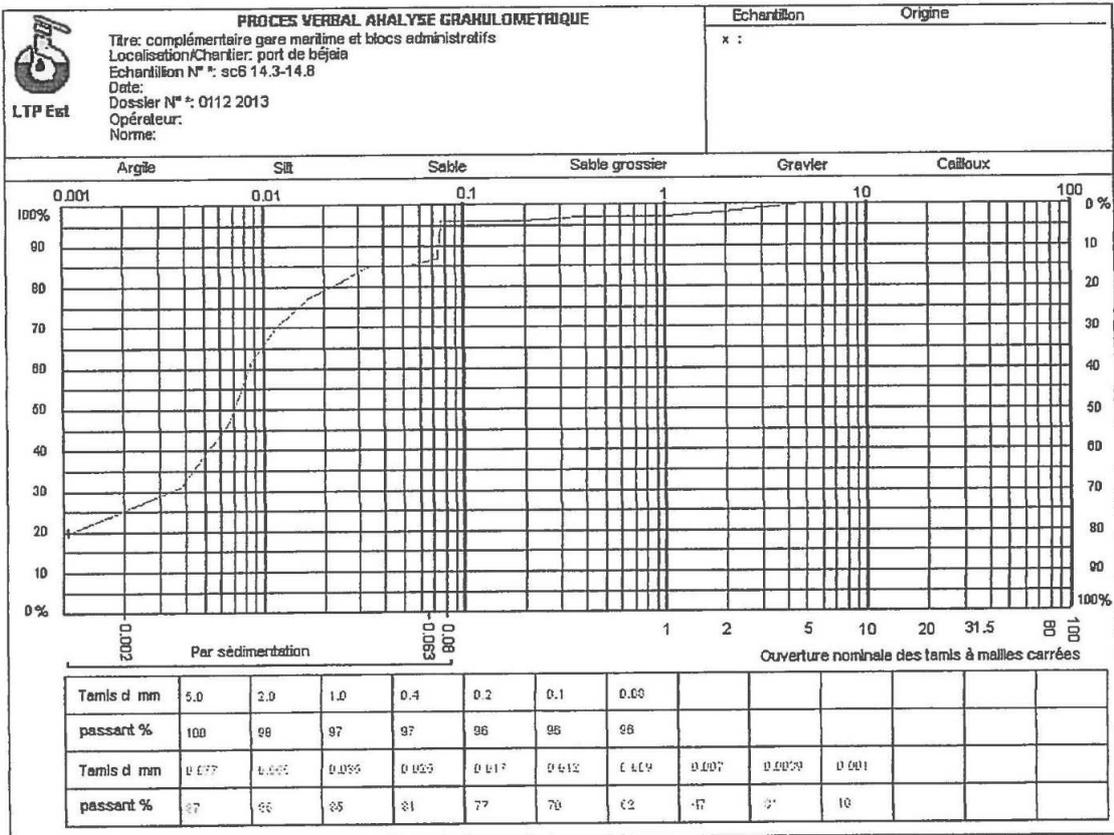
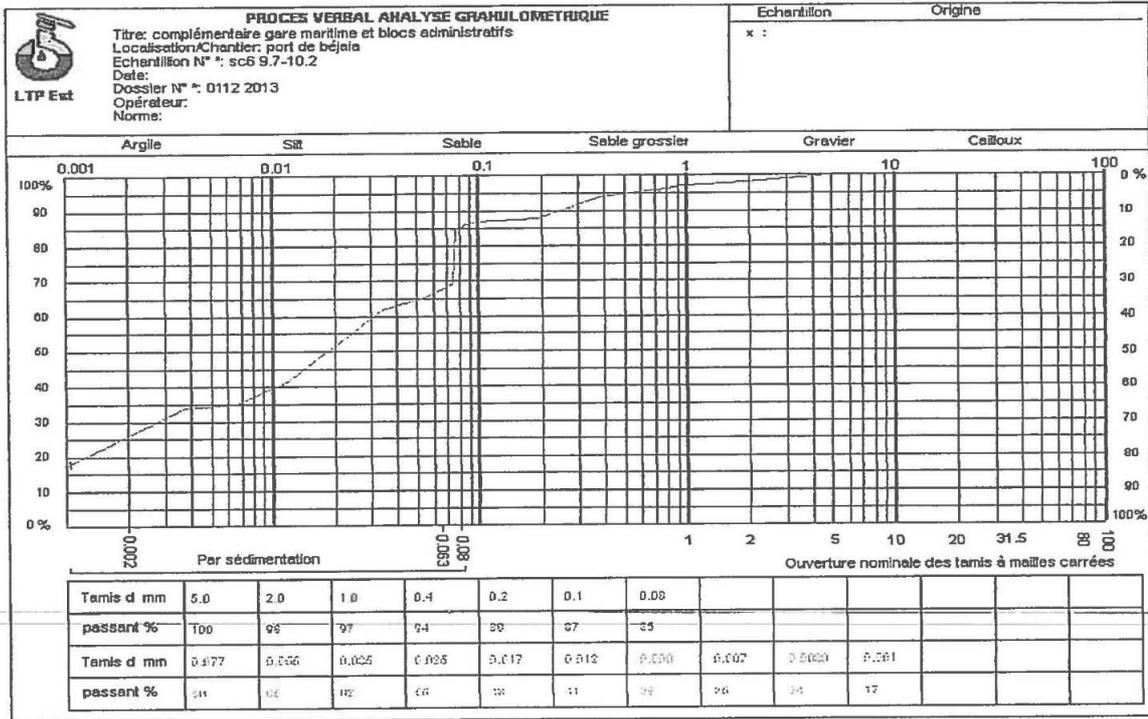
Date : 15 09 2013

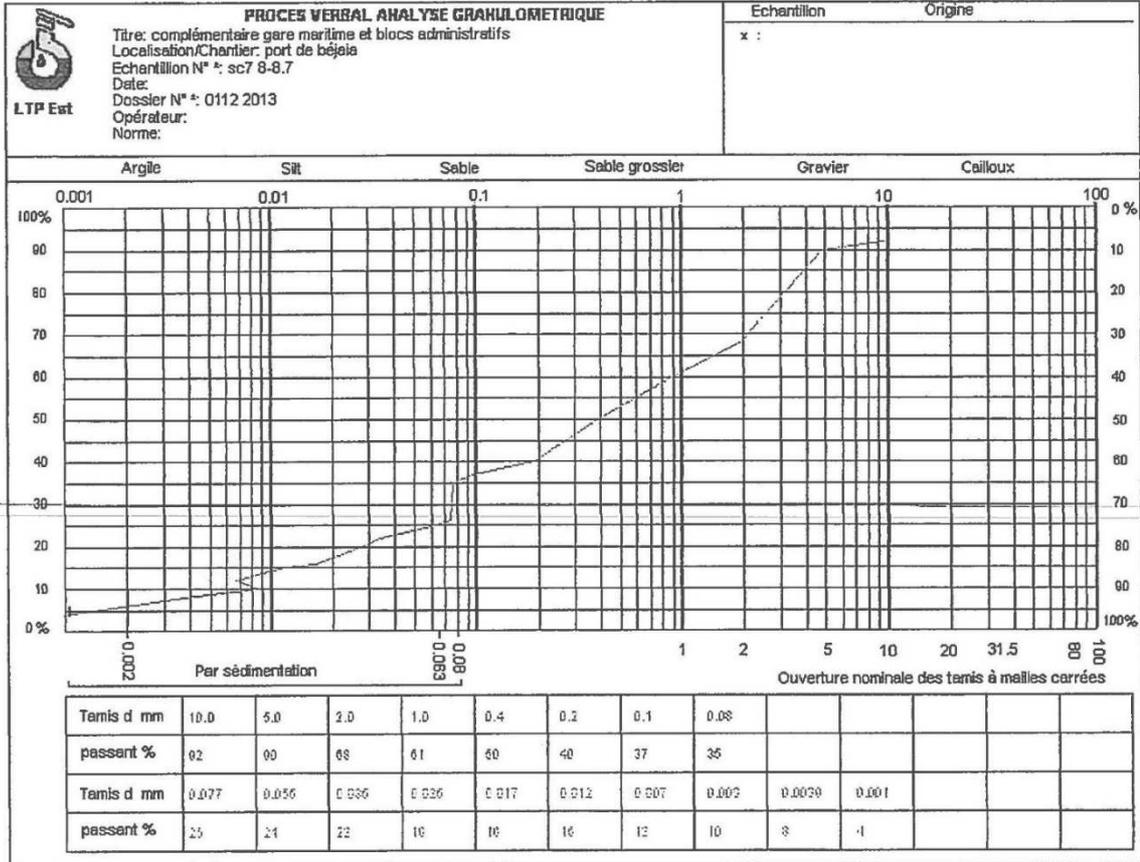


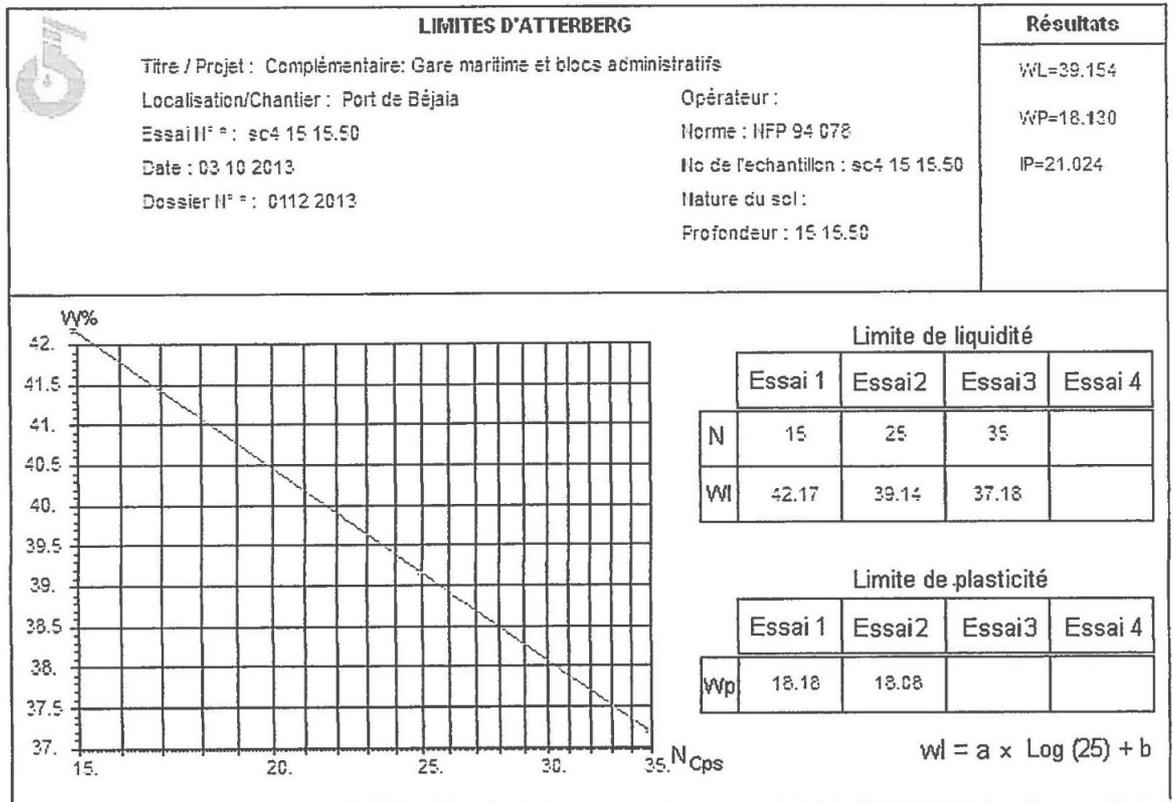
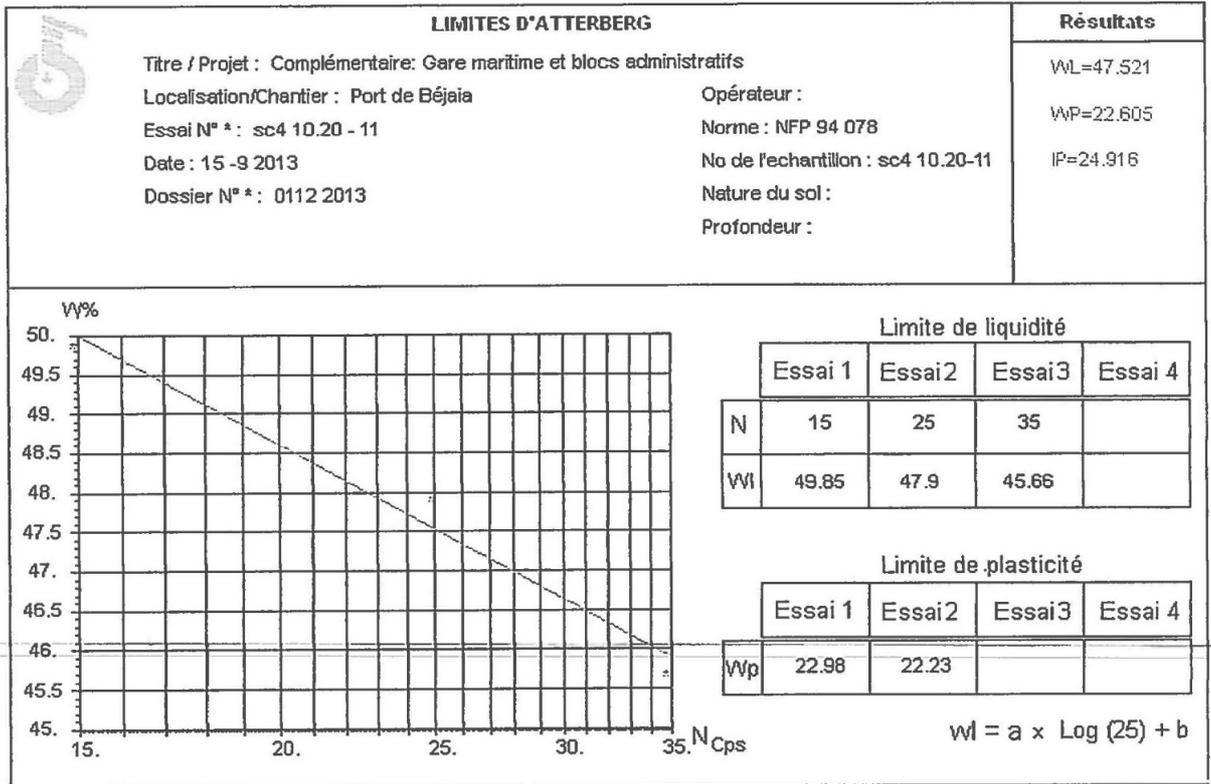
E. Résultats des essais physiques

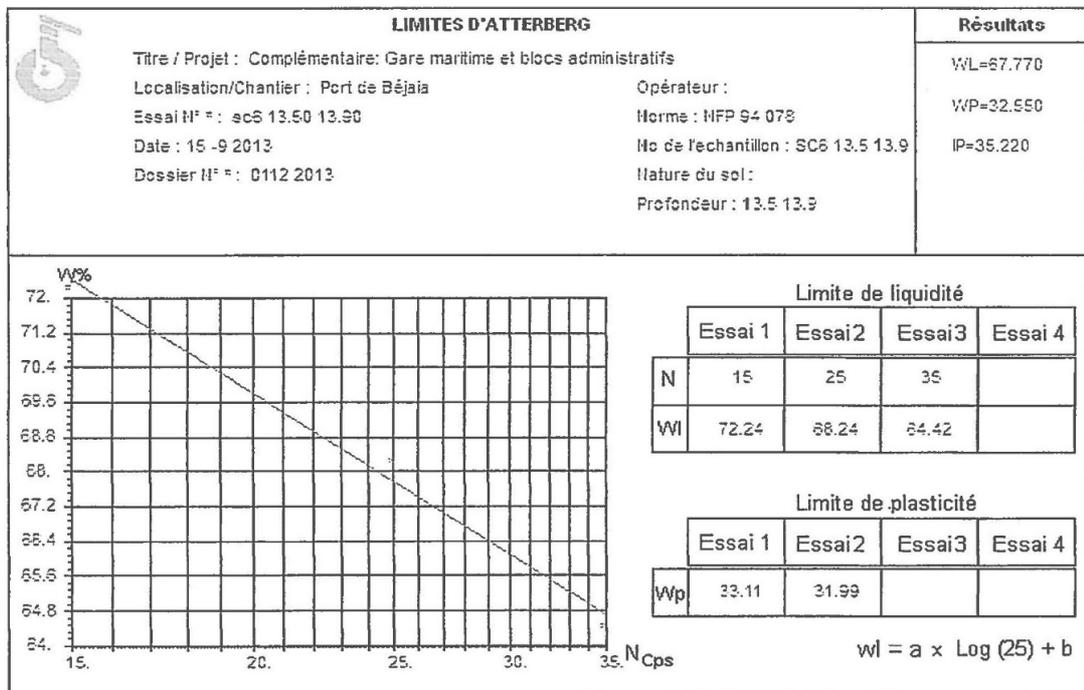
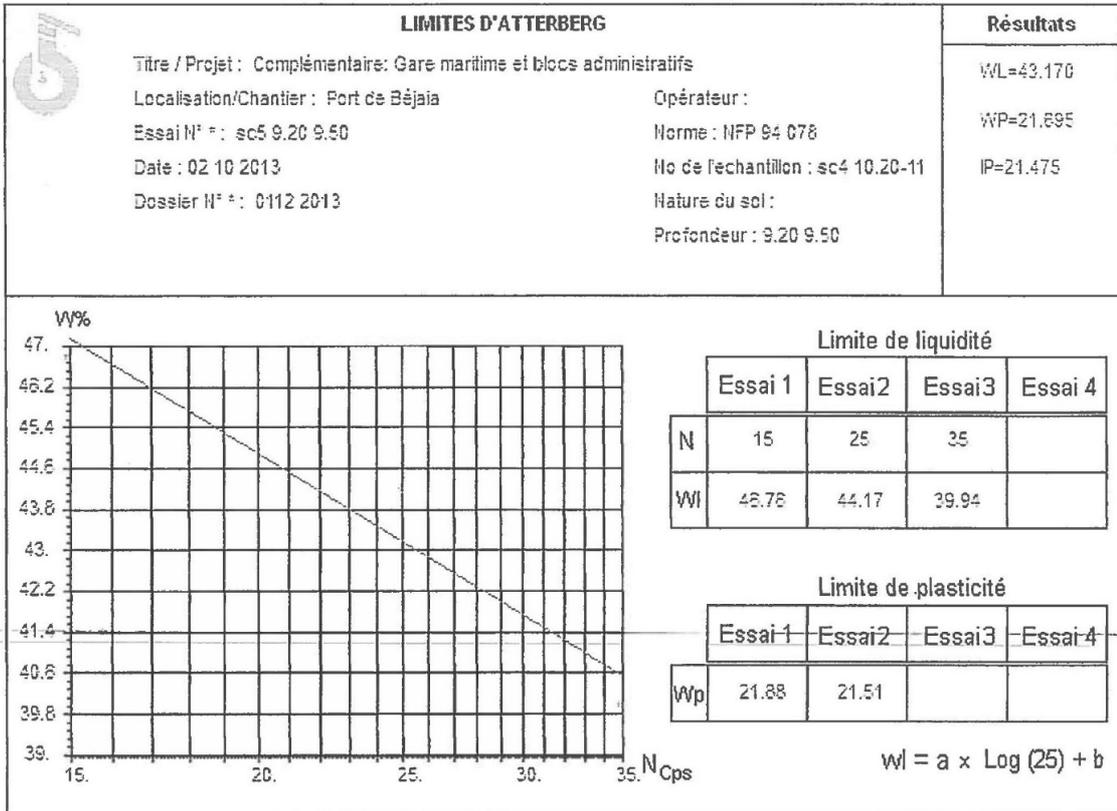


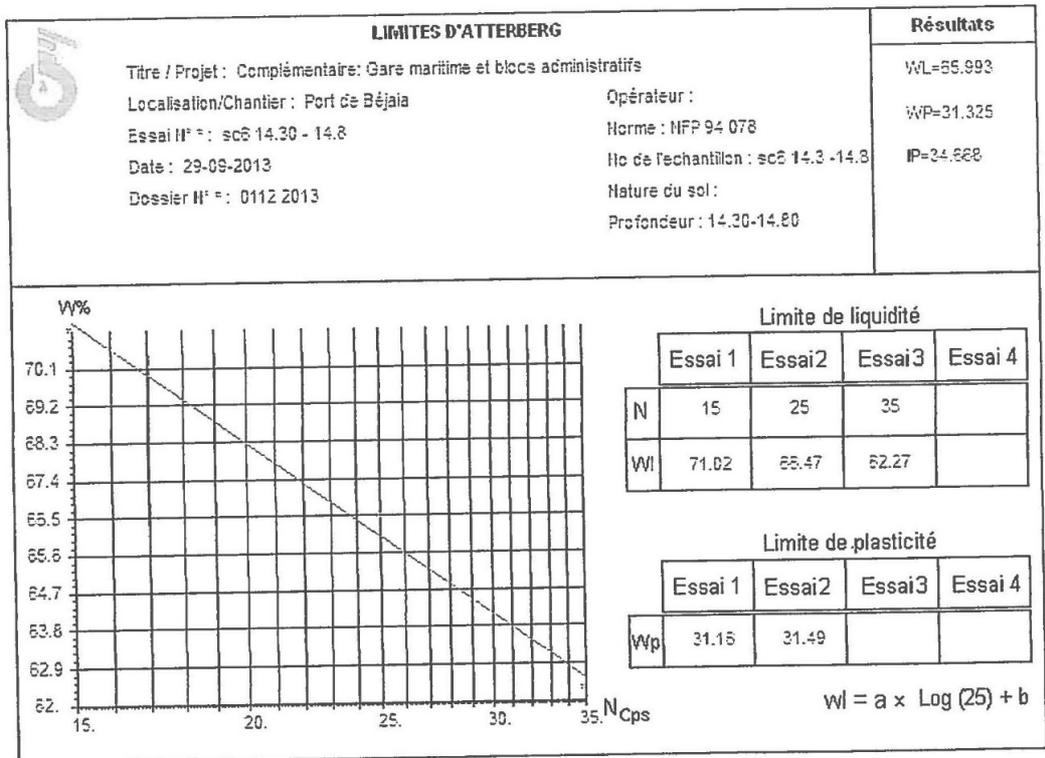
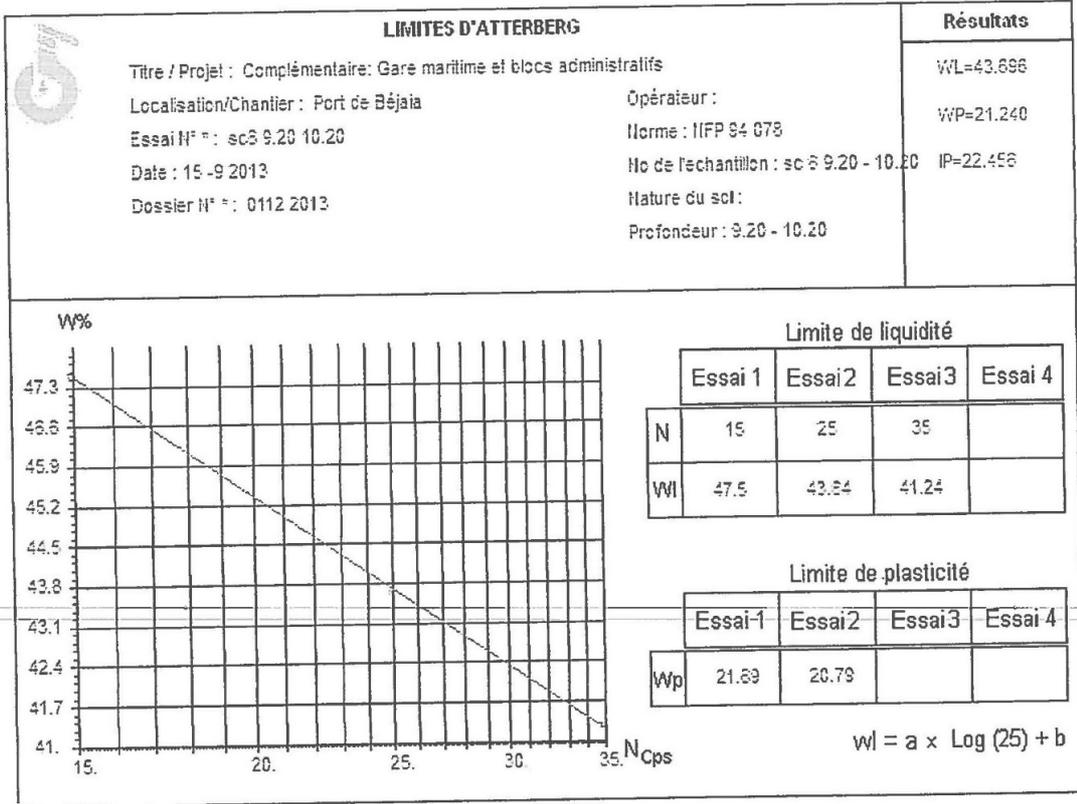


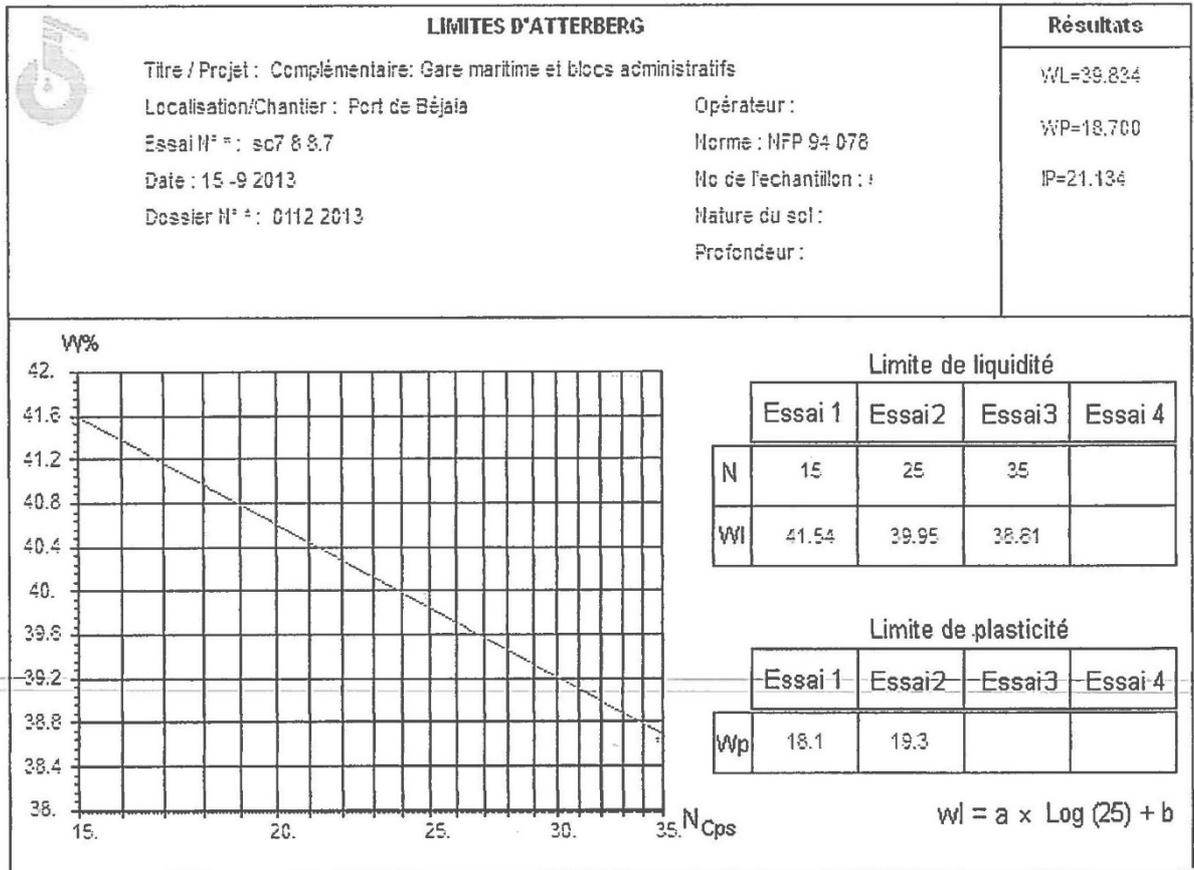




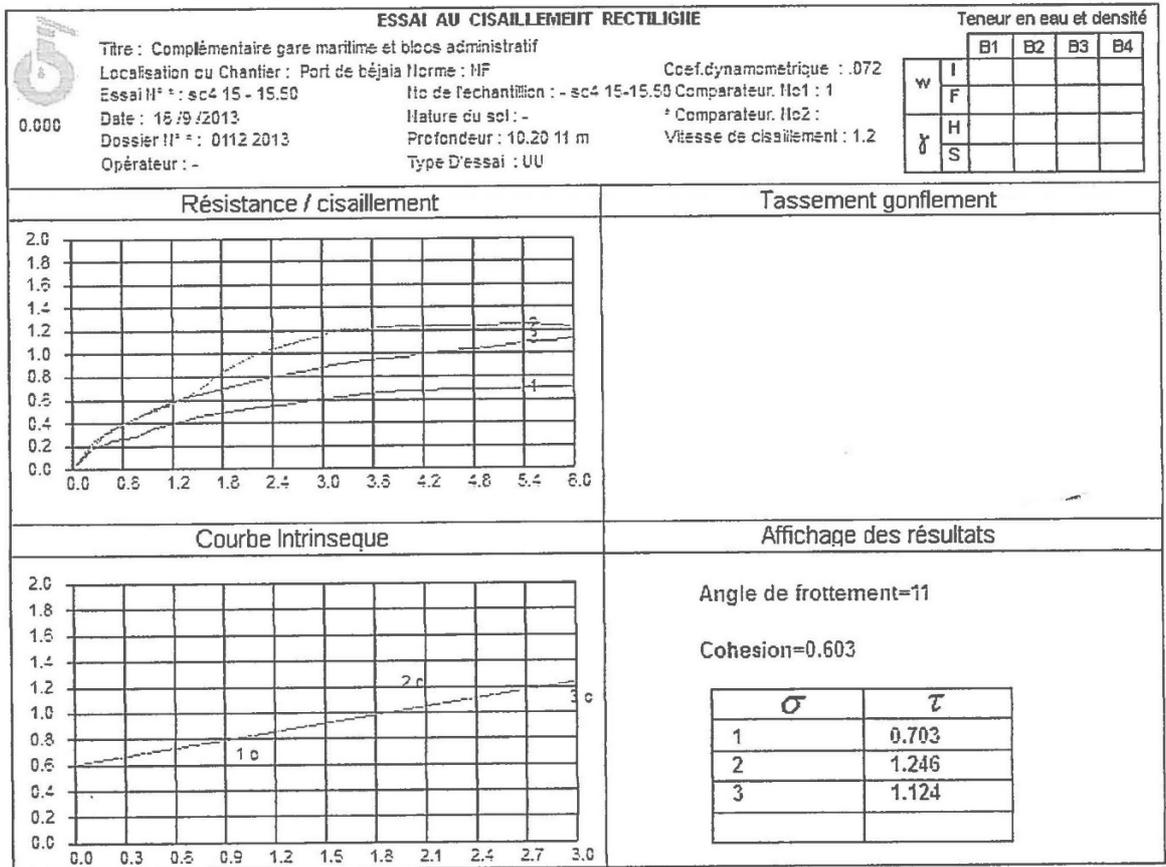
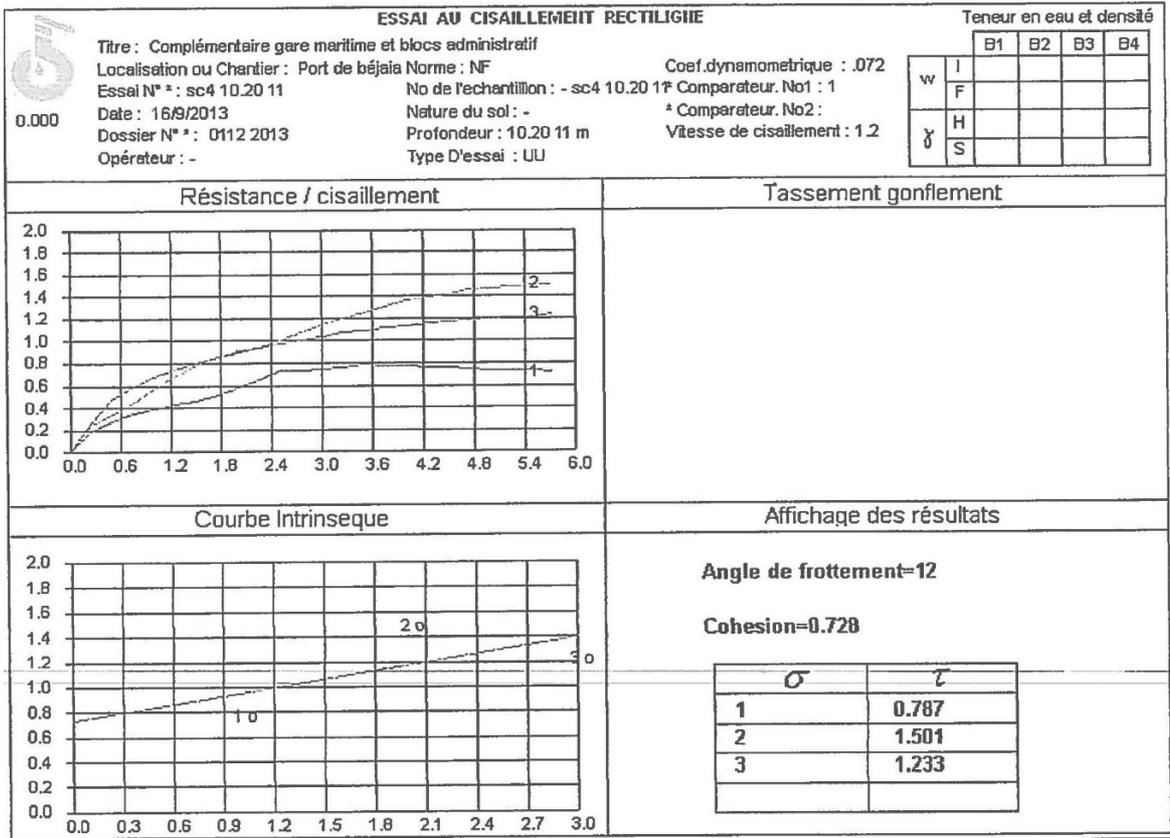


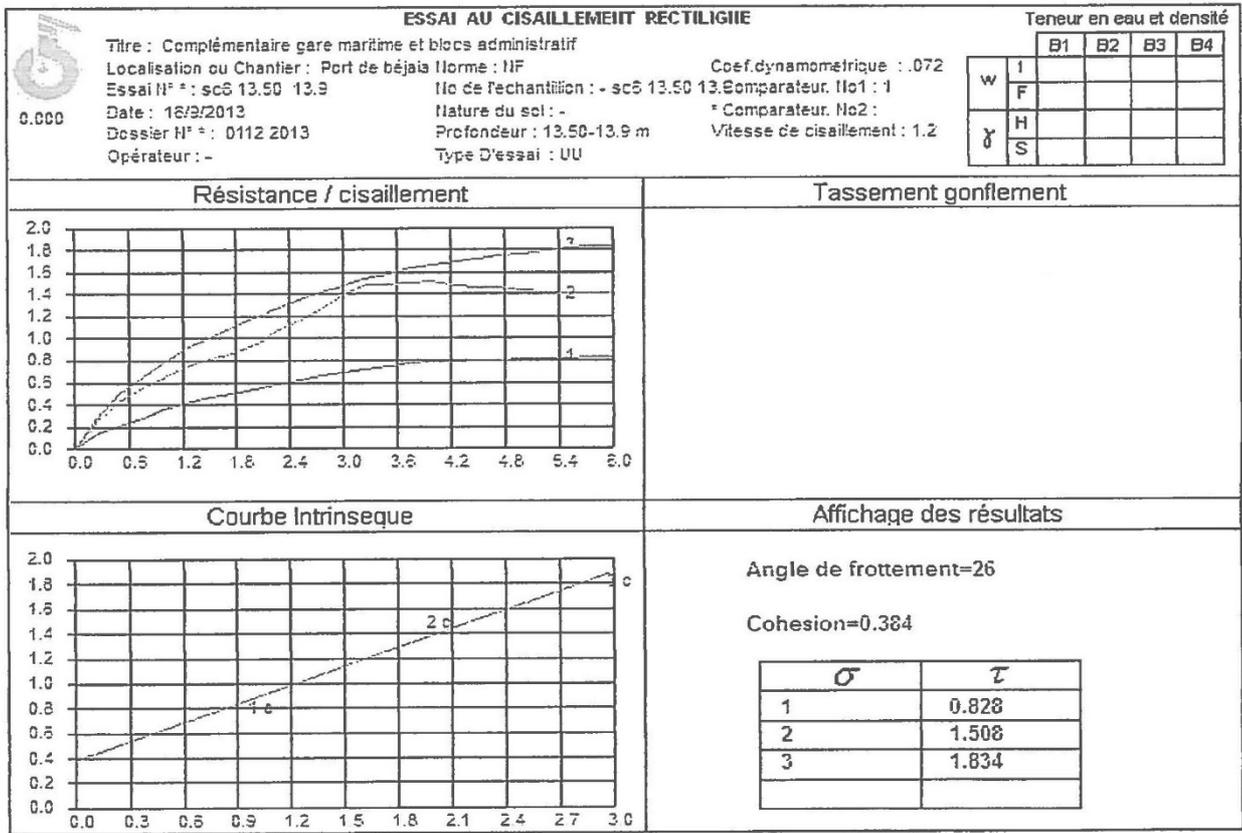
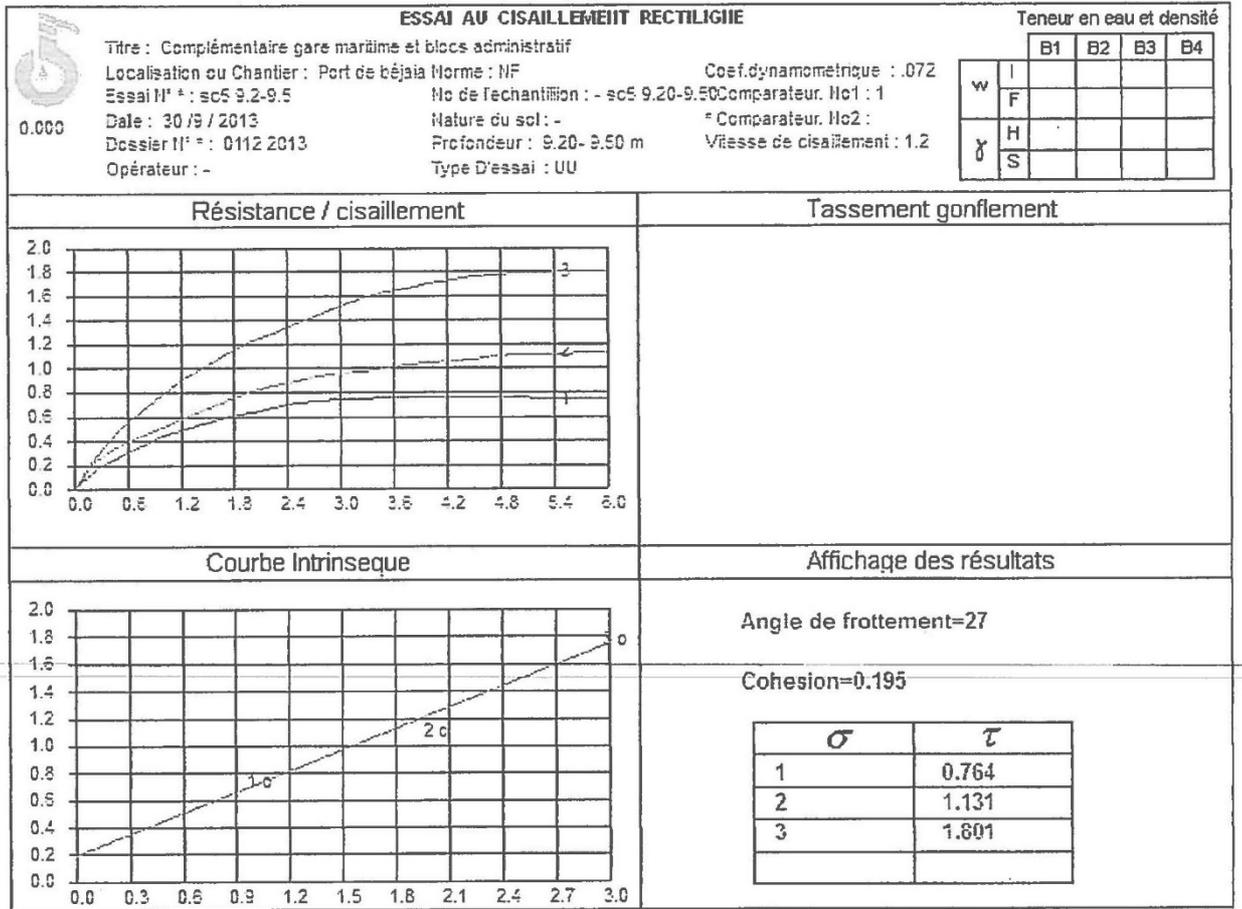


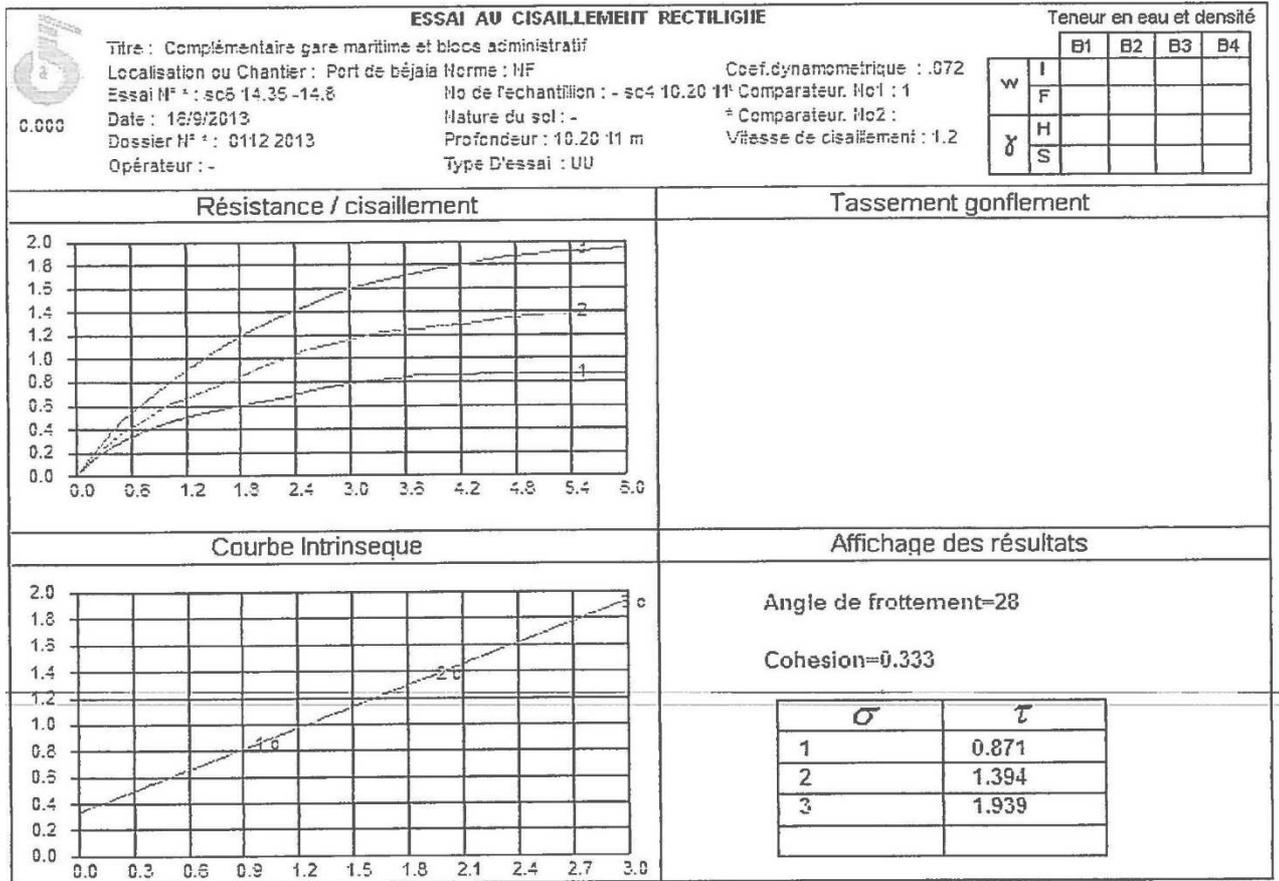


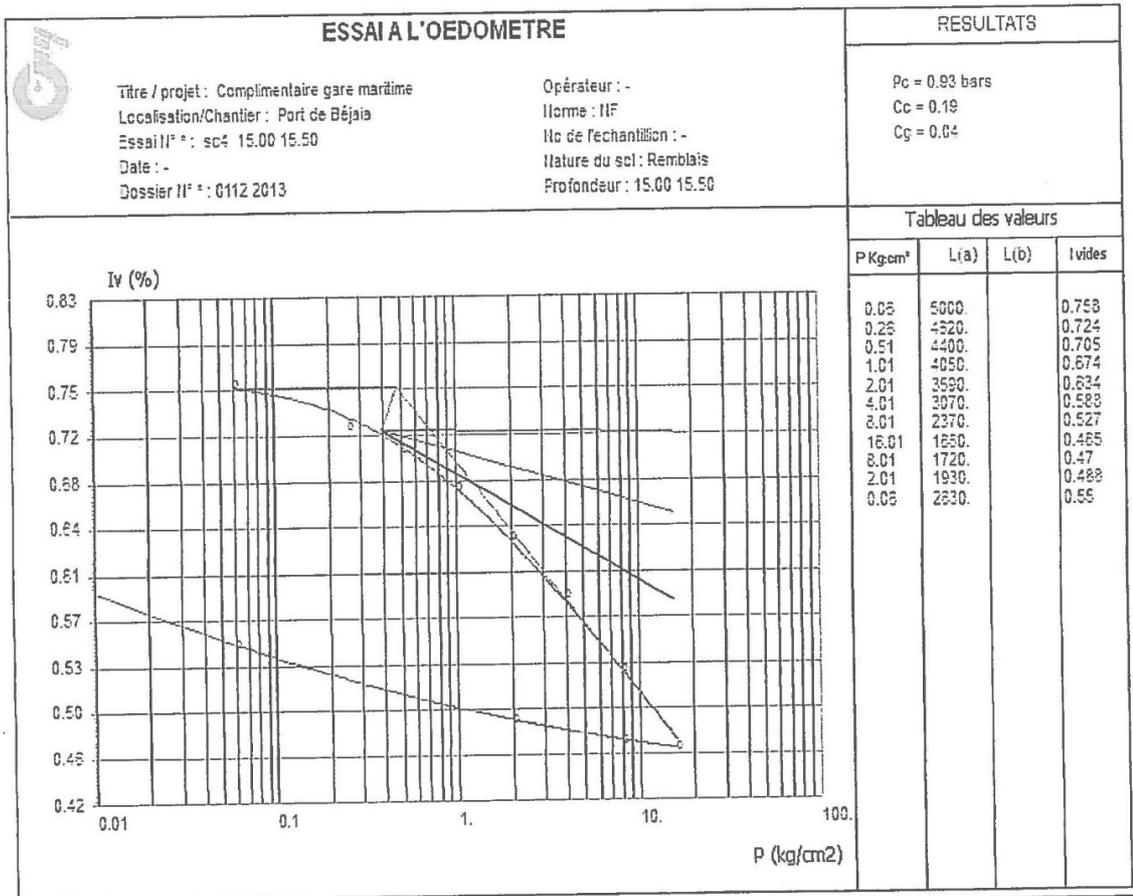
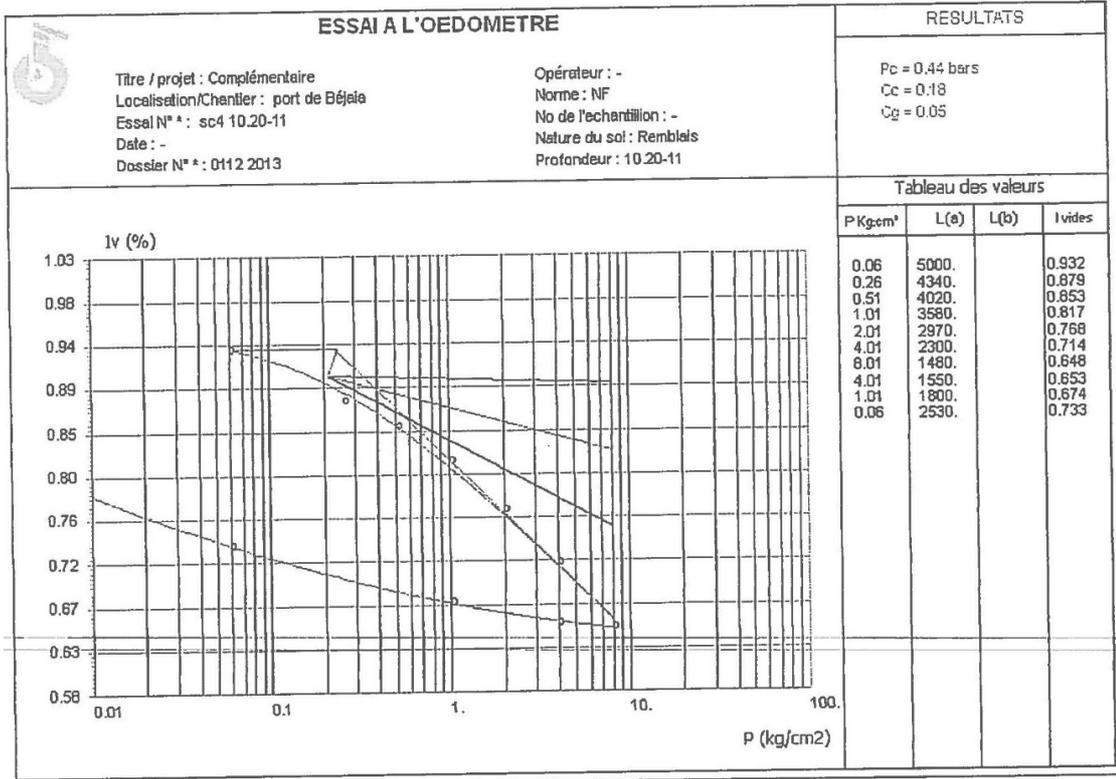


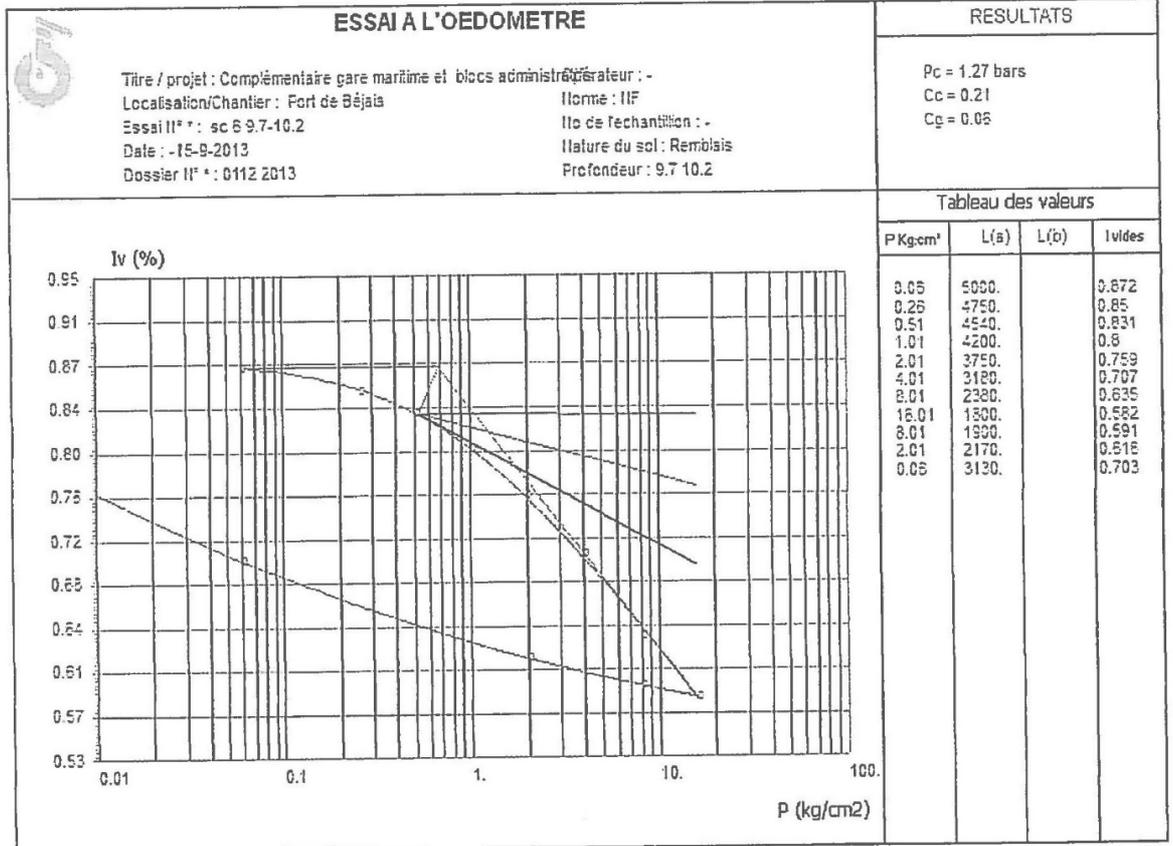
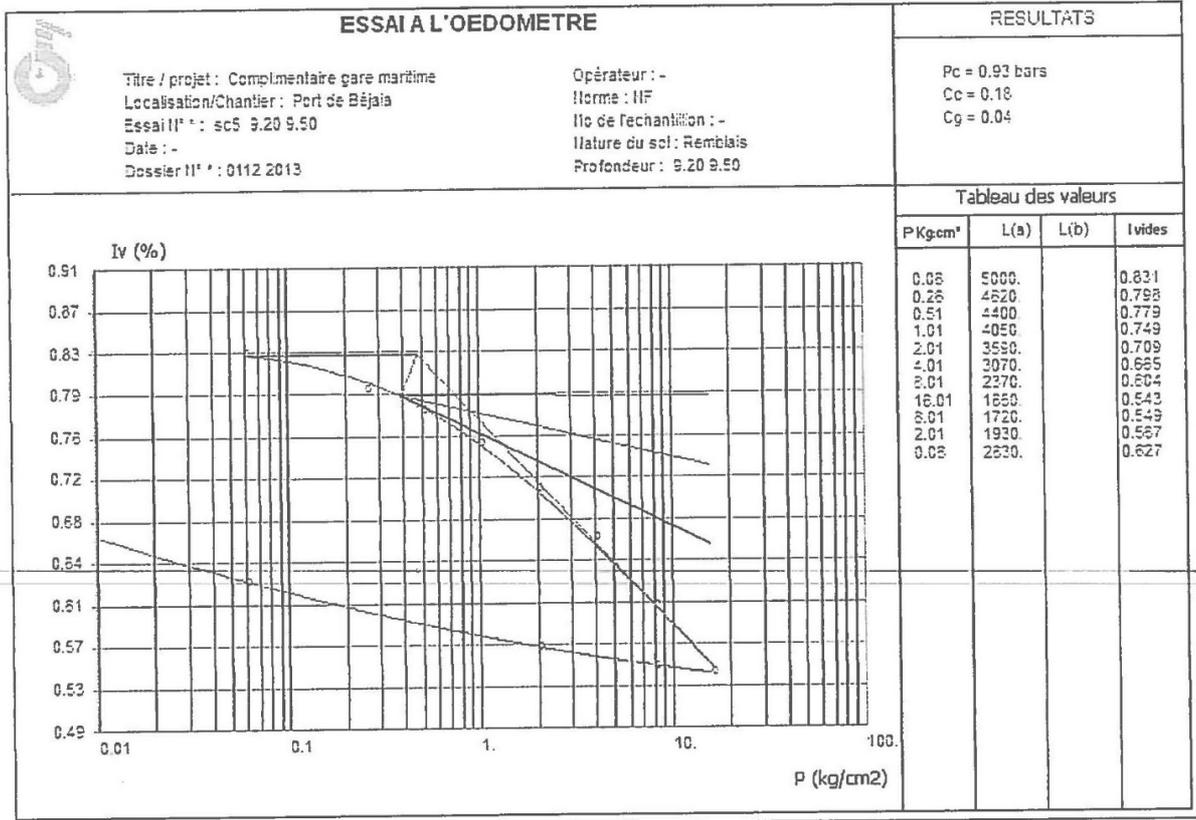
## F. Résultats des essais mécaniques

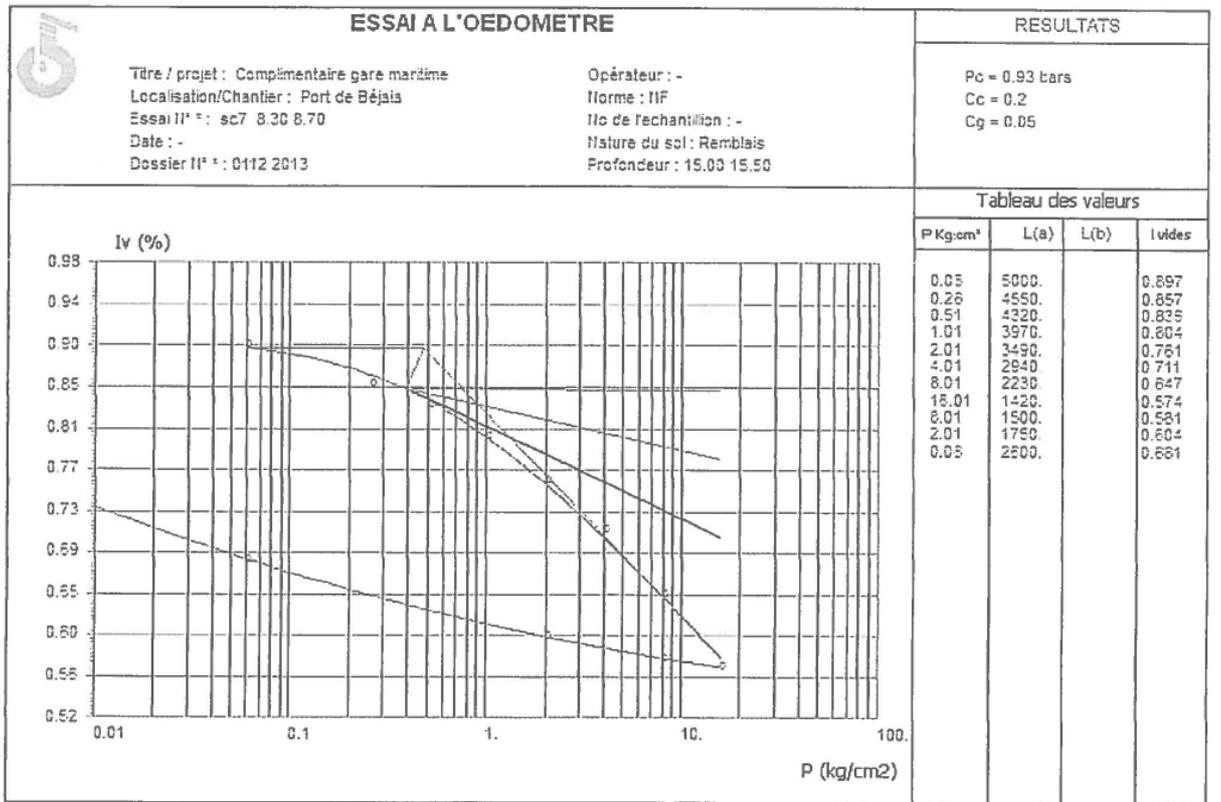
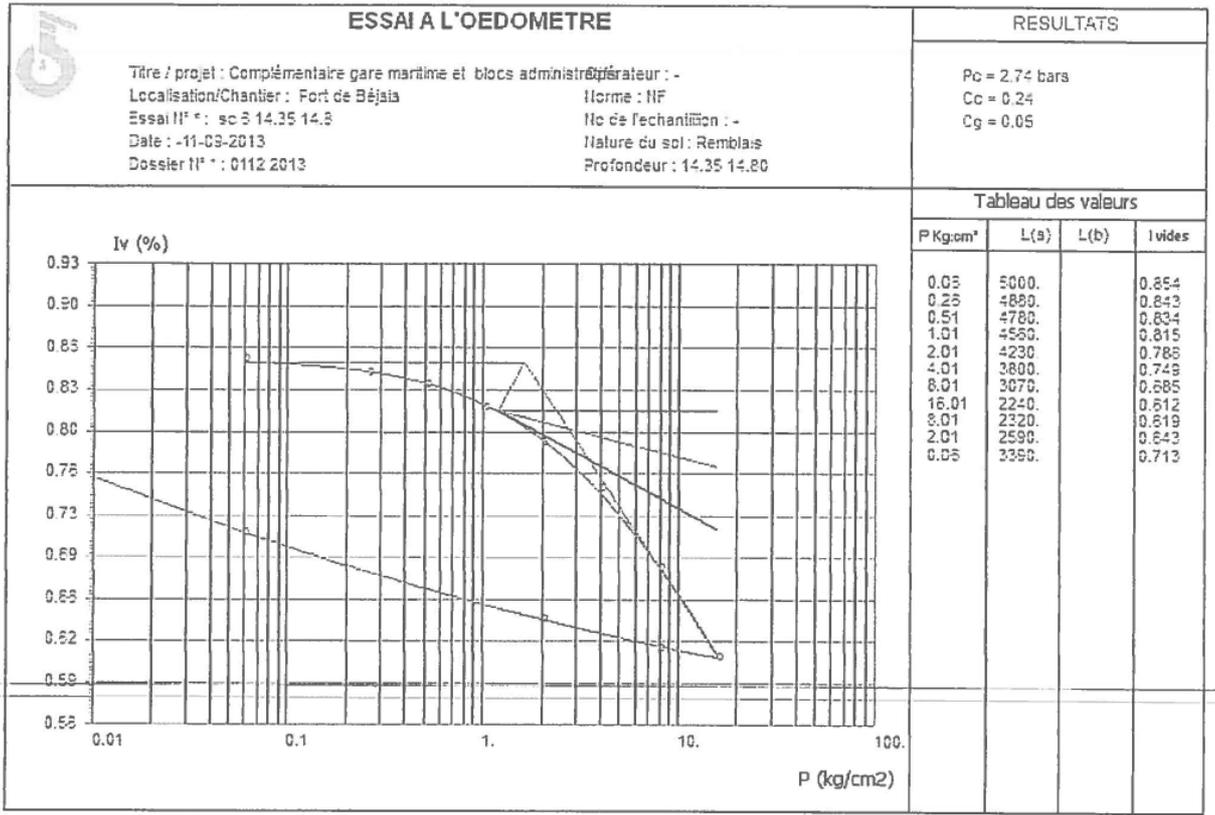












## G.Résultats du tassement

## Gare maritime

Borehole Soil Data

Assign from footing...

Load Import from CPeT-IT

Soil data table

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Phi (°)	Cohesion (kPa)	Comp. Soil*	Ds improved (kPa)
1	0.60	0.80	6.02	60.00	1.67	21.50	0.33	40.00	1.00	<input type="checkbox"/>	60.00
2	1.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
3	2.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
4	3.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
5	4.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
6	5.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
7	6.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19	<input type="checkbox"/>	18.70
8	7.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30	<input type="checkbox"/>	30.00
9	8.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30	<input type="checkbox"/>	30.00
10	9.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30	<input type="checkbox"/>	30.00
11										<input type="checkbox"/>	
12										<input type="checkbox"/>	
13										<input type="checkbox"/>	
14										<input type="checkbox"/>	
15										<input type="checkbox"/>	
16										<input type="checkbox"/>	
17										<input type="checkbox"/>	

\* If checked, settlements of this layer will be computed using the manually entered improved modulus without use of Priebe's improvement factors

Save data Cancel

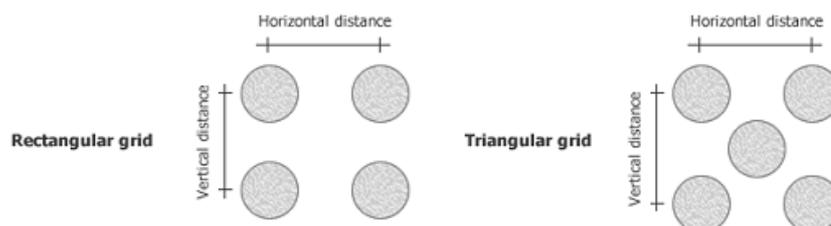
**Project title:** colonnes ballastées

**Project subtitle:** gare maritime

**:: Stone Columns & Foundation properties ::**

Number of columns: 529  
Installation grid: Rectangular  
Horizontal distance: 1.80 m  
Vertical distance: 1.80 m  
Friction angle of columns: 40.00  
Constrained modulus of columns: 100.00 MPa  
Dry unit weight of columns: 19.50 kN/m<sup>3</sup>  
Sat. unit weight of columns: 21.50 kN/m<sup>3</sup>

Foundation geometry: Rectangular  
Foundation width: 40.00 m  
Foundation length: 40.00 m  
Foundation pressure: 111.24 kPa  
Ground water table: 0.00 m  
Effective overburden pressure: 0.00 kPa



**::: Soil layer input data :::**

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	0.60	0.80	6.02	60.00	1.67	21.50	0.33	40.00	1.00
2	1.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19
3	2.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19
4	3.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19
5	4.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19
6	5.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19
7	6.60	0.80	6.02	18.70	5.35	20.00	0.33	35.23	0.19
8	7.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30
9	8.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30
10	9.60	0.80	6.02	30.00	3.33	20.00	0.33	39.89	0.30

\* Current layer has no stone columns

**Abbreviations**

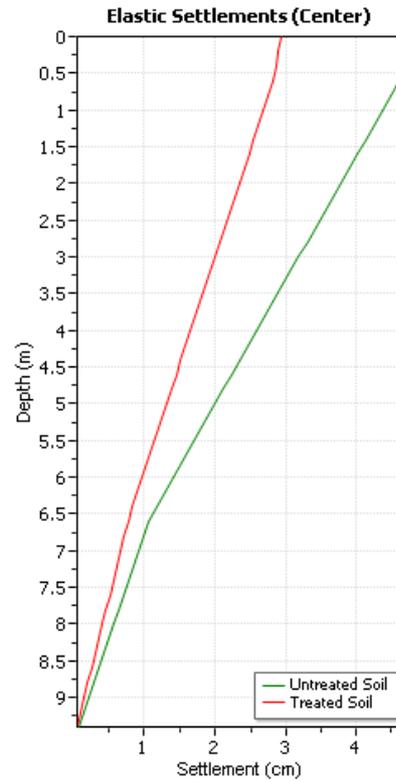
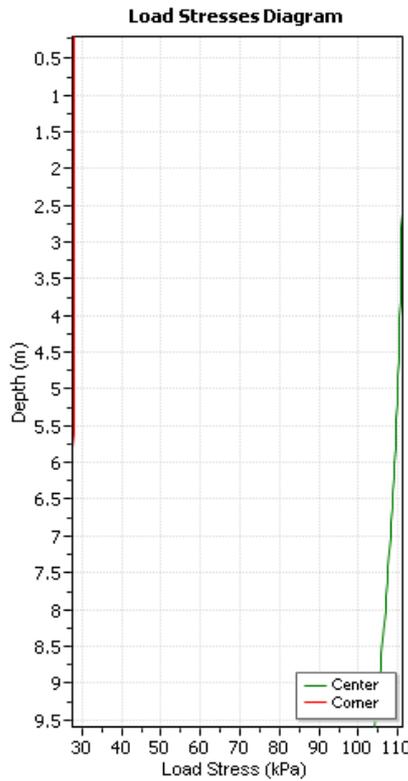
- Bottom depth: Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)
- Column diameter: Diameter of the stone column in the layer
- A/Ac: Replacement ratio (unit area to column area)
- Ds: Constrained modulus of soil
- Dc/Ds: Ratio of constrained modulus of column material to constrained modulus of soil
- Unit weight: Total unit weight of soil layer
- Poisson ratio: Poisson ratio of the layer
- Friction angle: Friction angle value of the layer
- Cohesion: Cohesion value of the layer

**::: Calculation of soil improvement due to vibroreplacement :::**

No	Bottom depth (m)	n <sub>0</sub>	Delta (A/Ac)	n <sub>1</sub>	m <sub>1</sub>	phi <sub>1</sub> (degrees)	c <sub>1</sub> (kPa)	f <sub>0</sub>	n <sub>2</sub>	m <sub>2</sub>	phi <sub>12</sub> (degrees)	c <sub>12</sub> (kPa)
1	0.60	1.94	7.12	1.39	0.28	40.00	0.72	-1.00	1.11	0.10	40.00	0.90
2	1.60	1.94	1.08	1.78	0.44	37.39	0.11	-1.00	1.72	0.42	37.31	0.11
3	2.60	1.94	1.08	1.78	0.44	37.39	0.11	-1.00	1.72	0.42	37.31	0.11
4	3.60	1.94	1.08	1.78	0.44	37.39	0.11	-1.00	1.72	0.42	37.31	0.11
5	4.60	1.94	1.08	1.78	0.44	37.39	0.11	-1.00	1.72	0.42	37.31	0.11
6	5.60	1.94	1.08	1.78	0.44	37.39	0.11	-1.00	1.72	0.42	37.31	0.11
7	6.60	1.94	1.08	1.78	0.44	37.39	0.11	-1.00	1.72	0.42	37.31	0.11
8	7.60	1.94	2.02	1.67	0.40	39.93	0.18	-1.00	1.39	0.28	39.92	0.22
9	8.60	1.94	2.02	1.67	0.40	39.93	0.18	-1.00	1.39	0.28	39.92	0.22
10	9.60	1.94	2.02	1.67	0.40	39.93	0.18	-1.00	1.39	0.28	39.92	0.22

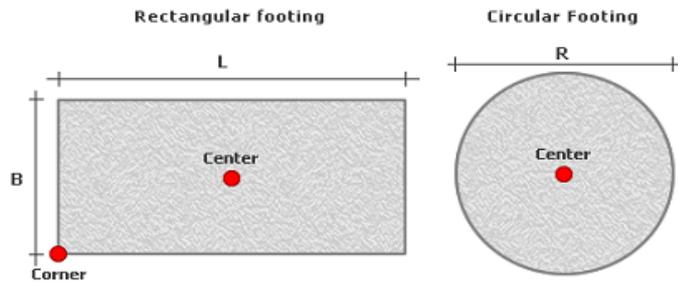
- n<sub>0</sub> : Basic improvement factor
- Delta(A/Ac) : Value added to area ratio (due to column compressibility)
- n<sub>1</sub> : Soil improvement factor (due to column compressibility)
- f<sub>0</sub> : Depth Factor (due to overburden constraint)
- : (\*\*\*) means f<sub>0</sub> does not meet compatibility controls
- n<sub>2</sub> : Improvement factor (with overburden constraint)
- m<sub>1,2</sub> : Proportional loads on columns (for n<sub>1</sub> and n<sub>2</sub> respectively)
- phi<sub>1,2</sub> : Improved effective soil friction angle (for n<sub>1</sub> and n<sub>2</sub> respectively)
- c<sub>1,2</sub> : Improved effective soil cohesion (for n<sub>1</sub> and n<sub>2</sub> respectively)

:: Settlements calculation according to DIN 4019 ::



$$\text{Settlement} = \frac{1}{E_s} \times \int_0^{ds} I \times \sigma_1 dz$$

Calculations are carried out using the procedure described in DIN 4019. The general equation for a single soil layer is presented above. The software uses an analytical procedure to calculate the above integral.



Tabular Results

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	0.60	111.24	6.90	60.00	66.65	0.11	0.03	0.10	0.03
2	1.60	111.20	16.90	18.70	32.21	0.59	0.15	0.35	0.09
3	2.60	111.06	26.90	18.70	32.21	0.59	0.15	0.34	0.09
4	3.60	110.77	36.90	18.70	32.21	0.59	0.15	0.34	0.09

Tabular Results

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
5	4.60	110.29	46.90	18.70	32.21	0.59	0.15	0.34	0.09
6	5.60	109.58	56.90	18.70	32.21	0.59	0.15	0.34	0.09
7	6.60	108.62	66.90	18.70	32.21	0.58	0.15	0.34	0.09
8	7.60	107.40	76.90	30.00	41.63	0.36	0.09	0.26	0.07
9	8.60	105.92	86.90	30.00	41.63	0.36	0.09	0.26	0.07
10	9.60	104.19	96.90	30.00	41.63	0.35	0.09	0.25	0.07
<b>Totals:</b>						<b>4.72</b>	<b>1.20</b>	<b>2.92</b>	<b>0.74</b>

Bottom depth : Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)  
 Load stress : Stress below the center of the footing due to footing load  
 Over. stress : Overburden effective stress  
 Ds : Constrained Modulus of soil layer  
 Ds improved\* : Constrained Modulus of soil layer after treatment  
 : Settlements calculation ended due to 20% rule

**:: Bearing Capacity Calculation According to Priebe ::**

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

**:: Soil Layer No 1 (from 0.00 to 0.60) ::**

Friction angle:	40.00°	Friction angle of treated soil:	40.00°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.90 kPa
Average cohesion:	0.95 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.50 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	21.50 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	40.00 m	Depth of ground failure:	93.92 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 75.31, N_a = 64.20, N_b = 53.03$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_a = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	32040.58 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	288.03		

**:: Soil Layer No 2 (from 0.60 to 1.60) ::**

Friction angle:	35.23°	Friction angle of treated soil:	37.31°
Cohesion:	0.19 kPa	Cohesion of treated soil:	0.11 kPa
Average cohesion:	0.15 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.50 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	41.99 m	Depth of ground failure:	85.64 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 47.10, N_a = 34.26, N_b = 23.49$		
Shape factors:	$v_c = 1.59, v_a = 1.58, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	14509.78 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	130.44		

**:: Soil Layer No 3 (from 1.60 to 2.60) ::**

Friction angle:	35.23°	Friction angle of treated soil:	37.31°
Cohesion:	0.19 kPa	Cohesion of treated soil:	0.11 kPa
Average cohesion:	0.15 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	41.99 m	Depth of ground failure:	83.73 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 47.10, N_a = 34.26, N_b = 23.49$		
Shape factors:	$v_c = 1.59, v_a = 1.58, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	14509.78 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	130.44		

**:: Soil Layer No 4 (from 2.60 to 3.60) ::**

Friction angle:	35.23°	Friction angle of treated soil:	37.31°
Cohesion:	0.19 kPa	Cohesion of treated soil:	0.11 kPa
Average cohesion:	0.15 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	41.99 m	Depth of ground failure:	82.88 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 47.10, N_a = 34.26, N_b = 23.49$		
Shape factors:	$v_c = 1.59, v_a = 1.58, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	14509.78 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	130.44		

<b>:: Soil Layer No 5 (from 3.60 to 4.60) ::</b>			
Friction angle:	35.23°	Friction angle of treated soil:	37.31°
Cohesion:	0.19 kPa	Cohesion of treated soil:	0.11 kPa
Average cohesion:	0.15 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	41.99 m	Depth of ground failure:	82.40 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 47.10, N_q = 34.26, N_b = 23.49$		
Shape Factors:	$v_c = 1.59, v_q = 1.58, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	14509.78 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	130.44		
<b>:: Soil Layer No 6 (from 4.60 to 5.60) ::</b>			
Friction angle:	35.23°	Friction angle of treated soil:	37.31°
Cohesion:	0.19 kPa	Cohesion of treated soil:	0.11 kPa
Average cohesion:	0.15 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	41.99 m	Depth of ground failure:	82.09 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 47.10, N_q = 34.26, N_b = 23.49$		
Shape Factors:	$v_c = 1.59, v_q = 1.58, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	14509.78 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	130.44		
<b>:: Soil Layer No 7 (from 5.60 to 6.60) ::</b>			
Friction angle:	35.23°	Friction angle of treated soil:	37.31°
Cohesion:	0.19 kPa	Cohesion of treated soil:	0.11 kPa
Average cohesion:	0.15 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	41.99 m	Depth of ground failure:	81.88 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 47.10, N_q = 34.26, N_b = 23.49$		
Shape Factors:	$v_c = 1.59, v_q = 1.58, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	14509.78 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	130.44		
<b>:: Soil Layer No 8 (from 6.60 to 7.60) ::</b>			
Friction angle:	39.89°	Friction angle of treated soil:	39.92°
Cohesion:	0.30 kPa	Cohesion of treated soil:	0.22 kPa
Average cohesion:	0.26 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	40.03 m	Depth of ground failure:	83.41 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 74.44, N_q = 63.22, N_b = 52.01$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_q = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	29199.65 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	262.49		
<b>:: Soil Layer No 9 (from 7.60 to 8.60) ::</b>			
Friction angle:	39.89°	Friction angle of treated soil:	39.92°
Cohesion:	0.30 kPa	Cohesion of treated soil:	0.22 kPa
Average cohesion:	0.26 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	40.03 m	Depth of ground failure:	84.59 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 74.44, N_q = 63.22, N_b = 52.01$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_q = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	29199.65 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	262.49		

<b>:: Soil Layer No 10 (from 8.60 to 9.60) ::</b>			
Friction angle:	39.89°	Friction angle of treated soil:	39.92°
Cohesion:	0.30 kPa	Cohesion of treated soil:	0.22 kPa
Average cohesion:	0.26 kPa		
Soil weight above foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	20.00 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	40.03 m	Depth of ground failure:	85.52 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 74.44, N_q = 63.22, N_b = 52.01$		
Shape factors:	$v_c = 1.65, v_q = 1.64, v_b = 0.70$		
Ultimate stress:	29199.65 kPa	Foundation load:	111.24 kPa
Single layer safety factor:	262.49		
<b>:: Bearing Capacity Results ::</b>			
Averaged Safety Factor: 181.55			
Partial Safety Factor: 2.00			
<b>Overall Safety Factor: 90.78</b>			

Cas des blocs administratifs

Borehole Soil Data

Assign from footing...

Load Import from CPeT-IT

Soil data table

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Phi (°)	Cohesion (kPa)	Comp. Soil*	Ds improved (kPa)
1	0.60	0.80	5.03	60.00	1.67	21.50	0.33	40.00	1.00	<input type="checkbox"/>	60.00
2	1.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	22.00
3	2.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	22.00
4	3.60	0.80	5.03	21.30	4.69	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	21.30
5	4.60	0.80	5.03	21.30	4.69	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	21.30
6	5.60	0.80	5.03	17.30	5.78	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	17.30
7	6.60	0.80	5.03	17.30	5.78	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	17.30
8	7.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	6.00
9	8.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	6.00
10	9.60	0.80	5.03	10.00	10.00	19.62	0.33	26.00	38.40	<input type="checkbox"/>	10.00
11	10.60	0.80	5.03	7.30	13.70	19.62	0.33	12.00	72.80	<input type="checkbox"/>	7.30
12	11.60	0.80	5.03	10.00	10.00	19.62	0.33	12.00	33.30	<input type="checkbox"/>	10.00
13	12.60	0.80	5.03	10.00	10.00	19.62	0.33	12.00	33.30	<input type="checkbox"/>	10.00
14	13.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	26.00	38.40	<input type="checkbox"/>	6.00
15	14.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	28.00	33.30	<input type="checkbox"/>	6.00
16	15.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	60.00	<input type="checkbox"/>	22.00
17	16.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30	<input type="checkbox"/>	22.00

\* If checked, settlements of this layer will be computed using the manually entered improved modulus without use of Priebe's improvement factors

Save data Cancel

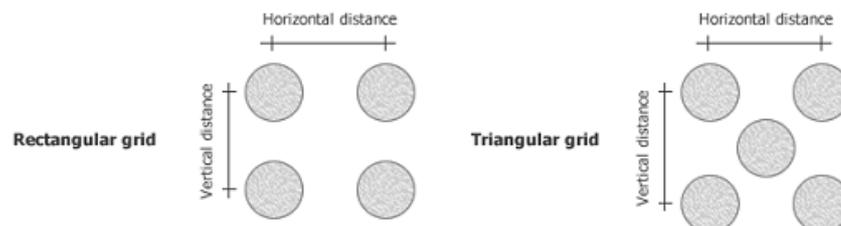
**GEOLOGISMIKI**  
Geotechnical Software

**Geologismiki**  
Geotechnical Engineers  
P.O. Box 33539  
<http://www.geologismiki.gr>

**Project title:** colonnes ballastées  
**Project subtitle:** blocs administratifs

**:: Stone Columns & Foundation properties ::**

Number of columns:	775	Foundation geometry:	Rectangular
Installation grid:	Rectangular	Foundation width:	49.00 m
Horizontal distance:	1.60 m	Foundation length:	40.00 m
Vertical distance:	1.60 m	Foundation pressure:	65.60 kPa
Friction angle of columns:	40.00	Ground water table:	0.00 m
Constrained modulus of columns:	100.00 MPa	Effective overburden pressure:	0.00 kPa
Dry unit weight of columns:	19.50 kN/m <sup>3</sup>		
Sat. unit weight of columns:	21.50 kN/m <sup>3</sup>		



## ::: Soil layer input data :::

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)
1	0.60	0.80	5.03	60.00	1.67	21.50	0.33	40.00	1.00
2	1.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30
3	2.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30
4	3.60	0.80	5.03	21.30	4.69	19.62	0.33	11.00	33.30
5	4.60	0.80	5.03	21.30	4.69	19.62	0.33	11.00	33.30
6	5.60	0.80	5.03	17.30	5.78	19.62	0.33	11.00	33.30
7	6.60	0.80	5.03	17.30	5.78	19.62	0.33	11.00	33.30
8	7.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	11.00	33.30
9	8.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	11.00	33.30
10	9.60	0.80	5.03	10.00	10.00	19.62	0.33	26.00	38.40
11	10.60	0.80	5.03	7.30	13.70	19.62	0.33	12.00	72.80
12	11.60	0.80	5.03	10.00	10.00	19.62	0.33	12.00	33.30
13	12.60	0.80	5.03	10.00	10.00	19.62	0.33	12.00	33.30
14	13.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	26.00	38.40
15	14.60	0.80	5.03	6.00	16.67	19.62	0.33	28.00	33.30
16	15.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	60.00
17	16.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30
18	17.60	0.80	5.03	22.00	4.55	19.62	0.33	11.00	33.30

\* Current layer has no stone columns

**Abbreviations**

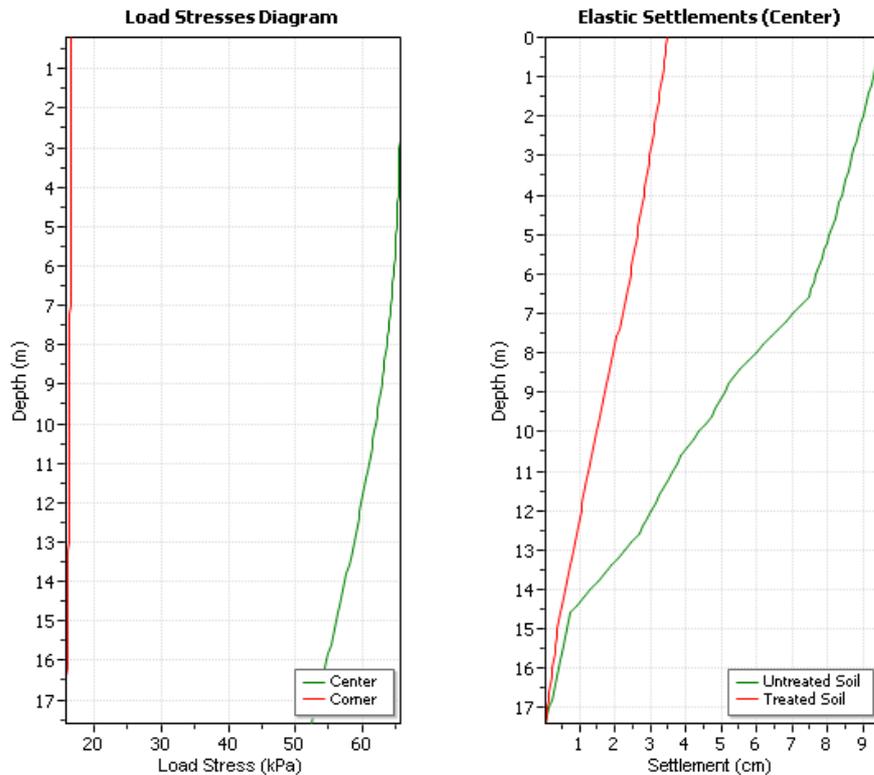
Bottom depth:	Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)
Column diameter:	Diameter of the stone column in the layer
A/Ac:	Replacement ratio (unit area to column area)
Ds:	Constrained modulus of soil
Dc/Ds:	Ratio of constrained modulus of column material to constrained modulus of soil
Unit weight:	Total unit weight of soil layer
Poisson ratio:	Poisson ratio of the layer
Friction angle:	Friction angle value of the layer
Cohesion:	Cohesion value of the layer

**::: Calculation of soil improvement due to vibroreplacement :::**

No	Bottom depth (m)	$n_0$	Delta (A/A <sub>c</sub> )	$n_1$	$m_1$	$\phi_{1,2}$ (degrees)	$c_1$ (kPa)	$f_0$	$n_2$	$m_2$	$\phi_{1,2}$ (degrees)	$c_2$ (kPa)
1	0.60	2.17	7.12	1.43	0.30	40.00	0.70	-1.00	1.13	0.12	40.00	0.88
2	1.60	2.17	1.32	1.89	0.47	26.43	17.67	-1.00	1.70	0.41	24.74	19.53
3	2.60	2.17	1.32	1.89	0.47	26.43	17.67	-1.00	1.70	0.41	24.74	19.53
4	3.60	2.17	1.27	1.89	0.47	26.51	17.58	-1.00	1.73	0.42	25.05	19.20
5	4.60	2.17	1.27	1.89	0.47	26.51	17.58	-1.00	1.73	0.42	25.05	19.20
6	5.60	2.17	0.98	1.95	0.49	26.92	17.12	-1.00	1.95	0.49	26.95	17.08
7	6.60	2.17	0.98	1.95	0.49	26.92	17.12	-1.00	1.95	0.49	26.95	17.08
8	7.60	2.17	0.30	2.09	0.52	27.98	15.90	2.11	4.11	0.76	34.31	8.09
9	8.60	2.17	0.30	2.09	0.52	27.98	15.90	2.44	4.11	0.76	34.31	8.09
10	9.60	2.17	0.52	2.04	0.51	33.70	18.81	1.48	2.79	0.64	35.49	13.77
11	10.60	2.17	0.37	2.08	0.52	28.25	35.05	2.01	3.52	0.72	33.48	20.66
12	11.60	2.17	0.52	2.04	0.51	28.02	16.31	1.48	2.79	0.64	31.57	11.94
13	12.60	2.17	0.52	2.04	0.51	28.02	16.31	1.48	2.79	0.64	31.57	11.94
14	13.60	2.17	0.30	2.09	0.52	33.87	18.34	2.44	4.11	0.76	37.00	9.33
15	14.60	2.17	0.30	2.09	0.52	34.70	15.90	-1.00	4.11	0.76	37.39	8.09
16	15.60	2.17	1.32	1.89	0.47	26.43	31.83	-1.00	1.70	0.41	24.74	35.20
17	16.60	2.17	1.32	1.89	0.47	26.43	17.67	-1.00	1.70	0.41	24.74	19.53
18	17.60	2.17	1.32	1.89	0.47	26.43	17.67	-1.00	1.70	0.41	24.74	19.53

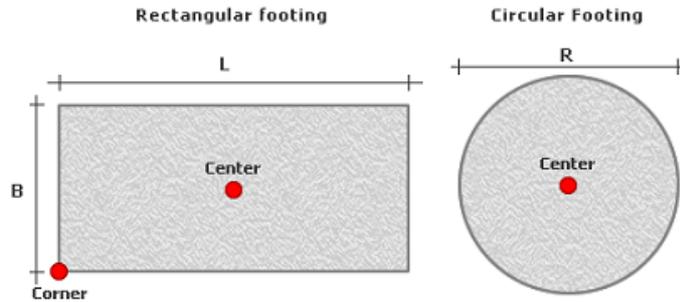
$n_0$  : Basic improvement factor  
 Delta(A/A<sub>c</sub>) : Value added to area ratio (due to column compressibility)  
 $n_1$  : Soil improvement factor (due to column compressibility)  
 $f_0$  : Depth factor (due to overburden constraint)  
 : (\*\*\*) means  $f_0$  does not meet compatibility controls  
 $n_2$  : Improvement Factor (with overburden constraint)  
 $m_{1,2}$  : Proportional loads on columns (for  $n_1$  and  $n_2$  respectively)  
 $\phi_{1,2}$  : Improved effective soil friction angle (for  $n_1$  and  $n_2$  respectively)  
 $c_{1,2}$  : Improved effective soil cohesion (for  $n_1$  and  $n_2$  respectively)

**::: Settlements calculation according to DIN 4019 :::**



$$\text{Settlement} = \frac{1}{E_s} \times \int_0^{ds} I \times \sigma_1 dz$$

Calculations are carried out using the procedure described in DIN 4019. The general equation for a single soil layer is presented above. The software uses an analytical procedure to calculate the above integral.



Tabular Results

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
1	0.60	65.60	6.90	60.00	67.95	0.07	0.02	0.06	0.01
2	1.60	65.58	16.52	22.00	37.50	0.30	0.07	0.17	0.04
3	2.60	65.52	26.14	22.00	37.50	0.30	0.07	0.17	0.04
4	3.60	65.38	35.76	21.30	36.94	0.31	0.08	0.18	0.04

Tabular Results

No	Bottom depth (m)	Load stress (kPa)	Over. stress (kPa)	Ds (MPa)	Ds improved (MPa)	Settlements without treat.		Settlements with treat.	
						Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)	Center of footing (cm)	Corner of footing (cm)
5	4.60	65.16	45.38	21.30	36.94	0.31	0.08	0.18	0.04
6	5.60	64.83	55.00	17.30	33.74	0.38	0.09	0.19	0.05
7	6.60	64.38	64.62	17.30	33.74	0.37	0.09	0.19	0.05
8	7.60	63.80	74.24	6.00	24.68	1.07	0.27	0.26	0.07
9	8.60	63.09	83.86	6.00	24.68	1.06	0.27	0.26	0.07
10	9.60	62.26	93.48	10.00	27.89	0.63	0.16	0.22	0.06
11	10.60	61.31	103.10	7.30	25.72	0.85	0.22	0.24	0.06
12	11.60	60.26	112.72	10.00	27.89	0.61	0.16	0.22	0.06
13	12.60	59.10	122.34	10.00	27.89	0.60	0.16	0.21	0.06
14	13.60	57.86	131.96	6.00	24.68	0.97	0.27	0.24	0.07
15	14.60	56.56	141.58	6.00	24.68	0.95	0.27	0.23	0.06
16	15.60	55.19	151.20	22.00	37.50	0.25	0.07	0.15	0.04
17	16.60	53.78	160.82	22.00	37.50	0.25	0.07	0.14	0.04
18	17.60	52.34	170.44	22.00	37.50	0.24	0.07	0.14	0.04
<b>Totals:</b>						<b>9.49</b>	<b>2.51</b>	<b>3.46</b>	<b>0.91</b>

Bottom depth : Depth of the lowest layer boundary (relative to free surface at 0.00)  
 Load stress : Stress below the center of the footing due to footing load  
 Over. stress : Overburden effective stress

Ds : Constrained Modulus of soil layer  
 Ds improved\* : Constrained Modulus of soil layer after treatment  
 \* : Settlements calculation ended due to 20% rule

**:: Bearing Capacity Calculation According to Priebe ::**

Single layer bearing capacity calculation is performed according to DIN 4017 (2006)

**:: Soil Layer No 1 (from 0.00 to 0.60) ::**

Friction angle:	40.00°	Friction angle of treated soil:	40.00°
Cohesion:	1.00 kPa	Cohesion of treated soil:	0.88 kPa
Average cohesion:	0.94 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.50 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	21.50 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	40.00 m	Depth of ground failure:	93.92 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 75.31, N_q = 64.20, N_b = 53.03$		
Shape factors:	$v_c = 1.53, v_q = 1.52, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	34543.84 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	526.58		

**:: Soil Layer No 2 (from 0.60 to 1.60) ::**

Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	24.74°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	19.53 kPa
Average cohesion:	26.42 kPa		
Soil weight above foundation level:	21.50 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	53.66 m	Depth of ground failure:	65.93 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	743.22 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.33		

**:: Soil Layer No 3 (from 1.60 to 2.60) ::**

Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	24.74°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	19.53 kPa
Average cohesion:	26.42 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	53.66 m	Depth of ground failure:	59.47 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	743.22 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.33		

<b>:: Soil Layer No 4 (from 2.60 to 3.60) ::</b>			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	25.05°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	19.20 kPa
Average cohesion:	26.25 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	54.01 m	Depth of ground failure:	56.69 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	748.04 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.40		
<b>:: Soil Layer No 5 (from 3.60 to 4.60) ::</b>			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	25.05°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	19.20 kPa
Average cohesion:	26.25 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	54.01 m	Depth of ground failure:	55.12 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	748.04 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.40		
<b>:: Soil Layer No 6 (from 4.60 to 5.60) ::</b>			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	26.92°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	17.12 kPa
Average cohesion:	25.21 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	56.26 m	Depth of ground failure:	54.48 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	778.55 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.87		
<b>:: Soil Layer No 7 (from 5.60 to 6.60) ::</b>			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	26.92°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	17.12 kPa
Average cohesion:	25.21 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	56.26 m	Depth of ground failure:	54.03 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	778.55 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.87		
<b>:: Soil Layer No 8 (from 6.60 to 7.60) ::</b>			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	27.98°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	15.90 kPa
Average cohesion:	24.60 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	57.58 m	Depth of ground failure:	53.86 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	796.67 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	12.14		

<b>:: Soil Layer No 9 (from 7.60 to 8.60) ::</b>			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	27.98°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	15.90 kPa
Average cohesion:	24.60 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	57.58 m	Depth of ground failure:	53.73 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	796.67 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	12.14		
<b>:: Soil Layer No 10 (from 8.60 to 9.60) ::</b>			
Friction angle:	26.00°	Friction angle of treated soil:	33.70°
Cohesion:	38.40 kPa	Cohesion of treated soil:	18.81 kPa
Average cohesion:	28.61 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	47.48 m	Depth of ground failure:	55.00 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 22.25, N_q = 11.85, N_b = 5.29$		
Shape factors:	$v_c = 1.39, v_q = 1.36, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	5472.00 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	83.41		
<b>:: Soil Layer No 11 (from 9.60 to 10.60) ::</b>			
Friction angle:	12.00°	Friction angle of treated soil:	28.25°
Cohesion:	72.80 kPa	Cohesion of treated soil:	35.05 kPa
Average cohesion:	53.93 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	56.71 m	Depth of ground failure:	54.84 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 9.28, N_q = 2.97, N_b = 0.42$		
Shape factors:	$v_c = 1.26, v_q = 1.17, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	1390.90 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	21.20		
<b>:: Soil Layer No 12 (from 10.60 to 11.60) ::</b>			
Friction angle:	12.00°	Friction angle of treated soil:	28.02°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	16.31 kPa
Average cohesion:	24.81 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	56.41 m	Depth of ground failure:	54.68 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 9.28, N_q = 2.97, N_b = 0.42$		
Shape factors:	$v_c = 1.26, v_q = 1.17, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	902.35 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	13.76		
<b>:: Soil Layer No 13 (from 11.60 to 12.60) ::</b>			
Friction angle:	12.00°	Friction angle of treated soil:	28.02°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	16.31 kPa
Average cohesion:	24.81 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	56.41 m	Depth of ground failure:	54.54 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 9.28, N_q = 2.97, N_b = 0.42$		
Shape factors:	$v_c = 1.26, v_q = 1.17, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	902.35 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	13.76		

:: Soil Layer No 14 (from 12.60 to 13.60) ::			
Friction angle:	26.00°	Friction angle of treated soil:	33.87°
Cohesion:	38.40 kPa	Cohesion of treated soil:	18.34 kPa
Average cohesion:	28.37 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	47.67 m	Depth of ground failure:	55.40 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 22.25, N_q = 11.85, N_b = 5.29$		
Shape factors:	$v_c = 1.39, v_q = 1.36, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	5502.40 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	83.88		
:: Soil Layer No 15 (from 13.60 to 14.60) ::			
Friction angle:	28.00°	Friction angle of treated soil:	34.70°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	15.90 kPa
Average cohesion:	24.60 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	46.50 m	Depth of ground failure:	56.33 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 25.80, N_q = 14.72, N_b = 7.29$		
Shape factors:	$v_c = 1.41, v_q = 1.38, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	6883.53 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	104.93		
:: Soil Layer No 16 (from 14.60 to 15.60) ::			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	24.74°
Cohesion:	60.00 kPa	Cohesion of treated soil:	35.20 kPa
Average cohesion:	47.60 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	53.66 m	Depth of ground failure:	55.87 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	1054.90 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	16.08		
:: Soil Layer No 17 (from 15.60 to 16.60) ::			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	24.74°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	19.53 kPa
Average cohesion:	26.42 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	53.66 m	Depth of ground failure:	55.46 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	743.22 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.33		
:: Soil Layer No 18 (from 16.60 to 17.60) ::			
Friction angle:	11.00°	Friction angle of treated soil:	24.74°
Cohesion:	33.30 kPa	Cohesion of treated soil:	19.53 kPa
Average cohesion:	26.42 kPa		
Soil weight above foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>	Soil weight below foundation level:	19.62 kN/m <sup>3</sup>
Fictitious width:	53.66 m	Depth of ground failure:	55.10 m
Bearing capacity factors:	$N_c = 8.80, N_q = 2.71, N_b = 0.33$		
Shape factors:	$v_c = 1.25, v_q = 1.16, v_b = 0.76$		
Ultimate stress:	743.22 kPa	Foundation load:	65.60 kPa
Single layer safety factor:	11.33		
:: Bearing Capacity Results ::			
Averaged Safety Factor: 43.70			
Partial Safety Factor: 2.00			
<b>Overall Safety Factor: 21.85</b>			

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

1. BOUAFIA. A. (2003). « Conceptions et calcul des ouvrages géotechniques ».
2. BOUZID .R. (2013). « Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ». Edition universitaire européenne.
3. FRANK .R . « Fondation Superficielles ».
4. GILDAS.D et MONTCHO .S. « Fondations profondes dimensionnement et conception d'un programme de calcul. ». Thèse de doctorat. CISSE.
5. ARTICLE 5 : « Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral ». Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux [FASCICULE N° 62 - Titre V].
6. D.T.R. BC 2.33.2. « Capacité portante des fondations superficielles » . [LMR Laboratoire de Mécanique des Roches].
7. FRANK. R. (1996). « Fondations superficielles ». Technique de l'ingénieur.
8. D.T.R. BC 2.33.1.Chapitre II. Fondations superficielle.
9. BENDADOUCHE.H. «Renforcement d'un sol par colonnes ballastées». Mise en œuvre et calcul. Université de Béjaia
10. AFNOR .DTU 13.2 (2003). « Cahier des clauses techniques ». Chapitre 8 : Colonnes ballastées.
11. Menard
12. SOYEZ. B. « Section des ouvrages en terre ». Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Page\_ 38.
13. Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le control des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement.
14. J.PRIEBE. H. « Le dimensionnement des colonnes ballastées » (traduit de l'allemand par Bertrand STOEHR ; Keller fondations spéciale France)
15. NOUI. A. « Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts »
16. DJEBROU.B. (2008). « Traitement du sol par colonnes ballastées ». Université de Saâd Dahleb Blida.
17. SCHLOSSER.F ; JACOBSEN.H.M. et I. JURAN « Le renforcement des sols (1) »
18. SERTIER.N. (2006). « Amélioration des sols ». Université de la réunion.
19. ROMAIN.A. (2010). « Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux ».

