



République Algérienne Démocratique et Populaire.

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.

UNIVERSITE A/MIRA-BEJAIA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil.

Mémoire :

Pour l'obtention du diplôme de MASTER en génie civil

Option : Géotechnique.

Thème :

Analyse comparative du comportement des colonnes ballastées et des pieux dans les sols mous et compressibles de la plaine portuaire de Bejaia : Cas d'un silo de stockage de capacité de 80000 tonnes.

Présenté par :

Mr: LILLOUCH Samir.

Mr: BENHAMMA Boudjema.

Soutenus le : 19 Juin 2012 devant le jury composé de :

La présidente : M^{lle} BOUAYAD.DJ

L'examineur : Mr BOUMEZRANE.DJ

Le promoteur : Mr SADAOUI.O

Année universitaire : 2011/2012

Remerciement

Remerciement

«Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues.»

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à notre DIEU tout puissant qui nous a donné la volonté, le courage et la force pour élaborer ce travail.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce PFE, particulièrement :

- *Notre promoteur, Mr : O.SADAoui, (enseignant chargé de cours à l'université de BEJAIA) : nous vous présentons de tout cœur nos remerciements, pour votre gentillesse, votre aide durant notre travail, et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à l'élaboration de ce projet.*
- *Mr : Dj. BOUMEZRANE, (chargé de cours à l'université de BEJAIA) : nous vous adressons nos sincères remerciements, pour votre gentillesse et votre aide durant notre travail.*
- *Mr : KHEFFACH, et M^{me} : AFFARI, (fonctionnaires au port de BEJAIA) : merci de nous avoir aidé à élaborer notre projet, pour la confiance que vous nous avez témoigné et pour la documentation que vous avez mis à notre disposition.*
- *A tout le personnel du bureau d'étude de génie civil « AXXAM » : nous vous remercions pour votre collaboration à la réalisation de notre travail.*

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation, les membres de jury d'avoir accepté de juger notre modeste travail.

Samir et Boudjemaa.

Dédicace :

Je dédie ce lapidaire travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant toute ma vie, qui ont su me donné une bonne éducation qui m'a permis d'arriver à ce stade, que dieu les protège et les garde aussi très longtemps.

A mes chers frères : Mourad, Massinissa, Youcef et Walid.

A ma chère sœur : Nésrine

A tous mes oncles et mes tentes.

*A tous les membres des familles : LILLOUCHE, HAMMOUDI et
BENHAMMA.*

A mon ami binôme : Boudjemaa

À tous ceux qui me sont chers en particulier : ma Kelouza.

A tous mes collègues ;

A tous les enseignants de l'université de BEJAJA, en particulier les enseignants de la faculté de technologie.

Samir.

Dédicace

Tout d'abord je tien à remercier dieu le tout puissant.

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère ainsi qu'à mon père. Ils ont su être à mes côtés dans les moments difficiles sans lesquelles je n'aurais pas abouti à ce stade dans mes études, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse les honnorés.

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté ici, a été exécuté et mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadreur.

A mes chère frères : Mourad, Djillali, Fouaz, qui m'ont soutenu depuis tout le temps.

A mes sœurs :Karima,Dallila, Nadia, Badria, Samia :que j' aime beaucoup.

A mon binôme Samir qui était mon frère durant tout le cycle d'étude.

A tous mes collègues et mes copains de chambre I114.

A tous les enseignants de l'universités ABD ERRAHMANE MIRA en particulier les enseignants de département de génie civil.

Boudjema

Sommaire.

Introduction générale.....	1
Chapitre-I : Technique de renforcement des sols meubles.....	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Pré chargement	3
I.3. Vibroflottation (vibrocompactage)	4
I.4. Compactage dynamique	5
I.5. Compactage statique horizontale par injection solide.....	6
I.6. Colonnes ballastées.....	7
a. Définition	7
b. Objectif du traitement.....	7
c. Domaine d'application	8
d. Mode opératoire	8
d.1. Colonnes ballastées par voie humide	9
d.2. Colonnes ballastées par voie sèche	9
e. Quelques exemples d'application des colonnes ballastées en Algérie.....	10
I.7. Conclusion.....	12
Chapitre-II : Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.....	
II.1. Introduction	13
II.2.Caractérisation du traitement des sols par colonnes ballastées.....	13
a. Le diamètre des colonnes	13
b. La hauteur du traitement.....	14
c. Nombre de colonnes nécessaires.....	14
d. Etreinte latérale.....	14
e. Caractéristiques du matériau d'apport	16
II.3. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées.....	16
II.3.1. La Méthode de Greenwood.....	16

II.3.2. La Méthode de Priebe	17
a- Détermination du facteur d'amélioration de base	18
b- Facteur de profondeur	23
c- Contrôle de compatibilité	25
d- Tassement de sol traité	26
II.3.3. Méthodes d'homogénéisation	27
a- Méthode d'homogénéisation simplifiée	27
b- Méthode d'homogénéisation du milieu traité	28
II.3.4. Méthode de Baalam et Booker	28
II.6. Conclusion	29
Chapitre-III : Méthodes de dimensionnement des pieux forés	
III.1. Introduction	30
III.2. Principaux types de pieux	30
III.3. Quelques définitions	30
a- Couche d'ancrage	30
b- Charge limite Q_1	31
c- Charge de fluage	31
d- Charge nominale	31
III.4. Méthode de détermination de la charge limite Q_1 à partir d'essais de sol	31
III.4.1. Evaluation à partir des essais pressiométriques	32
a. Détermination de Q_{pl}	32
b. Calcul de P_{1e}^*	34
c. Détermination de Q_{sl}	34
III.4.2. Evaluation à partir de l'essai pénétrométrique (pénétrömètre statique)	36
a- Détermination de la charge de pointe	36
b- Détermination de q_{ce}	37
c- Détermination de la charge limite de frottement latéral Q_s	38
III.4.3. Evaluation à partir d'essais SPT	39
a- Détermination de la charge limite de frottement latéral q_s	39
b- Aux ELS	40
III.4.4. Evaluation à partir des résultats d'essais de laboratoire	40

III.5.	Justification d'une fondation sur pieux.....	40
III.5.1.	Actions à considérer.....	40
III.5.2.	Dimensionnement des pieux selon le DTR-BC2.33.2.....	40
a-	Aux ELU.....	40
b-	Aux ELS.....	41
c-	Capacité portante vis-à-vis du sol.....	41
III.5.3.	Dimensionnement des pieux selon le fascicule 62 titre V.....	41
a-	Principe de calcul.....	42
b-	Les états limites ultimes.....	42
c-	Les états limites de service	42
III.6.	Effet de groupe de pieux	43
a-	Groupe de pieux dans un sol cohérent.....	44
b-	Groupe de pieux dans des sols grenus.....	44
III.7.	Evaluation du tassement d'un pieu.....	45
a-	Méthodes empiriques.....	45
b-	Méthode de la théorie de l'élasticité.....	46
c-	Méthodes numériques	49
III.8.	Tassement d'un groupe de pieux.....	54
III.9.	Comportement des pieux sous sollicitations horizontale (sismique).....	55
a.	Méthode de l'élasticité linéaire.....	55
b.	Méthode au module de réaction.....	57
III.10.	Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction en zone sismique.....	58
III.11.	Conclusion.....	65
 Chapitre-IV : Paramètres physico-mécaniques de la zone portuaire de Bejaia.....		
IV.1.	Introduction.....	66
IV.2.	Paramètres mécanique de la zone portuaire de Bejaia.....	66
IV.3.	Résultats des essais triaxiaux.....	66
IV.4.	Essai préssiométrique.....	68

IV.4.1. Cas du nouveau quai poste 24.....	69
IV.4.2. Cas du silo de sucre du complexe agroalimentaire CEVITAL.....	72
IV.5. Essai pénétration statique (CPT).....	73
IV.6. Essai pénétration standard (SPT).....	75
IV.6.1. Cas de la gare maritime.....	75
IV.6.2. Cas du silo de sucre	76
IV.7. Synthèse des données physiques mesurés au laboratoire	76
IV.8. Conclusion.....	78
Chapitre-V : Etude du sol sans traitement (vierge).....	
V.1. Introduction.....	79
V.2. Contexte géologique du site.....	79
a- Géologie régionale	79
b- Géologie locale.....	80
c- Stratigraphie du secteur d'étude	80
V.3. Evaluation de la capacité portante du sol.....	81
V.3.1. A partir du pressiometre	81
V.3.2. A partir du CPT.....	85
V.3.3. A partir des essais de laboratoire.....	87
V.4. Evaluation des tassements.....	87
V.5. Conclusion et discussion des résultats.....	91
Chapitre-VI : Dimensionnement des colonnes ballastées.....	
VI.I. Introduction.....	92
VI.2. Cas du silo de sucre (CEVITAL).....	92
a- Donnée sur le renforcement.....	92
VI.3. Calcul des tassements du sol traité.....	93

VI.4.	Conclusion.....	95
Chapitre-VII : Dimensionnement des fondations profondes.....		
VII.1.	Introduction.....	96
VII.2.	Evaluation du potentiel de liquéfaction des sols.....	96
VII.3.	Dimensionnement des pieux sous charge statique axiale.....	97
VII.4.	Tassement de pieu.....	99
VII.5.	Etude du comportement d'un groupe de pieux	99
VII.6.	Détermination de l'effort latéral.....	100
a-	Calcul de l'effort sismique F.....	102
b-	Répartition des efforts sur les pieux du groupe.....	104
VII.7.	Comportement des pieux sous charges latérales.....	106
VII.8.	Conclusion.....	108
Chapitre-VIII : Etude numérique du comportement des pieux et des colonnes ballastées		
VIII.1.	Introduction.....	112
VIII.2.	Présentation du logiciel	112
a-	Fonction et domaine d'application.....	112
b-	Les modèles des matériaux	112
c-	Type de comportement des matériaux.....	114
d-	Etape de modélisation	114
VIII.3.	Modélisation du sol vierge.....	115
VIII.4.	modélisation des colonnes ballastées.....	117
VIII.5.	Modélisation des fondations profondes.....	119
a-	Chargement statique d'un pieu.....	120
VIII.6.	Conclusion.....	124
Conclusion générale.....		125

Liste des figures :	Page
Figure-I-1 : principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.....	05
Figure-I-2 : techniques de pré chargement.....	06
Figure –I-3 : Fuseau granulométrique d'utilisation de la Vibroflottation.....	06
Figure-I-4 : Schéma du principe de la vibroflottation.....	07
Figure –I-5 : Exemple d'un chantier de compactage dynamique.....	07
Figure –I-6 : Principe du compactage statique horizontal par injection solide	08
Figure –I-7 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.....	10
Figure –I-8 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.....	11
Figure –I-9 : -a-Phénomène de liquéfaction locale (site : barrage Kessir ; Jijel).....	11
-b- Remplissage du trou par le ballaste (site : barrage Kessir ; Jijel).	
Figure –I-10 : Finition d'une colonne ballastée (barrage Kessir, Jijel).....	12
Figure –I-11 : Réalisation des colonnes ballastées par voie sèche.....	12
(Site : mosquée Boudouaou ; Alger).	
Figure-I-12 : Schéma général d'application des techniques d'améliorations des sols.....	13
(Limite et domaine de validité.).	
Figure-II-1 : Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grande dimension reposant sur une argile molle homogène (Greenwood, 1970).	16
Figure –II-2 : Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement.....	18
Figure-II-3 : Déformation axiale d'une colonne suivant les déformations du sol..	18
Figure-II-4 : Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.....	19
Figure-II-5 : Définition du facteur d'amélioration de base β_0 (Priebe, 1995).....	21
Figure-II-6 : Considération de la compressibilité de la colonne (Priebe, 1995).	22

Liste des figures :	Page
Figure-II-7 : Répartition de la pression interne Δp	23
Figure-II-8 : Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995).....	25
Figure-II-9 : Compatibilité du facteur de profondeur f_d (Priebe, 1995).....	26
Figure-II-10 : Homogénéisation simplifiée.....	27
Figure-III-1 : Schéma de calcul de la pression limite nette P_{lc}^*	34
Figure-III-2 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.....	35
Figure-III-3 : courbe de chargement axial d'un pieu.....	36
Figure-III-4 : définition de la résistance en pointe équivalente au pénétromètre statique.....	38
Figure-III-5 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul de CRR a partir des données de SPT (Seed et al.1985).....	60
Figure-IV-1 : Cercles et enveloppes de <i>Mohr</i>	67
Figure -IV-2 : Courbe contraintes-déformations essai UU.....	67
Figure -IV-3 : Courbe contraintes-déformations d'essai CU.....	68
Figure-IV-4 : Courbe pression limite (a) et module préssiométrique (b) en fonction de la profondeur.....	69
Figure-IV-5 : Rapport $\frac{E_m}{P_1}$ en fonction de la profondeur.....	70
Figure-IV-6 : Courbe de variation de E' (a) et E'_{moyen} (b) en fonction de la profondeur....	71
Figure -IV-7 : Module préssiométrique et pression limite en fonction de la profondeur...72	72
Figure-IV-8 : Rapport E_m / P_1 en fonction de la profondeur.....	72
Figure-IV-9 : Module de déformation en fonction de la profondeur.....	73
Figure-IV-10 : Courbe de variation de q_c (a) et de q_{cmoy} (b) en fonction de la profondeur...74	74
Figure-IV-11 : Courbe de variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.....	75

Liste des figures :	Page
Figure-IV-12 : Courbe de variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.....	76
Figure-IV-13 : Echantillon de sol de la zone portuaire.....	76
Figure-V.1 : Le découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode préssiométrique.....	86
Figure-V-2 : Variation de contrainte sous un cercle uniformément chargé.....	90
Figure-V-3 : Tassement du silo sous les différents chargements en fonction de la profondeur.....	91
Figure-VII-1 : Facteur de sécurité en fonction de la profondeur.....	98
Figure-VII-1 : Distribution de l'effort sismique sur une structure.....	103
Figure-VII-2 : Plan de répartition des pieux de 1m de diamètre sur la surface occupée par le silo.....	105
Figure-VII-3 : Plan de répartition des pieux de 1,2 m de diamètre.....	106
Figure-VII-4 : Diagrammes des sollicitations des pieux.....	109
Figure-VII-5 : Diagrammes des sollicitations des pieux.....	110
Figure-VII-6 : Diagramme des sollicitations d'un pieu (L=55m, D=1,2m).....	110
Figure-VIII-1 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.....	112
Figure-VIII-2 : Tassement du sol vierge (maillage déformé).....	115
Figure-VIII-2 : Carte des tassements du sol vierge.....	115
Figure-VIII-3 : Plan de répartition des colonnes ballastées.....	117
Figure-VIII-4 : Tassement du sol renforcé (maillage déformé).....	117
Figure-VIII-5 : Carte des déformations du sol renforcé.....	118
Figure-VIII-6 : Courbe charge-déformation du sol.....	119
Figure-VIII-7 : Carte des tassements du silo avec des fondations profondes de 1m de diamètre.....	120

Figure-VIII-8 : Carte de tassement du silo avec des pieux de 1,2 m de diamètre.....	120
Figure-VIII-9 : Courbe charge-déformation pour des pieux de 55m de longueur.....	121
Figure-VIII-10 : Carte de tassement du silo avec des pieux de 1 m de diamètre.....	122
Figure-VIII-11 : Carte de tassement du silo sur des pieux de 1,2 m de diamètre.....	122

trouvée.

Liste des tableaux :	Page
Tableau-I-1- : sols concernés par le traitement par colonnes ballastées.....	8
Tableau-II-1 : Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étrointe latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005)	14
Tableau-II-2 : Caractéristique du ballast pour colonnes ballastées.....	15
Tableau-III-1 : Valeurs de facteur de portance K_p	32
Tableau-III-2 : Définition des catégories conventionnelles des sols.....	33
Tableau-III-3 : Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral.....	35
Tableau-III-4 : Valeurs du facteur de portance K_c	37
Tableau-III-5 : Valeurs du coefficient β et de $q_{s \max}$	38
Tableau-III-6 : Valeurs de K , q_{p1} et α . (DTR-BC 2.33.2).....	40
Tableau-III-7 : Combinaison à considérer selon le DTR-BC2.33.2.....	41
Tableau-III-8 : Charge nominale à prendre en compte sur le pieu (DTR-BC2.33.2)	42
Tableau-III-9: Combinaisons à considérer selon le fascicule 62-titre-V.....	43
Tableau-III-10 : Valeurs de I_V dans un sol homogène ($\nu=0.33$).....	48
Tableau-III-11 : Valeurs de I_V dans un sol de Gibson $E= mZ$ ($\nu=0.33$)	48
Tableau-III-12: Valeurs recommandées du rapport $\frac{E}{q_c}$	50
Tableau-III-13 : valeurs des coefficients pour le calcul de K_V	52
Tableau-III-14 : Valeurs recommandées du rapport $\frac{E}{q_c}$ dans le sable.....	56
Tableau-III-15 : Les valeurs de ΔN_1	61
Tableau-III-16 : Valeurs du facteur de graduation.....	63
Tableau-IV-1 : Résultats des essais triaxiaux port de Bejaia.....	68
Tableau –IV-2 : Module de déformation E' et coefficient rhéologique α	71
Tableau-IV-3 : Quelques paramètres physiques de sol de la zone portuaire de Bejaia....	77
Tableau-IV-4 : Caractéristique physique et mécanique du site d'implantation du silo de 80.000 t.....	78
Tableau-V.1 : Valeurs du coefficient K_p selon le fascicule 62.....	82

Tableau-V-2 : Valeurs des pressions limites.....	83
Tableau-V.3 : Valeurs des coefficients de forme.....	85
Tableau-V.4 : valeurs du coefficient α selon Ménard.....	85
Tableau-V.5 : valeurs du coefficient de portance pénétrométrique selon le fascicule 62....	87
Tableau-V-6 : Résultats d'essai CPT.....	87
Tableau-V-7 : Résultats des essais de laboratoire.....	88
Tableau-V-8 : Tassement du silo sous différents chargement.....	90
Tableau-VI-1 : Tassement du sol traité sous silo plein par la méthode de Priebe.....	95
Tableau-VI-2 : Tassement su sol par la méthode d'homogénéisation.....	95
Tableau-VII-1 : Résultats d'évaluation du potentiel de liquéfaction.....	97
Tableau-VII-2 : Résultats des essais pénétrométriques.....	99
Tableau-VII-3 : Résultats des essais de laboratoire.....	99
Tableau-VII-4 : Caractéristiques du groupe de pieux.....	100
Tableau-VII-5 : Résultats de tassement du groupe de pieux.....	101
Tableau-VII-6 : Effort et moment sismique en chaque étage.....	104
Tableau-VII-7 : Résolution des équations de sollicitations.....	108
Tableau-VIII-1 : Caractéristiques des couches de sol.....	113

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

Les contraintes liées à l'extension des zones portuaires, aéroportuaires, l'urbanisation intense le cout de foncier, conduisent maintenant à s'implanter pratiquement sur tous les sites et sur tous types de sol, notamment ceux réputés jusqu'ici inconstructibles pour des raisons souvent pertinentes.

Ces installations industrielles sont constituées d'ouvrages spécifiques, souvent très lourds et sensibles. Leurs fondations, sur des zones de terrains compressibles, constituent un enjeu majeur pour garantir le fonctionnement de ces installations en toute sécurité.

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder un projet. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (résistance du sol et caractéristiques du projet) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles).

Les solutions de fondations les plus économiques demandent le plus souvent la mise en œuvre d'une combinaison de techniques d'amélioration de sol, adaptées aux charges et au sol. Ces solutions permettent de :

- Supporter les charges lourdes et uniformes (stockage d'eau, pétrole, gaz, céréale).
- Supporter les charges ponctuelles (équipements industriels, etc.)
- Réduire les tassements absolus et différentiels des ouvrages.

Les méthodes d'amélioration des sols sont des procédés dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations du sol qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. 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 de renforcement par inclusion rigide. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Les problèmes que l'on rencontre en pratique sont tous liés aux trois caractéristiques suivantes : tassements excessifs, tassements différentiels, déformations à long terme, instabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce présent travail de recherche, nous nous intéressons à l'étude d'influence des paramètres mécaniques (E , C , φ , E_{oed}) sur le comportement des fondations d'ouvrages lourds et sensibles en prenant un éventail important de données géotechniques issues de la

conception et de la réalisation des ouvrages industriels de stockage et de manutention de la zone portuaire de Bejaia. Notre étude se base principalement sur la confrontation des résultats de calcul et de modélisation des ouvrages renforcées par colonnes ballastées et fondés sur pieux en tenant compte des paramètres géomécaniques issus des essais de laboratoire et in situ.

Chapitre I

I.1. Introduction :

L'aménagement des zones côtières nécessite la réalisation des constructions aux meilleurs couts et l'engagement des spécialistes à édifier des ouvrages stables et peu déformables, amène très souvent à devoir améliorer les propriétés mécaniques des sols de fondations sur lesquelles reposent les édifices.

Les spécialistes disposent de toute une panoplie de techniques d'amélioration parmi lesquelles il leur faut de choisir en tenant compte du type de sol, de l'ouvrage à réaliser, des conditions d'environnement et du cout des techniques de traitement.

Ces techniques sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir les risques sismiques ou pour consolider des terrains à la structure hétérogène et inconstructible.

I.2. Pré chargement :

Cette méthode consiste à écrouir (écrouissage) le sol en le chargeant pendant une durée suffisante pour atteindre la stabilité, cela après l'expulsion de l'eau interstitielle. Dans le cas où le sol est imperméable ou faiblement perméable on 'y implante des drains verticaux (en sable, en carton, en matière plastique). Après la stabilisation on peut augmenter le chargement de 50% pour surcharger le sol par un chargement plus lourds. (figure-I-1).

En pratique il existe deux techniques :

- L'une consiste à édifier un remblai sur le site, on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur. (figure-I-2a-)
- Une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique nommée aussi **la consolidation par le vide**, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure-I-2b) ; on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes ; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles ; cet

obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer.

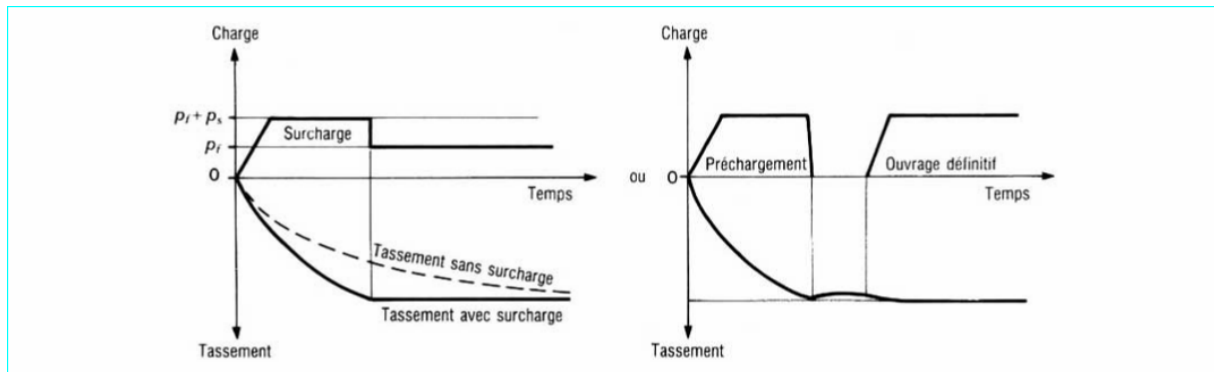


Figure-I-1- : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements.[5]

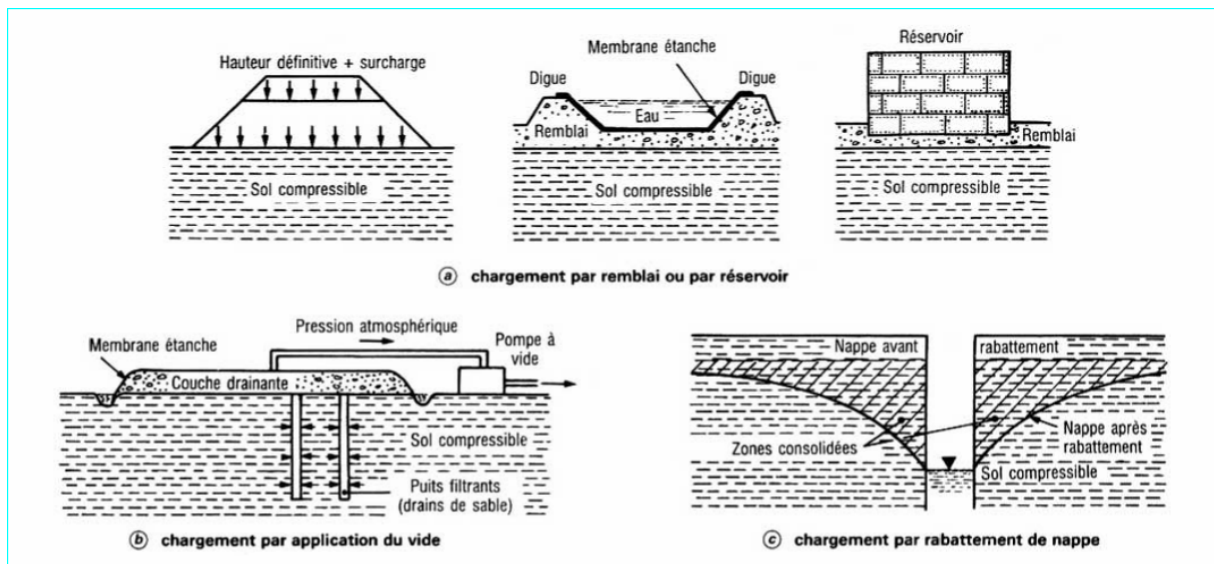


Figure-I-2- : Techniques de pré chargement [5].

I.3. Vibroflottation (vibrocompactage) :

C'est un procédé très ancien qui consiste à compacter des formations sableuses en profondeur sans incorporation de matériau. Par opposition aux colonnes ballastées cette technique ne s'applique qu'aux sols pulvérulents.

Les vibrations entraînent une densification des sols grenus lâches, et de générer des vibrations horizontales afin de cisailer les sols grenus et provoquer une liquéfaction et un tassement immédiat.

Le compactage est obtenu en introduisant une aiguille vibrante suspendue à une grue, selon un maillage pré établi, l'enfoncement est parfois accompagné d'un lançage. Les sols susceptibles d'être traité par ce procédé sont montrés sur la figure -I-3 :

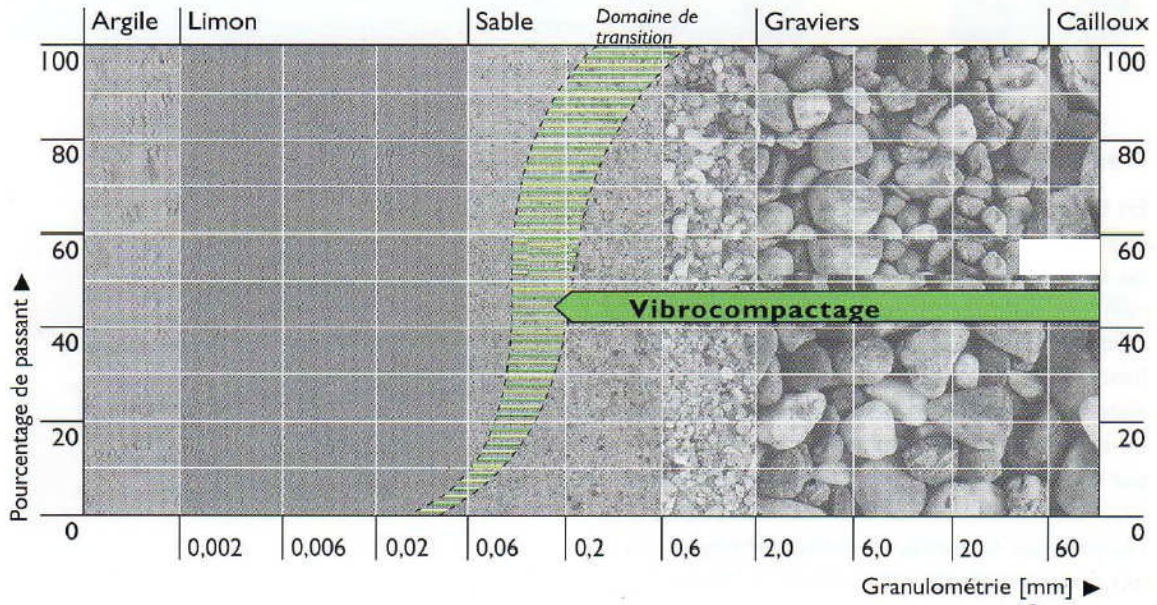


Figure -I-3- : Fuseau granulométrique d'utilisation de la vibroflottation. [1]

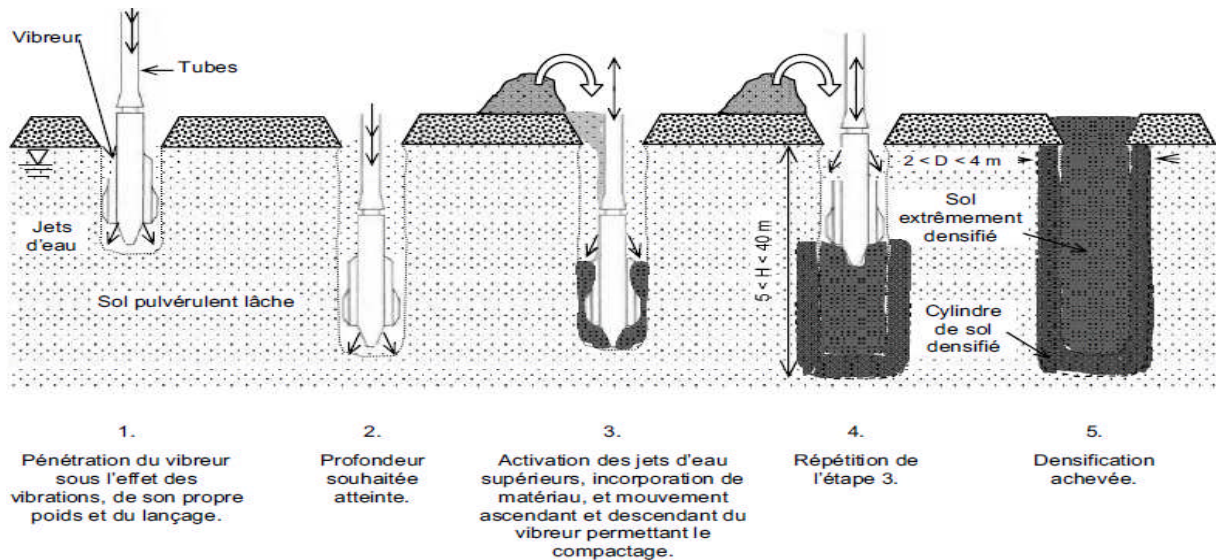


Figure-I-4- : Schéma du principe de la vibroflottation [6].

I.4. Compactage dynamique :

Le compactage dynamique vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impact de très forte intensité.

Ce procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée à une cadence de une à trois fois par minute une masse (pilon) lourde (entre 15 t et 30t) sur la surface du sol à traiter. Les impacts résultants provoquent des ondes de choc qui se propagent en profondeur et resserrent le sol. Il est utilisé, de préférence pour les sols sableux.



Figure –I-5- : Exemple d'un chantier de compactage dynamique. [1]

I.5. Compactage statique horizontale par injection solide :

Le compactage statique horizontal par injection solide consiste à introduire à l'aide d'une pompe à haute pression un mortier très visqueux afin d'améliorer en profondeur un sol lâche. L'amélioration est la somme de deux termes, la densification entre les points de traitement, variable selon la nature du sol et l'effet de renforcement, qui souvent n'est pas pris en compte, par inclusions d'un matériau de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol en place.

Le procédé consiste à injecter à partir d'un tube foré dans le terrain, un mortier sec sous haute pression tout en remontant le tube, on obtient généralement un chapelet «boule» de mortier de diamètre moyen d'environ 0.6m à 1m. (figure-I-6-).

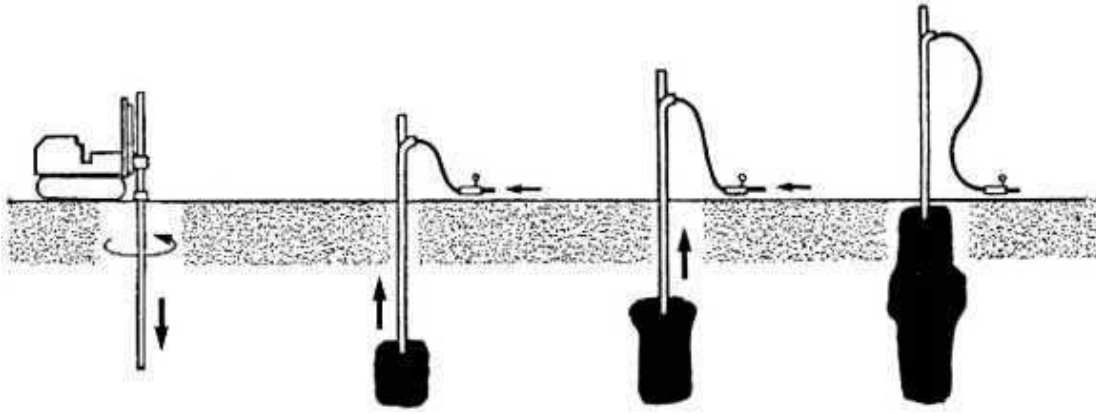


Figure –I-6- : Principe du compactage statique horizontal par injection solide [5].

I.6. Colonnes ballastées :

a. Définition :

Les colonnes ballastées sont constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

b. Objectif du traitement :

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendent aptes à reprendre des charges issues de fondations.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

c. Domaine d'application :

Les colonnes ballastées sont principalement utilisées :

- Pour fonder les remblais (d'accès et de surélévation)
- Pour des radiers et des dallages (stations d'épuration et bâtiments industriels)
- Moins souvent sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les bâtiments d'habitation, en Algérie ce procédé commence à être appliqué dans le renforcement des sols sous bâtiments d'habitations (promotion 200 logt cité Tobal, Bejaia).

Les sols pouvant ou non être concernés par la réalisation de colonnes ballastées sont indiqués dans le tableau-I-1 ci-dessous.

Tableau-I-1- : sols concernés par le traitement par colonnes ballastées. [2]	
Sols concernés	Commentaire
Sols mous non organique (argile, limon et sable fin lâche à forte proportion de fines et remblais anthropiques inertes)	Tolérance de faible épaisseur de matériaux défavorables (sols organique, déchets ménagers)
Sols organiques (tourbe, argile et vase organique et matériaux de décharge)	Colonnes ballastées <u>proscrites</u>

d. Mode opératoire :

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.
- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.

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 (graves naturels, 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.

d.1. Colonnes ballastées par voie humide :

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs sont placés 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.

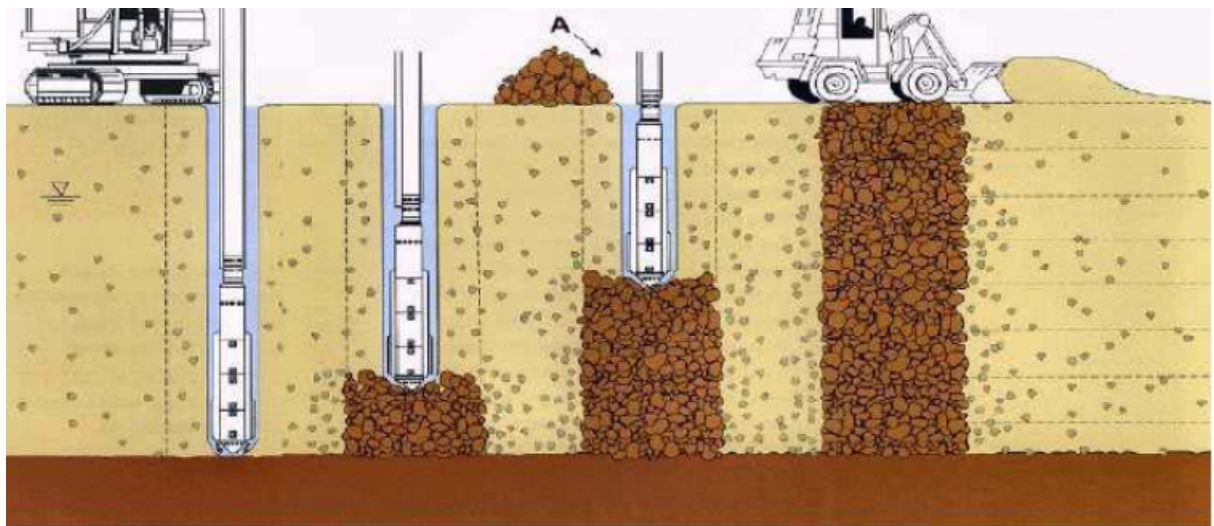


Figure –I-7- : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.[1]

d.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 matériaux 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 redescendre pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

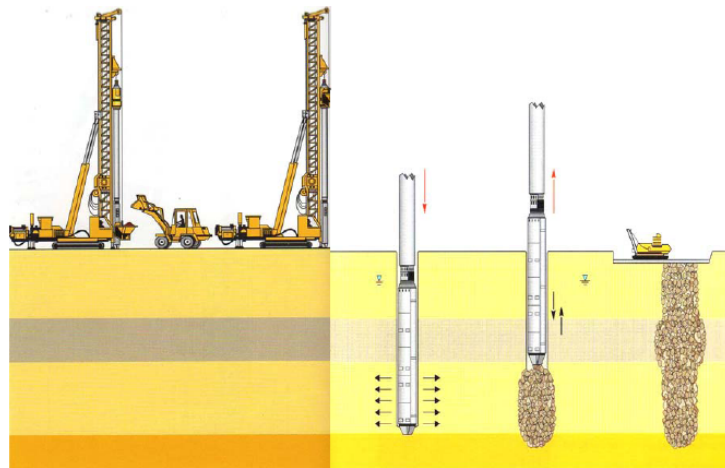


Figure –I-8- : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. [1]

e. Quelques exemples d'application des colonnes ballastées en Algérie :



Figure –I-9- : -a-Phénomène de liquéfaction locale (site : barrage Kessir ; Jijel). [1]

-b- Remplissage du trou par le ballaste (site : barrage Kessir ; Jijel). [1]



Figure –I-10- : Finition d'une colonne ballastée (barrage Kessir, Jijel). [1]

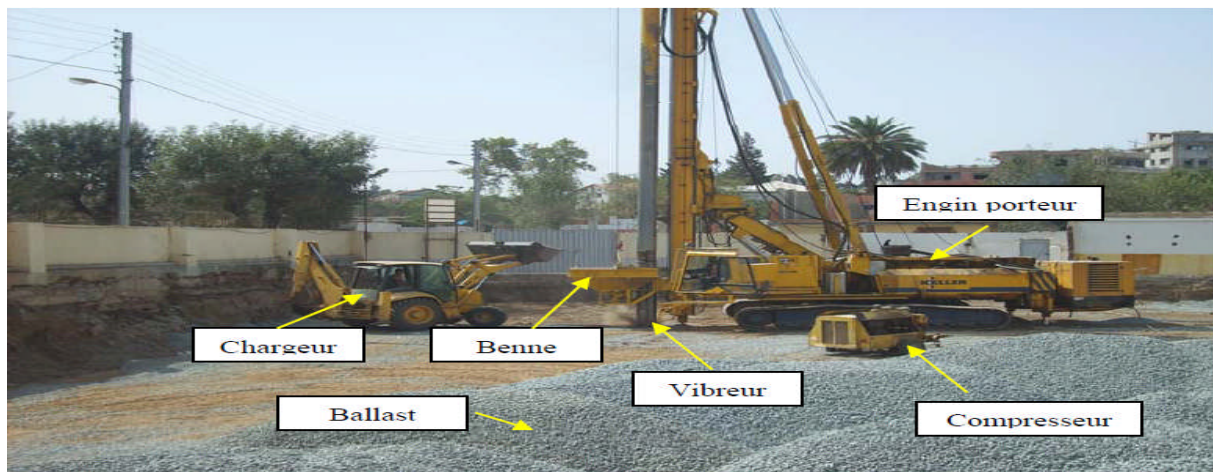


Figure –I-11- : Réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. [1]
(Site : mosquée Boudouaou ; Alger).

I.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons exposé les techniques de renforcement les plus utilisées en pratique, mais le problème majeur du géotechnicien est le choix de la méthode la plus fiable pour un sol donné. La figure –I-12 montre le domaine d’application de chacune des techniques en fonction des types de sols.

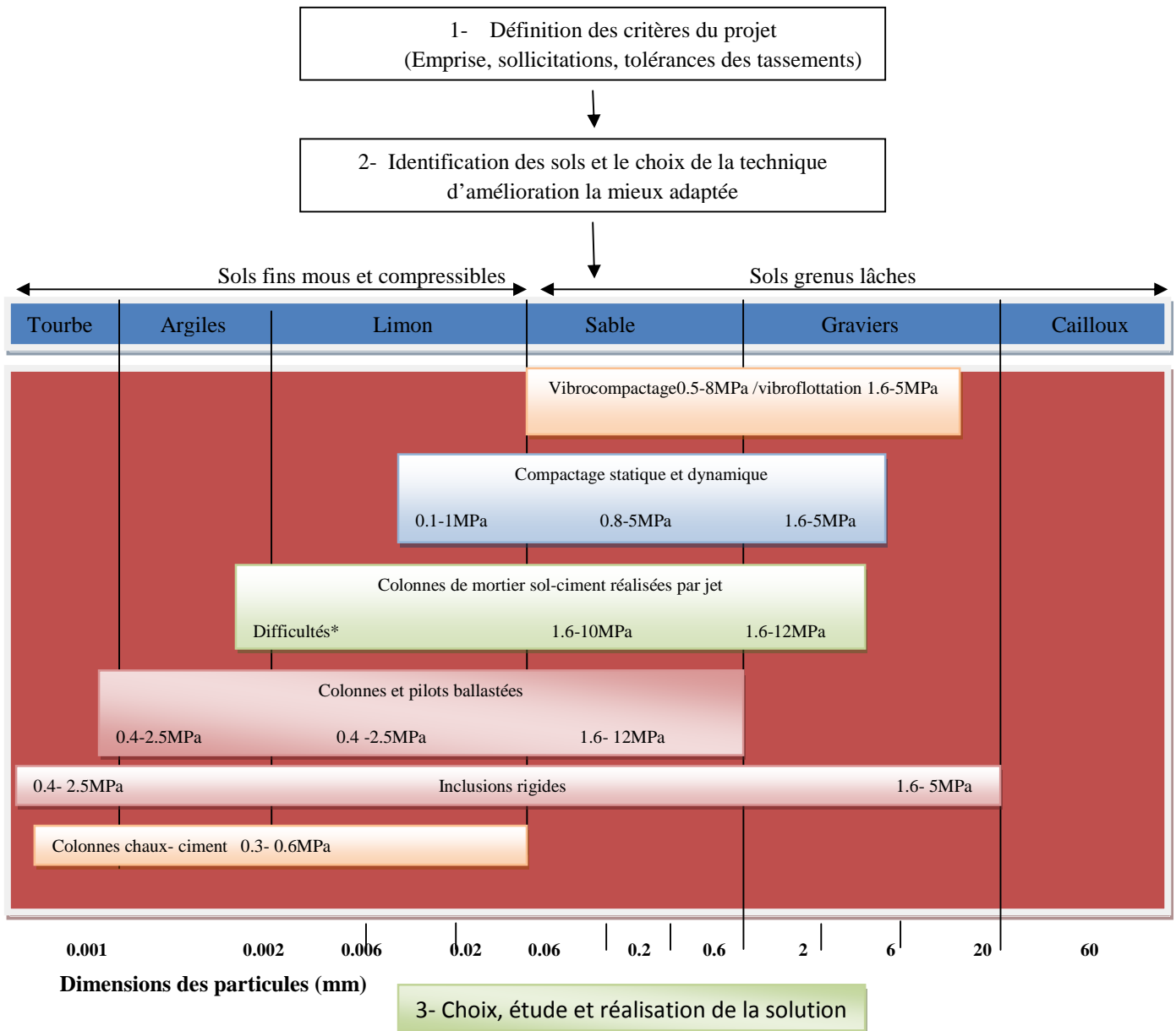


Figure-I-12- : Schéma général d’application des techniques d’améliorations des sols.
(Limite et domaine de validité.).

Chapitre II

II.1. Introduction :

Les premières méthodes <théoriques> de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents, l'usage de leurs matériels, conçus au départ pour l'amélioration dans la masse des sols granulaires.

Ce décalage, d'une quinzaine d'année ; environ a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir des' essais de laboratoire sur modèle réduit pour proposer des courbes empirique concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportée par celles-ci.

II.2.Caractérisation du traitement des sols par colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées sont caractérisées par :

- Le diamètre et la hauteur des colonnes,
- Le nombre des colonnes nécessaire et la contrainte latérale exercée par le sol sur la colonne,
- Des caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport.

a. Le diamètre des colonnes :

Le diamètre des colonnes dépend :

- De l'outil utilisé et son adéquation au terrain rencontré,
- Des caractéristiques des terrains traversés (Le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées),
- De l'énergie de compactage dépensée.

Le diamètre de la colonne mise en œuvre par voie humide (80 à 120cm) est plus important que celui d'une colonne mise en œuvre par voie sèche (50 à 80cm). [20]

b. La hauteur du traitement :

La détermination de la hauteur des colonnes ballastées se fait à base de la contrainte transmise par l'ouvrage, la nature du sol et le but recherché.

c. Nombre de colonnes nécessaires :

Priebe a dressé un abaque de dimensionnement qui nous permet de déterminer le nombre de colonne ainsi que le maillage.

d. Etreinte latérale :

Le tableau-II-1 définit les sols concernés par l'amélioration par les colonnes ballastées et les résistances latérales (étraintes latérales) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau-II-1 : Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étrainte latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005) [19].

sol	faisabilité	Étreinte latérale				Remarque
		P _l (KPa)	q _c (MPa)	N _{spt} (Coups)	C _u (KPa)	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs
Autre sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs
Remblais inertes	Oui	200 - 500	0.6 - 1.60	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs

e. Caractéristiques du matériau d'apport :

Le matériau d'apport doit être de qualité et de granulométrie contrôlée et le plus homogène possible. Il est constitué en général de graves naturelles concassées ou roulées non friables, de caractéristiques mécaniques élevées ($R_c > 25\text{MPa}$) et ne pas être ni dilatable, ni sujette de l'attrition. [19]. La caractéristique principale du ballast réside dans son potentiel de drainage élevé et son rôle porteur qui est accru par le fort pourcentage en cailloux. Le pourcentage des particules fines est limité pour que la colonne reste drainante et insensible à l'érosion interne.

Le fuseau granulométrique du matériau doit vérifier les conditions suivantes [19] :

- $D_5 > 0,10 \text{ mm}$,
- $D_{30} > 10 \text{ mm}$,
- $D_{100} > 100 \text{ mm}$.

Les caractéristiques physico-mécaniques adoptées pour le ballast et servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante, sont données dans le tableau-II-2 :

Tableau-II-2 : Caractéristique du ballast pour colonnes ballastées. [19]		
Caractéristiques	Ordre de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40 / 60	Voie humide
	12 / 40	Voie sèche
Indice de concassage(%)	>80	-
LA	<25 – 35	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	< 20 – 30	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
(LA+MDE)	< 40 – 60	-
Pourcentages des fines	< 5%	-
(*) : Valeurs limites.		

Concernant les paramètres de comportement mécanique des colonnes ballastées notamment le module de déformation (E_c), ils sont étroitement dépendant de type de procédé utilisé, degré de compactage pendant la mise en œuvre et la résistance latérale du sol encaissant [19]. A cet effet, il est difficile de fixer une valeur pour le module de déformation (E_c) sans la connaissance préalable de l'ensemble des facteurs influant précités.

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mise en œuvre sont les suivant, [19] :

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : $E_c = 60 \text{ à } 100 \text{ MPa}$,
- Angle de frottement inter-granulaire :
 - Matériau roulé : $\varphi'_c = 38^\circ$,
 - Matériau concassé : $\varphi'_c = 40^\circ$,

- S'agissant d'un matériau pulvérulent, cohésion nulle ($C_c=0$),
- Coefficient de poisson : $\nu = \frac{1}{3}$,
- Poids volumique saturé du matériau en place : $\gamma_c = 20$ à 21 kN/m^3 .

II.3. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

II.3.1. La Méthode de Greenwood :

L'utilisation de l'abaque de Greenwood(1970) permet un pré dimensionnement vis-à-vis de la réduction des tassements apporté par la réalisation des colonnes ballastées sous fondation de grande dimension reposant sur une argile molle homogène.

Les paramètres nécessaires sont :

- Résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes ballastées
- Procédé de réalisation des colonnes
- Espacement des colonnes.

Les hypothèses retenues sont les suivantes :

- Les colonnes reposent sur une couche plus ferme ;
- Le calcul ne tient pas compte des tassements immédiats ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.

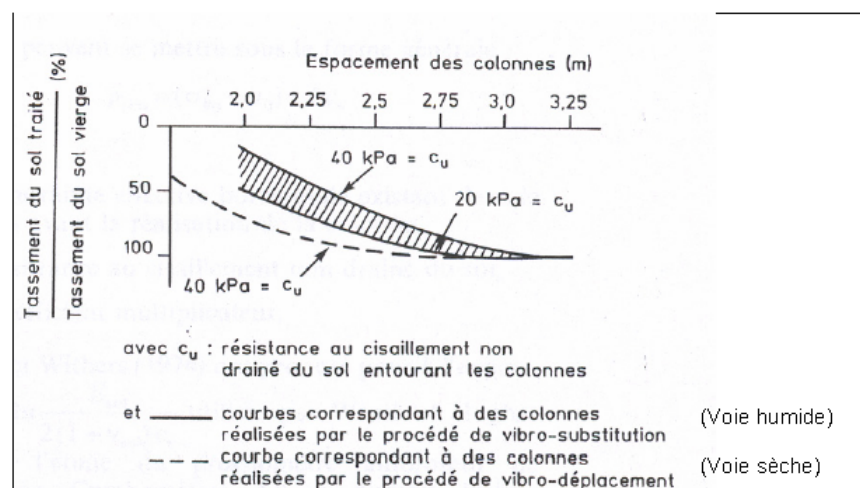


Figure-II-1 : Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grande dimension reposant sur une argile molle homogène (Greenwood, 1970).

II.3.2. La Méthode de Priebe :

Priebe a assimilé les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celle d'un tube épais de même caractéristiques drainées E_s et ν_s que le terrain compressible.

L'ensemble sol- colonne est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux ($S_{sol}=S_{col}$).
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre actif contenu, les déformations de la colonne suivent celles du sol.
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E_s et un coefficient de poisson ν_s constant sur toute la profondeur.
- Il y'a une conservation des sections planes :

Dans tous les cas ; les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge Δq en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne, Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long ; soumis à une pression interne normale.

$\Delta p = \Delta \sigma_{hc} - \Delta \sigma_{hs}$.dans cette relation :

$\Delta \sigma_{hc}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due a Δq_c avec :

$$\Delta \sigma_{hc} = K_{ac} \Delta q_c = \Delta q_c \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{II.1})$$

$\Delta \sigma_{hs}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à Δq_s .

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol assimilé à un liquide a l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution.

$$\Delta \sigma_{hs} = \Delta q_s$$

La seconde condition aux limites est la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube.

a. Détermination du facteur d'amélioration de base :

La déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long permet d'obtenir assez facilement la déformation circonférentielle $\epsilon_{\theta\theta}$ pour $r=\theta$. Celle-ci est indiquée sur la figure-II-2 suivante :

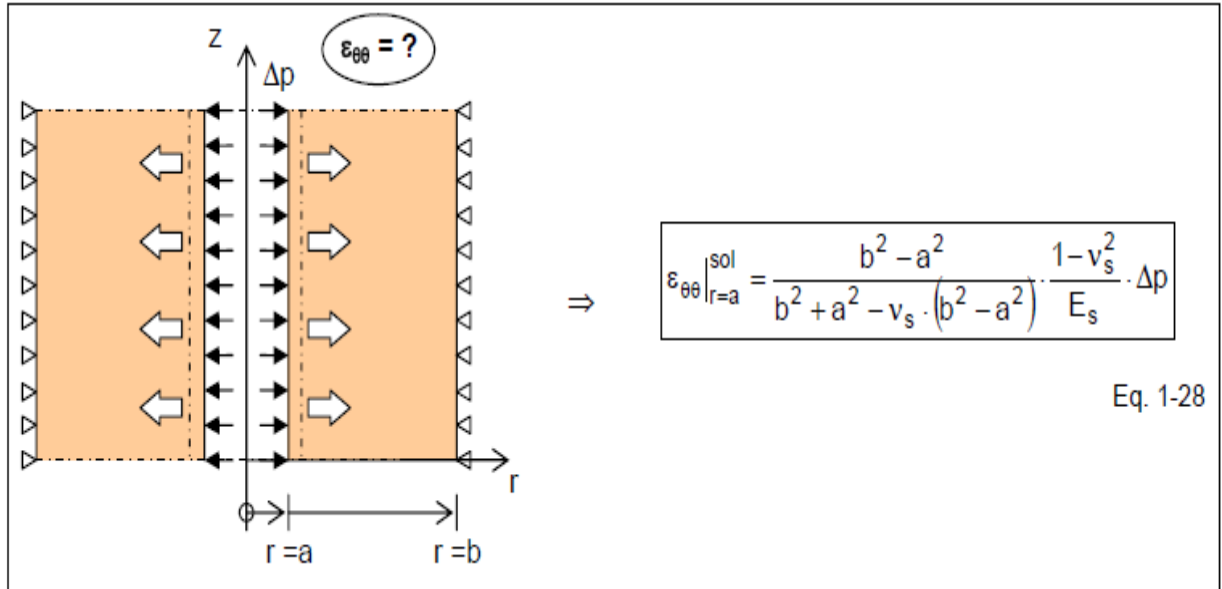


Figure –II-2- : Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement. [18]

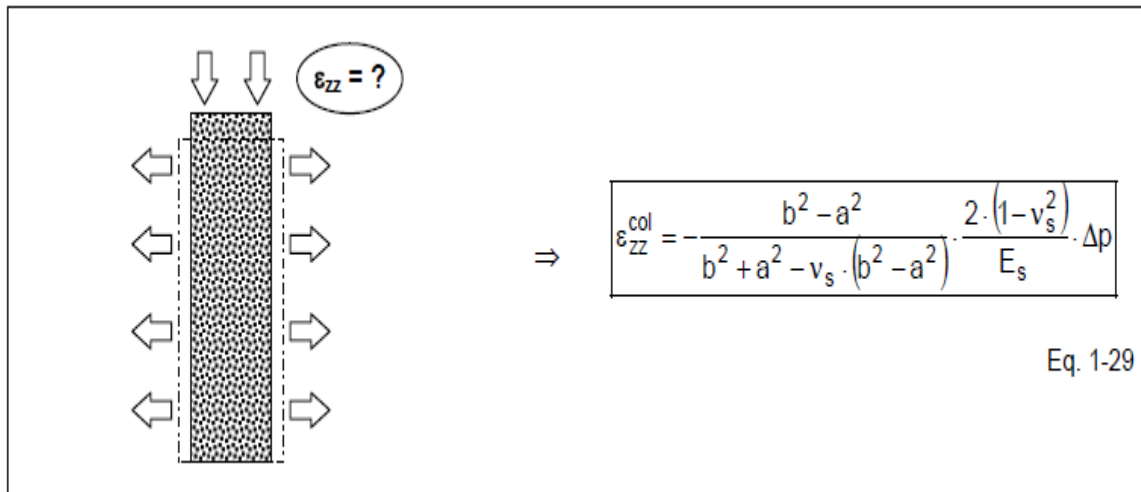


Figure-II-3- : Déformation axiale d'une colonne suivant les déformations du sol.

[18]

Du point de vue de la colonne ballastée, les déformations s'effectuent à volume constant.

$$\varepsilon_v^{col} = \varepsilon_{rr}^{col} + \varepsilon_{\theta\theta}^{col} + \varepsilon_{zz}^{col} \text{ et } \varepsilon_{rr}^{col} = \varepsilon_{\theta\theta}^{col} \quad (\text{II.2})$$

La colonne ballastée suit les déformations du sol, d'où :

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{col} = \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s(b^2 - a^2)} \frac{1 - \nu_s}{E_s} \Delta q_s \quad (\text{II.3})$$

Et donc: $\varepsilon_{zz}^{col} = -2\varepsilon_{\theta\theta}^{col}$ (II.5)

Ce qui nous donne la déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.

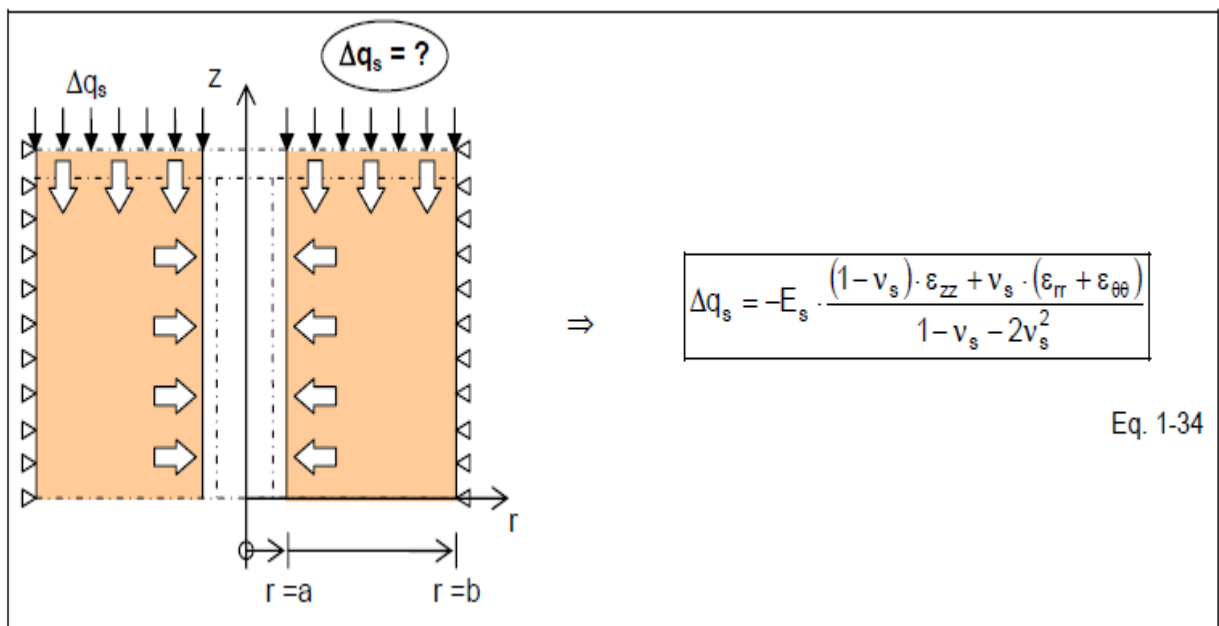


Figure-II-4- : Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement. [18]

Dans la même ou les tassements en surface sont égaux ($s_{sol} = s_{col}$), il est possible d'écrire :

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zz}^{col} = \varepsilon_{zz}^{sol} \quad (\text{II.6})$$

Pour le sol, on aura la relation suivante :

$$\varepsilon_{rr}^{sol} + \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{2a}{b^2 + a^2 - \nu_s(b^2 - a^2)} \frac{1 + \nu_s}{E_s} \nu_s \Delta q_s \quad (\text{II.7})$$

Ce qui nous donne la définition du facteur d'amélioration de base β_0

Avec :

$$\Delta p = K_{ac} \Delta q_c - \Delta q_s \quad (\text{II.8})$$

Et en posant :

$$f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{1-v_s^2}{1-v_s-2v_s^2} \frac{(1-2v_s)\left(1-\frac{A_c}{A}\right)}{1-2v_s+\frac{A_c}{A}} \quad (\text{II.9})$$

IL vient:

$$\eta = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f(v_s, a) + \frac{1}{2}}{f(v_s, a) K_{ac}} \quad (\text{II.10})$$

Le facteur amélioration de base est définie par:

$$\beta_0 = \frac{\Delta q}{\Delta q_s} = 1 + \left(\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} - 1\right) \frac{A_c}{A} \quad (\text{II.11})$$

A et A_c sont respectivement l'aire à traiter et l'aire des colonnes.

Ainsi :

$$\beta_0 = 1 + \left(\frac{A_c}{A}\right) \left[\frac{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) + \frac{1}{2}}{f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right) K_{ac}} - 1 \right] \quad (\text{II.12})$$

Dans le cas courant ou $v_s = \frac{1}{3}$ on obtient :

$$\beta_0 = 1 + \left(\frac{A_c}{A}\right) \left[\frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4K_{ac}\left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \text{ Tel que : } \frac{A_c}{A} = a \quad (\text{13-a})$$

$$\beta_0 = 1 + a \left[\frac{5 - a}{4K_{ac}(1 - a)} - 1 \right] \quad (13-b)$$

La relation entre le facteur d'amélioration β_0 ; le rapport des sections $\frac{A_c}{A}$ et l'angle de frottement du matériau de remplissage φ_c permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure-II-5 suivante :

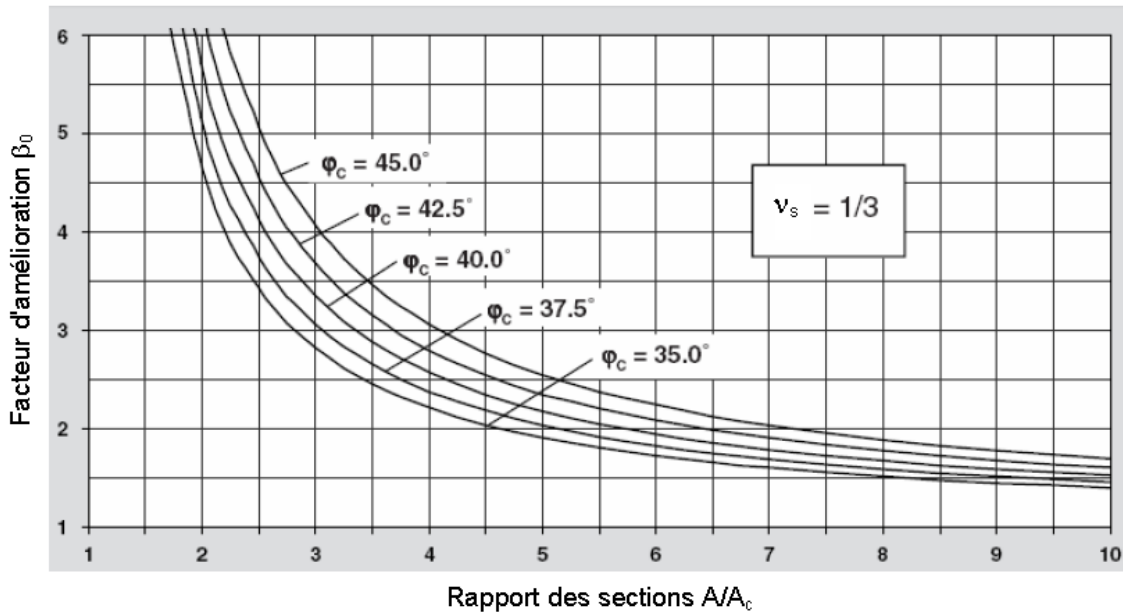


Figure-II-5 : Définition du facteur d'amélioration de base β_0 (Pribe, 1995). [18]

Considération de la compressibilité de la colonne :

Dans le cas où $(A_c/A)=1$; le facteur d'amélioration β_0 détermine une valeur théorique infinie définie pour les matériaux incompressibles. En fait, ce facteur doit correspondre au mieux au rapport des modules œdométriques de la colonne et du sol.

En posant $\beta_0 = \frac{E_c}{E_s}$ dans le cas où $\nu_s = \frac{1}{3}$, il vient :

$$\left(\frac{A_c}{A} \right)_1 = \left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2) + 5}{2(4K_{ac} - 1)} \right] \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2) + 5}{(4K_{ac} - 1)} \right]^2 + \frac{16K_{ac}(\beta_0 - 1)}{(4K_{ac} - 1)}}$$

(II.14)

Ce qui nous Donne:

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left(\frac{A}{A_c}\right)_1 - 1 = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)^{-1}} \quad (\text{II.15})$$

Dans le cas où $v_s = \frac{1}{3}$, la figure-II-6 suivante donne un accès direct à la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules œdométriques de la colonne et du sol.

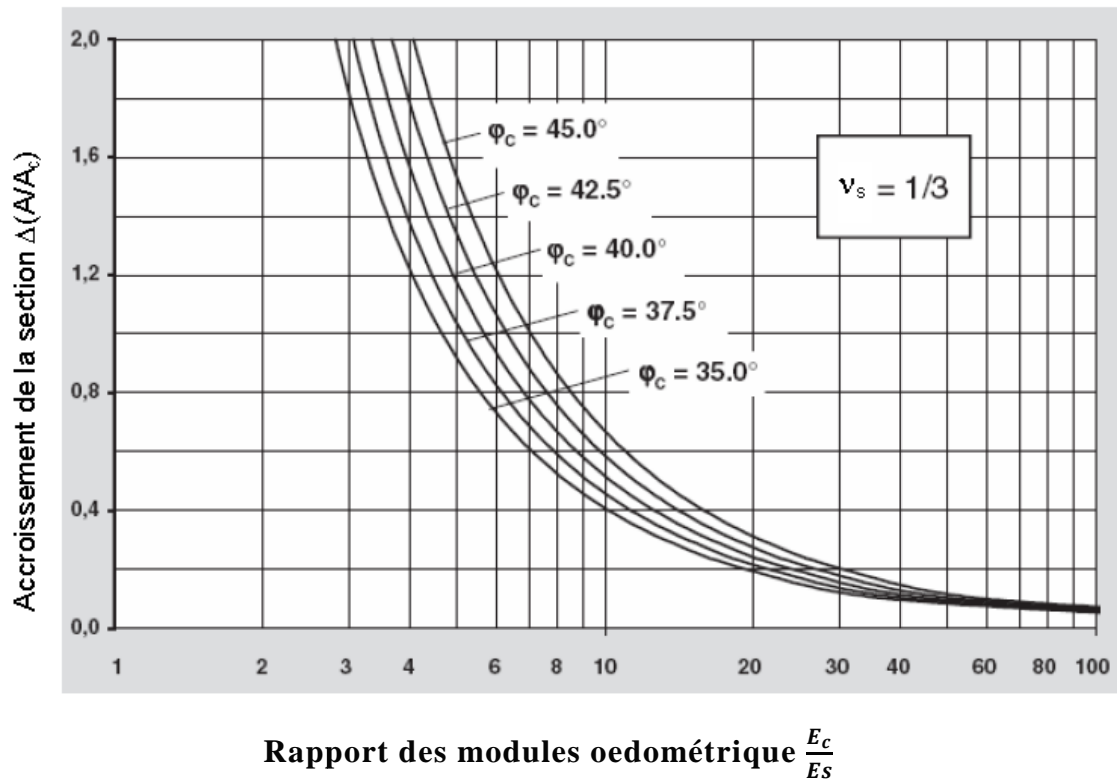


Figure-II-6 : Considération de la compressibilité de la colonne (Priebe, 1995). [18]

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)}$$

Cette procédure correspond finalement à une translation de

l'origine de l'axe des abscisses de la figure-II-6.

$$\beta_1 = 1 + a \left[\frac{f(v_s, a) + \frac{1}{2}}{f(v_s, a)K_{ac}} - 1 \right] \quad (\text{II.16})$$

b. Facteur de profondeur:

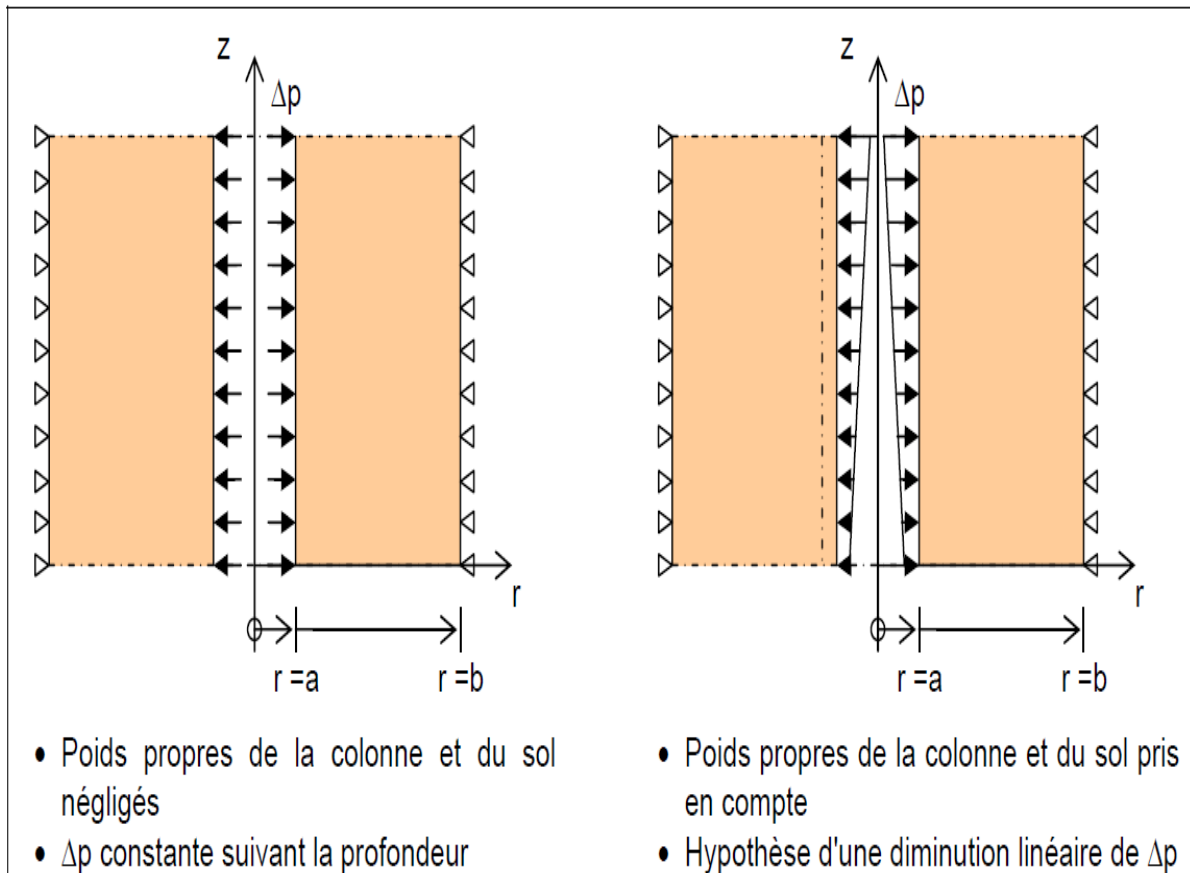


Figure-II-7 : Répartition de la pression interne Δp .[18]

Si le poids propre de la colonne et le sol ne sont pas considérés, la différence de pression Δp entre la colonne et le sol, dont résulte l'élargissement de la colonne, reste constante suivant la profondeur et dépend uniquement de la distribution de la charge entre la colonne et le sol.

Cependant, la pression du sol et de la colonne augmentent avec la profondeur, ainsi la différence de pression Δp diminue avec la profondeur, et la colonne est mieux confinée. Avec cela ; la colonne peut absorber plus de charge avant plastification.

Ainsi le facteur d'amélioration β_1 est multiplié par le facteur de profondeur f_d ; le facteur d'amélioration finale est donc déterminé par la formule suivante :

$$\beta_2 = f_d \beta_1$$

Le facteur de profondeur f_d est calculé en supposant une diminution linéaire de la différence de pression de la colonne : $(\Delta q_c + \gamma_c z)K_{ac}$, et du sol : $(\Delta q_s + \gamma_s z)$ ($K_{os}=1$).

Cependant, il est considéré qu'avec la diminution des déformations latérales, le coefficient de poussé passe de la valeur active K_{ac} à la valeur au repos K_{oc} . Ceci va dans le sens de la sécurité $K_{oc}=1-\sin\phi_c$.

Egalement, des considérations de sécurité recommandent de ne pas considérer la charge externe Δp_s qui est favorable.

En posant :

$$w_c = \sum (\gamma_c \Delta z)$$

$$w_s = \sum (\gamma_s \Delta z)$$

Il vient :

$$f_d = \frac{1}{K_{oc} - \frac{w_s}{K_{oc}} \frac{w_c}{\Delta q_c}} \quad (\text{II.17})$$

Avec :

$$\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f(v_s, a) + \frac{1}{2}}{f(v_s, a) K_{ac}} \quad (\text{II.18})$$

$$\text{Et : } \Delta q_c = \frac{\Delta q}{a + 1 - \frac{a}{\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}}} \quad (\text{II.19})$$

Le graphe simplifié de la figure-II-8 (Priebe, 1995) considère le même poids volumique pour la colonne et le sol, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité. Aussi le poids volumique du sol γ_s et de colonne γ_c doivent toujours être pris en compte dans cet abaque.

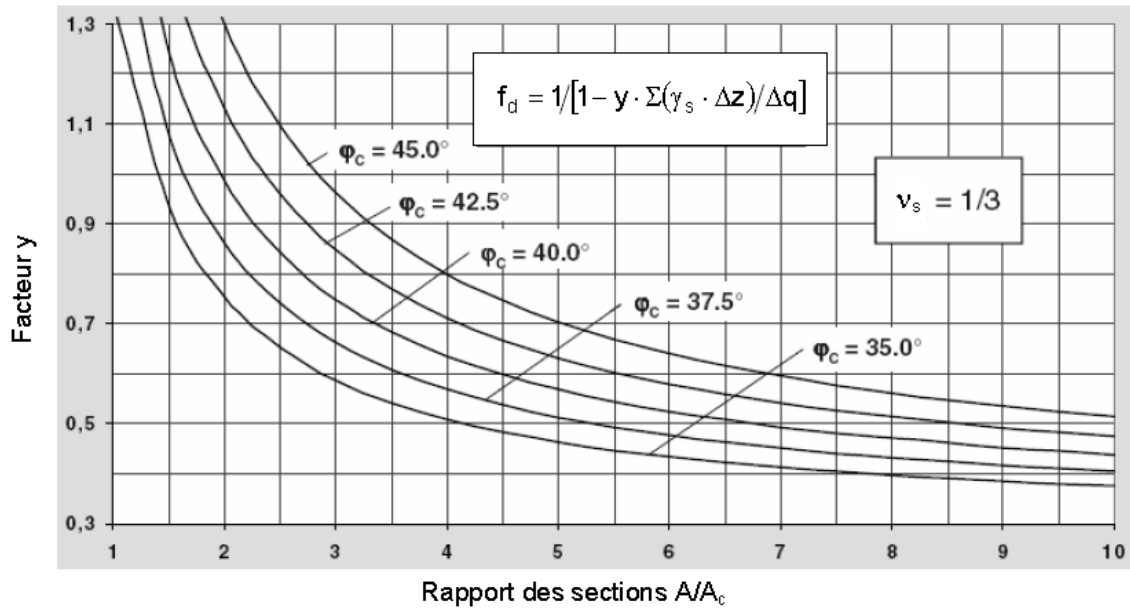


Figure-II-8: Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995). [18]

c. **Contrôle de compatibilité :**

Les différentes étapes de la méthode ne sont pas liées mathématiquement et contiennent des simplifications aussi, des contrôles de compatibilité sont mis en place pour garantir que les colonnes ne reprennent pas plus de charge que ce qu'elles peuvent reprendre.

Le premier contrôle de compatibilité limite le facteur de profondeur et de ce fait la charge affectée aux colonnes.

Le tassement de la colonne résultant de sa propre compressibilité ne peut pas dépasser le tassement de la cellule composite, ce contrôle s'applique dans le cas de sol assez denses ou raides.

$$f_d \leq \frac{\frac{E_c}{\Delta q_c}}{\frac{E_s}{\Delta q_s}}$$

Définie dans le même esprit, le deuxième contrôle concerne plutôt les sols

assez lâches et mous. Un facteur de profondeur $f_d < 1$ ne doit pas être considéré même s'il résulte d'un calcul $f_d < 1$;

Dans le cas des sols assez lâches et mous, il est impératif de s'assurer que le tassement des colonnes résultant de leur propre compressibilité ne dépasse pas celui d'un sol composite équivalent. Le facteur de réduction de tassement maximum est alors :

$$\beta_{\max} = 1 + \left(\frac{A_c}{A} \right) \left[\left(\frac{D_c}{D_s} \right) - 1 \right] \quad (\text{II.20})$$

La valeur maximum de facteur de profondeur f_d peut également être obtenue à partir de graphe de la figure-II-9 suivante (Priebe, 1995) :

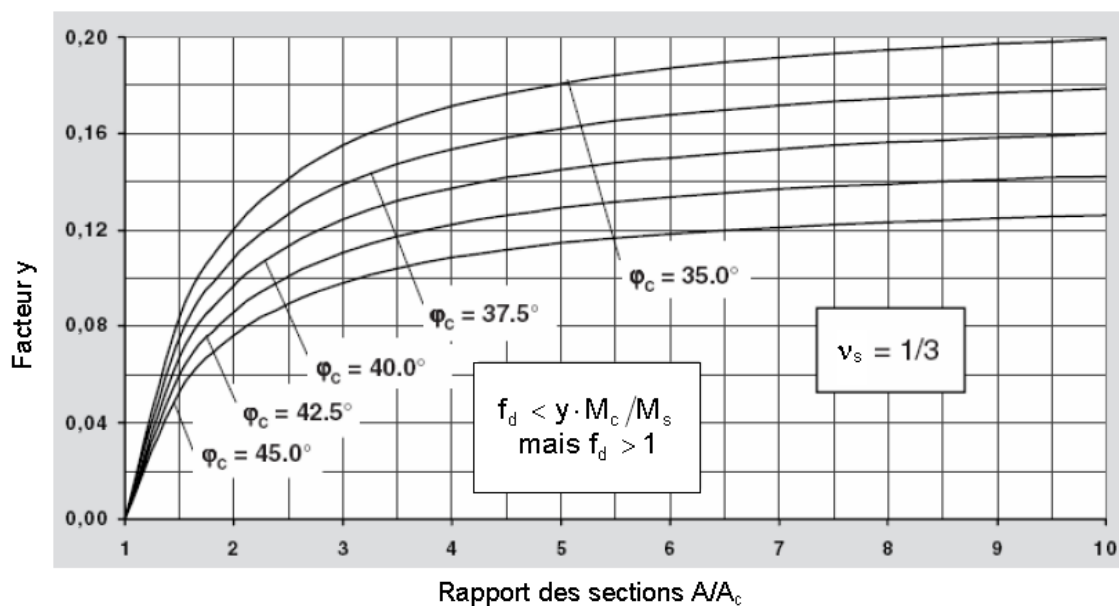


Figure-II-9 : Compatibilité du facteur de profondeur f_d (Priebe, 1995). [18]

d. Tassement de sol traité :

En considérant que les couches traversées par les colonnes ballastées sont homogènes, elles sont caractérisées par les modules de déformations du sol (E_{si}), le tassement du sol après traitement est donné par la formule-II.21 suivante :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{0i} L_{ci}}{\beta_{2i} E_{si}} \quad (\text{II.21})$$

II.3.3. Méthodes d'homogénéisation :

a. Méthode d'homogénéisation simplifiée :

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol « composite » en un milieu « homogène » équivalent selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent :

$$E_e = aE_c + (1-a)E_s \quad (\text{II.22})$$

Avec: a = coefficient de substitution.

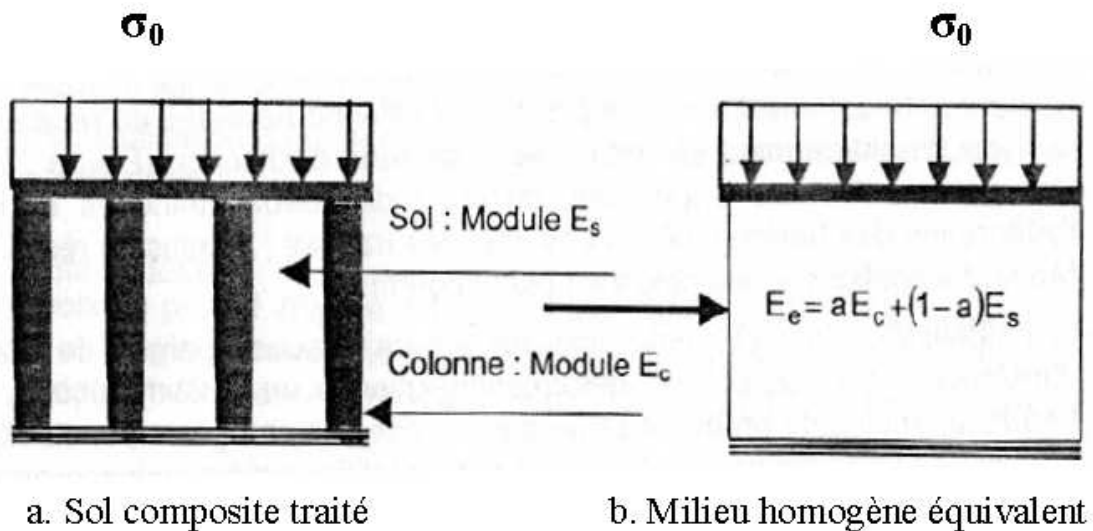


Figure-II-10: Homogénéisation simplifiée. [1]

Les tassements après traitement S_f sous la contrainte σ_0 apporté par l'ouvrage sont alors exprimés par la relation suivant :

$$S_f = \frac{\sigma_0 L_c}{aE_c + (1-a)E_s} \quad (\text{II.23})$$

Il faut noter que cette approximation n'est valable que pour les charges réparties de grandes dimensions.

Le calcul de tassement par cette méthode se base sur l'approche d'un module de déformation équivalent E_e du milieu traité par colonnes ballastées.

La prévision de tassement par cette méthode s'applique bien dans le cas des charges réparties de grandes dimensions (Dhouib et Blondeau, 2005). [1]

b. Méthode d'homogénéisation du milieu traité :

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogène équivalent dont les caractéristiques mécaniques (C_e, φ_e) sont déterminées

par l'application d'un facteur d'homogénéisation m donné par la relation (II.25) suivante :

$$\text{Poids volumique équivalent } (\gamma_e): \gamma_e = a\gamma_c + (1-a)\gamma_s \quad (\text{II.24})$$

$$m = \frac{(\beta_1 - a)a}{\beta_1} \quad (\text{II.25})$$

$$C_e = (1-a)C_u \quad (\text{II.26})$$

$$\text{tg}\varphi_e = m \text{tg}\varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \arctan(m \text{tg}\varphi_c).$$

II.3.4. Méthode de Baalam et Booker :

Dans leurs analyses du comportement de fondation rigide de grande dimension sur sol renforcé par colonnes ballastées, Baalam et Booker(1981) ont développé une solution analytique exacte en élasticité linéaire à partir du modèle de la cellule élémentaire soumise aux conditions œdométriques.

En reportant sur des résultats établis par les auteurs, (n, β) peuvent alors être définis directement comme suit :

$$n = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{\lambda_c + 2\mu_c - 2\lambda_c f}{\lambda_s + 2\mu_s + \lambda_s f \left(\frac{D_c^2}{D_e^2 - D_c^2} \right)} \quad (\text{II.27})$$

$$\beta = \frac{S_n}{S_a} = 1 + \frac{(\lambda_c + 2\mu_c) - 2(\lambda_c - \lambda_s)f}{\frac{((\lambda_s + 2\mu_s) - 1)D_c^2}{D_s^2}} \quad (\text{II.28})$$

Avec:

S_n, S_a sont respectivement le tassement du sol non traité et le tassement du sol traité.

$$F = (\lambda_c - \lambda_s) \frac{D_e^2 - D_c^2}{2(D_c^2(\lambda_s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + D_e^2(\lambda_c + \mu_c - \lambda_s - \mu_s))} \quad (\text{II.29})$$

λ_i, μ_i ($i=c$ ou s) sont les coefficients de lamé des 2 constituants de la cellule définie de la façon suivante :

$$\lambda_i = \frac{\nu_i E_i}{(1 - 2\nu_i)(1 + \nu_i)} \text{ tel que : } \mu_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_i)}$$

D_c et D_e représentent respectivement le diamètre de la colonne et le diamètre d'influence de la colonne.

II.6. Conclusion :

L'éventail des méthodes de calcul disponibles est actuellement suffisant pour permettre une évaluation correcte des divers paramètres nécessaires au dimensionnement d'un projet de renforcement par colonnes ballastées.

Dans le cas le plus fréquent d'amélioration des propriétés géotechnique d'une couche compressible sous une fondation de grandes dimensions, des méthodes couramment utilisées à travers le monde comme la méthode de Priebe ou les schéma de calcul fondés sur une approche élastique du problème, ont prouvé leur efficacité.

Chapitre III

III.1. Introduction :

Les fondations profondes sont des organes qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur, variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges, par l'intermédiaire de fondations superficielles se différencient, essentiellement, par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique, mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. Les fondations profondes, stricto sensu, ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes.

III.2. Principaux types de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les **pieux** mis en œuvre **avec refoulement** du sol et les **pieux** réalisés par **excavation** du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés. Dans ce qui suit, nous nous intéressons aux pieux forés.

a- Pieux forés :

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

III.3. Quelques définitions :**a- Couche d'ancrage :**

Couche du sol résistante (porteuse) dans laquelle est ancrée la base du pieu. L'épaisseur de cette couche, sous la base du pieu, doit être $\geq 4B$, B étant le diamètre du pieu. (DTR-BC2.33.2).

b- Charge limite Q_1 :

Charge maximale que peut supporter le sol avant sa rupture. Conventionnellement, Q_l peut être définie comme la charge correspondant à un enfoncement $S_t = \frac{B}{10}$

Elle est équilibrée par :

- La résistance en pointe $Q_{pl} = q_{pu} \cdot A_p$, avec A_p : surface droite de la pointe.
- La résistance par frottement latéral $Q_{sl} = q_{su} \cdot A_s$ avec A_s : surface latérale du pieu.

$$Q_l = Q_{pl} + Q_{sl} \quad (\text{III.1})$$

c- Charge de fluage :

C'est la charge à partir de laquelle l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus sous une charge constante. Elle est liée à la résistance de pointe et celle du frottement par les relations suivantes :

- Pieu refoulant le sol : $Q_c = \frac{Q_l}{1,5}$ (III.2)

- Pieu réalisé par excavation du sol (sans refoulement) : $Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5}$ (III.3)

d- Charge nominale :

C'est la charge que peut supporter le pieu en demeurant stable vis-à-vis du sol. Elle doit tenir compte :

- De la charge intrinsèque des matériaux constitutifs du pieu.
- Des effets de frottement négatifs.
- Des effets du groupe.
- Des tassements absolus et différentiels à l'intérieur d'un groupe de pieux ou entre le groupe.

III.4. Méthode de détermination de la charge limite Q_l à partir d'essais de sol :

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la charge limite d'un pieu, elles font appel à des essais de laboratoire, essais en place (in situ) : SPT (standard pénétration test), pressiomètre, pénétration statique(CPT).

III.4.1. Evaluation à partir des essais pressiométriques :

a- Détermination de Q_{pl} :

La méthode de détermination de la capacité portante des pieux est basée sur les résultats d'un essai de chargement statique ou sur les résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques. Ces recommandations sont issues de plus de 200 essais de chargement statique de pieu en vraie grandeurs. [7]

La contrainte de rupture est donnée par la formule suivante :

$$q_u = k_p P_{le}^* \tag{III.4}$$

Ce qui nous donne :

$$Q_{pl} = A_p k_p P_{le}^* \tag{III.5}$$

k_p : facteur de portance (tableau-III-1),

P_{le} : pression limite nette équivalente.

A : section de la pointe du pieu.

La valeur du facteur de portance dépend de la nature du sol donnée par le tableau-III-2 et du mode de mise en œuvre du pieu. (tableau-III-1).

Tableau-III-1 : Valeurs de facteur de portance k_p. [7]		
Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement de sol.
Argiles, limons	A	1,1
	B	1,2
	C	1,3
Sables, graves	A	1,0
	B	1,1
	C	1,2
Craies	A	1,1
	B	1,4
	C	1,8
Marnes : marno-calcaires		1,8

Roches altérées⁽¹⁾	1,1 à 1,8
<p>(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.</p>	

Tableau-III-2 : Définition des catégories conventionnelles des sols. [7].

Classe de sol.			Pressiometre P_1 (MPa)	Pénétromètre q_c(MPa).
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A	Lâches	<0,5	<5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compact	>2,5	>20,0
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C	Compacte	>3,0	
Marnes, marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacte	>4,5	
Roches(1)	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	>4,5	
<p>(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.</p>				

b- Calcul de P_{1e}^* :

C'est une pression moyenne autour de la base de pieu, elle est donnée, tout dépend de la formation porteuse, par la formule suivante :

- Formation porteuse homogène (figure-III-1) : $P_{le}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{D-B}^{D+3a} P_l^*(z) dz$ (III.6).

- Formation porteuse stratifiée : $P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n P_{li}^*}$. (III.7).

Avec :

D : Ancrage dans la couche porteuse.

a = La moitié de la largeur B de l'élément de la fondation si celle-ci est supérieure à 1 m et à 0,50m dans le cas contraire.

b = min (a, D).

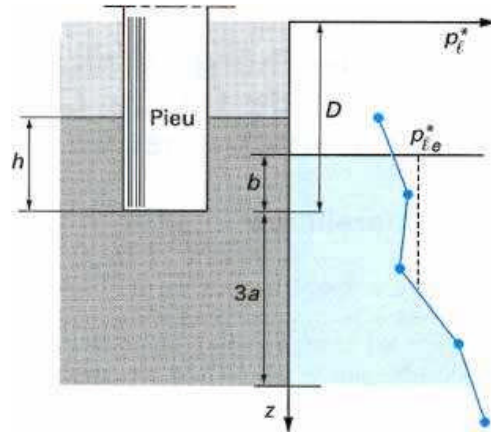


Figure-III-1 : Schéma de calcul de la pression limite nette P_{le}^* .

c- Détermination de Q_{sl} :

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur h concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_{sl} = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (III.8).$$

La valeur du frottement latéral unitaire q_s est donnée par les courbes du jeu d'abaques ci dessous (figure-III-2) en fonction de la pression limite nette $P_l^*(z)$. La courbe à utiliser est en fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré. (tableau-III-3)

Tableau-III-3 : Choix des courbes pour le calcul de frottement latéral. [7]

Type de pieu	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes		Roches
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple.	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
Foré boue.	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₆
foré tubé (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₂ , Q ₁ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄	
Foré tubé (tube perdu)		Q ₁		Q ₁		Q ₂		(4)		Q ₂	Q ₃	

- (1) : réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) : pieux de grandes longueur (>30m).
- (3) : forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) : dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux, il convient d’effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

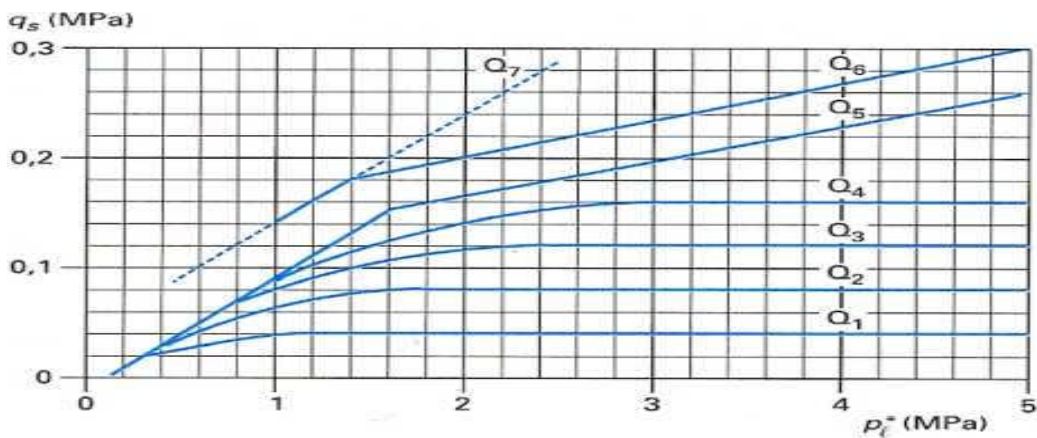


Figure-III-2 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu. [7]

III.4.2. Evaluation à partir de l’essai pénétrométrique (pénétromètre statique) :

Cette méthode ne s’applique, en toute rigueur, que pour les pieux dont la pointe est au dessous de la profondeur critique. Comparée à la courbe de variation de la charge en pointe en fonction de la profondeur pour un pieu (figure –III-4), la courbe du pénétromètre (diamètre de la pointe de l’ordre de 35mm) montre une profondeur critique quasiment nulle, donc une résistance en pointe constante avec la profondeur du sol homogène.

Les catégories conventionnelles des sols sont données, en fonction de q_c , dans le tableau-III-2 ci-dessus.

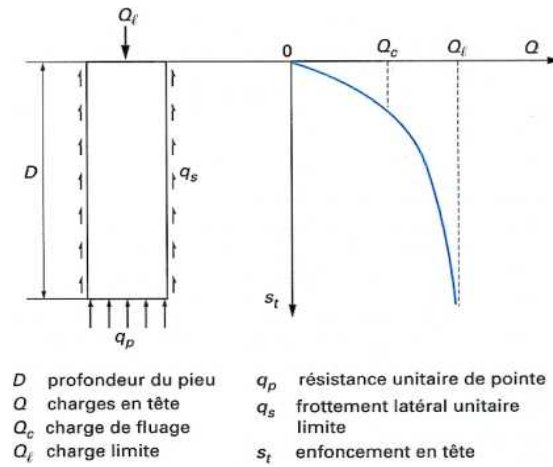


Figure-III-3 : Courbe de chargement axial d'un pieu. [7]

a- Détermination de la charge de pointe :

q_u est donnée par la formule suivante (fascicule62, titre V) :

$$q_u = k_c q_{ce} \tag{III.9}$$

Ce qui nous donne :

$$Q_{pl} = A_p k_c q_{ce} \tag{III.10}$$

Avec :

A_p : Section de la pointe.

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.

k_c : Facteur de portance.

Les valeurs de K_c sont données par le tableau-III-4 suivant :

Tableau-III-4 : Valeurs du facteur de portance k_c . [7]

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol
Argiles, limons	A	0,40
	B	
	C	
Sables, graves	A	0,15
	B	
	C	
Craies	A	0,20
	B	0,30

b- Détermination de q_{ce} :

C'est une résistance moyenne de la pointe de la base d'un pieu définie, à partir d'une courbe lissée, comme c'est montré sur la figure suivante. Elle est donnée par :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-B}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad \text{(III.11).}$$

q_{cc} : résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3q_{cm}$.

$$q_{cm} = q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-B}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad \text{(III.12)}$$

a et b ont la même définition que dans le cas du pressiometre.

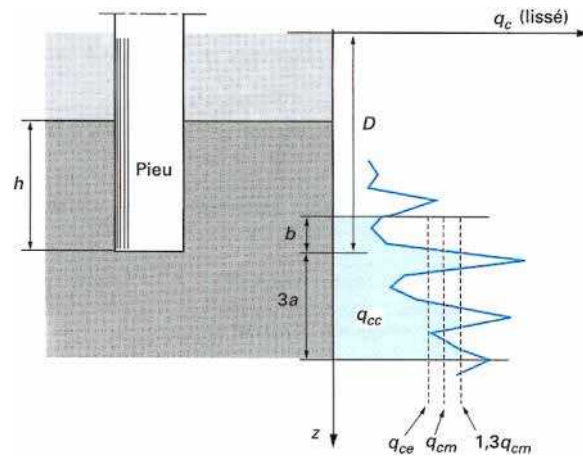


Figure –III-4 : Définition de la résistance en pointe équivalente au pénétromètre statique [7].

c- Détermination de la charge limite de frottement latéral Q_s :

L'effort total limite mobilisable par le frottement latéral sur toute la hauteur concernée du fût du pieu est donnée par la même formule dans le cas du pressiomètre, tel que :

$$q_s(z) = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta}, q_{s\max}\right)$$

Avec :

$q_c(z)$: la résistance de pointe lissée à la profondeur z .

β et $q_{s\max}$: donnée par le tableau-III-5 suivant :

Tableau-III-5 : Valeurs du coefficient β et de $q_{s\max}$. [7]											
Type de pieu		Nature des terrains									
		Argiles, limons			Sables, graves			Craies			
		A	B	C	A	B	C	A	B		
Foré	β			75 ₍₁₎			200	200	200	125	80
	$q_{s\max}$	15		80 ₍₁₎	40	80 ₍₁₎			120	40	120
Foré tube (tube récupéré)	β		100	100 ₍₂₎		100 ₍₂₎	300	250	300	125	100
	$q_{s\max}$	15	40	60 ₍₂₎	40	80 ₍₂₎		40	120	40	80

(1) : réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) : forage à sec, tube non louvoyé.

III.4.3. Evaluation à partir d'essais SPT :

L'essai SPT, d'origine américaine, est probablement, à l'heure actuelle, l'essai de pénétration en place le plus répandu dans le monde. Il fournit notamment le nombre de coups N nécessaire pour obtenir un enfoncement de 30 cm de l'échantillonneur fendu. L'interprétation de N en termes de paramètres géotechniques fiables est quasiment impossible et l'utilisation même de cet appareil est très controversée.

Pour les sables il est mieux d'utiliser certaines corrélations en vue d'une estimation préliminaire. Pour les pieux forés Meyerhof [7] a proposé les règles suivantes :

- les valeurs de q_p sont à diviser, environ, par 3.
- Les valeurs de q_s sont à diviser, environ, par 2

La résistance q_{pl} est donnée par (DTR-BC2.33.2) la relation suivante :

$$q_{pl} = KN_1 \leq q_{pl\max}$$

Avec :

- N_1 : nombre de coup corrigé pour une pression effective verticale de 0,1MPa.
 $N_1 = C_n \cdot N$
- N : nombre de coup moyen mesuré au niveau de la pointe du pieu (10B au dessus et 4B au dessous de la pointe du pieu)
- C_n : coefficient de correction fonction de la contrainte verticale effective au niveau du point de mesure.
- K : facteur de portance, fonction de type de pieu.

a- Détermination de la charge limite de frottement latéral q_s :

La résistance par frottement latéral est donnée par la relation suivante :

$$q_{sl} = \alpha N \leq q_{sl\max}$$

Avec :

$$q_{sl\max} = 80\text{KPa.}$$

N : valeur moyenne mesurée sur la hauteur de la couche traversée.

α : Coefficient fonction de type de pieu.

Pour les pieux forés dans les sables, le tableau-III-6 suivant nous donne les valeurs de K , $q_{pl\max}$ et α :

Tableau-III-6 : valeurs de K, q_{pl} et α. (DTR-BC 2.33.2).			
	K (kPa)	$q_{pl\max}$ (kPa)	α
Pieux forés dans les sables	$13 \frac{D}{B}$	130N	0,001

III.4.4. Evaluation à partir des résultats d’essais de laboratoire :

Avant le développement des essais in situ, il était d’usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour le calcul de la charge limite d’un pieu à partir des caractéristiques mécaniques du sol, la cohésion C et l’angle de frottement φ . La charge limite reprise par un pieu isolé est donnée par la formule suivante :

$$Q_l = S(1,2CN_c + \gamma DN_q) + PD(\alpha\gamma D + \beta C) \quad (\text{III.13})$$

Avec :

P = périmètre de pieu ;

D = la longueur du pieu.

α et β sont des paramètre qui dépendent de la rugosité du pieu et de la nature du sol.

N_c , N_q sont des facteurs de portance, fonction de φ .

III.5. Justification d’une fondation sur pieux :

III.5.1. Actions à considérer :

Les actions à considérer pour le dimensionnement des pieux sont :

G : actions permanentes.

F_A : actions accidentelles.

Q : action variables

F_w : actions de l’eau.

G_n : frottement négatif.

III.5.2. Dimensionnement des pieux selon le DTR-BC2.33.2

Selon le DTR-BC2.33.2 les vérifications à faire sont les suivantes :

a- Aux ELU :

- La mobilisation de la capacité portante du sol.
- La résistance des matériaux constitutifs de l'élément.

b- Aux ELS :

- La mobilisation du sol vis à vis des déplacements faibles.
- Les matériaux constitutifs vis-à-vis la durabilité de l'élément.
- Les déplacements de la structure portée.

Le tableau-III-7 suivant nous donne les combinaisons d'action à considérer :

Tableau-III-7 : combinaison à considérer selon le DTR-BC2.33.2.		
Combinaisons		
ELU	Fondamentales	$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.15F_w+ \max (1.35G_n ; 1.5Q_1+\sum_{i>1} Q_i)$
	Accidentelles	$G+F_w+F_A+Q_1$
	Supplémentaires	$G+1,5Q+1.5V+T$ $G+Q+1,75V+T$
ELS	Quasi-permanentes	$G+F_w+G_n+\sum_{i>1}0,77Q_i$
	Rares	$G+F_w+ \max (G_n; Q_1+\sum_{i>1}0,77Q_i).$
	Supplémentaires	$G+1,2Q+T$ $G+Q+V+T$

G_{\max} : charge permanente défavorable.

G_{\min} : charge permanente favorable.

Q : charge d'exploitation.

V : charge climatique.

T : retrait.

c- Capacité portante vis-à-vis du sol :

La charge nominale est fonction de la combinaison et du type d'essai utilisé, donnée par le tableau -III-8 :

Tableau-III-8 : charge nominale à prendre en compte sur le pieu (DTR-BC2.33.2) [03].

Mode de travail du pieu	Combinaisons d'actions Type d'essais	ELU		ELS	
		Combinaisons fondamentales.	Combinaisons accidentelles	Combinaisons rares	Combinaisons quasi-permanente.
En compression	Essai de chargement statique	$\frac{\bar{Q}_l}{1,25}$	$\frac{\bar{Q}_l}{1,10}$	\bar{Q}_c	$\frac{\bar{Q}_c}{1,25}$
	Essai de sol en place	$\frac{Q_l}{1,40}$	$\frac{Q_l}{1,25}$	$\frac{Q_c}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,40}$
	Essai de sol au laboratoire	$\frac{Q_l}{3,0}$	$\frac{Q_l}{2,5}$	$\frac{Q_c}{2,20}$	$\frac{Q_c}{3,0}$
A l'arrachement	Essai de chargement statique	$\frac{\bar{Q}_{sl}}{1,50}$	$\frac{\bar{Q}_{sl}}{1,50}$	$\frac{\bar{Q}_c}{3,0}$	
	Essai de sol en place	$\frac{Q_{sl}}{1,50}$	$\frac{Q_{sl}}{1,50}$	$\frac{Q_c}{3,0}$	
	Essai de sol au laboratoire	$\frac{Q_{sl}}{2,0}$	$\frac{Q_{sl}}{2,0}$	$\frac{Q_c}{3,0}$	

III.5.3. Dimensionnement des pieux selon le fascicule 62 titre V :

a- Principe de calcul :

Les principes de justification sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste à vérifier que la charge axiale de calcul reste inférieure ou égale à la charge maximale de l'élément de fondation.

On distingue :

b- Les états limites ultimes :

Pour les fondations profondes, on distingue essentiellement :

- L'ELU de mobilisation du sol (capacité portante) ;

- L'ELU de résistance des matériaux constitutifs de la fondation.

Il s'agit d'éviter des ruptures catastrophiques.

c- Les états limites de service : qui ont pour objet de s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

Les combinaisons à considérer sont données dans le tableau-III-9 suivant :

Tableau-III-9 : Combinaisons à considérer selon le fascicule 62-titre-V. [3]		
	Combinaisons	
ELU	Fondamentales	$1,125\{1,2G_{max}+0,9G_{min}+\gamma_{gw}G_w+(\gamma_{sn}G_{sn})$ $+ \gamma_{sp}G_{sp}+\gamma_{fw}F_w+\gamma_{F1Q1}Q_{1k}+$ $\sum_{i>1}1,15\psi_{0i}Q_{ik}\}$
	Accidentelles	$G_{max}+G_{min}+G_w+G_{sn}+F_w+F_A+\psi_{11}Q_{1k}+\sum_{i>1}\psi_{2i}Q_{ik}$
	Vis-à-vis la stabilité de l'ensemble.	$1,125\{1,05G_{max}+0,95G_{min}+G_w+\gamma_{F1Q1}Q_1+\sum_{i>1}1,15\psi_{0i}Q_{ik}\}$
ELS	Rares	$G_{max}+G_{min}+G_w+G_{sn}+G_{sp}+F_w+Q_{1k}+\sum_{i>1}\psi_{0i}Q_{ik}$
	Fréquente	$G_{max}+G_{min}+G_w+G_{sn}+G_{sp}+F_w+\psi_{11}Q_{1k}+\sum_{i>1}\psi_{2i}Q_{ik}$
	Quasi-permanentes	$G_{max}+G_{min}+G_w+G_{sn}+G_{sp}+F_w+\sum_{i>1}\psi_{2i}Q_{ik}$

G_{max} : action permanente défavorable.

G_{min} : action permanente favorable.

G_w : action statique de l'eau.

G_{sn} : actions éventuelles du frottement négatif.

$\psi_{0i}Q_{ik}$: valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

G_{sp} : actions éventuelles de poussées latérales.

F_w : action hydrodynamique.

Q_{1k} : valeurs caractéristique de l'action variable de base.

$\gamma_{GW} = 1,2$ pour la partie relative aux forces hydrodynamiques.

= 1 lorsque les pressions interstitielles ayant un caractère favorable, 1,05 dans le cas contraire.

$\gamma_{sn} = 1,2$ ou 1, choisit de manière à avoir l'effet le plus défavorable.

$\gamma_{sp} = 1,2$ ou 0,6 ; choisit de la même manière que γ_{sn}

$\gamma_{Fw} = 1,2$ ou 0,9 ; choisit de la même manière que γ_{sn}

$\gamma_{FIQ1} = 1,33$ dans le cas générale.

$\Psi_0 = 0,77$ dans les cas courants des charges d'exploitations et de la neige.

III.6. Effet de groupe de pieux :

Le comportement d'un pieu isolé est différent de celui d'un groupe, cette différence réside dans :

- La capacité portante.
- Le tassement.
- Résistance vis-à-vis les charges latérales.

Ce qui revient à définir un coefficient d'efficacité comme suit :

$$C_e = \frac{\text{charge limite du groupe}}{N \cdot \text{charge d'un seul pieu}} \quad (\text{III.14}).$$

Avec N : nombre de pieux.

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

a- Groupe de pieux dans un sol cohérent :

- Le coefficient d'efficacité C_e est pris égal à 1 pour un entre-axe de 8 diamètres, à 0,7 pour un entre-axe de 3 diamètres, et varie linéairement entre les deux.

- Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse-

$$\text{Labarre: } C_e = 1 - \frac{2 \arctg(B/S)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (\text{III.15})$$

Avec :

B : diamètre de pieu.

S : espacement entre les pieux.

m et n sont le nombre de lignes et de colonnes du groupe de pieux.

b- Groupe de pieux dans des sols grenus :

- **Sables lâches**

Pour un petit groupe de pieux courts, on adopte un coefficient d'efficacité variant de 1,5 pour un entre-axe de 2 diamètres, à 1 pour un entre-axe de 4 diamètres. Pour un groupe important de pieux longs, le coefficient d'efficacité varie de 2 pour un entre-axe de 2 diamètres à 1 pour un entre-axe de 6 diamètres.

- **Sables denses**

Le coefficient d'efficacité varie de 0,7 pour un entre-axe de 3 à 6 diamètres à 1 pour un entre-axe de l'ordre de 8 diamètres.

III.7. Evaluation du tassement d'un pieu :

Le tassement V_0 en tête d'un pieu isolé, sous une charge de service Q sert à l'évaluation du déplacement de l'ensemble de la fondation sur pieux, une fois corrigé par un éventuel effet du groupe. Si dans certaines configurations pieu/sol, le tassement est faible et n'est pas considéré comme facteur déterminant dans la conception de fondation, dans d'autre il est nécessaire d'en tenir compte.

Le tassement peut être déterminé expérimentalement à partir d'un essai de chargement statique, et on peut aussi évaluer le tassement par calcul, en utilisant les différentes méthodes vues ci-après. Ces dernières peuvent être subdivisées en quatre catégories principales :

- Méthodes empiriques ;

- Méthode de la théorie de l'élasticité ;
- Méthode de la théorie de transfert des charges ;
- Méthodes numériques.

a- Méthodes empiriques :

Ces méthodes permettent une estimation approximative du tassement, elles sont basées sur la compilation d'un nombre de constatations sur les pieux. On note à ce titre, la recommandation de Vesic (1977) pour le tassement en tête du pieu dans un sol pulvérulent.

$$V_0 = \frac{B}{100 + \Delta L}, \text{ tel que } \Delta L = \frac{QD}{SE_p} \text{ est le raccourcissement élastique du pieu (B et } \Delta L \text{ en}$$

mètre), E_p , D et S étant respectivement le module d'Young du matériaux du pieu, sa fiche et l'aire d'une section transversale. Meyerhof (1956) a proposé de calculer empiriquement le tassement d'un pieu isolé, quel que soit le type de pieu comme suit:

$$V_0 = \frac{B}{30F_s} \text{ tel que } F_s \text{ étant le coefficient de sécurité pris généralement égale à 3. Suite à}$$

l'analyse des essais de chargements des pieux par le LCPC, Frank (1995) a recommandé d'estimer le tassement en tête d'un pieu isolé sous une charge verticale égale à $0.7Q_c$.

$(V_0/B) = 0.6\%$ pour les pieux forés.

$(V_0/B) = 0.9\%$ pour les pieux battus.

b- Méthode de la théorie de l'élasticité :

Banerjée et Butterfield (1978), et Randolph (1978). Ces méthodes sont basées sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force verticale enterrée dans un massif élastique semi infini. Le tassement en tête de pieu est donnée par :

$$V_0 = \frac{V_{0i} I_v}{E(D)B} \text{ Ou :}$$

I_v : Appelé facteur de tassement, dépend de la compressibilité relative pieu/sol, soit $K=E_p/E$, de l'élanement D/B et du coefficient de poisson (ν). Randolph et Worth(1978) ont présenté une formulation analytique du facteur de tassement, valable aussi bien pour un sol homogène

(E constant avec la profondeur), que pour un sol de Gibson (variation linéaire du module E en fonction de la profondeur :

$$I_v = 4(1+\nu) \frac{1 + \frac{8}{\pi\xi\lambda(1-\nu)B} \frac{D \tanh(\mu D)}{\mu D}}{\frac{4}{(1-\nu)\xi} + \frac{4\pi\beta}{\alpha} \frac{D \tanh(\mu D)}{B \mu D}} \quad (\text{III.16})$$

$$\beta = \frac{E\left(\frac{D}{2}\right)}{E(D)} \quad (\text{III.17})$$

$$\lambda = \frac{2(1+\nu)E_p}{E(D)} \quad (\text{III.18})$$

$$\alpha = \ln\left(\frac{2D}{B}\right) (0,25 + (2,5B(1-\nu) - 0,25)\xi) \quad (\text{III.19})$$

$$\mu D = \frac{2\sqrt{2}}{\sqrt{\alpha\lambda}} \frac{D}{B} \quad (\text{III.20})$$

En cas d'un sol semi- infini (h infini), on prend $\xi=1$, et en présence d'un substratum élastique, caractérisé par un module E_b , le facteur ξ est calculé comme suit :

$$\xi = \frac{E(D)}{E_b}$$

Le tassement d'un pieu se traduit d'une part par la mobilisation des contraintes de cisaillement le long d'un pieu, reprise instantanément par le sol, et d'autre part par des contraintes normales à la base causant une consolidation locale (Poulos, 1980).

En cas d'un sol multicouche ou non homogène, Poulos (1980) a recommandé de calculer un module équivalent E_{eq} égal à la moyenne analytique des valeurs de E le long du pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \int_0^D E(z) dz \quad (\text{III.21})$$

Cette moyenne peut aussi être approchée par une moyenne arithmétique pondérée des différentes valeurs d'E (z) le long de pieu :

$$E_{eq} = \frac{1}{D} \sum_{i=1}^n E_i (z_i - z_{i-1}) \tag{III.22}$$

Tel que E_i est le module d'Young du sol à la profondeur z_i .

Les méthodes appartenant à cette catégorie exigent la connaissance des caractéristiques élastiques du sol. La difficulté de définition d'un module du sol, du fait que celui-ci dépend de chemin des contraintes dans le sol, présente un sérieux inconvénient pour ces méthodes. Toutefois des corrélations empiriques entre le module E et les caractéristiques géotechniques du sol, telles que la cohésion, l'indice de densité, le module pressiométrique ou la résistance pénétrométrique du sol.

On cite à ce titre les recommandations de Frank et Christolas(1991), suite à l'analyse d'une vingtaine d'essai de chargement de pieux forés en France, quant à la corrélation entre le module d'élasticité et le module pressiométriques [9] :

- $E = 4E_m < 60\text{MPa}$ Pour les pieux qui travaillent en pointe.
- $E = 5E_m < 50\text{MPa}$ Pour les pieux flottant

Le module d'élasticité peut se corréler avec la résistance en pointe, dans l'hypothèse d'un sol homogène. Le rapport E/q_c pour un sol normalement consolidé est indiqué au tableau-III-12 suivant :

Tableau-III-10 : Valeurs de I_V dans un sol homogène ($\nu=0.33$) [9]

$K=E_p/E$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0.2140	0.1910	0.1884	0.1882
	10	0.1733	0.1323	0.1280	0.1274
	20	0.1580	0.0900	0.0820	0.0810
	50	0.1660	0.0615	0.0435	0.0414

Tableau-III-11 : Valeurs de I_V dans un sol de Gibson $E = mZ$ ($\nu=0.33$) [9]

$K=E_p/E(D)$		10^2	10^3	10^4	10^6
D/B	5	0.2944	0.2603	0.2567	0.2563
	10	0.2595	0.1960	0.1890	0.1882
	20	0.2504	0.1430	0.1290	0.1274
	50	0.2693	0.1053	0.0732	0.0692

Pour un sable surconsolidé avec $OCR > 2$, Lunne et Christofersen (1985) [9] recommandent de prendre :

- $E = 5q_c$ pour $q_c < 50\text{MPa}$
- $E = 250\text{MPa}$ pour $q_c > 50\text{MPa}$

La large marge du rapport E/q_c , comme le montre le tableau-III-11 n'est pas étonnante du fait que chaque corrélation s'inscrit dans un contexte géologique et géotechnique locale donné. On recommande ainsi un rapport E/q_c égale à 2 pour les sables et 7 pour les argiles [09].

On peut aussi profiter de l'essai de chargement statique d'un pieu pour déterminer le module E , par un calcul à rebours à partir de ces méthodes, en introduisant le tassement mesuré. Le module ainsi déduit servira pour calculer d'autres pieux de géométrie différente. On prend souvent $\nu=0.33$ pour un sol pulvérulent et $\nu=0.5$ pour un sol cohérent.

c- Méthodes numériques :

Les méthodes numériques deviennent un outil puissant de modélisation des problèmes d'interactions sol/fondation, et il est de plus en plus courant d'avoir le recours à la méthode des éléments finis ou à la méthode des différences finies pour l'analyse de tels problèmes.

L'interaction sol/pieu est modélisée par un maillage axisymétrique formé des éléments plans. Le problème peut être étudié à l'aide de tous les programmes généraux de calcul par élément finis ou par différences finies, mais on assiste aussi ces dernières années à l'émergence de puissants logiciels voués à la modélisation des problèmes géotechniques. Citons à titre d'exemple les logiciels Plaxis 2D, Crisp et Flac 2D. Outre le fait que la méthode des éléments finis est un outil performant de recherche sur le comportement des pieux, elle est couramment utilisée dans les projets de fondation sur pieux ayant des aspects particuliers, en vue d'une prise en compte plus réaliste de l'interaction sol/pieu.

La méthode des éléments finis a servi d'outil pour une étude paramétrique poussée, lancée par Gazetas(1991) pour déterminer le tassement d'un pieu isolé dans un massif élastique, caractérisé par 03 profils possibles du module d'élasticité, à savoir : module constant avec la profondeur (massif homogène), module variant linéairement avec la profondeur (massif de Gibson) et module à variation parabolique avec la profondeur.

Le rapport force appliquée/tassement en tête, noté K_v dépend de l'élancement D/B du pieu, de la compressibilité relative K pieu-sol, du diamètre B du pieu, ainsi que du module d'élasticité du sol. Elle se formule comme suit :

$$K_v = aE_{sd} B \left(\frac{D}{B} \right)^b K^c \tag{III.23}$$

Tableau-III-12: Valeurs recommandées du rapport $\frac{E}{q_c}$ [9].		
Reference	E/q_c	Remarque
Buisman(1940)	1.5	sable
De Beer(1967)	1.5	sable
Duhan(1979)	0.87-1.03	Etude théorique 0.87 pour un sol cohérent 1.03 pour un sol pulvérulent

Vesic(1970)	$2(1+D_r^2)$	2 pour un sable lâches 4 pour un sable denses
Schmerthmann(1970)	2.0	Essai a la plaque vise au sable
Trofimenkov(1974)	3.0 7.0	Sable (code russe SNIP) Argile (idem)
Lunne et Christofersen(1985)	4 $(2+20/q_c)$ MPa	$q_c < 10$ MPa $10 < q_c < 50$ MPa
Bachelier et Parez (1965)	0.8-0.9 1.3-1.9 7.7	Sable Sable limoneux Argile
Thomas(1968)	3-12	Essais à la chambre de calibration
Bogdanovic(1973)	1.5 1.5-1.8	Sale et gravier sableux $(q_c > 4$ MPa) Sable limoneux saturé $2 < q < 4$ MPa
Verbrugge(1981)	$2.2+3600/q_c$	Pieux forés (q_c en KPa)

De Beer(1974)	1.6-8/ q_c	Sable (pratique Bulgare)
	1.5	Sable (pratique Grecque), $q_c > 3MPa$
	3.0	(idem) $q_c < 3MPa$
	1.9	Sable (pratique en Afrique de sud).
	2.0	Sable (pratique Italienne)
	1.5-2.0	Sable pratique Anglaise)

Les coefficients a, b, c sont donnés au tableau-III-13 pour les trois distributions du modules de déformation du sol en fonction de la profondeur. E_{sd} est le module de déformation du sol à la base du pieu et K est la compressibilité relative pieu/sol évaluée comme étant le rapport du module d'élasticité E_p du pieu à celui du sol à la base du pieu. Méthode des courbes t-z, q-z ou théorie de transfert des charges :

En discrétisant l'interface sol/pieu en une infinité de ressorts indépendants, reprenant les contraintes de frottement latérale τ et les pressions verticales q_p à la base du pieu, la continuité du sol est ignorée. Comme l'indique le tableau-III-13, le transfert des charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts. On suppose que les contraintes mobilisées à l'interface sol/pieu à une profondeur donnée sont proportionnelles au tassement correspondant, telles que :

$$\tau(z) = B_0(z)v(z) \tag{III.24}$$

$$q_p = \frac{R_0 v(D)}{B} \tag{III.25}$$

L'équilibre d'une tranche infinitésimale du pieu se traduit par l'équation différentielle

suivante: $\left(\frac{d^2V}{dZ^2}\right) - a^2v = 0$

Tableau-III-13 : Valeurs des coefficients pour le calcul de K_V [9].

Profil de $E_s(z)$	a	b	c
constant	1.90	0.67	$-(D/B)/K_p$
linéaire	1.80	0.55	$-(D/B)/K_p$
parabolique	1.90	0.60	$-(D/B)/K_p$

Tel que : $a = \sqrt{\frac{4B_0}{E_p B}}$

Dans le cas d'un sol caractérisé par B_0 constant avec la profondeur, cette équation s'intègre analytiquement et elle a une solution générale de la forme :

$$V(z) = a_1 \cosh(az) + a_2 \sinh(az)$$

En considérant l'équilibre globale du pieu sous la force axiale Q , les équations des contraintes de cisaillement le long du fut et de la pression verticale en pointe, ainsi on montre aisément que le tassement en tête du pieu est donnée par la formule suivante :

$$V_0 = \frac{4 \frac{Q}{\pi B} (1 + R_0 \tanh(aD))}{\frac{aBE_p}{R_0 + aBE_p \tanh(aD)}} \tag{III.26}$$

Dans le cas d'un pieu incompressible, la solution précédente devient, en imposant :

$$K_p = \frac{E_p}{E} = \infty \quad \text{avec} \quad V_0 = 4 \frac{Q}{\pi B} \frac{1}{R_0 + 4QB_0} \tag{III.27}$$

Dans le cas d'un sol multicouche ou d'un sol monocouche non homogène, ou le profil $B_0(z)$ est quelconque, le sol est décomposé en un ensemble de tranches suffisamment telles qu'on peut supposer que $B_0(z)$ est pratiquement constant dans un segment donnée du pieu.

Certains auteurs ont recommandé de corréliser entre les paramètres B_0 et R_0 et le module d'élasticité du sol. On cite à ce titre, Cassan (1978) qui s'est basée sur le modèle d'une sphère infiniment rigide pour la pointe du pieu pour aboutir à :

$$\frac{R_0}{E} = \frac{6}{1+\nu} \quad (\text{III.28})$$

Christolas (1976), à la base du modèle d'un disque infiniment rigide pour la pointe du pieu a trouvé que :

$$\frac{R_0}{E} = \frac{32(1-\nu)}{\pi(1+\nu)(3-4\nu)} \quad (\text{III.29})$$

Suite à une analyse théorique basée sur la solution de Mindlin (1936) d'une force verticale enterrée dans un milieu élastique infini, Cassan (1978) a abouti pour les pieux infiniment rigides à un résultat :

$$B_0 = \frac{E}{B \left(1,53 \log \left(\frac{2D}{B} \right) + 0,95 \right)} \quad (\text{III.30})$$

Christolas (1976) a suggéré une expression enveloppe : $B_0 = 0.45E$, dans laquelle B_0 et E sont exprimés respectivement en kPa/m et kPa.

Frank et Zhao(1982) ont recommandé de construire les courbes de mobilisation du frottement latérale $\tau =f(\nu)$ et celle de la pression en pointe $q_p=g(\nu(D)/B)$ avec :

$$B_0 = \frac{2E_m}{B} \text{ et } R_0 = 11E_m, \text{ pour les sols fins.}$$

$$B_0 = \frac{0,8E_m}{B} \text{ et } R_0 = 4,8E_m \text{ pour les sols granulaires.}$$

Ces recommandations ont été adoptées par le règlement français de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (CCTG, fascicule62, 1993). Il faut noter que ces recommandations ne sont représentatives que pour des charges inférieures ou égales à $0.7Q_c$, qui représentent le domaine de chargement sur lequel elles ont été calées.

III.8. Tassement d'un groupe de pieux :

La présence de deux pieux proche l'un de l'autre modifié le comportement de chacun pris isolément. Un tel phénomène est appelé effet du couple.

Le problème d'interaction d'un couple de pieux libre en tête a été étudié à l'aide de la théorie de l'élasticité à la base de la solution fondamentale de Mindlin(1936), par plusieurs chercheurs notamment Butterfield et Banerjee (1971) et Poulos et Davis(1980) [9], ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$V_0 = V_0^i (1 + \alpha) \quad (\text{III.31})$$

V_0^i Est le tassement du pieu isolé sous le même effort, et α est le facteur d'interaction qui dépend de l'élancement D/B , de l'espacement relatif d/B entre les pieux, de la compressibilité relative K , ainsi que de ν .

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieux, on définit le rapport de tassement R_s par :

R_s = tassement moyen de groupe / tassement du pieu isolé sous un effort moyen

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe identique, regroupé par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls. On peut écrire que :

R_s = tassement d'un pieu dans un groupe / tassement du pieu isolé sous le même effort.

Poulos (1980) a présenté pour ce cas, les valeurs de R_s concernant un groupe de pieux, au nombre carré, et ayant le même espacement d entre deux pieux adjacents quelconque, installé dans un sol caractérisé par le module de Young E . Dans tous les cas, on remarque que R_s augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.

III.9. Comportement des pieux sous sollicitations horizontale (sismique) :

Le comportement des pieux peut être expérimentalement analysé à travers un essai de chargement horizontal en vraie grandeur, l'essai permet une mesure directe et simple des déplacements en tête de pieu ou en surface de sol, à l'aide des comparateurs ou des capteurs. En cas d'instrumentation par des jauges de déformations le long du fut, l'interprétation permet de déterminer les profils de moment fléchissant et de l'effort tranchant, ainsi que de la réaction latérale du sol.

Dans les projets courant, on évalue couramment la réponse du pieu à des efforts horizontaux, en utilisant les différentes méthodes vues ci-après, ces dernières sont subdivisées en quatre catégories principales :

- Méthode de l'élasticité linéaire ;
- Méthode du module de réaction ou de théorie des courbes p-y ;
- Méthode numérique ;
- Méthode empirique ;

a. Méthode de l'élasticité linéaire :

Dans de telle méthode, le sol est considéré comme un milieu continu élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité linéaire E et un coefficient de poisson ν .

Il existe une diversité d'approches basées sur la théorie d'élasticité, notamment celle de Poulos (1970), Baguelin et Frank (1977), Banerjee et Davis (1978), Randolph (1981)

La méthode de Poulos se base sur la solution fondamentale de Mindlin (1936) du problème d'une force horizontale enterrée dans un massif élastique semi infini sous un effort \mathbf{H} et un moment de flexion \mathbf{M}_0 appliqué sur le pieu en surface du sol, le déplacement \mathbf{U}_0 et la rotation \mathbf{U}'_0 du pieu à la surface du sol sont données sous la forme suivante :

$$U_0 = H \left[\frac{I_{yH}}{E(D)D} + M_0 \frac{I_{yM}}{E(D)D^2} \right] \quad \text{(III.32)}$$

$$U'_0 = H \left[\frac{I_{yH}}{E(D)D^2} + M_0 \frac{I_{yM}}{E(D)D^3} \right] \quad \text{(III.33)}$$

Les facteurs d'influence \mathbf{I} de l'effort ou du moment sont donnés, en cas d'un profil de $\mathbf{E}(\mathbf{Z})$ constant avec la profondeur, et ces facteurs dépendent de l'élancement $\frac{D}{B}$ du pieu et de la rigidité relative pieu/sol K_r telle que :

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E(D)D^4} \quad \text{(III.34)}$$

E_p et I_p Sont les modules de Young et le moment d'inertie du pieu.

En phase préliminaire d'analyse dans un projet de fondation, il est possible de lier le module d'élasticité du sol à la résistance pénétrométrique q_c le tableau III-14 récapitule les résultats de corrélation $\frac{E}{q_c}$ proposé par plusieurs chercheurs pour des pieux dans le sable :

Tableau-III-14 : Valeurs recommandées du rapport $\frac{E}{q_c}$ dans le sable		
Référence	$\frac{E}{q_c}$	Remarque
Schemertmann(1978)	2.5 – 3.5	Pieux forés
Milovic(1982)	20 – 40	Pieux battus
Poulos(1980)	5(Normalement consolidé) 7,5 (sur consolidé)	Pieux battus
Verbrugge(1981)	2.5 – 4.5	Pieux battus
Elson(1984)	2	Pieux battus
Van Impe(1986)	$3(q_c < 5Mpa)$ $1.5 + \frac{7.5}{q_c} (q_c = 5 \text{ a } 30Mpa)$	Sable normalement consolidé E, q_c en Mpa
Cassan(1978)et Van Wambecke(1982)	2 – 4.5	Corrélation PMT/CPT

On constate à partir du tableau-III-14 que le rapport $\frac{E}{q_c}$ varie entre 2 et 4.5 pour les pieux forés, et fait intervenir le degré de sur-consolidation (ou de surcompression) du sable. Pour les besoins de calcul préliminaire, on peut prendre $(\frac{E}{q_c})=3$.

b. Méthode au module de réaction :

La méthode la plus utilisée couramment en pratique repose sur une modélisation du sol par une série de ressorts rapprochés sans couplage entre eux. C'est la méthode basée sur la théorie

de Winkler(1936). Cette méthode est simple d'utilisation car elle relie directement le comportement du pieu (déplacement y) sous chargement latéral.

- **L'équation générale de la poutre sur appuis élastique :**

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_f y = 0 \quad (\text{III.35})$$

Pour un pieu constitué de n tronçon présentant chacun des caractéristiques constantes tant pour le pieu que pour le sol, à savoir pour le tronçon i :

- Largeur frontale B_i .
- Module d'élasticité du pieu E_{pi} .
- Inertie du pieu I_i .
- Module de réaction linéique K_f du sol.
- La longueur de transfert l_{0i} du tronçon i étant donnée par la formule suivante :

$$L_{0i} = \left(\frac{4E_{pi} I_i}{k_f} \right)^{0,25} \quad (\text{III.36})$$

Dans notre cas on utilise des pieux à géométrie et inertie constants, donc on a un seul tronçon.

D où: $L_{0i} = \left(\frac{4E_{pi} I_i}{k_f} \right)^{0,25}$

Pour des pieux à géométrie et à inertie constante encastés en tête dans un chevêtre rigide et soumis a un effort horizontal H_0

$$k_f = \frac{12E_m}{1,33(2,65)^\alpha + \alpha} \text{ pour } B < B_0=0.6\text{m}$$

$$Y(z) = \frac{H_0}{k_f l_0} B^* \quad (\text{III.37})$$

$$M(z) = \frac{H_0 l_0}{k_f} D^* \quad (\text{III.38})$$

$$T(z) = H_0 A^* \quad (\text{III.39})$$

Avec :

$$A^* = e^{-\frac{z}{l_0}} \cos\left(\frac{z}{l_0}\right)$$

$$B^* = e^{-\frac{z}{l_0}} \left[\cos\left(\frac{z}{l_0}\right) + \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \right]$$

$$D^* = e^{-\frac{z}{l_0}} \left[\cos\left(\frac{z}{l_0}\right) - \sin\left(\frac{z}{l_0}\right) \right]$$

Résolution de l'équation de Winkler :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + k_f y = 0$$

$$k_f = \frac{12E_m}{1,33 \left(\frac{B_0}{B} \right) \left(\frac{2,65B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} \text{ pour } B < B_0 = 0.6m.$$

Détermination de α :

- Détermination de E_m (a base de l'essai préssiométrique)
- Détermination de P_1 (la moyenne harmonique).

α : est le coefficient rhéologique déterminée en fonction du rapport de $\frac{E_m}{P_1}$ et la nature du sol [14].

III.10.Méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction en zone sismique :

Le potentiel de liquéfaction se traduit par une perte de la résistance au cisaillement et une dégradation des propriétés mécaniques du matériau sol, ce qui revêt des aspects divers et des formes des fois spectaculaires lors d'une sollicitation sismique. Les plus couramment rencontrées lors des séismes sont comme suit :

- Pertes de capacité portante du sol de fondation
- Glissement des terrains en pentes

- Ruptures superficielles sous formes de fissure, ou étalement latérale
- Développement des forces de poussés
- Soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations
- Formation de cratère ou « *volcan de sable* »
- Affaissement ou effondrement en surface de sol, suite au mouvement de l'eau interstitielle sous de forts gradients de pression d'une part, et à la dégradation des propriétés mécaniques du sol d'une part, un affaissement se manifeste en surface avec des fois des amplitudes exceptionnelles.

Et d'après ces risques qu'on rencontre lors des réalisations, la littérature est riche d'une diversité d'approche se proposant d'évaluer le risque de liquéfaction, qu'on peut subdiviser en trois grandes catégories :

- Méthode d'analyse globale : le sol est considéré comme un milieu continu monophasique décrit par les contraintes totales. Ce type d'analyse ne permet pas l'étude de l'évolution des pressions interstitielles. A cette catégorie appartient la majorité des méthodes empiriques ou semi-empiriques, couramment utilisées dans les projets à la base d'essais géotechniques courant.
- Méthode d'analyse couplée : le sol est considéré comme un milieu continu biphasique, formé de grain et de l'eau et décrit par la théorie de l'élastodynamique des milieux poreux. La complexité des équations qui en découlent nécessite un traitement numérique et le recours à la programmation sur ordinateur. Ce type d'analyse a par contre l'avantage d'étudier simultanément l'évolution des pressions interstitielle et des contraintes effectives.
- Méthode d'analyse semi-couplée : il s'agit de méthode intermédiaire se proposant de résoudre, pas à pas dans le temps, des équations de propagation des ondes dans le milieu élastique et celles de diffusion de la pression interstitielle.

On se limite ci-après à la présentation des méthodes d'analyse globale, qui sont d'ailleurs les plus utilisées en pratique. La démarche générale consiste à évaluer, à une profondeur donnée, une résistance au cisaillement cyclique τ_l en fonction des caractéristiques mécaniques et physique du matériau, et une contrainte de cisaillement cyclique τ_{max} induit par la sollicitation sismique. Cette dernière est décrite par une accélération horizontale maximale a_{max} estimée à partir des enregistrements en appliquant les lois empiriques d'atténuation

sismique en fonction de la magnitude du séisme de la distance de la source d'énergie sismique et des conditions locales du site.

Le risque de liquéfaction locale est évalué à l'aide du coefficient de sécurité F_L définie comme suit :

$$F_L = \frac{\left(\frac{\tau_i}{\sigma_v} \right)}{\left(\frac{\tau_{\max}}{\sigma_v} \right)} = \frac{CRR}{CSR}$$

CRR et CSR sont respectivement le rapport de résistance cyclique et le rapport de contraintes de cisaillement cyclique.

En outre, on effectue une analyse globale du risque de liquéfaction du site en évaluant le potentiel de liquéfaction. En fait la possibilité de liquéfaction locale d'une couche épaisse de 1m, à 20m de profondeur ne présente pas le même risque à l'ouvrage que celle de la même couche en surface. On cite à ce titre les travaux de Tatsuoka et Al (1980) pour l'évaluation globale de la vulnérabilité d'un site à la liquéfaction.

Le potentiel de liquéfaction définie sur une zone utile de 20 m par le paramètre $P_L\%$, varie entre 0% s'il n'y a aucun risque de liquéfaction c'est-à-dire que $F_L(z) > 1$ le long de la zone utile, et 100% si la résistance au cisaillement cyclique est nulle.

La démarche d'analyse est comme suit :

- On détermine pour le séisme de référence la sollicitation cyclique CSR :

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_{v0}} = 0,65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \right) r_d$$

Avec :

τ_{av} : la contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique ;

σ_{v0} : La contrainte verticale effective ;

σ_v : La contrainte verticale totale ;

a_{\max} : L'accélération horizontale maximale à la surface du sol produite par le séisme

g : l'accélération de la pesanteur ;

r_d : coefficient correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement, décroissant avec la profondeur, Z, exprimée en mètre. Ce coefficient est défini par la relation : $r_d = 1 - 0.015 Z$.

- On détermine la résistance au cisaillement cyclique CRR à partir de l'abaque

simplifiée recommandé par Seed et al (1985):
$$CRR = \frac{\tau_i}{\sigma_{v0}}$$

τ_i : La résistance au cisaillement cyclique non – drainé.

σ'_{v0} : La contrainte verticale effective.

L'expérience a montré que la même valeur de $N_1(60)$ le sable silteux est moins susceptible de se liquéfier que le sable propre. Seed (1986) a suggéré d'utilisé l'abaque suivant pour évaluer le potentiel de liquéfaction avec une valeur corrigée selon l'équation suivante :

$$N_1(60)_{\text{corrigé}} = N_1(60)_{\text{mesurée}} + \Delta N_1.$$

De cette équation ΔN_1 est fonction du contenu en fines particules (% des particules passant le tamis 200mm. Comme le montre le tableau-III-15 suivant :

Tableau-III-15 : Les valeurs de ΔN_1.	
Contenu en fine particule (%)	ΔN_1
= 5	0
15	3
35	5
30	7

Seed et Idriss proposent la correction suivante pour tenir compte des fines :

$$N_1(60)_{cs} = \alpha + \beta N_1(60).$$

Avec :

$$\alpha = 0, \text{ et } \beta = 1 \quad \text{pour } F_c = 5\%.$$

$$\alpha = \exp\left[1,76 - \frac{190}{F_c^2}\right] \text{ Pour } 5\% < F_c < 35\%.$$

$$\beta = 0,99 + F_c \frac{1,5}{1000} \text{ Pour } 5\% < F_c < 35\%.$$

$$\alpha = 0,5, \text{ et } \beta = 1,2 \quad \text{pour } F_c = 35\%.$$

CRR peut être évaluée par l'équation proposée par Rauch qui simule la courbe par l'abaque :

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - N_1(60)} + \frac{N_1(60)}{135} + \frac{50}{(10N_1(60) + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

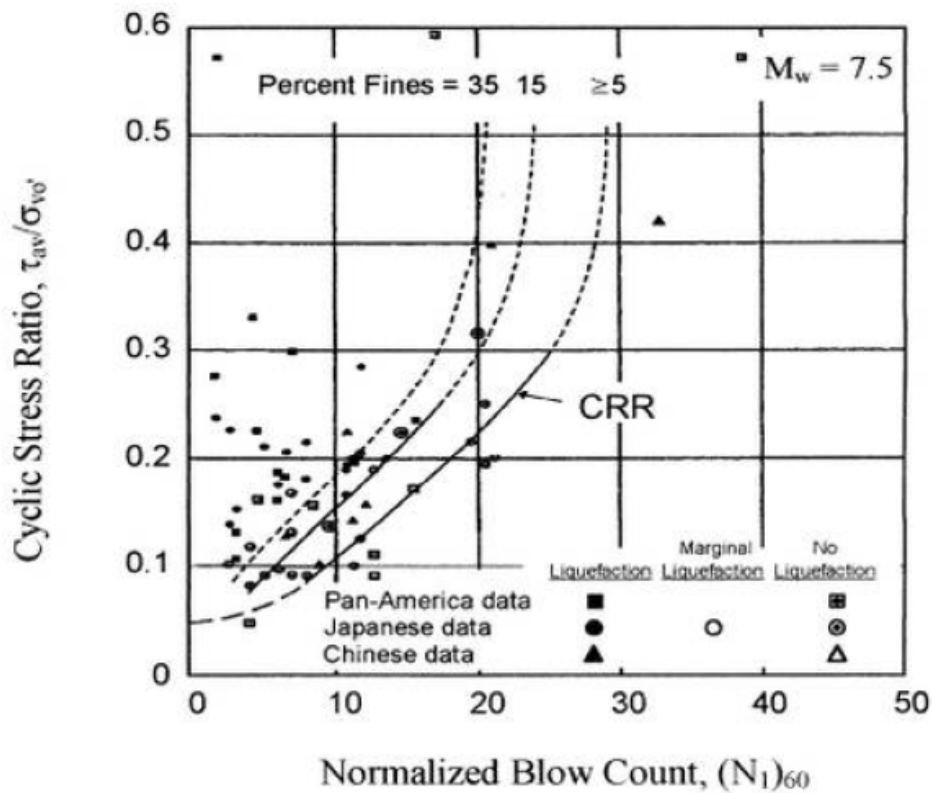


Figure-III-5 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul de CRR a partir des données de SPT (Seed et al.1985).

Le facteur de correction C_N , généralement utilisée pour l'effet de la contrainte effective du terrain de recouvrement pour les valeurs mesurée de N est celui proposée par Liao et Whitman (1986) :

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5}$$

Avec :

σ'_{v0} : est exprimée par la même mesure que la pression atmosphérique P_a .

$(N)_{60}$ a σ'_{v0} est corrigée en $(N_1)_{60}$, qui est le $(N)_{60}$ a 100Kpa par :

$$(N_1)_{60} = C_N (N)_{60}$$

Le CRR dérivées du diagramme standard normalisé de la figure suivante pour une magnitude de séisme $M= 7.5$ sont mesurées pour d'autres grandeurs de magnitude par le facteur de graduation K_m , selon l'équation : $CRR_m = K_m \times CRR_{7.5}$.

Les facteurs de graduation proposés par différents auteurs sont donnés dans le tableau suivant.
Les facteurs proposés par Seed et Idriss sont les plus utilisées.

Magnitude M	Seed et Idriss (1982)	Idriss (1995)	Ambraseys (1988)
5.5	1.43	2.2	2.86
6	1.32	1.76	2.2
6.5	1.19	1.44	1.69
7	1.08	1.19	1.3
7.5	1	1	1
8	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

III.11. Conclusion :

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut s'effectuer que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le pré dimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet. Ce processus est répété jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage.

En tout état de cause, les problèmes posés par le comportement des pieux, sous différentes natures de charges, sont complexes, et il n'est pas possible de définir une méthode simple et précise de dimensionnement d'une fondation sur pieux. Il ne faut pas non plus perdre de vue qu'un projet de fondation, au-delà de la confrontation des charges apportées par la superstructure aux propriétés mécaniques du site, doit tenir compte des problèmes posés par l'exécution. Pour des ouvrages importants ou lorsqu'apparaissent des conditions de charge, de site, de configuration ou d'exécution délicates, on ne peut se passer de faire appel à un spécialiste de fondations.

Chapitre IV

IV.1. Introduction

Nous nous' intéressons dans cette partie à la caractérisation géotechnique des unités lithologiques les plus prépondérantes d'âge quaternaire de la zone portuaire de Bejaia. Pour ce faire, nous avons procédé à une collecte de données des études de sol anciennes et récentes établies dans le cadre de la construction des ouvrages stratégiques à usage industriel ou manutentionnaire. L'objectif recherché est la détermination des paramètres physiques et mécaniques des couches de sol par les différentes méthodes d'essais de laboratoire et in situ.

IV.2. Paramètres mécanique de la zone portuaire de Bejaia :

Les sols étaient caractérisés traditionnellement par deux paramètres : la cohésion (C) et l'angle de frottement interne ϕ , qu'on détermine au laboratoire sur des échantillons intacts, soit par l'essai de cisaillement rectiligne, soit par l'essai triaxial.

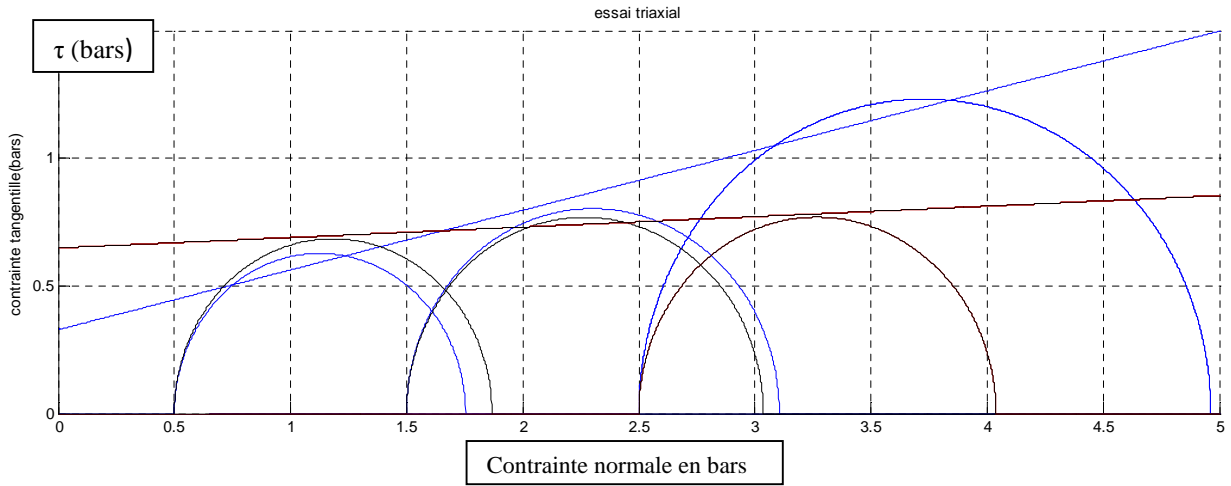
Vu les difficultés rencontrées dans le prélèvement d'échantillon intact, surtout dans des zones marécageuses telles que la zone portuaire de Bejaia, on caractérise les sols par les résultats obtenues à partir des essais in situ : le pressiometre, l'essai de pénétration statique, l'essai de pénétration standard (SPT).

Dans ce qui suit, nous donnons quelques résultats des paramètres physico mécaniques de la zone portuaire de Bejaia.

IV.3. Résultats des essais triaxiaux :

L'essai triaxial est le plus complet en mécanique des sols, car il permet de soumettre l'échantillon de sol aux mêmes conditions naturelles. Il permet de définir les paramètres de plasticité du sol la cohésion et l'angle de frottement. On distingue trois types d'essai : UU, CU, CD.

- Essai UU : essai rapide applicable pour les argiles plastiques. Il est non consolidé et non drainé, les résultats sont: C_{uu} , et $\phi_{uu} \approx 0$
- Essai CU : permet de mesurer les paramètres effectifs, les pressions interstitielles.
- Essai CD : il est très lent notamment pour les argiles, il permet de mesurer les paramètres C' et ϕ' et les pressions interstitielles.



— : Essai cu (22.3/22.6m) ;

— : Essai uu (20/21 m).

Figure-IV-1 : Cercles et enveloppes de Mohr.

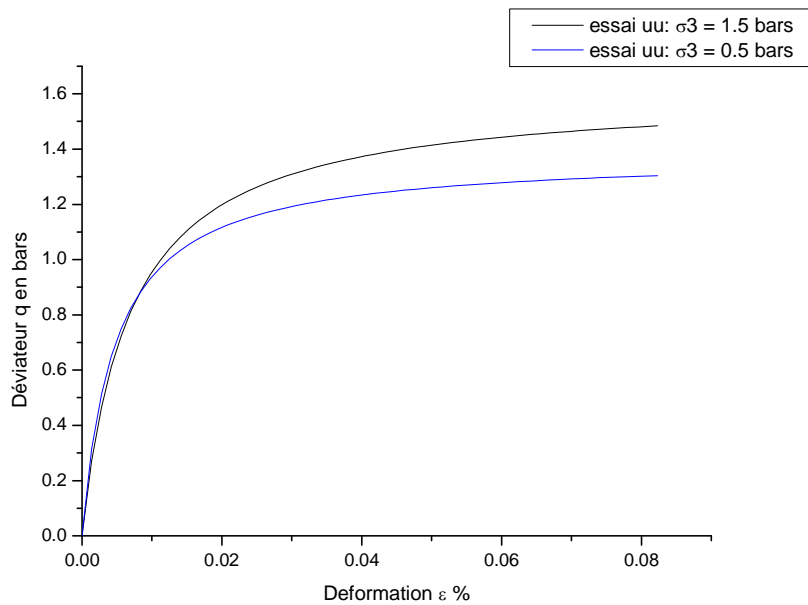


Figure –IV-2 : Courbe contraintes-déformations essai UU.

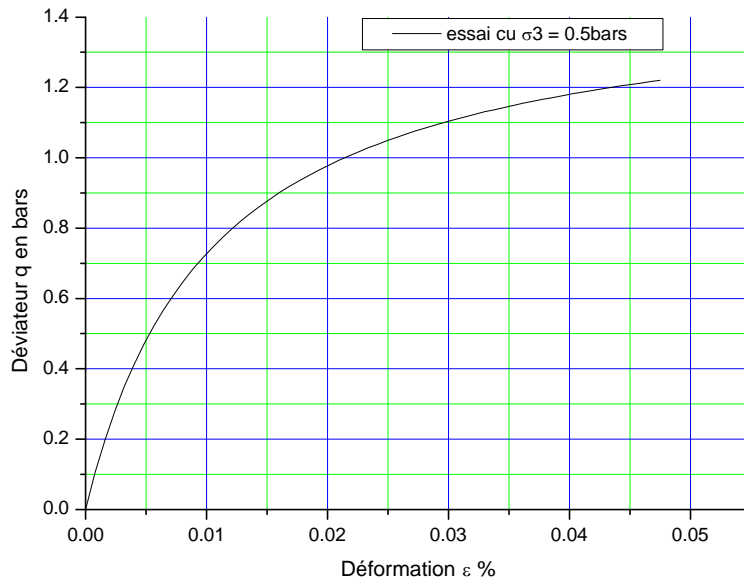


Figure –IV-3 : Courbe contraintes-déformations d’essai CU.

Le tableau suivant récapitule les différents paramètres obtenus de l’essai triaxial :

Tableau-IV-1 : Résultats des essais triaxiaux port de Bejaia.

N°	Type d’essai	Nature du sol	Profondeur (m)	E _i (bars)	E ₅₀ (bars)	C(KPa)	φ(°)
01	uu	Argile légèrement vaseuse avec passages de plusieurs couches limoneuses, plastiques.	20,00/21,00	255,958	47.352	64.8	0
02	cu	Argile vaseuse brune plastique, légèrement limoneuse.	22,30/22,60	142.094	26.38	33	13.19

IV.4. Essai préssiométrique:

L’essai préssiométrique est un essai de chargement des parois du forage jusqu’à la rupture. Il permet par conséquent d’étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage, et celle des grands déplacement en déduisant la pression limite correspondante à la rupture du forage.

Dans ce qui suit, on donne quelques résultats des paramètres mécaniques du sol de la zone portuaire de Bejaia.

IV.4.1.Cas du nouveau quai poste 24 :

Les courbes ci-après nous donnent les résultats des essais pressiométriques réalisés dans le projet du nouveau quai poste 24 de la zone portuaire :

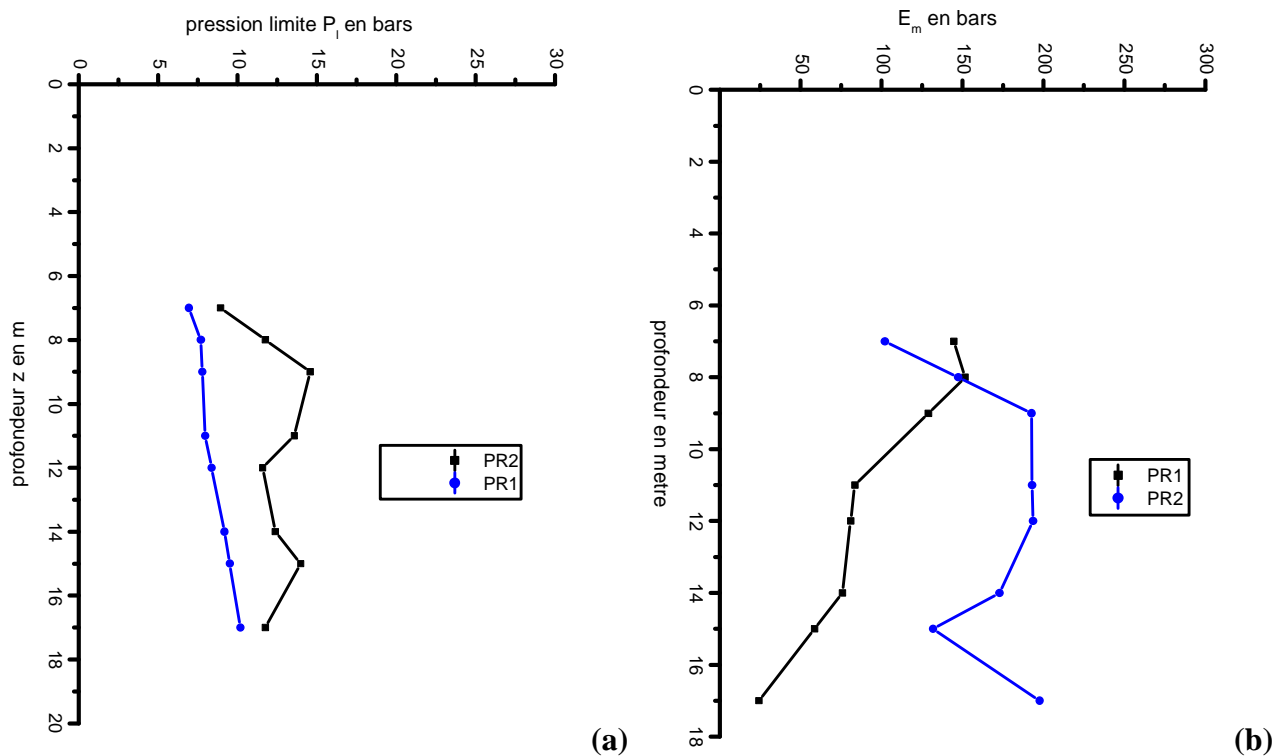


Figure-IV-4 : Courbe pression limite (a) et module pressiométrique (b) en fonction de la profondeur

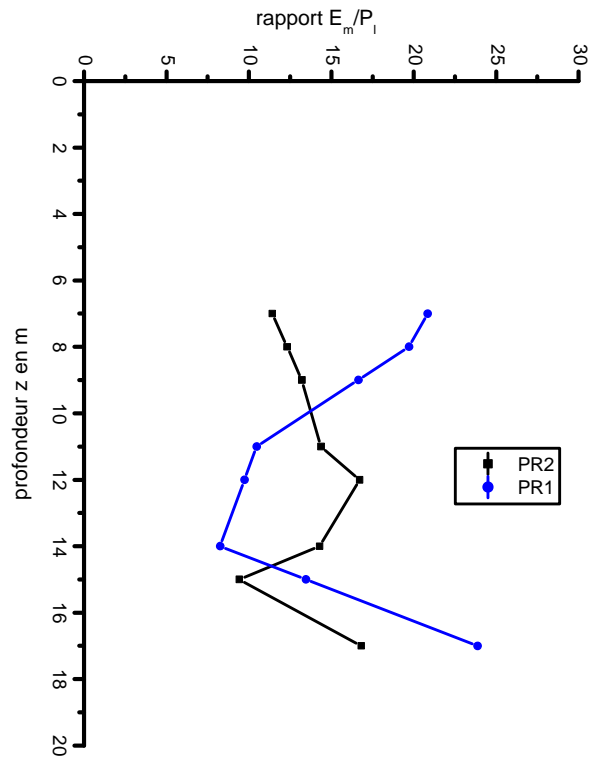


Figure-IV-5 : Rapport $\frac{E_m}{P_c}$ en fonction de la profondeur.

Le module oedométrique E_{oed} est relié au module préssiométrique par la corrélation suivante :

$$E_m = \alpha \cdot E_{oed} \quad (IV-1)$$

Ce qui nous donne : $E = \frac{0.74}{\alpha} E_m$. (IV-2)

E_m : module préssiométrique ;

E_{oed} : module œdométrique ;

α : coefficient rhéologique.

Le tableau ci-après nous donne les résultats des modules de déformations obtenues à partir des essais pressiométriques, et le coefficient rhéologique [G. Philliponnat, 2006] :

Tableau –IV-2 : Module de déformation E' et coefficient rhéologique α .							
Essai N°01				Essai N°2			
Profondeur (m)	E_m/P_1 (bars)	α	E' (bars)	Profondeur (m)	E_m/P_1 (bars)	α	E' (bars)
7	20.84	2/3	162.18	7	11.41	0.5	150.98
8	19.71	2/3	169.96	9	13.21	0.5	285.07
11	10.47	0.5	123.55	12	16.71	2/3	216.97
14	8.25	0.5	112.12	15	9.42	0.5	194.94
17	23.87	0.5	35.96	17	16.8	2/3	221.48

Les résultats du tableau –IV-2 sont représentés sur les deux courbes suivantes :

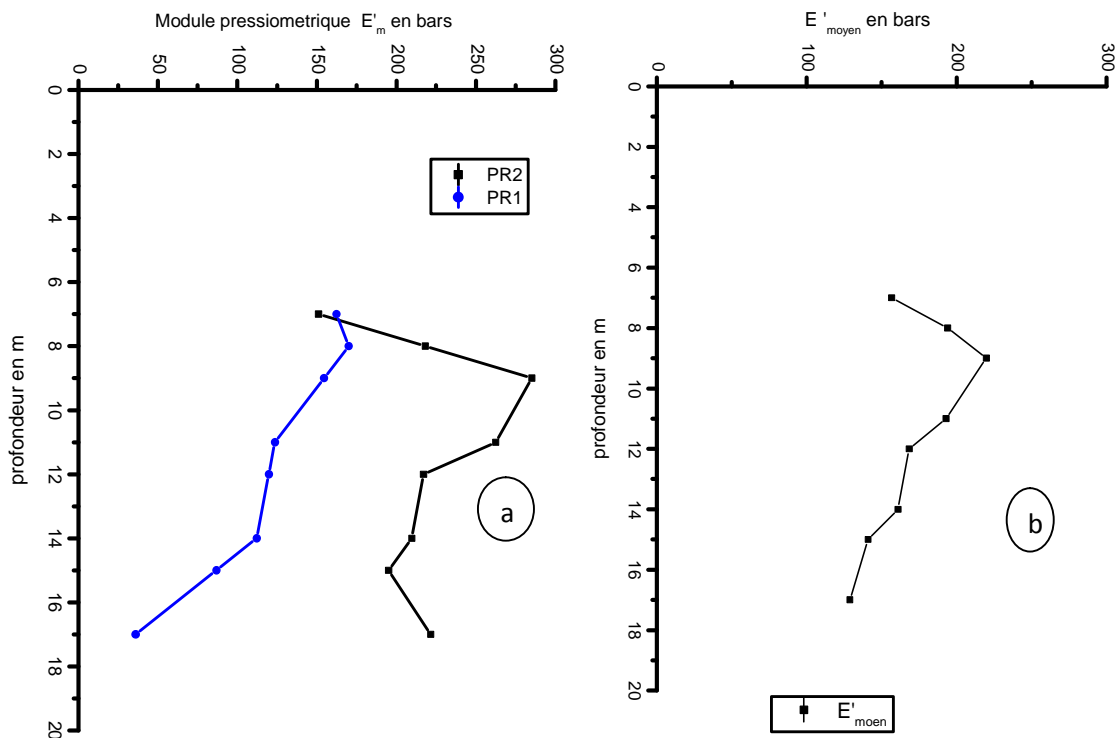


Figure-IV-6 : Courbe de variation de E' (a) et E' moyen (b) en fonction de la profondeur

IV.4.2. Cas du silo de sucre du complexe agroalimentaire CEVITAL :

Les résultats des essais préssiométrique réalisés dans le projet du silo de sucre dans le complexe agroalimentaire CEVITAL sont donnés dans les figures suivantes :

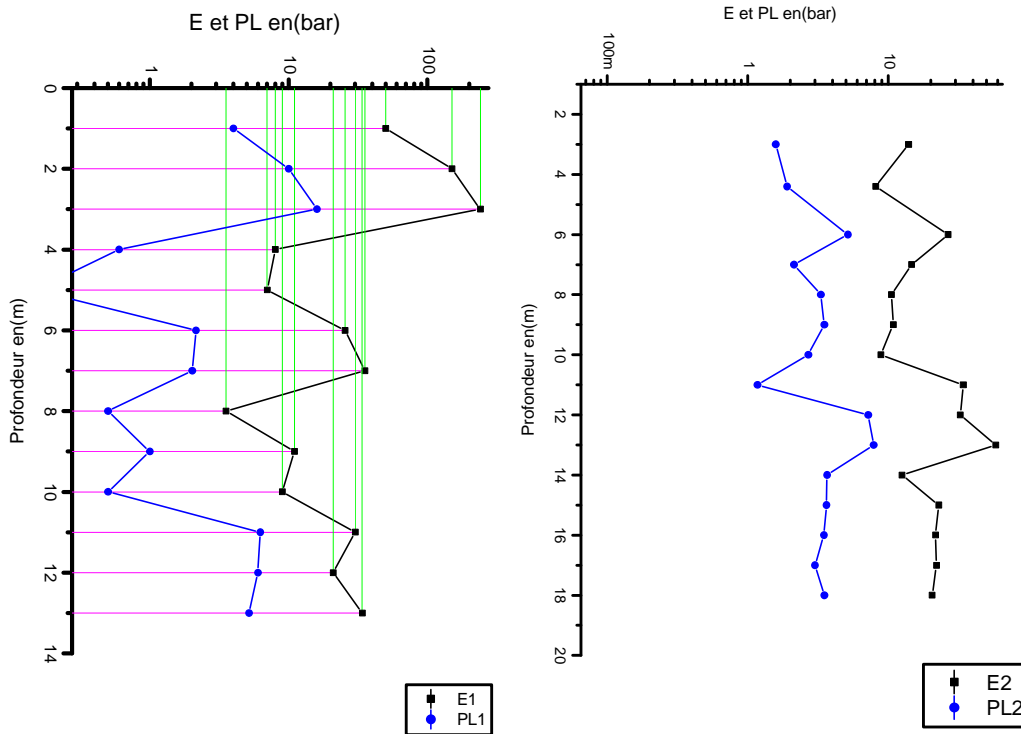


Figure -IV-7: Module préssiométrique et pression limite en fonction de la profondeur.

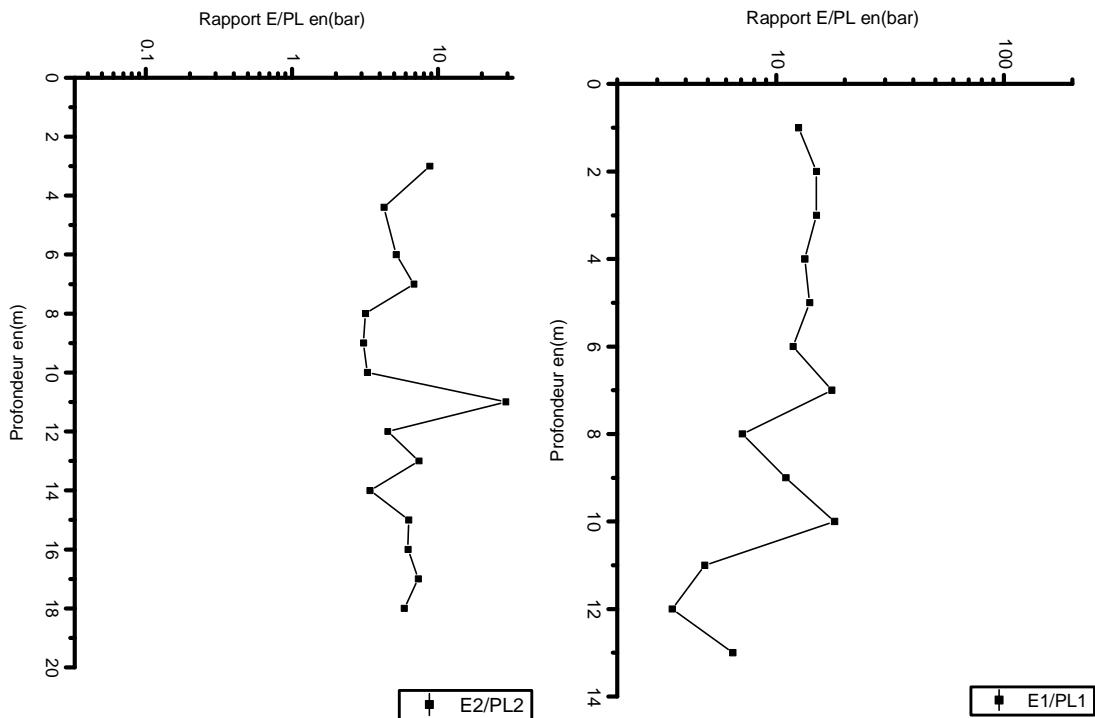


Figure-IV-8 : Rapport E_m / P_1 en fonction de la profondeur.

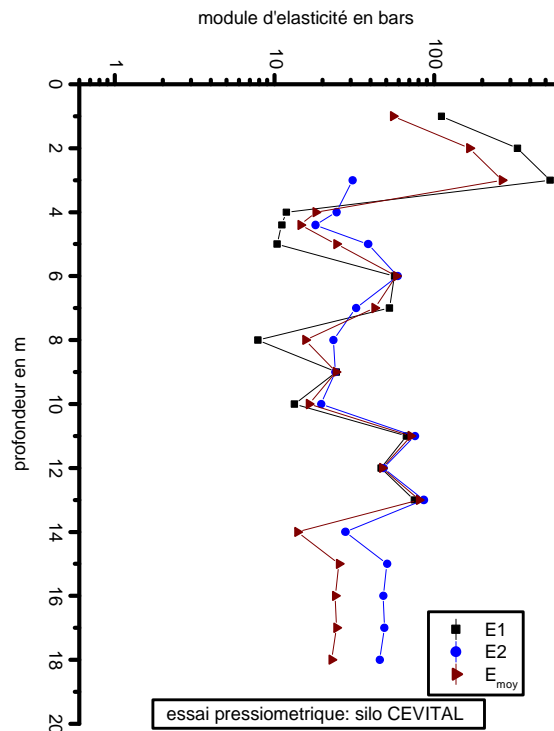


Figure-IV-9 : Module de déformation en fonction de la profondeur.

IV.5. Essai pénétration statique (CPT) :

L'essai consiste à enfoncer une tige de 30 à 100 mm de diamètre environ, finissant par une pointe conique, dans le sol avec une vitesse constante de l'ordre de 20 mm/s et de mesurer l'effort nécessaire pour l'enfoncement de la tige à une profondeur donnée. L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé dans les cas des sols argileux.

Dans ce qui suit nous présentons quelques résultats des essais CPT réalisés au port de Bejaia.

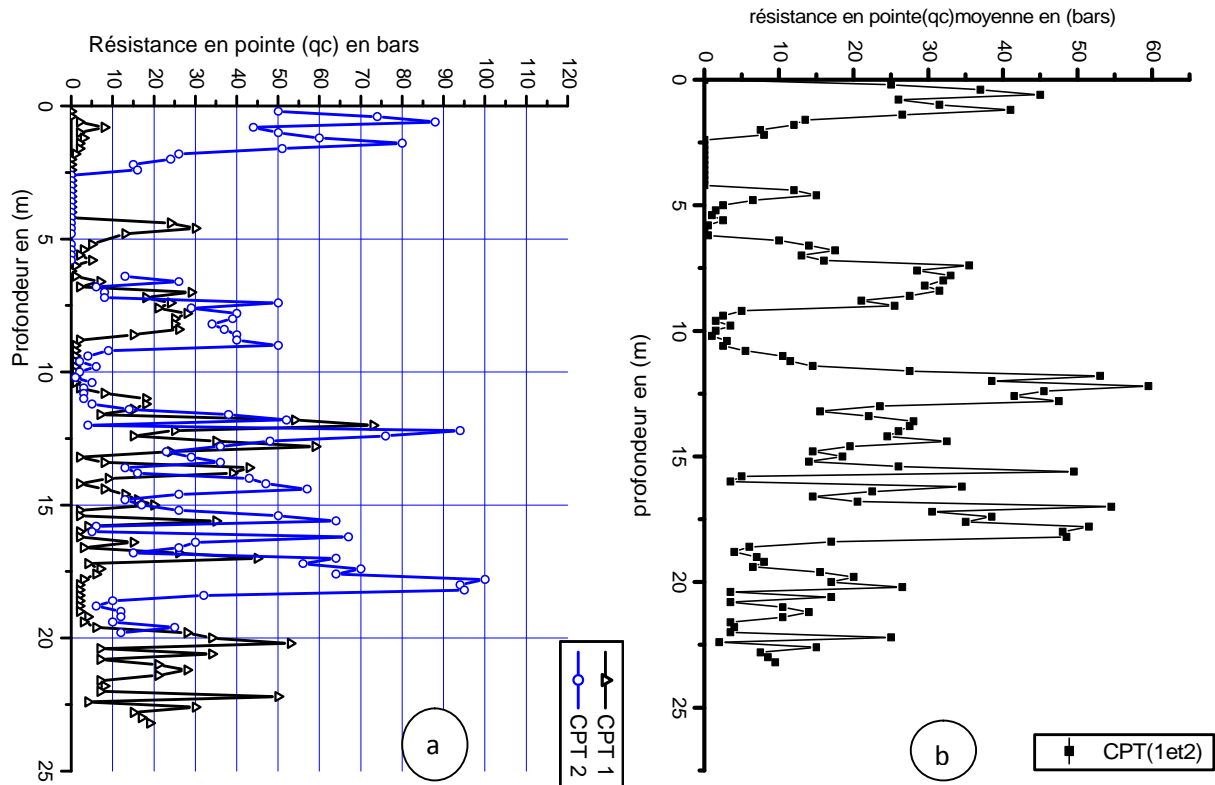


Figure-IV-10 : Courbe de variation de q_c (a) et de q_{cmoy} (b) en fonction de la profondeur.

A partir de ces courbes on remarque que notre sol est mou, de caractéristique mécanique faible, d'épaisse couche la où la résistance en pointe du CPT est nulle.

D'après la relation suivante de Buisman :

$$E_{oed} = \alpha \cdot q_{cmoy} \tag{IV-3}$$

Le module de déformation E' du sol est relié au module oedométrique par la relation (G. Philliponnat, 2006, p192) :

$$E' = 0,74 \cdot E_{oed} \tag{IV-4}$$

La cohésion non drainée est donnée par la formule suivante :

$$C_u = \frac{q_{cmoy} - P'_0}{15} \tag{IV-5}$$

Avec : $P'_0 = 18 \text{ t/m}^3$. (rapport du sol nouveau quai poste 24)

Ce qui nous donne : $E' = 99.95 \text{ bars}$, et $C_u = 1.081 \text{ bars}$.

IV.6. Essai pénétration standard (SPT) :

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H, et à mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 300 mm. En outre, l'essai permet d'extraire des échantillons remaniés du sol traversé. Les résultats de quelques essais réalisés par pas de 3 m au niveau de la zone portuaire de Bejaia (nouveau quai poste 24), représentés ci après.

L'angle de frottement est donné par la relation [11]: $\phi = 27.560 + 0.274*N$ (IV-6)

IV.6.1.Cas de la gare maritime :

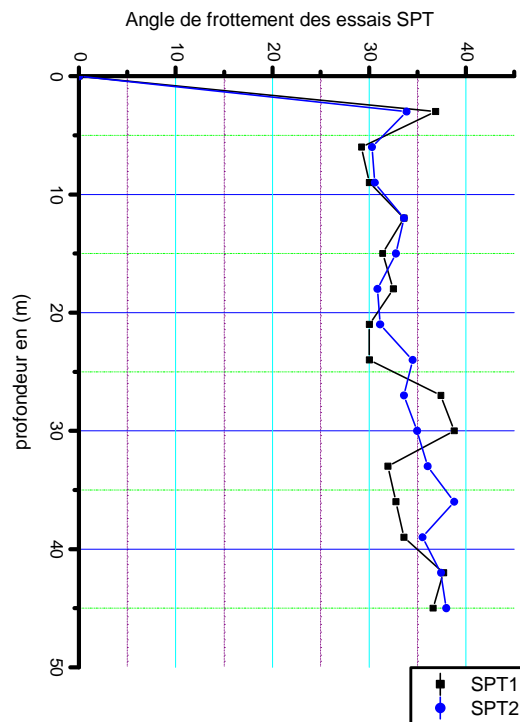


Figure-IV-11 : Courbe de variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.

IV.6.2. Cas du silo de sucre :

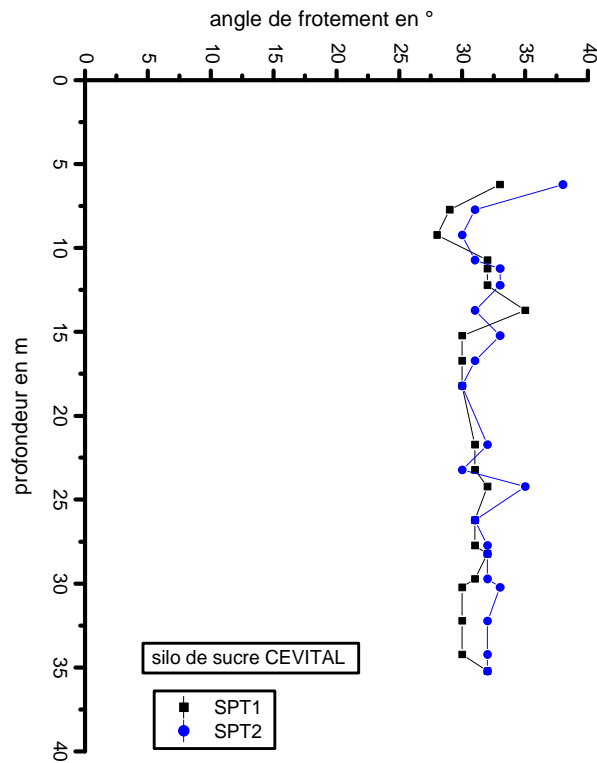


Figure-IV-12 : Courbe de variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.

IV.7. Synthèse des données physiques mesurés au laboratoire :

D'après l'exploitation et l'analyse de toutes les données des rapports du sol, les essais de laboratoire étaient effectués sur des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages.



Figure-IV-13 : Echantillon de sol de la zone portuaire.

Tableau-IV-3 : Quelques paramètres physiques de sol de la zone portuaire de Bejaia.	
Les paramètres mesurés au laboratoire	Les valeurs
La teneur en eau (W)	20.93% à 42.5% (moy=31.71%)
Le poids volumique sec (γ_d)	12.5 à 19.60KN/m ³ (moy=16.05KN/m ³)
Le poids volumique humide (γ_h)	18.23 à 19.40KN/m ³ (moy=18.115KN/m ³)
Indice de plasticité (I_p)	15 à 21
Indice des vides (e_0)	0.265 à 0.789
La limite de plasticité (W_p)	16.42 à 42
La limite de liquidité (W_l)	31.42 à 44
Indice de consistance (I_c)	0.1 à 0.699
Indice de liquidité (I_l)	0.3 à 0.928
Le coefficient de courbure (C_c)	0.129 à 0.872
Le degré de saturation (SR)	100% à partir de 2.5m au niveau de substratum

Tableau-IV-4 : Caractéristique physique et mécanique du site d’implantation du silo de 80.000 t

Sondage	Prof (m)	γ_d (kN/m ³)	W (%)	γ_h (kN/m ³)	S _r (%)	W _l	W _p	I _p	σ_c (kPa)	C _c	C _g	C _{cu} (kPa)	Φ°
Sondage01	5.20/5.90	17.50	19.84	21.00	99.08	37	16	21	251	10.05	1.77	39	24.6
	8.00/8.90	13.60	33.53	18.20	91.26	48	25	23	79	26.70	3.86	11	4.6
	12.5/12.9	17.50	19.88	21.00	99.34	42	19	23	336	9.05	0.99	24	16.7
	25.2/25.5	14.90	26.59	18.80	88.35	-	-	-	238	10.34	1.13	10	4.93
	33/36.2	15.70	25.44	19.60	94.62	43	19	24	287	17.42	2.26	21	11.35
	39/39.25	17	21.22	20.60	96.67	-	-	-	268	14.41	4.10	21	24.42
	47/47.70	16.60	23.42	20.50	100	46	22	24	271	18.27	9.92	16	20.83
Sondage 02	5.20/5.60	16.00	32.00	21.10	100	34	14	20	344	10.39	2.12	13	10.70
	10.5/10.9	16.80	21.914	20.40	96.68	47	23	24	215	12.40	1.91	37	7.77
	18.4/20.45	15.10	28.93	19.40	98.90	44	21	23	-	-	-	42	18.67
	50/50.70	17.10	19.48	20.50	90.75	48	23	25	337	16.94	10.91	32	18.73

IV-8-Conclusion :

D’après les rapports de sol que nous avons exploités, nous avons remarqué que le sol est de mauvaise qualité, une couche de marne compacte à 47 m de profondeur surmonté par une épaisse couche de sable vaseux de l’ordre de 20 mètres d’épaisseur, d’une couche de 5 m de vase, et du remblai tel que c’est montré dans les coupes lithologiques des annexes.

Il en résulte des études géotechniques effectuées sur site (zone portuaire de Bejaia) sur l’implantation de quelques ouvrages telle que : la gare maritime, le nouveau quai poste 24 et le silo de stockage du complexe agroalimentaire CEVITAL, que le sol est de caractéristiques mécaniques médiocres, des couches épaisses ou la résistance en pointe du statique q_c est presque nulle, coefficients de compressibilité importants ce qui illustre le tassement excessif du sol.

Chapitre V

V.1.Introduction :

La résistance d'un sol est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherches. Il existe une diversité d'approches, dont les plus courantes :

- Méthode de superposition des effets basée sur la théorie de poussée/butée du sol.
- Méthode d'équilibre limite.
- Calcul à la rupture ou analyse limite.
- Méthodes des éléments finis non linéaires.
- Méthodes empiriques basées sur la corrélation entre les résultats des essais de chargement et des essais in situ (SPT, CPT, ...).
- Méthode préssiométrique.

L'action de la fondation sur le sol par le biais des charges et des surcharges qui lui sont transmises se traduit par un tassement, qui est un phénomène d'interaction sol/fondation.

Dans ce chapitre nous nous intéressons au contexte géologique de la zone portuaire, à la résistance et des tassements du sol non traité (vierge) sous l'effet de charge statique apportée par fondation superficielle (radier) d'un silo de stockage de 80 milles tonnes avec comparaison des résultats des méthodes analytiques, semi-empiriques.

V.2.Contexte géologique du site :**a. Géologie régionale :**

Du point de vue géologique, la région de Bejaia fait partie du domaine des Bahors occidentaux. Ainsi, nos observations nous ont permis de caractériser les formations lithologiques et leurs structures.

Deux grands ensembles structuraux se distinguent par :

Un ensemble ayant un relief très accidenté regroupant des terrains d'âge Sénonien composé de conglomérats, marnes et flysch. Cet ensemble correspond au djebel Gouraya qui représente une moitié d'anticlinal déversé vers le sud.

Un ensemble plat à faible déclivité (0 – 5%) correspondant à la plaine. Il est représenté par des dépôts alluvionnaires d'âge quaternaire.

b. Géologie locale :

La plaine alluviale de Bejaia est située dans le tell septentrional Kabyle, (zone interne). La géologie régionale situe cette plaine alluviale en basse Kabylie, dans les bassins synclinaux post nappe du tell.

c. Stratigraphie du secteur d'étude :

- Alluvions anciennes :

Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sable de la plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise. Ces alluvions provenant de démantèlement de formations anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

- Alluvions marécageuses :

Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalation de sable fins. On retrouve à tous les niveaux des trainées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours des sols plus ou moins organiques brun-noir d'aspect vasard.

- Alluvions récentes :

Ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

- Remblais :

Ces remblais sont peu compacts sauf dans le premier mètre, ils sont constitués de sol hétérogènes de type argilo-caillouteux avec mélange de quelque blocs.

La ville de Bejaia est accrochée aux pentes de djebel Gouraya et elle est étendue vers le sud, dans la plaine. L'aménagement de la zone portuaire s'est fait à l'embouchure de l'oued Soummam et des terrains ont été gagnés sur la mer.

Il en résulte de cette histoire géologique que la zone portuaire prolongeant la plaine alluviale est constituée de matériaux fins plus au moins vasards (limons, argile) et sables déposés sur un substratum rocheux assez profond de l'ordre de 40 à 50m de nature marno-calcaire du crétacé.

V.3.Evaluation de la capacité portante du sol:

Dans ce qui suit, nous évaluerons la résistance admissible et le tassement du sol sans traitement à partir des essais in situ (pressiomètre, CPT, SPT) et des essais de laboratoire.

V.3.1. A partir du pressiomètre :

La contrainte de rupture d'un sol (q_u) sous une fondation superficielle à partir des résultats de l'essai préssiométrique est donnée par la formule suivante :

$$q_u = K_p . Pl_e^* + q_0 \tag{V.1}$$

q_0 : contrainte verticale du sol à la base de la fondation,

P_{le}^* : pression limite équivalente,

K_p : facteur de portance dépend de la nature du sol donnée par le tableau-III-2, de la fiche équivalente et les dimensions de la fondation. Il est donné par le tableau-V.2.

La fiche équivalente D_e est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les pressions limites peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à P_{le}^* .

La fiche équivalente est donnée par la formule:
$$D_e = \frac{1}{Pl_e^*} \sum_i^n Pl_i^* . \Delta Z_i \tag{V.2}$$

Tableau-V.1 : Valeurs du coefficient K_p selon le fascicule 62. [11]

Type de sol	Expressions de K_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Sables et graves C	$\left[1 + 0,8 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Sondage préssiométrique (PR 01) :

Le sondage préssiométrique était effectué à côté du sondage carotté SC01, le sol est composé d'une couche de sable fin coquillé vaseux gris bleuâtre surmonté respectivement par une couche de vase très plastique de 5.5m d'épaisseur, d'une couche de sable très fin vaseux brunâtre et d'une couche de remblai.

L'évaluation de la portance du sol à partir du pressiomètre :

$$q_u = K_p p_{le}^* + q_0$$

$$q_0 = \gamma' D = 10 \cdot 3 = 30 \text{ KN/m}^3$$

$$P_1^* = P_L - P_0$$

$$P_0(z) = K_0 \cdot \sigma_0(z) \text{ et } \sigma_0(z) = \gamma' z$$

Z(m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
P_L (kPa)	400	1000	1600	600	500	215	202	50	10	50	62.5	600	518
P_0 (kPa)	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	140	160
p_{le}^* (kPa)	380	960	1540	520	400	95	62	0	0	0	405	460	358

Les valeurs élevées de P_1 ont été enregistrées dans la couche de remblai de TVO compactes entre 0 et 3,5 m, par précaution on néglige ces valeurs dans l'évaluation de la pression limite équivalente.

$$P_{le}^* = 4,6 \text{ bars,}$$

Calcul K_p :

La nature du sol est de sable vaseux, le sol est de dominance fine (limons et vase), d'après le tableau-III-2 de classification :

$$D_e=1.95\text{m}$$

$$K_p= 0.8.[1+0, 25(0.6+0.4\frac{1}{1})\frac{1.95}{1}] =1,95 ;$$

$$q_u=1,95*4,6 +0.3 = 9,27 \text{ bars}$$

$$\text{ELU: } \sigma_{\text{adm}}=\frac{1}{2} (9,27 - 0.3) +0.3 = 4,785 \text{ bars,}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{\text{adm}}=\frac{1}{3} (9,27 - 0.3) +0.3 = 3,29 \text{ bars.}$$

Sondage préssiométrique (PR02):

$$P_{lc}^* =164,77 \text{ kPa,}$$

$$D_e=3.78\text{m ;}$$

$$K_p=1.95 ;$$

$$q_u=1,95*1,6477+0,3=3,513 \text{ bars,}$$

$$\text{ELU: } \sigma_{\text{adm}}=\frac{1}{2} (3,513 - 0,3) +0,3=1,90 \text{ bars ;}$$

$$\text{ELS: } \sigma_{\text{adm}}=\frac{1}{3} (3,513 - 0,3) +0,3=1,371 \text{ bars.}$$

Prévision de tassement par la méthode préssiométrique :

Le tassement est en général la résultante de trois composantes :

$$\mathbf{S= S_i+ S_c + S_f} \quad (\text{V.3})$$

S_i : Tassement instantané,

S_c : Tassement secondaire causé par une consolidation primaire du sol,

S_f : Tassement secondaire causé par le fluage du sol.

Ménard propose la formule empirique suivante pour le calcul du tassement final d'une fondation de largeur B : $\mathbf{S_f= S_d + S_c}$

Avec :

$$S_d = \frac{4}{18E_d} (q - \sigma'_{v0}) B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha \quad (V.4)$$

$$S_c = \frac{\alpha}{E_c} (q - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad (V.5)$$

S_d : tassement déviatorique,

S_c : Tassement sphérique.

q : contrainte effective appliquée par la semelle,

B_0 : largeur de référence = 0.6 m,

α : coefficient rhéologique du sol donné par le tableau-V.5

λ_c, λ_d sont des coefficients de forme , fonction du rapport $\frac{L}{B}$ donné par le tableau-V.4

σ_{v0} : contrainte effective verticale initiale du sol au niveau de la fondation.

E_c et E_d sont des modules équivalents donnés par les formules suivantes :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}} \quad (V.7)$$

Si E_9 à E_{16} ne sont pas connues il est calculé par :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \quad (V.8)$$

Si E_6 à E_8 ne sont pas connues il est calculé par :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \quad (V.9)$$

E_{i-j} est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j .

$E_c = E_1 =$ moyenne harmonique des modules pressiométriques dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située immédiatement sous la fondation.

Tableau-V.3 : Valeurs des coefficients de forme. [11]

L/B	cercle	1	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Tableau-V.4 : valeurs du coefficient α selon Ménard. [11]

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré et remanié	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

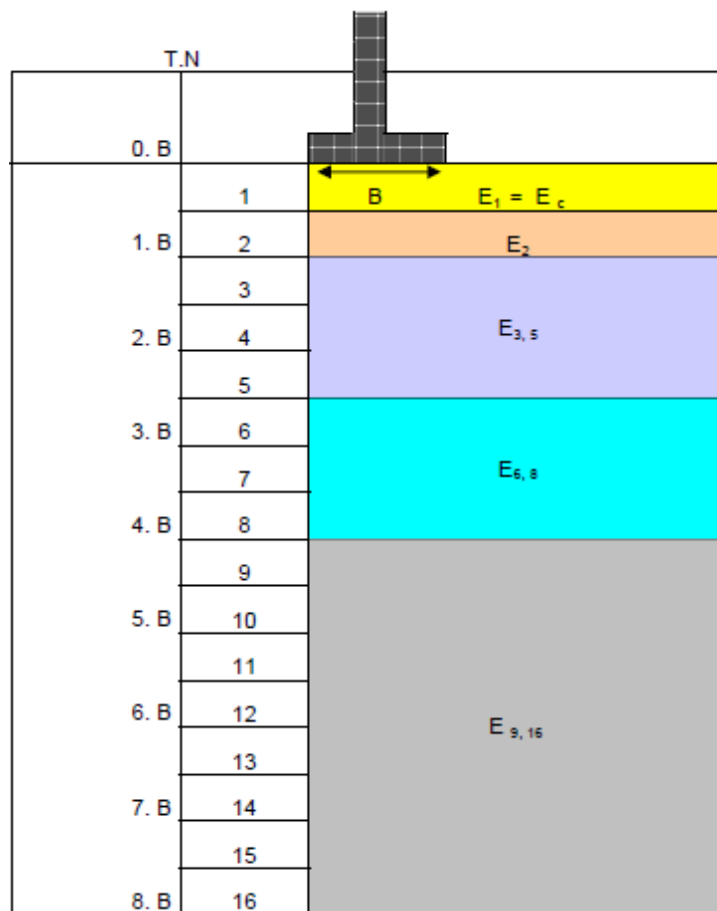


Figure-V.1 : le découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique. [12]

V.3.2. Capacité portante à partir du pénétromètre (CPT) :

La contrainte ultime sous une fondation superficielle soumise à une charge centrée est donnée par la formule suivante :

$$q_u = K_c \cdot q_{ce} + q_0'$$

q_0' : Contrainte effective à la base de la fondation,

K_c : Facteur de portance pénétrométrique, qui dépend de la catégorie de sol donnée par le tableau-V.5, de la fiche équivalente et des dimensions de la fondation, il est donné par le tableau-V.6.

q_{ce} : La résistance pénétrométrique équivalente.

Tableau-V.5 : valeurs du coefficient de portance pénétrométrique selon le fascicule 62. [11]	
Type de sol.	Expression de K_c
Argiles et limons	$0.32 [1+0.35 (0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables A	$0.14 [1+0.35 (0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables et graves B	$0.11 [1+0.5 (0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Sables et graves C	$0.08 [1+0.8 (0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$
Craies B	$0.17 [1+0.27 (0.6+0.4\frac{B}{L})\frac{D_e}{B}]$

La résistance pénétrométrique équivalente est une valeur moyenne des résistances mesurées dans la zone mobilisée par le sol lors du chargement vertical par la fondation, elle est calculée comme suit :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \sum_{i=1}^n q_{cc} \Delta Z_i$$

Avec : $a = \max (B/2, 0.5)$ et $b = \min (h, a)$, h est la hauteur de la couche résistante.

Le tassement est calculé par la formule de Buisman, comme suit :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \frac{h_i \Delta \sigma_i}{\alpha' q_{cmoy}} \quad (V.10)$$

$\Delta \sigma_i$, α' et q_{cmoy} sont respectivement la contrainte apportée par la fondation, coefficient correctif donné par plusieurs auteurs et la résistance en pointe moyenne de la couche (i) considérée, h_i est l'épaisseur de cette couche.

Pour une semelle carrée de coté B=1m les résultats sont donnés par le tableau-V-7 suivant :

Tableau-V-6 : Résultats d'essai CPT.								
D (m)	q_{cmoy} (bars)	q_{cc} (bars)	q_{ce} (bars)	D_e (m)	K_c	q_u (bars)	σ_{adm} (ELU) (bars)	σ_{adm} (ELS) (bars)
3	31,92	21,03	5,75	0,426	0,161	1,225	0,756	0,610

V.3.3. Capacité portante à partir des essais de laboratoire:

La capacité portante des fondations superficielles est évaluée à partir des essais de laboratoire par la formule suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma S_\gamma + C N_c S_c + q N_q S_q \quad (V.11)$$

N_γ , N_c , N_q : sont des facteurs de portance, ils dépendent de l'angle de frottement du sol, ils sont donnés par le tableau en annexe.

S_γ , S_c , S_q : sont des coefficients de forme, ils dépendent de la forme de la fondation.

Pour une semelle carrée de coté B=1m, les résultats sont donnés par le tableau-V-8 suivant :

Tableau-V-7 : Résultats des essais de laboratoire.										
γ' (kN/m ³)	S_γ	S_c	S_q	N_{corri}	ϕ (°)	N_γ	N_q	q_u (bars)	σ_{ad} (ELU) en bars	σ_{ad} (ELS) en bars
8,20	0,6	1,2	1	10	30	10	12	3,198	1,722	1,230
9,40				4	26	4	6	1,80	1,04	0,8

La contrainte admissible du sol à l'ELS est :

$$\sigma_{adm} = \min (1,53 ; 1,371 ; 0,61 ; 1,23 ; 0,8) = 0,61 \text{ bars.}$$

V.4. Evaluation des tassements:

Nous avons évalué le tassement du sol sous la charge du silo vide (poids propre), silo à moitié chargé et silo en plein charge, les résultats sont donnés par le tableau-V-7 suivant.

Selon la lithologie du site nous avons sept différentes couches de sol dont nous avons calculé les modules de déformation par les résultats pressiométriques jusqu'à 18m de profondeur, et les résultats du CPT au delà de 18m, avec un coefficient de structure de sol $\alpha' = 4$, en utilisant la moyenne harmonique, et les formules (IV-1, IV-2, IV-3 et IV-4).

Couche 01 : (0-3,5m), remblais :

$$\frac{3}{E_{m1}} = \frac{1}{50} + \frac{1}{150} + \frac{1}{240}, E_{m1} = 97,30 \text{ bars, ce qui nous donne : } E_1 = 144,015 \text{ bars.}$$

Couche 02 : (3,5-9m), sables vaseux très fins gris bleuâtres :

$$\frac{2}{E_{m2}} = \frac{1}{25,47} + \frac{1}{35,4}, E_{m2} = 29,62 \text{ bars, } E_2 = 43,846 \text{ bars.}$$

Couche 03: (9-12m), vase très plastique grise bleuâtre :

$$\frac{3}{E_{m3}} = \frac{1}{11} + \frac{1}{9} + \frac{1}{30,23}, E_{m3} = 8,507 \text{ bars, } E_3 = 12,59 \text{ bars.}$$

Couche 04: (12-18m), sable fin coquillé vaseux :

$$\frac{6}{E_{m4}} = \frac{1}{32,5} + \frac{1}{58,15} + \frac{1}{22,83} + \frac{1}{21,65} + \frac{1}{21,99} + \frac{1}{20,56}, E_{m4} = 21,56 \text{ bars, } E_4 = 31,90 \text{ bars.}$$

Couche 05: (18-39m), sable fin vaseux coquillé :

$$E'_{5\text{moy}} = \frac{101,70 + 144,53 + 78,52 + 128,23 + 138,63 + 142,6}{6} = 122,36 \text{ bars.}$$

Vu la faible profondeur des essais pressiométriques et pénétrométriques, nous avons pris les caractéristiques de la marne de quelques ouvrages voisins :

Couche 06 : (39-47m), marne sableuse graveleuse altérée :

$$E_6 = 150 \text{ bars.}$$

Couche 07 : au delà de 47m : marne compacte :

$E_7 = 600$ bars.

Nous avons subdivisé le profil géotechnique en sous couche de 3 m d'épaisseur jusqu'à une profondeur de $1,5B$ qui est égale à 87m, et calculé le tassement de chaque couche par la formule (V.12), à chaque profondeur nous avons évalué la contrainte au milieu de chaque couche par la formule Boussinesq:

$$\Delta\sigma_z = \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}}} \right] q = j \cdot q$$

r: Rayon de cercle,

z : La profondeur,

j : coefficient d'influence de la charge sous la fondation.

q : La surcharge apportée par l'ouvrage sur le sol.

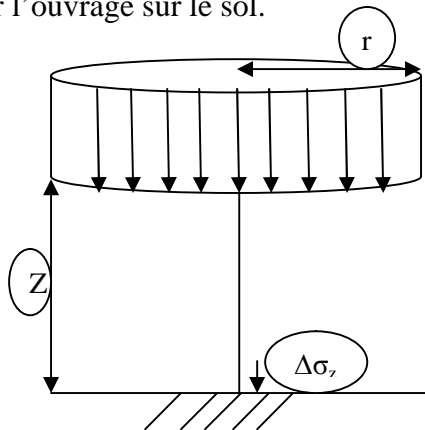


Figure-V-2 : Variation de contrainte sous un cercle uniformément chargé.

Notre ouvrage a un diamètre de 58 m, 57 m de hauteur, reposant sur un radier nervuré et transmettant au sol une contrainte de service de 3,78 bars 'y compris le poids propre du radier. La formule utilisée pour le calcul des tassements est la suivante :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n \frac{h_i \Delta\sigma_i}{E_{oedi}} \quad (V.12)$$

Tableau-V-8 : Tassement du silo sous différents chargements.

Profondeur (m)	$\Delta\sigma_z(\text{plein})$ en bars	Δh_{plein} (m)	$\Delta\sigma_z(\text{mi-plein})$ en bars	$\Delta h_{\text{mi-plein}}$ (m)	$\Delta\sigma_z(\text{vide})$ en bars	Δh_{vide} (m)
1.5	3.779	0.078	2.259	0.047	0.749	0.0156
4.5	3.766	0.257	2.251	0.154	0.747	0.0511
7.5	3.720	0.254	2.224	0.152	0.738	0.050
10.5	3.631	0.864	2.171	0.516	0.720	0.171
13.5	3.496	0.328	2.090	0.196	0.693	0.065
16.5	3.323	0.312	1.986	0.187	0.659	0.062
19.5	3.123	0.076	1.867	0.045	0.619	0.015
22.5	2.909	0.071	1.739	0.042	0.577	0.014
25.5	2.691	0.066	1.609	0.039	0.534	0.013
28.5	2.478	0.060	1.481	0.036	0.492	0.012
31.5	2.274	0.055	1.360	0.033	0.451	0.011
34.5	2.084	0.051	1.246	0.030	0.413	0.010
37.5	1.909	0.046	1.141	0.028	0.378	0.009
40.5	1.748	0.035	1.045	0.021	0.347	0.007
43.5	1.602	0.032	0.958	0.019	0.317	0.006
46.5	1.471	0.029	0.879	0.017	0.292	0.005
49.5	1.351	0.007	0.808	0.004	0.268	0.0013
52.5	1.245	0.006	0.744	0.004	0.247	0.0012
55.5	1.148	0.005	0.686	0.003	0.227	0.0011
58.5	1.061	0.005	0.634	0.003	0.210	0.001
61.5	0.983	0.005	0.587	0.003	0.195	0.001
64.5	0.912	0.004	0.545	0.003	0.180	0.001
67.5	0.848	0.004	0.507	0.002	0.168	0.0008
70.5	0.790	0.004	0.472	0.002	0.156	0.0008
73.5	0.737	0.003	0.441	0.002	0.146	0.0007
76.5	0.689	0.003	0.412	0.002	0.137	0.0007
79.5	0.646	0.003	0.386	0.002	0.128	0.0006
82.5	0.606	0.003	0.362	0.002	0.120	0.0006
85.5	0.569	0.003	0.340	0.002	0.113	0.0005
Total	-	2,60	-	1.55	-	0,516

La courbe de la figure-V-3 nous donne les tassements du silo sous différents chargements en chaque profondeur.

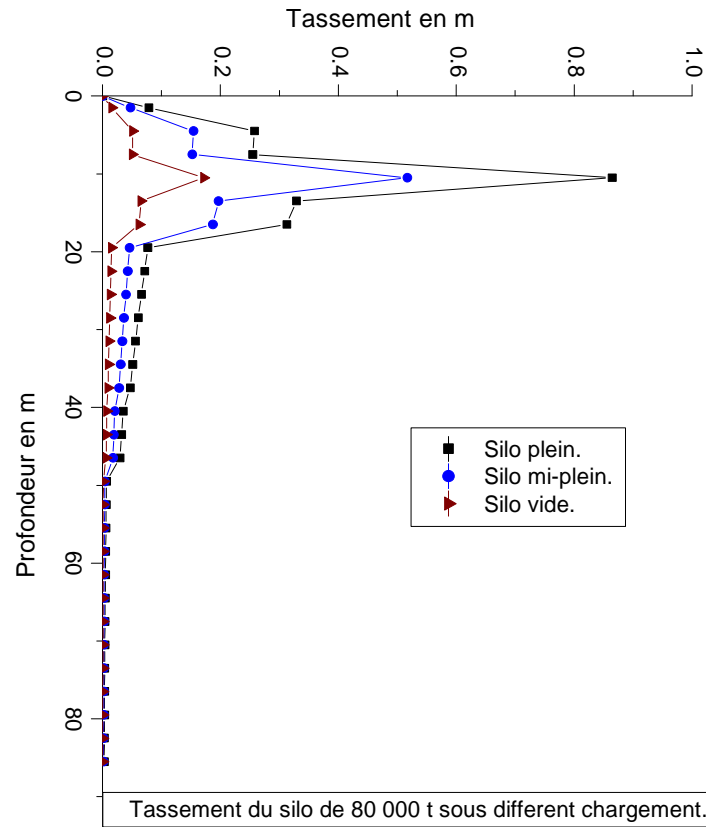


Figure-V-3 : Tassement moyen des couches sous les différents chargements du silo en fonction de la profondeur.

Commentaire :

La quasi-totalité des tassements se produisent dans les 45 premiers mètres, au delà de 45m le tassement de la marne est très petit de l'ordre de 5 mm.

V.5.Conclusion et discussion des résultats :

Le sol servant d'assise à la fondation du silo de stockage est assez hétérogène verticalement. Il est constitué d'un substratum marneux très profond (au delà de 47m) surmonté par une épaisse couche de sable et d'argile avec des intercalations de vases et de galets de faibles caractéristiques géotechniques, d'une compressibilité trop importante avec un tassement qui peut dépasser 2.60 m, d'une portance très faible (0,61 bars) devant la charge qui lui sera transmise par l'ouvrage (3,78 bars).

Vu la surcharge importante de l'ouvrage, les tassements excessifs, le sol a été renforcé par des colonnes ballastées, que nous allons traiter dans le chapitre-VI.

Chapitre VI

VI.I. Introduction:

De l'analyse des données géologiques et géotechniques du site d'implantation des projets en particulier en connaissance des caractéristiques physico-mécaniques des sols après l'exploitation des différentes études (200 logt cité Tobal, nouveau quai poste 24, gare maritime, silo de sucre), nous constatons que le Bed-rock est profond de plus de 47 m dans la zone portuaire, il est surmonté par des couches de graves alluvionnaires dans une matrice sableuse, sables fin et vase très compressibles en état normalement consolidé, les sols baignent dans une nappe d'eau situé en moyen à 2.5m de profondeur en saison sèche et affleure le terrain naturel en saison pluviale.

L'ensemble des terrains d'assise des ouvrages précités avait fait l'objet de renforcement par la technique des colonnes ballastées par les voies humide et sèche.

VI.2.Cas du silo de sucre (CEVITAL) :

Le site d'implantation du silo a une résistance médiocre, elle est insuffisante pour supporter un tel ouvrage de poids propre de 19737,31 tonnes et d'une charge d'exploitation de 80.000 tonnes, ce qui sera transmis au sol.

Pour remédier aux tassements excessifs du sol vierge, le sol a été renforcé par des colonnes ballastées.

a- Donnée sur le renforcement:

- Maille de : $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$,
- $A = 2,56 \text{ m}^2$,
- $A_c = 0,5 \text{ m}^2$,
- $\sigma_0 = 3,78 \text{ bars}$,
- $\sigma_{\text{sol}} = 0,61 \text{ bars}$.

$$\beta = \frac{3,78}{0,61} = 6,19$$

On a l'équation en fonction du coefficient de substitution :

$$-0,048 a^2 + 8,988 a - 4,94 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 186,147 ;$$

$$a_1 = 0,551$$

$$a_2 = 177,86 \text{ (valeur à écarter).}$$

On prend: $a=0,551$.

$$f(v_s, a)=0,326$$

$$\frac{A_c}{A} = a \Rightarrow \frac{A}{A_c} = \frac{1}{a} = 1,814$$

$$A = 2642,08 \text{ m}^2;$$

$$a_c = 0,5 \text{ m}^2$$

$$A_c = \frac{A}{1,814} = 1456,493 \text{ m}^2$$

$$n = \frac{A_c}{a_c} = \frac{1496,493}{0,5} = 2913 \text{ colonnes,}$$

$$\eta = \frac{\beta-1}{a} + 1 = 10,41,$$

$\sigma_c = \eta \times \sigma_s = 6,355 \text{ bars}$, $\sigma_c < 8 \text{ bars}$ d'après le DTU.13.2 la condition est vérifiée.

Vérification de l'équilibre des efforts :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s (A - A_c)$$

$$\sigma_0 \cdot A = 3,78 \times 2642,08 = 99870,624 \text{ tonnes,}$$

$$\sigma_c \cdot A_c + \sigma_s (A - A_c) = 6,355 \times 1456,493 + 0,61(2642,08 - 1456,493) = 99792,21 \text{ tonnes,}$$

Les deux valeurs sont proches ce qui veut dire que la condition est vérifiée.

VI.3. Calcul des tassements du sol traité :

Après le traitement du sol par des colonnes ballastées, nous avons évalué le tassement avec les méthodes de Priebe et d'homogénéisation. Les résultats sont synthétisés dans les tableaux-VI-3 et VI-4 suivant :

Tableau-VI-1 : Tassement du sol traité sous silo plein par la méthode de Priebe.												
Z(m)	σ_{sol} (bars)	σ_0 (bars)	E_s (bars)	E_c/E_s	$\Delta(A/A_c)$	a	β_1	y	f_d	β_2	S(m)	S_{tot} (m)
1.75	0.315	3.779	143.5	4.181	1.25	0.266	2.541	0.58	1.05	2.670	0.006	0.333
6.25	0.6395	3.744	44.4	13.51	0.38	0.347	3.252	0.66	1.127	3.665	0.044	
10.5	1.246	3.63	19.25	31.16	0.12	0.381	3.612	0.71	1.322	4.777	0.114	
13.5	1.552	3.495	32.56	18.42	0.225	0.366	3.454	0.705	1.455	5.028	0.083	
16.5	1.834	3.322	32.56	18.42	0.225	0.366	3.454	0.705	1.637	5.655	0.086	
18 à 48	$S_{total} = 1.114 \text{ m}$											
										Tassement total :	1.447 m	

Le tassement par la méthode d'homogénéisation est calculé comme suit :

$$S_{tot} = \frac{\sigma_0 L_c}{E_c a + E_s (1 - a)}$$

Les résultats sont synthétisés dans le tableau-VI-2 suivant :

Tableau-VI-2 : Tassement du sol par la méthode d'homogénéisation.					
Epaisseur	Profondeur (m)	Module équivalent (bars)	Tassement (m)	S_{tot} (m)	
0-3,5	1.75	265.233	0.025	0.702	
3,5-9	6.25	237.316	0.098		
9-12	10.5	240.910	0.158		
12-15	13.5	240.794	0.195		
15-18	16.5	240.794	0.227		
18 à 48		1.114 m			
			Tassement total :	1,816 m	

VI.4. Conclusion :

Vu la faible portance du sol et de son caractère déformable sous charge, du risque de liquéfaction (voir le chapitre-VII) des sols en place et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent constituer une assise pour les fondations d'un tel ouvrage.

L'implantation des colonnes ballastées dans le site étudié à 18 m de profondeur tel que le bon sol est de 45 à 50 m d'environ, engendre un tassement important de l'ordre de 1m à 1,447m au centre du silo, ce qui peut provoquer la ruine de l'ouvrage.

A cet effet nous recommandons des fondations profondes de type pieux forés, ancrés dans la couche de marne compacte au minimum de trois fois le diamètre du pieu.

Chapitre VII

VII.1. Introduction :

Tenant compte de la faible portance du sol et de son caractère mou et l'importance du projet, les couches superficielles ne peuvent constituer une assise pour les fondations de l'ouvrage projeté, les tassements obtenus pour un radier général sont trop excessifs. A cet effet, nous envisageons l'étude des fondations profondes de type pieux forés ancrés au minimum trois fois le diamètre dans la couche porteuse (marne grise compacte). Dans notre cas, les résistances s'améliorent à partir de 47 m, c'est-à-dire au-delà de cette profondeur le sol peut constituer une assise pour les pieux.

VII.2. Evaluation du potentiel de liquéfaction des sols :

La méthode utilisée dans cette étude est celle proposée par Seed & Idriss (1971) basée sur les résultats de l'essai SPT. Cette approche nécessite l'estimation de deux variables CSR et CRR pour évaluer la résistance à la liquéfaction des sols. La première (CSR) est la contrainte de cisaillement développée par la sollicitation sismique (le rapport de contrainte cyclique). Le second (CRR) représente la résistance au cisaillement cyclique non drainé (rapport de résistance cyclique du sol). Le rapport des deux paramètres (CRR/CSR) permet la définition d'un coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de liquéfaction. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau-VII-1 suivant.

N_{60} : Nombre de coups obtenu à partir du SPT ;

C_N : Facteur de correction ;

σ_{v0} : La contrainte verticale effective ;

σ_{v0} : La contrainte verticale totale ;

r_d : coefficient correcteur de réduction de la contrainte de cisaillement ;

g : l'accélération de la pesanteur ;

$N_{1(60)}$: Nombre de coups corrigé.

Tableau-VII-1 : Résultats d'évaluation du potentiel de liquéfaction.

Z (m)	N ₆₀	C _N	(N ₁) ₆₀	σ _{v0} (kPa)	σ' _{v0} (kPa)	r _d (m)	CSR		N corrigé	CRR _{7,5}	F _s			
							0,2g	0,3g			M=5,5		M=6,5	
											0,2g	0,3g	0,2g	0,3g
6	17	1.231	20.925	126	66	0.91	0.226	0.339	27.926	0.227	1.438	0.959	1.197	0.798
7.5	5	1.130	5.65	153.3	78.3	0.8875	0.226	0.339	12.65	0.077	0.487	0.325	0.405	0.270
9	5	1.027	5.135	184.8	94.8	0.865	0.22	0.329	12.135	0.073	0.477	0.318	0.397	0.264
11	10	0.925	9.253	226.8	116.8	0.835	0.211	0.316	16.253	0.11	0.723	0.482	0.602	0.401
12	11	0.884	9.730	247.8	127.8	0.82	0.207	0.310	16.73	0.111	0.766	0.511	0.638	0.425
13.5	9	0.832	7.492	279.3	144.3	0.7975	0.201	0.301	14.492	0.092	0.653	0.436	0.544	0.362
15	15	0.78	11.82	310.	160.	0.775	0.195	0.292	18.83	0.12	0.952	0.634	0.791	0.527
16.5	9	0.751	6.759	342.3	177.3	0.7525	0.189	0.283	13.76	0.086	0.649	0.433	0.540	0.360
18	8	0.718	5.747	373.8	193.8	0.73	0.183	0.274	12.747	0.078	0.607	0.405	0.505	0.337
21	12	0.689	8.275	420.3	210.3	0.685	0.178	0.267	15.275	0.098	0.789	0.526	0.656	0.438
23	7	0.656	4.593	462.3	232.3	0.655	0.169	0.254	11.593	0.069	0.583	0.388	0.485	0.323
24	31	0.641	19.874	483.3	243.3	0.64	0.165	0.248	26.874	0.214	1.850	1.233	1.539	1.026
26	12	0.619	7.431	520.8	260.8	0.61	0.158	0.237	14.43	0.091	0.823	0.549	0.685	0.456
27.5	17	0.604	10.270	549	274	0.5875	0.153	0.229	17.27	0.115	1.079	0.719	0.898	0.599
30	28	0.561	15.721	617.2	317.2	0.55	0.139	0.208	22.721	0.167	1.720	1.147	1.431	0.954
32	18	0.545	9.814	656.4	336.4	0.52	0.132	0.198	16.814	0.111	1.209	0.806	1.005	0.670
35	19	0.523	9.942	715.2	365.2	0.475	0.121	0.181	16.942	0.113	1.332	0.888	1.108	0.739

Les résultats du tableau-VII-1 sont représentés dans la figure-VII-1 suivante :

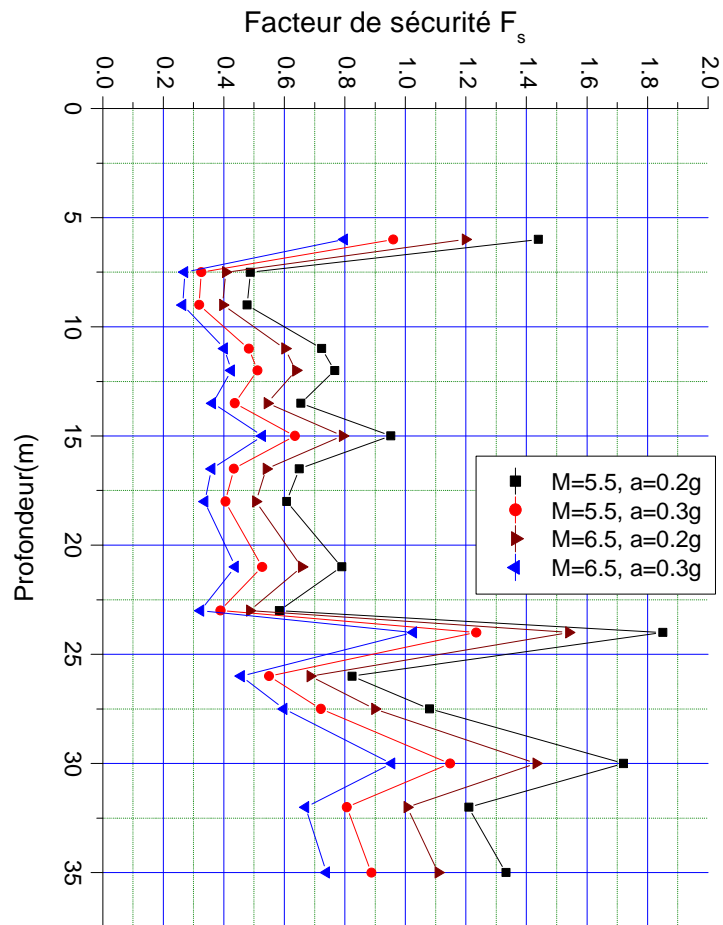


Figure-VII-1 : Facteur de sécurité en fonction de la profondeur.

- **Discussion des résultats :**

D'après les résultats obtenus, nous remarquons que pour une magnitude $M=5,5$ et $6,5$ correspondent à une accélération maximale $a_{\max} = 0,2g$ et $0,3g$ le sol est susceptible de liquéfaction à partir de $6m$ à $27m$, et pour cela nous recommandons des pieux travaillants en pointe, et de ne pas prendre en compte le frottement latéral des couches susceptibles de liquéfaction dans le dimensionnement des fondations.

VII.3. Dimensionnement des pieux sous charge statique axiale :

Vu la faible profondeur des essais pressiométriques et pénétrométriques, la couche de marne se trouve à partir de $47m$ de profondeur n'est pas couverte par les essais. A cet effet, nous extrapolons les résultats de quelques essais d'ouvrages implantés au voisinage immédiat du site d'étude.

- **Portance des pieux à partir du CPT :**

La profondeur des essais pénétrométriques dans le site d'implantation du silo est de $40m$ avec une résistance en pointe de 80 bars, nous avons supposé une évolution linéaire de cette dernière donnée par l'équation de la droite suivante : $q_c = 7.Z - 200$ bars.

$$q_{s\max} = 80 \text{ kPa, et } \beta = 75.$$

$$L = 50 \text{ m ;}$$

Les résultats sont synthétisés dans le tableau-VII-2 suivant, avec :

Q_c et Q_n sont respectivement la charge de fluage et la charge nominale du pieu, ils sont donnés par le tableau-III-8 :

Tableau-VII-2 : Résultats des essais pénétrométriques.

B(m)	K _c	Q _p (t)	Q _s (t)	Q _c (t)	Q _n (t)		Q _n (t)		Nombre de pieux			
					ELU		ELS		ELU		ELS	
					CF	CA	CR	CQP	CF	CA	CR	CQP
					1	0,4	525,1	38	287,88	402,21	450,5	261,71
1.2	0,4	756,15	45,66	408,52	572,72	641,45	371,4	291,8	256	156	269	279

- Portance des pieux à partir des essais de laboratoire :

Vu la nature liquéfiable des couches superficielles, et pour des raisons de sécurité, nous négligeons leur frottement latéral.

A partir du rapport de sol les caractéristiques de substratum marneux sont les suivantes :

Marne graveleuse (39-47m) : C_{cu} = 21kPa et φ = 24°.

Marne compacte (47-50m) : C_{cu} = 32 kPa, φ = 19°.

Le frottement latéral unitaire est donné par la formule : $q_s = \sigma'_h \operatorname{tg}\phi + c'$.

La longueur des pieux est L = 50 m.

Tableau-VII-3 : Résultats des essais de laboratoire.

B(m)	Q _{pl} (t)	Q _{sl} (t)	Q _c (t)	Q _n (t)		Q _n (t)		Nombre de pieux			
				ELU		ELS		ELU		ELS	
				CF	CA	CR	CQP	CF	CA	CR	CQP
				1	582,9	325	508,12	648,5	726,32	461,93	362,95
1.2	609,73	390	564,86	714,1	799,8	513,51	403,47	205	125	194	202

CF : Combinaison fondamentale ;

CA : Combinaison accidentelle ;

CR : Combinaison rare ;

CQP : Combinaison quasi-permanente.

- Discussion des résultats :

L'effort limite des pieux de différent diamètre, obtenu à partir de CPT est plus important que celui obtenu à partir des essais de laboratoire, mais il reste à écarter car nous n'avons pas des résultats de la résistance en pointe au delà de 40 m, ce qui nous permet d'opter pour les résultats obtenus à partir des essais de laboratoire. Donc le nombre de pieux est de 216 pieux de diamètre 1 m et 194 pieux de diamètre 1,2 m.

VII.4. Tassement de pieu :

Dans notre cas nous avons envisagé des pieux travaillant en pointe, et vu leur diamètre important, et leur élancement, la méthode de mise en œuvre sera par un forage préalable avec stabilisation des parois par la bentonite.

Pour :

- B = 1 m, $S_{ref} = 6$ mm ;
- B = 1,2 m, $S_{ref} = 7,2$ mm.

Le tassement par la méthode empirique nous donne : $V_0 = 10$ mm pour un pieu de 1m de diamètre et 12 mm pour un pieu de 1,2 m. Ils sont inférieurs à 10 cm, tassement admissible préconisé par R. FRANK [07].

VII.5. Etude du comportement d'un groupe de pieux :

La distance entre axe de pieux est trois fois le diamètre.

B(m)	C_e	Nombre de pieux	Q_l (t) (un pieu)	Q_l (t) (groupe)	Poids d'un pieu (t)	Poids du groupe (t)
1,00	0,84	216	907,9	164729,37	98,125	21195
1,20	0,82	194	999,73	159037,05	141,372	27426,17

- Commentaire :

La charge limite du groupe de pieux est supérieure à charge qui lui sera transmise (100 000 tonnes) et à leurs poids propre, donc le comportement du groupe est positif, ce qui signifie que l'on peut diminuer l'entre-axe des pieux à une distance inférieure à trois fois le diamètre.

- Tassement du groupe de pieux :

Le tassement du groupe de pieux est donné le tableau-VII-4, par la formule (III.31) :

Tableau-VII-5 : Résultats de tassement du groupe de pieux.						
B(m)	E_p (MPa)	E(MPa)	S/B	α	V₀ⁱ (mm)	V₀(mm)
1,00	34 000	500	3,5	0,20	6	265,2
1,20	34 000	500	3,1	0,22	7,20	314.5

Le tassement du groupe de pieux par la méthode de Terzaghi nous donne un $\Delta h=2.75$ cm pour des pieux de 1m et 2,9 cm pour des pieux de 1,2m de diamètre.

Le tassement du groupe de pieux est très important, il dépasse le tassement admissible préconisé par R.FRANCK [07].

VII.6.Détermination de l'effort latéral:

L'effort sismique peut être évalué par plusieurs méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode dynamique par accélérogrammes.

La méthode utilisée pour l'évaluation de l'effort sismique sur le silo est la méthode statique équivalente selon RPA 99 modifié 2003, elle consiste à remplacer les forces réelles dynamiques par un système de forces statiques fictives provoquant des effets équivalents à ceux provoqués par les forces dynamiques réelles.

- Le site d'implantation est classé selon RPA99/version 2003 : S₃ site meuble.
- L'ouvrage est de catégorie 1B : ouvrage de grande importance, en zone sismique IIa.

L'effort tranchant à la base est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau-4-1(RPA 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II-a} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right. \longrightarrow A = 0,20$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale (T) :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 ; \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s.} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le tableau-4-7(RPA 99).

$T_2 = 0,5 \text{ s}$, site meuble (S_3).

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Ou ξ (%) est l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau-4-2 (RPA 99).

Dans notre cas $\xi = 5\%$, portique en acier, ce qui nous donne $\eta=1 > 0,7$.

T : Période fondamentale de la structure qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4},$$

Avec :

- h_N est la hauteur totale de l'ouvrage à partir de sa base,

- C_T est un coefficient, fonction du contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau-4-6 (RPA99).

Le silo est un portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie de hauteur $h_N = 57$ m, ce qui nous donne $C_T = 0,085$.

$$T = 0,085 \cdot (57)^{0,75} = 1,76 \text{ s supérieure à } 0,5 \text{ et inférieure } 3,0 \text{ s.}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \cdot 1 \cdot (0,5/1,76)^{2/3} = 1,08.$$

R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau-4-3 (RPA99), le silo est un portique en console verticale, ce qui nous donne $R = 2$.

$$Q : \text{facteur de pénalité, donné par la formule : } Q = 1 + \sum_1^5 P_q .$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q , donnée par le tableau -4-5.

W : est le poids total de la structure, calculé comme suit :

$$W = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Avec : β coefficient de pondération donné par le tableau-4-5, dans notre cas il est égal à 0,6, ce qui nous donne $W = 19737,3 + 0,6 \cdot 80000 = 67737,3 \text{ t}$.

$$V = \frac{0,2 \cdot 1,08 \cdot 1,05}{2} \cdot 67737,3 = 7738,3 \text{ t.}$$

a- Calcul de l'effort sismique F :

La force sismique au niveau k est donnée par la relation :

$$F_k = \frac{(V - F_T) W_k h_k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} .$$

F_T : Est la force sismique au sommet de la structure :

$$F_T = \begin{cases} 0,007 T & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$$F_T = 0,007 \cdot 1,76 = 0,012 \text{ t.}$$

W_k : Poids du niveau k .

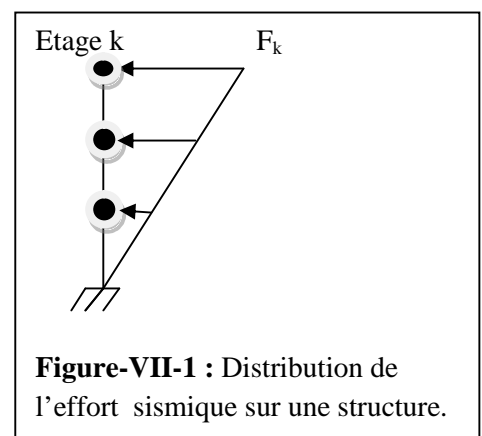


Figure-VII-1 : Distribution de l'effort sismique sur une structure.

Nous avons assimilé le silo à un bâtiment constitué d'étage d'égale hauteur de 2 m tel que c'est montré sur la figure-VII-1, et nous avons calculé l'effort et le moment sismique de chaque étage, les résultats sont donnés dans le tableau-VII-6 suivant :

Tableau-VII-6 : Effort et moment sismique en chaque étage.				
N°	W_i (t)	h_i (m)	F_i (t)	M_i (t.m)
25	2181.07	50	66.139	3306.961
24	4362.14	48	126.987	6095.389
23	6543.21	46	182.544	8397.034
22	8724.28	44	232.810	10243.641
21	10905.35	42	277.784	11666.957
20	13086.42	40	317.468	12698.729
19	15267.49	38	351.861	13370.703
18	17448.56	36	380.962	13714.627
17	19629.63	34	404.772	13762.247
16	21810.7	32	423.291	13545.311
15	23991.77	30	436.518	13095.564
14	26172.84	28	444.455	12444.754
13	28353.91	26	447.101	11624.628
12	30534.98	24	444.455	10666.932
11	32716.05	22	436.518	9603.413
10	34897.12	20	423.291	8465.819
9	37078.19	18	404.772	7285.895
8	39259.26	16	380.961	6095.389
7	41440.33	14	351.860	4926.048
6	43621.4	12	317.468	3809.618
5	45802.47	10	277.784	2777.847
4	47983.54	8	232.810	1862.480
3	50164.61	6	182.544	1095.265
2	52345.68	4	126.987	507.949
1	54526.75	2	66.139	132.278
		Total :	7738,288	201195.488

b- Répartition des efforts sur les pieux du groupe :

Dans le cas général d'un groupe de pieux quelconque, la charge dans un pieu est calculée à partir de sa déformation (résultat du déplacement de la semelle) et de son module.

La somme des charges supportées par chaque pieu nous donne la charge appliquée à la fondation.

Dans notre cas les pieux présentent une symétrie par rapport aux axes (ox, oy).

Pour des pieux de 1m de diamètre :

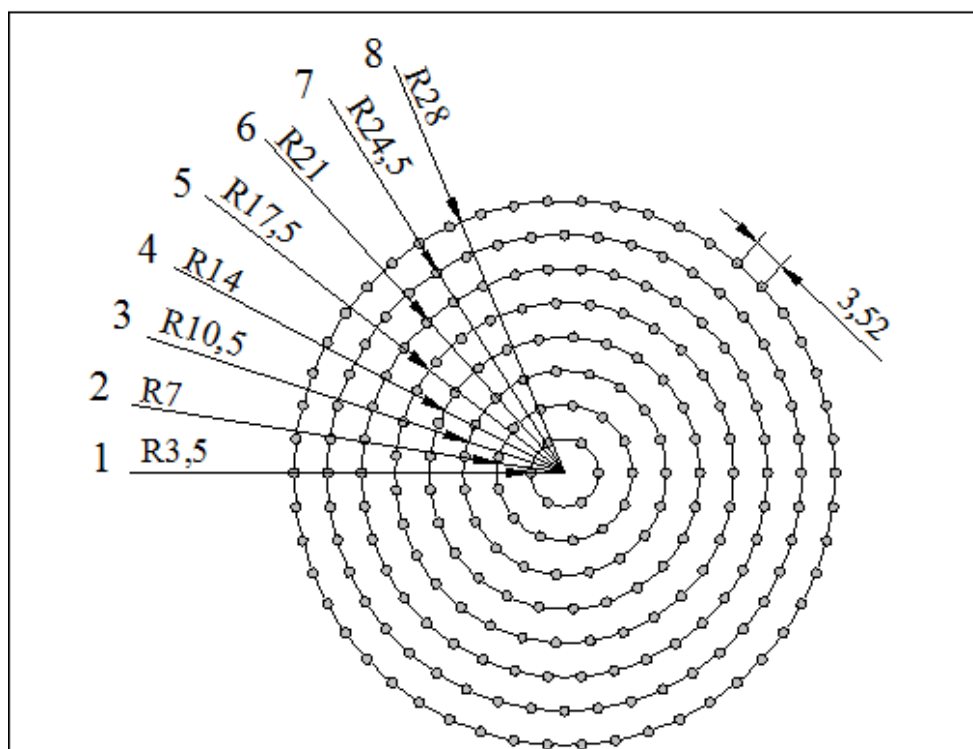


Figure-VII-2 : Plan de répartition des pieux de 1m de diamètre sous le radier.

L'effort qui revient à chaque pieu est donné par la formule : [07]

$$F_i = \frac{Q_v}{N} \pm \frac{M_y x_i}{\sum_{j=1}^N (x_j)^2} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{j=1}^N (y_j)^2}$$

Q_v : Charge verticale totale qui revient au groupe de pieux.

N : Nombre de pieux.

M_y : Moment sismique dans le sens oy.

M_x : Moment sismique dans le sens ox .

x_j, y_j : La distance entre l'axe du pieu et le centre de la fondation (radier) respectivement selon l'axe ox et oy .

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

La distribution des efforts dus au moment fléchissant sismique sur les pieux périphériques les plus sollicités se résume comme suit :

Diamètre (m)	N° circonférence	X_i (m)	N_{tot} (t)	N_i (t)	$M_x(M_y)$ t.m	$M_i X_i$ (t.m²)	$\sum x_i^2$ (m²)	F_i (t)
1	8	28	99737,3	461,747	201195,488	$5,634.10^6$	$9,035.10^4$	<ul style="list-style-type: none"> • 524,104 • 399,400
1,2	8	29	99737,3	514,11	201195,488	$5,837.10^6$	$9,843.10^4$	<ul style="list-style-type: none"> • 573,411 • 458.809

Nous remarquons que l'effort qui sera transmit à chaque pieu de 1m de diamètre est inferieur à la charge limite du pieu, et il dépasse la charge nominale du pieu pour toutes les combinaisons, ce qui fait appel à des pieux de diamètre plus important.

Pour des pieux de 1,2 m de diamètre :

La répartition des pieux sur toute la surface du silo est donnée par la figure-VII-3 suivante :

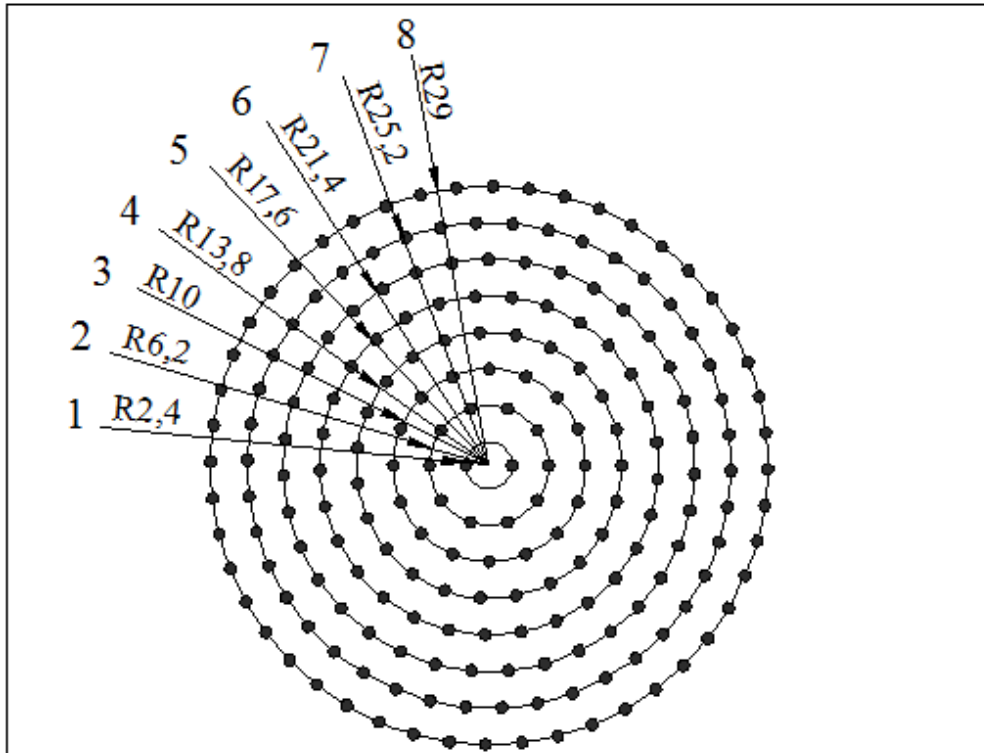


Figure-VII-3 : Plan de répartition des pieux de 1,2 m de diamètre.

L'effort qui sera transmitt à chaque pieu est : $F_1 = 573,411$ t inférieur à la charge limite du pieu et supérieur à sa charge nominale, ce qui fait appel à des pieux de dimension plus grande (ancrage, diamètre), nous recommandons des pieux de 55 m de longueur et de 1,2m de diamètre dont la charge limite est : $Q_1 = 1275,167$ t.

VII-7-Comportement des pieux sous charges latérales :

Un pieu sous charge latérale se comporte comme une poutre élastique dont l'équation d'équilibre est donnée comme suit

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_f y = 0$$

La moyenne harmonique des modules pressiométriques :

$$\frac{18}{E_m} = \frac{1}{13.91} + \frac{1}{8.12} + \frac{1}{26.63} + \frac{1}{14.60} + \frac{1}{10.53} + \frac{1}{10.82} + \frac{1}{8.84} + \frac{1}{34.12} + \frac{1}{32.5} + \frac{1}{58.15} + \frac{1}{12.52} + \frac{1}{22.83} + \frac{1}{21.65} + \frac{1}{21.99} + \frac{1}{20.56}$$

$$\frac{18}{E_m} = 0.85002 \Rightarrow E_m = 21.18 \text{ bars.}$$

Détermination de P_1 (moyenne harmonique) :

$$\frac{18}{P_l} = \frac{1}{1.58} + \frac{1}{1.90} + \frac{1}{5.15} + \frac{1}{2.13} + \frac{1}{3.31} + \frac{1}{3.50} + \frac{1}{2.69} + \frac{1}{1.17} + \frac{1}{7.18} + \frac{1}{7.86} + \frac{1}{3.66} + \frac{1}{3.62} + \frac{1}{3.48} + \frac{1}{3.00} + \frac{1}{3.50}$$

$$\frac{18}{P_l} = 5.36 \Rightarrow P_l = 3.36 \text{ bars.}$$

$$\frac{E_m}{P_l} = 6.30 \rightarrow \text{de tableau IV-2 on a } \alpha = 0.5$$

$$D'où le module des réactions linéiques est : K_f = \frac{12 \times 21.18 \times 10^5}{1.33 \left(\frac{0.6}{1.2}\right) \left(\frac{2.65 \times 1.2}{0.6}\right)^{0.5} + 0.5}$$

$$K_f = 125.14 \times 10^5 \text{ N/m}^2.$$

La longueur élastique du pieu est donnée comme suit

$$L_0 = \left(\frac{4 \times 34000 \times 10^6 \times 0.07065}{125.14 \times 10^5} \right)^{0.25}$$

$$L_0 = 5.265 \text{ m.}$$

$$\text{On a } H_0 = \frac{V}{N} \Rightarrow H_0 = \frac{7738.29}{196} = 39.48 \text{ t.}$$

$$Y(z) = \frac{H_0}{K_f l_0} e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right).$$

$$Y(z) = \frac{39.48 \times 10^3 \times 10}{125.14 \times 10^5 \times 5.265} e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right).$$

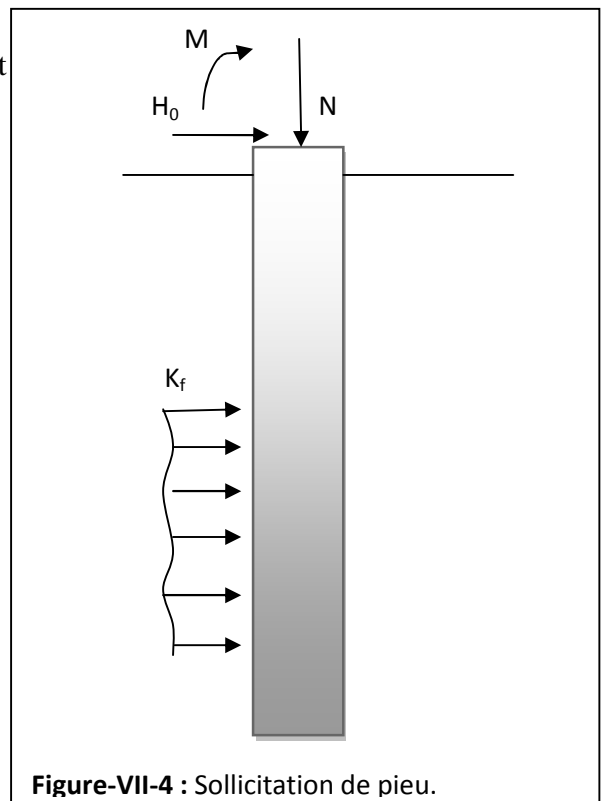
$$Y(z) = 5.6 \times 10^5 \cdot e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right).$$

$$M(z) = -\frac{H_0 l_0}{2} D^*$$

$$M(z) = -\frac{39.48 \times 10^4 \times 5.265}{2} e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right).$$

$$M(z) = -1.04 \times 10^6 e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right).$$

$$T(z) = H_0 A^*$$



$$T(z) = 39.48 * 10^4 e^{-\frac{z}{l_0}} \cos \frac{z}{l_0}.$$

Tableau-VII-7 : Résolution des équations de sollicitations.

Z/ l ₀	Z(m)	Y(z) (mm)	M(z) (kN.m)	T(z) (kN)
0	0	5.99	-1040	394.8
$\frac{\pi}{4}$	4.13	3.862	-334.591	127.284
$\frac{\pi}{2}$	8.26	1.245	1	0
$\frac{3\pi}{4}$	12.40	0	70.407	-26.459
π	16.53	-0.25	45.015	-17.088
$\frac{5\pi}{4}$	20.66	-0.16	13.781	-5.5
$\frac{3\pi}{2}$	27.80	-0.053	-0.996	-0.001

Les résultats du tableau-VII-7 sont représentés dans les diagrammes suivants :

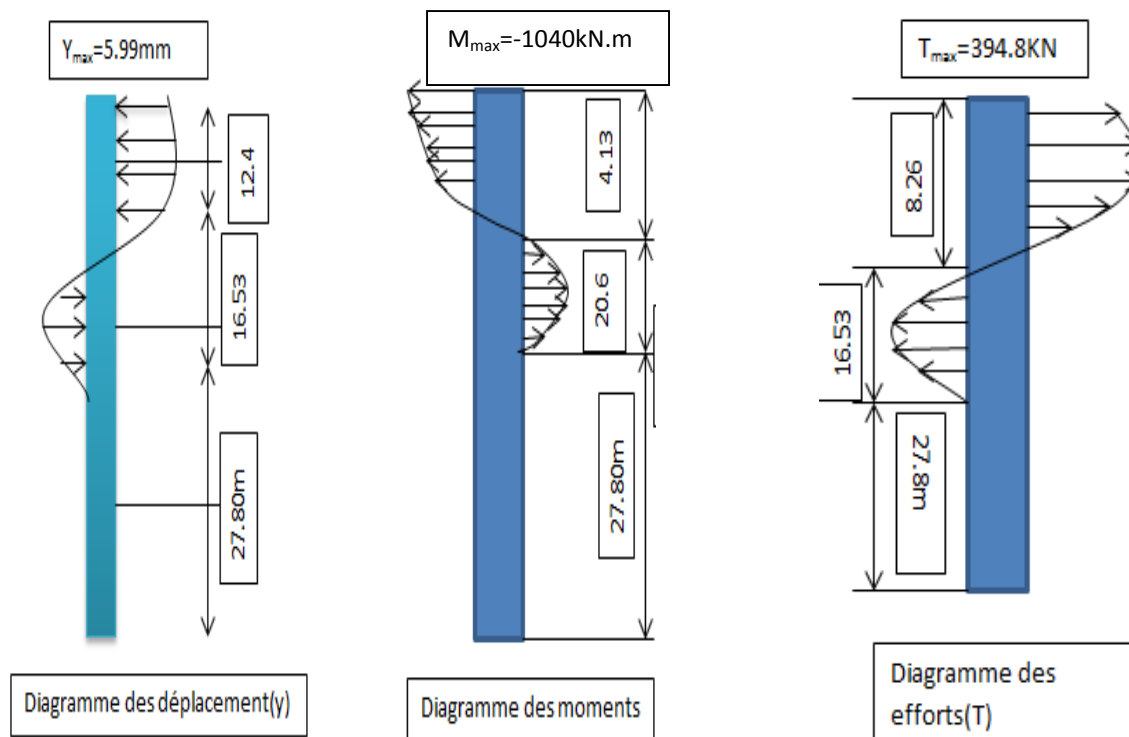


Figure-VII-5 : Diagrammes des sollicitations des pieux.

Nous avons étudié numériquement le comportement d'un pieu de 1,2 m de diamètre et de 55 m de longueur sous sollicitation horizontale, par un logiciel Américain (ALLPILE), c'est un corrélateur entre les essais in situ et les essais de laboratoire. Les résultats sont représentés par la figure-VII-6 suivante :

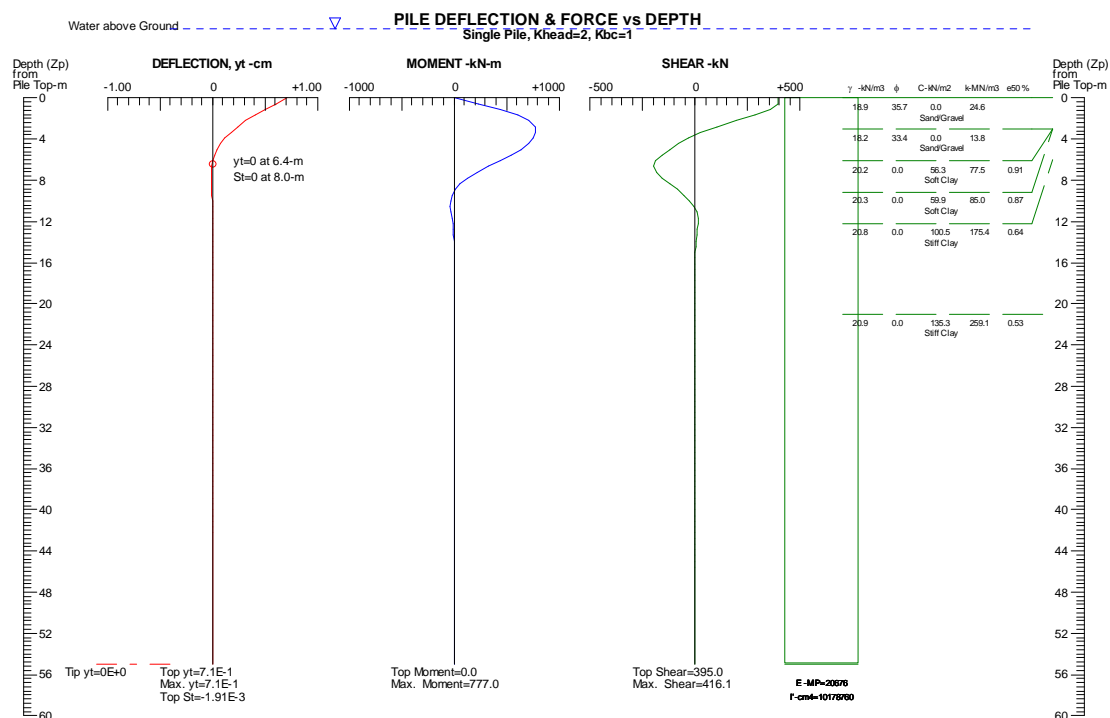


Figure-VII-6 : Diagramme des sollicitations d'un pieu isolé (L=55m, D=1,2).

Commentaire :

Les résultats analytiques et numériques sont très proches, un effort horizontal maximum de l'ordre de 39,5 t, moment fléchissant maximum de l'ordre de 70,7 t.m et une déflexion maximale d'environ 6 mm.

VII.8. Conclusion :

Compte tenu des mauvaises caractéristiques du sol, l'importance du projet et de la faible amélioration obtenue par le renforcement du sol par colonnes ballastées, des tassements inadmissibles sont envisageables, ce qui peut perturber la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela la solution retenue est la variante de fondations profondes de types pieux de 1,2 m de diamètre, ancrés de trois fois le diamètre dans le substratum marneux qui se trouve à une profondeur de 47 m, réparties sur la surface du silo de diamètre de 58 m.

Vu les résultats obtenus par ce système de fondations, la stabilité du silo peut être assurée vis-à-vis les différentes sollicitations statiques et sismiques.

Chapitre VIII

VIII.1.Introduction :

Le développement de la technologie et de l'informatique, permet aux praticiens de traiter les problèmes des structures de génie civil et de prévoir les déformations et les désordres qui peuvent nuire à l'ouvrage, et de prévoir une solution au problème.

Parmi ces programmes les plus utilisés, on trouve Plaxis, qui est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics des Pays-Bas. Son objectif est de donner aux géotechniciens qui ne sont pas des numériciens un outil permettant des analyses pratiques de la géotechnique.

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol sous différents états (vierge, renforcé et fondation profonde).

VIII.2.Présentation du logiciel :

a- Fonction et domaine d'application :

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

b- Les modèles des matériaux :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

- **Modèle élastique linéaire:**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope : $\sigma = E \cdot \varepsilon$. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (fondation).

- **Modèle de Mohr-Coulomb :**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilataance ψ .

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Dans l'espace des contraintes principales effectives σ'_1 , σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F , qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ telle que c'est donnée sur la figure-VIII-1. La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{i,j}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2C \cos \varphi = 0$$

σ'_1 , σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes, telle que : $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$.

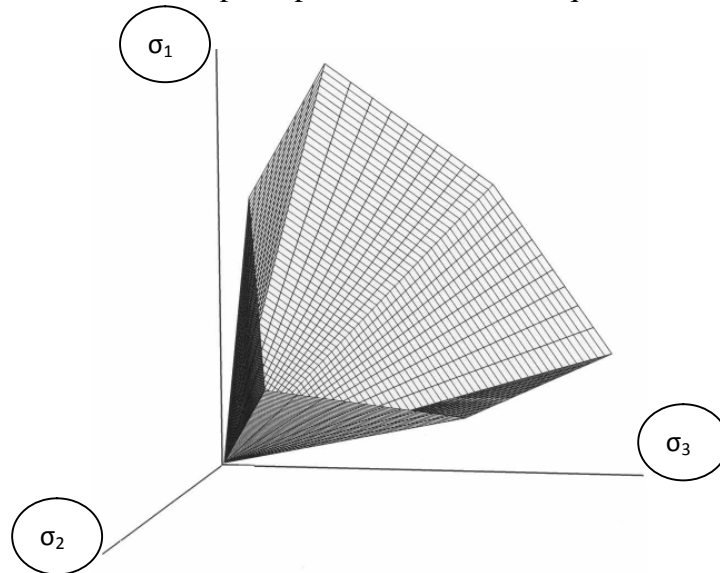


Figure-VIII-1 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.[21]

Le potentiel plastique est fonction des contraintes principales extrêmes, il est donné par la formule suivante :

$$G(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

La quantité $\frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique, c'est pour cette raison que ψ est appelé **la dilatance**.

- **Modèle Cam-Clay :**

Ils permettent de simuler le comportement des sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ces modèles s'appliquent très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Ils sont basés sur quatre éléments principaux :

- Etude de l'essai de compression isotrope.
- Le concept d'état critique.
- Une relation contrainte dilatance.
- La règle de normalité pour les déformations plastiques.

L'équation de la surface de charge est identique à celle du potentiel plastique :

$$F(P, q, P_c) = \frac{q^2}{M^2 P^2} + 1 - \frac{P_c}{P} = 0$$

La contrainte est liée à la dilatance par la formule suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{P}\right)^2}{2\frac{q}{P}}$$

c- Type de comportement des matériaux :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

d- Etape de modélisation :

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et du type de chargement se font dans le sous programme 'Input'.

Le sous programme 'calculations' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

La visualisation des résultats est donné par le sous programme 'output', qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte des iso-valeurs etc..).

Le sous programme 'curves' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

VIII.3.Modélisation du sol vierge :

D'après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisé dans le site d'implantation du silo, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres donnés dans le tableau-VIII-1 suivant avec le modèle de Mohr-Coulomb et un comportement drainé :

N°	Nature	Epaisseur (m)	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	v	$E_{ref}(kPa)$	$C_{ref}(kPa)$	ϕ°
01	Remblai	0-3.5	19	19	0.33	14401.5	1	35
02	Sable vaseux	3.5-9	17	17	0.33	4384.6	2	15
03	Vase très plastique	9-12	18	18	0.33	1259,00	24	17
04	Sable fin coquillé	12-18	20	20	0.33	3190	42	18
05	Sable fin vaseux	18-39	20	20	0.33	12236	17	14
06	Marne graveleuse	39-47	21	21	0.3	15000	21	24
07	Marne compacte	47-90	21	21	0.25	60000	45	35

La charge du radier est estimée à 0,28 bars (phase1) ce qui nous donne une surcharge de 3,5 bars (phase2). Les résultats obtenus sont donnés dans la figure ci-après :

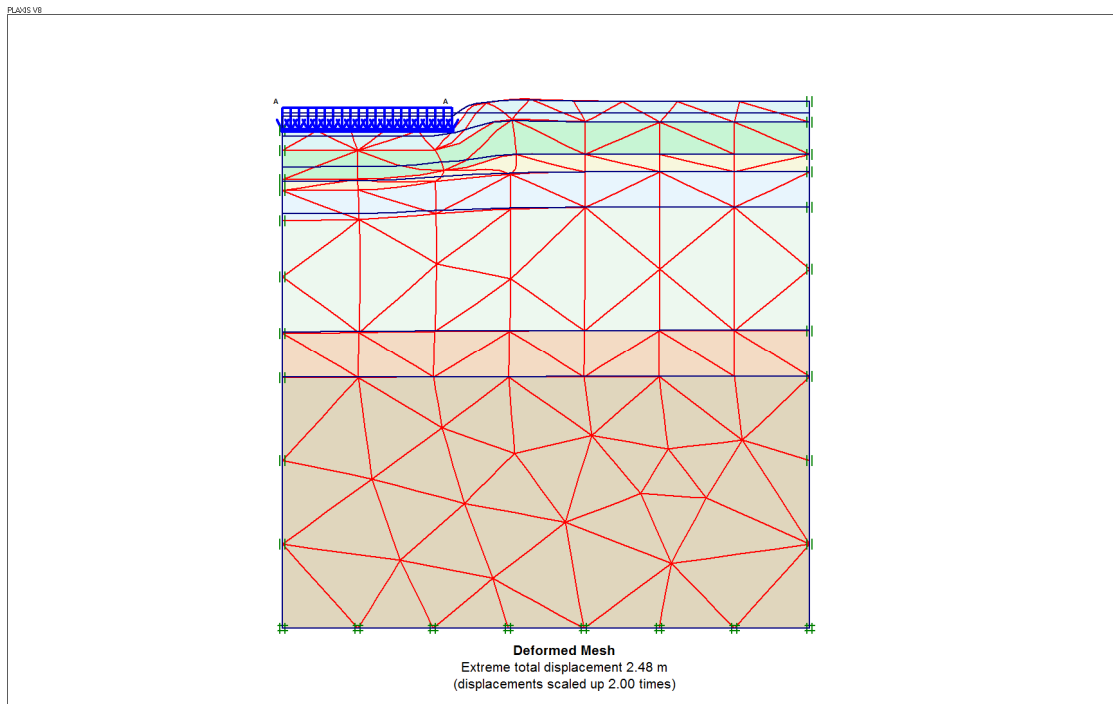


Figure-VIII-2 : Tassement du sol vierge (maillage déformé).

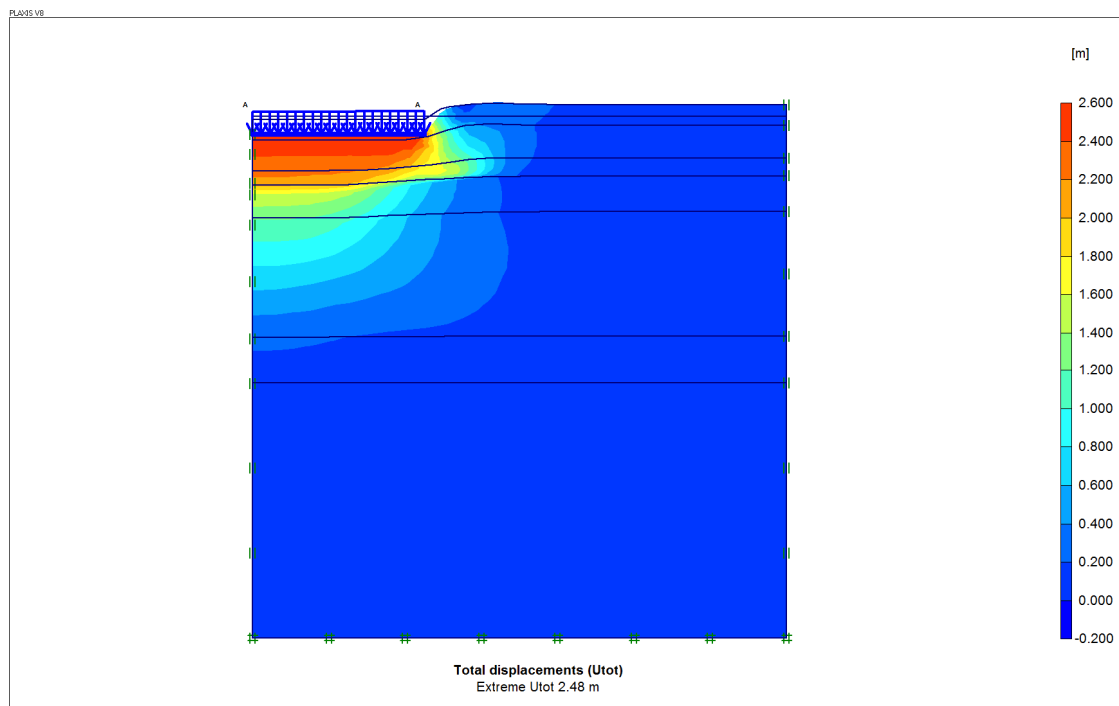


Figure-VIII-2 : Carte des tassements du sol vierge.

Commentaire :

D'après les deux figures, nous remarquons que les quasi-totalités des tassements se produisent dans les couches superficielles, qui sont de très forte compressibilité. En comparant le tassement trouvé avec celui calculé analytiquement, ils sont très proches, et se produisent dans les mêmes couches.

VIII.4. modélisation des colonnes ballastées :

Le réseau de colonnes ballastées est dimensionné selon la méthode de Priebe, dont nous avons eu un nombre de 2913 colonnes, réparties selon un maillage de $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$.

En vu de la sismicité de la région et selon les recommandations COPREC le rayon de traitement est : $R = R_{\text{silos}} + L_c/2$ qui est de 39m pour des colonnes de 18 m de longueur.

La modélisation du réseau est faite avec Plaxis 2D, en axisymétrie, avec un modèle équivalent, dont nous avons assimilé les colonnes à des couronnes de ballast tel que c'est montré sur la figure-VIII-3, dont l'épaisseur est de 30 cm calculée comme suit : $e = \frac{N.D^2}{8.R}$

Avec :

D : diamètre de la colonne.

N : Nombre de colonnes,

R : rayon du cercle de répartition.

Les paramètres physico-mécaniques du ballast sont :

- $\gamma_{\text{unsat}} = \gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$;
- $C = 1 \text{ kPa}$, $\varphi = 38^\circ$;
- $E_{\text{ref}} = 60000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,33$.

Le modèle est composé de deux phases :

- La première : la surcharge est celle du radier qui est de 0.28 bars.
- La deuxième : la surcharge totale (sans le radier) qui est de 3.5 bars.

Les résultats sont représentés dans les deux figure-VIII-4 et VIII-5 suivantes.

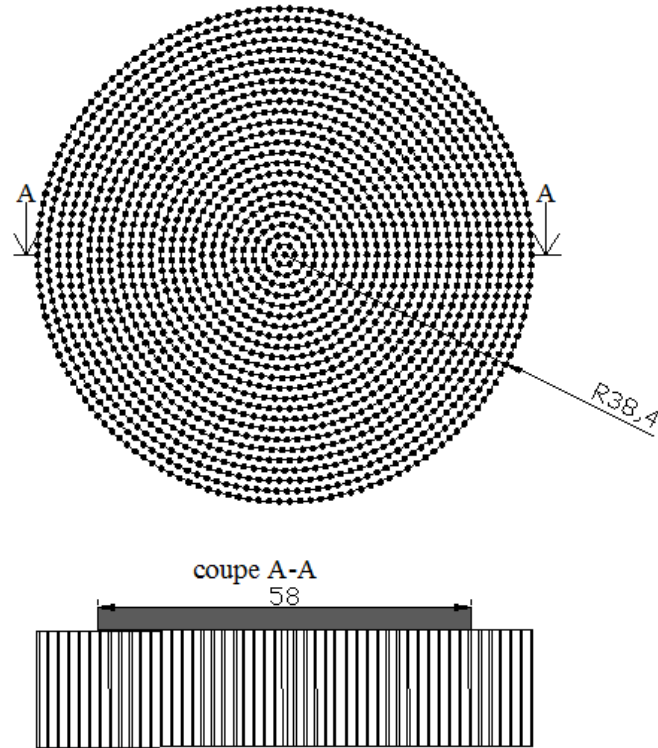


Figure-VIII-3 : Plan de répartition des colonnes ballastées.

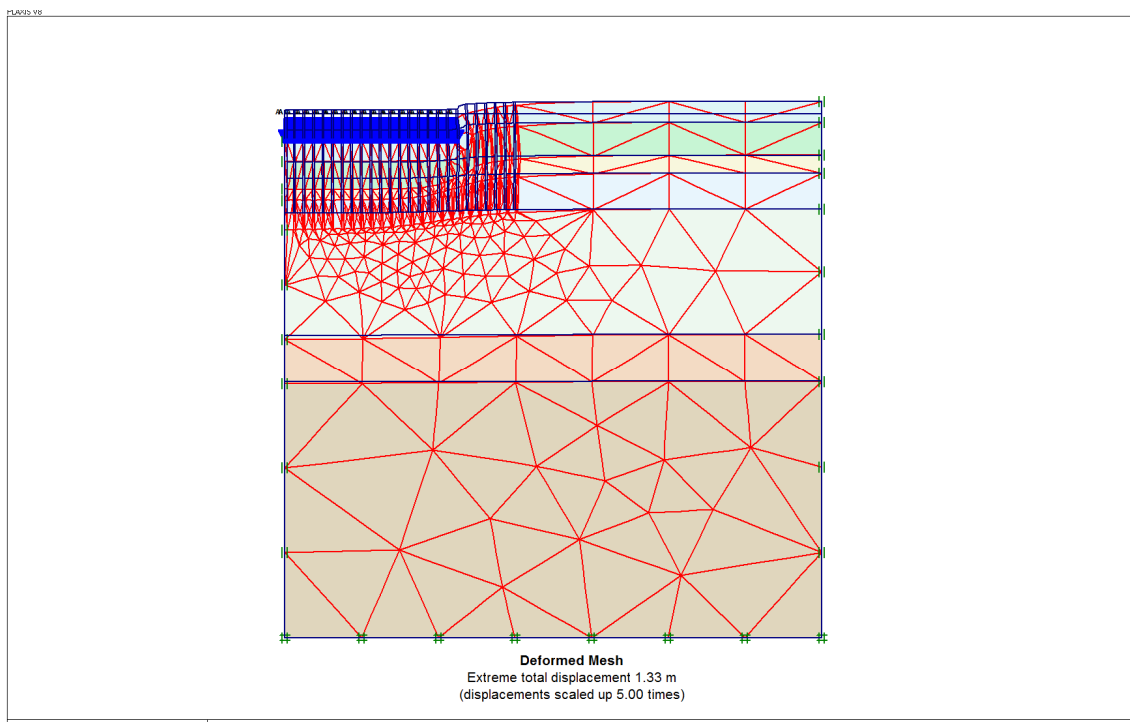


Figure-VIII-4 : Tassement du sol renforcé (maillage déformé).

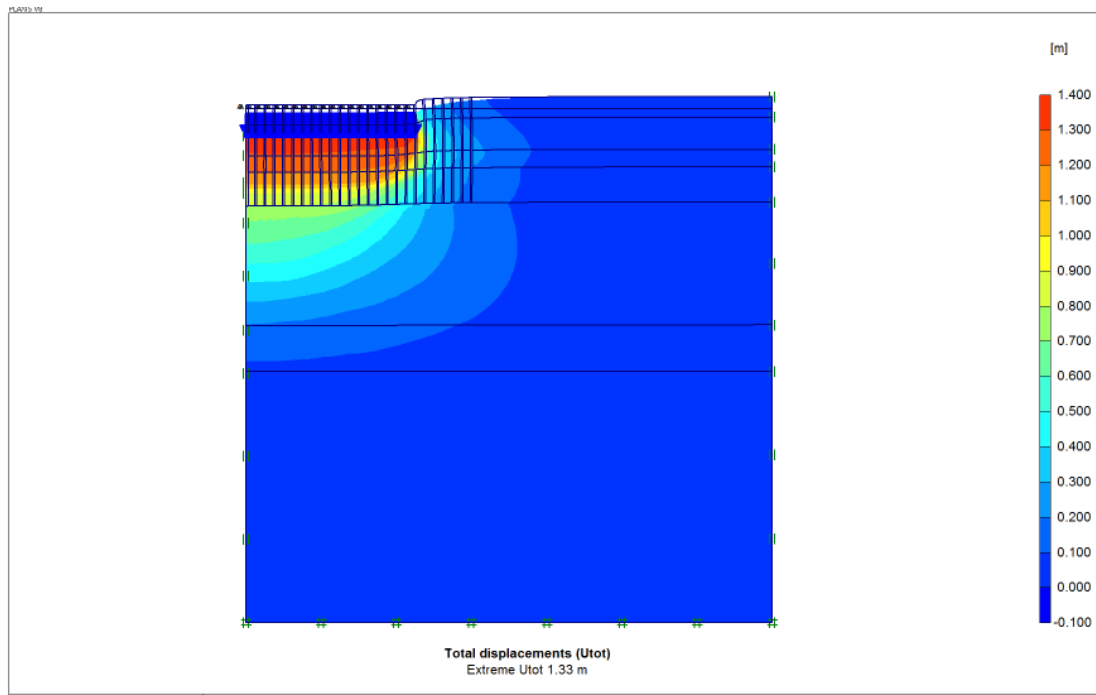


Figure-VIII-5 : Carte des déformations du sol renforcé.

Commentaire :

Le renforcement du sol par colonnes ballastées à contribuer à la diminution des tassements de 50% environ, mais ils restent inadmissibles. A signaler qu'un tassement de 1,33m au centre du radier engendrera spectaculairement un tassement différentiel par rapport au bord périphérique.

On les compare avec les tassements calculé avec la méthode de Priebe, ils sont très proches.

VIII.5. Modélisation des fondations profondes :

Au vu de la faible amélioration obtenue par le renforcement du sol par colonnes ballastées, la solution retenue est celle des fondations profondes de type pieux ancré dans la marne compacte. Dans notre étude nous nous somme intéressé à deux diamètre différents (1m, 1,2m) et deux longueurs différentes (50 et 55m).

Les caractéristiques des pieux utilisés sont :

- $E = 34000 \text{ MPa}$, $\nu = 0,2$.
- Poids volumique : $\gamma_b = 25\text{kN/m}^3$.

- Pieux de 50 m de longueur :
- a- Chargement statique d'un pieu :

Après l'évaluation de la charge limite du pieu à partir des essais de laboratoire et CPT, nous l'avons évalué numériquement, dont nous avons modélisé un pieu en axisymétrie, et nous l'avons chargé de 1275t, les résultats sont donnés par la courbe caractéristique représentée par la figure-VIII-6 suivante :

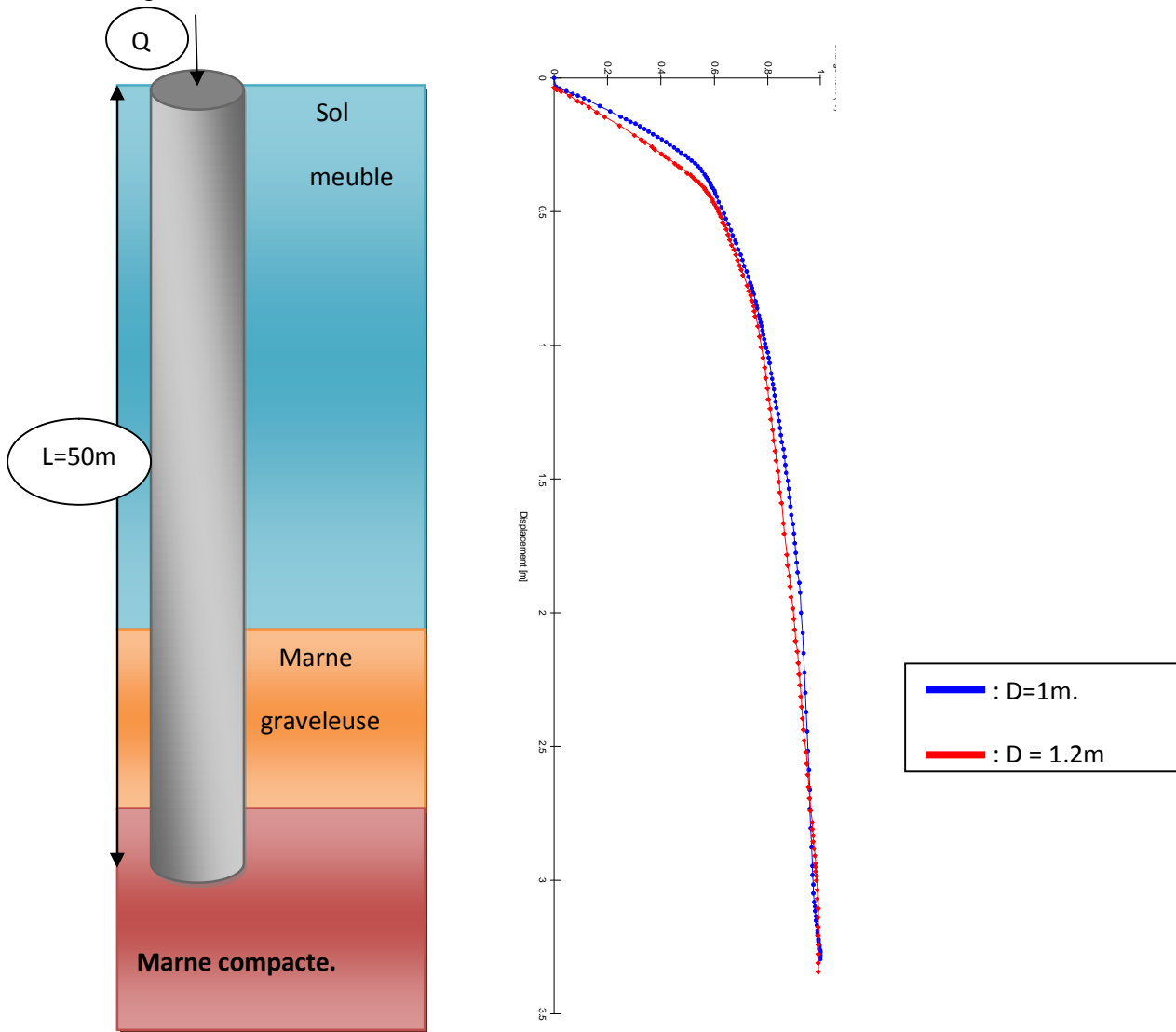


Figure-VIII-6 : Courbe charge-déformation du sol.

Pour le groupe de pieux de 50 m de longueur, nous avons obtenue les résultats représentés dans les figures-VIII-7 et VIII-8 suivantes :

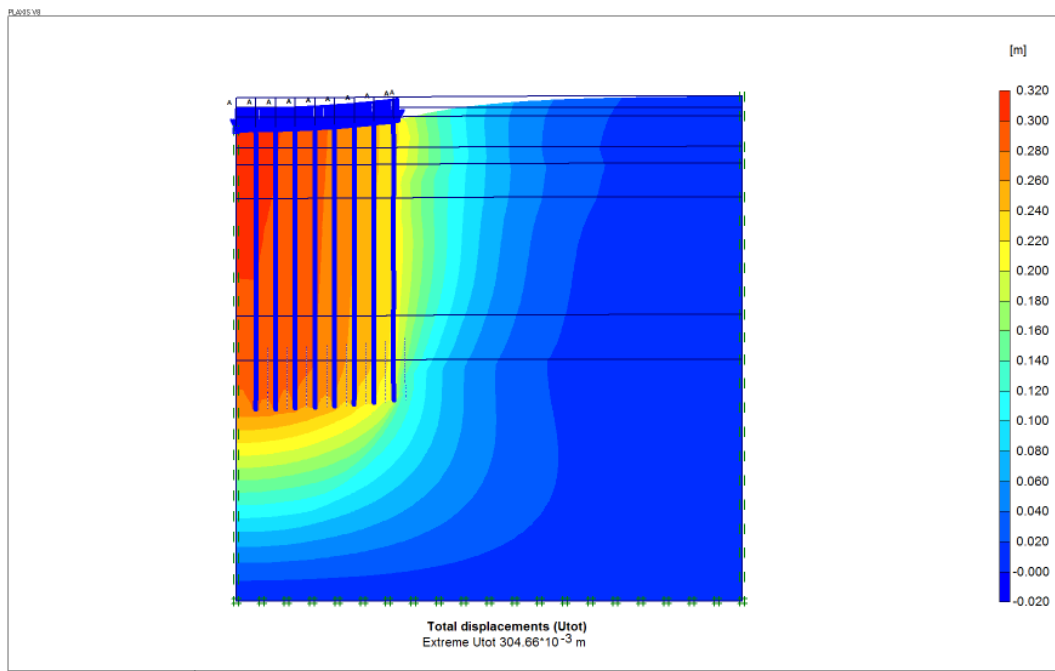


Figure-VIII-7 : Carte des tassements du silo avec des fondations profondes de 1m de diamètre.

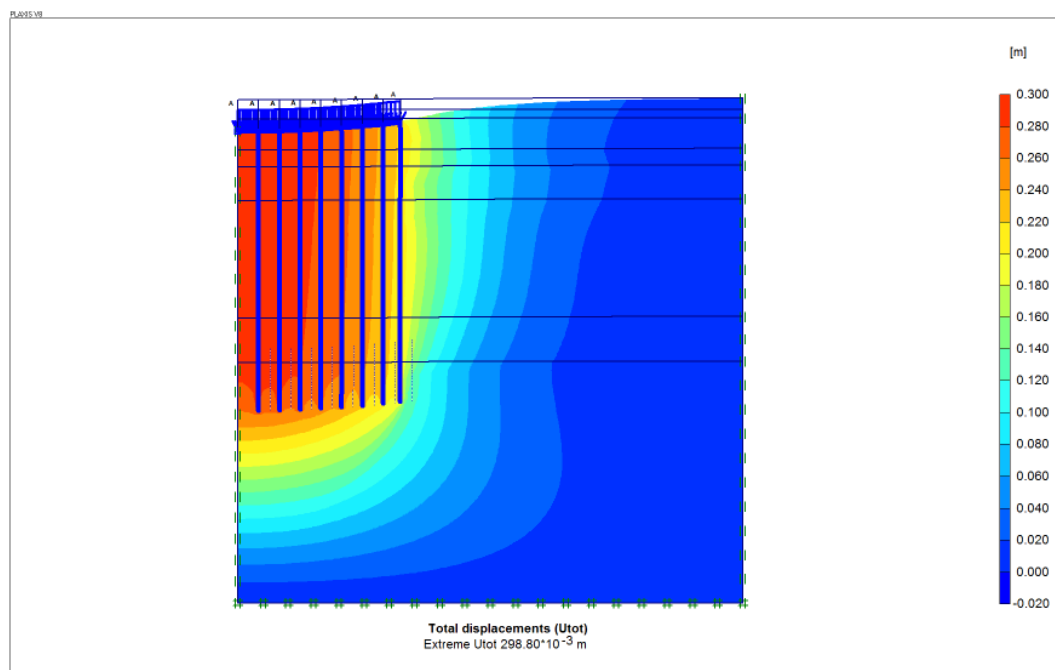


Figure-VIII-8 : Carte de tassement du silo avec des pieux de 1,2 m de diamètre.

Commentaire :

Le tassement du silo diminue à des valeurs très petites de l'ordre de 30 cm, mais elles restent inadmissibles, car elles dépassent le tassement admissible d'un radier, ce qui justifie d'ancrer les pieux plus dans la couche de marne compacte.

- **Pieux de 55 m de longueur :**

La courbe caractéristique des pieux de 55 m de longueur sous une charge de 1500 tonnes est donnée par la figure –VIII-9 suivante :

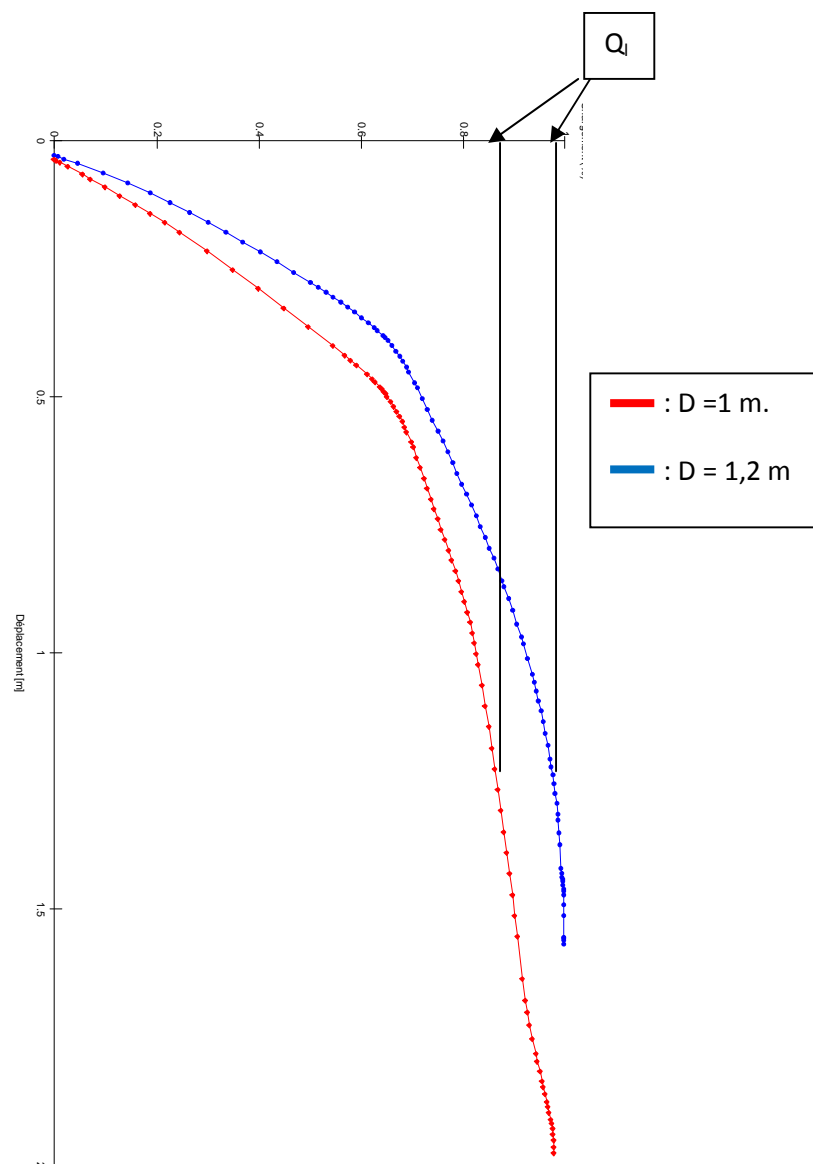


Figure-VIII-9 : Courbe charge-déformation pour des pieux de 55m de longueur.

Pour le groupe de pieux sous la charge du silo plein, qui est de 3,78 bars, les déformations de sol sont représentées par les deux figures-VIII-10 et 11 suivantes :

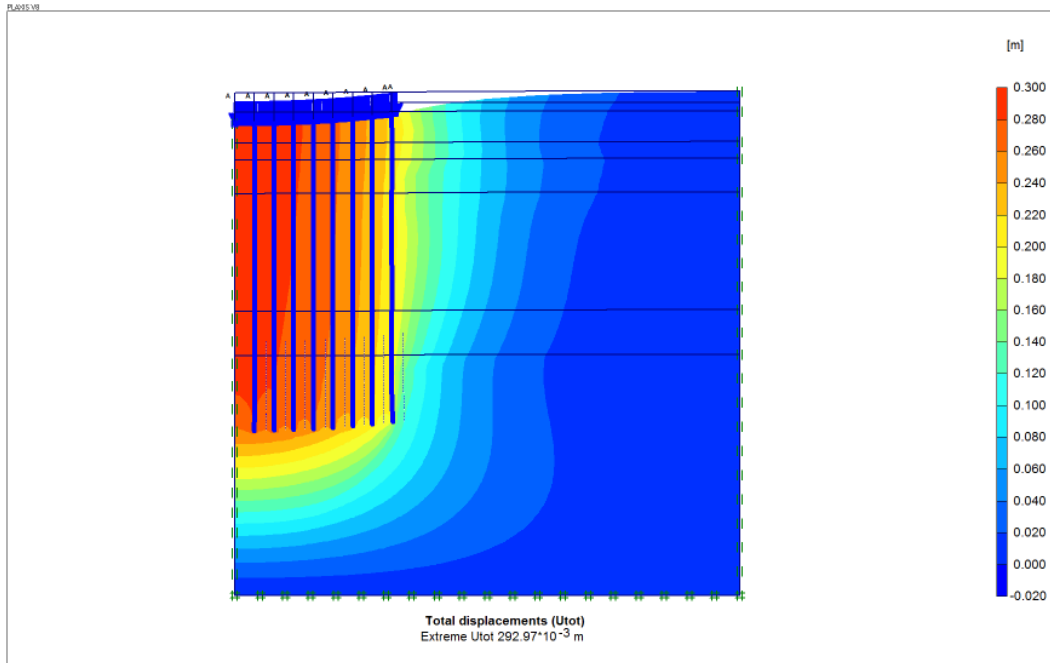


Figure-VIII-10 : Carte de tassement du silo avec des pieux de 1 m de diamètre.

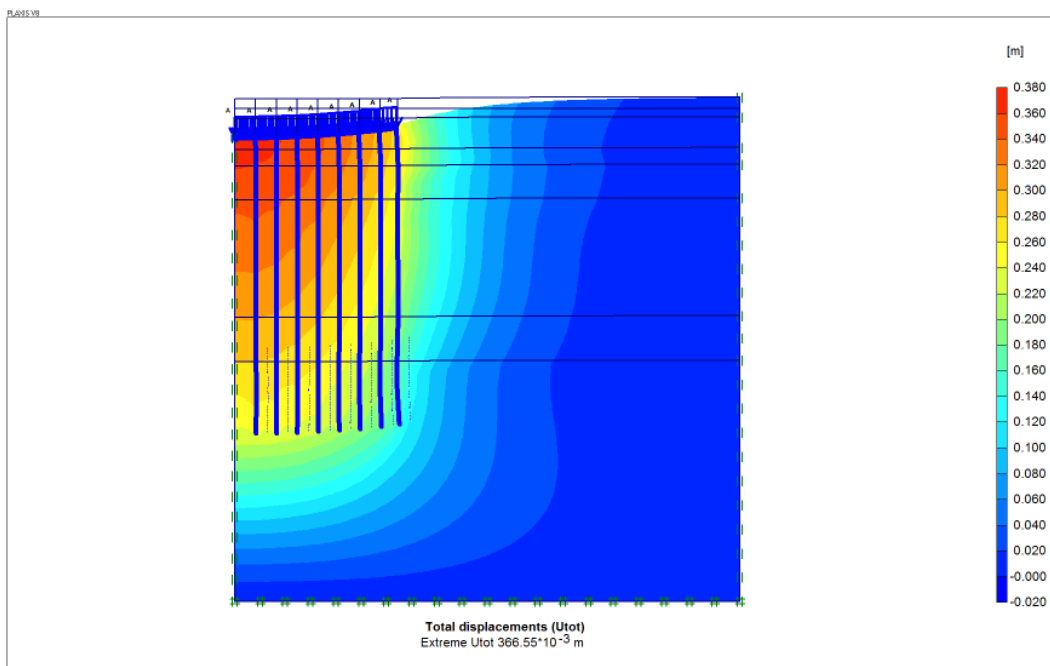


Figure-VIII-11 : Carte de tassement du silo sur des pieux de 1,2 m de diamètre.

Commentaire :

La variante fondations par pieux fichés à 55 m nous donne des tassements totaux pour un diamètre de 1 m qui est de 29cm, et des tassements de 36 cm pour des pieux de 1,2 m de diamètre, qui dépasse le tassement admissible du radier qui est de 30 cm.

Le tassement des pieux est de 19 cm, ce qui nous donne un tassement de la structure de 17 cm avec des pieux de 1,2 m de diamètre.

VIII.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons modélisé le silo avec différentes solutions (sol vierge, sol renforcé avec colonnes ballastées et par fondation profondes).

On les compare avec les résultats obtenus par les méthodes empiriques et analytique, les résultats sont très proches, la différence est très petite due à plusieurs facteurs :

- Les caractéristiques estimées pour la marne dans le calcul numérique,
- Les paramètres utilisés dans le calcul analytique sont déterminés à partir des essais de laboratoire qui ne sont pas de grande fiabilité.

Et pour cela, la solution à retenir est la variante des fondations profondes fichées à 55 m et de diamètre supérieur ou égale à 1,2 m, pour atteindre la stabilité du silo.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude des techniques de renforcement des sols compressibles, et les méthodes de dimensionnement de ces renforcements, plus particulièrement des colonnes ballastées et des pieux forés.

Le procédé de renforcement des sols est une technique très intéressante du fait qu'elle permet l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements à des valeurs admissibles, en plus son cout de réalisation est très économique en comparaison a leurs intérêt.

Il en résulte des études géotechniques effectuées sur site (zone portuaire de Bejaia) sur l'implantation de quelques ouvrages telle que : la gare maritime, le nouveau quai poste 24, que le sol est de caractéristiques mécaniques médiocres, des couches épaisses ou la résistance en pointe du statique q_c est presque nulle, ce qui illustre le tassement excessif du sol.

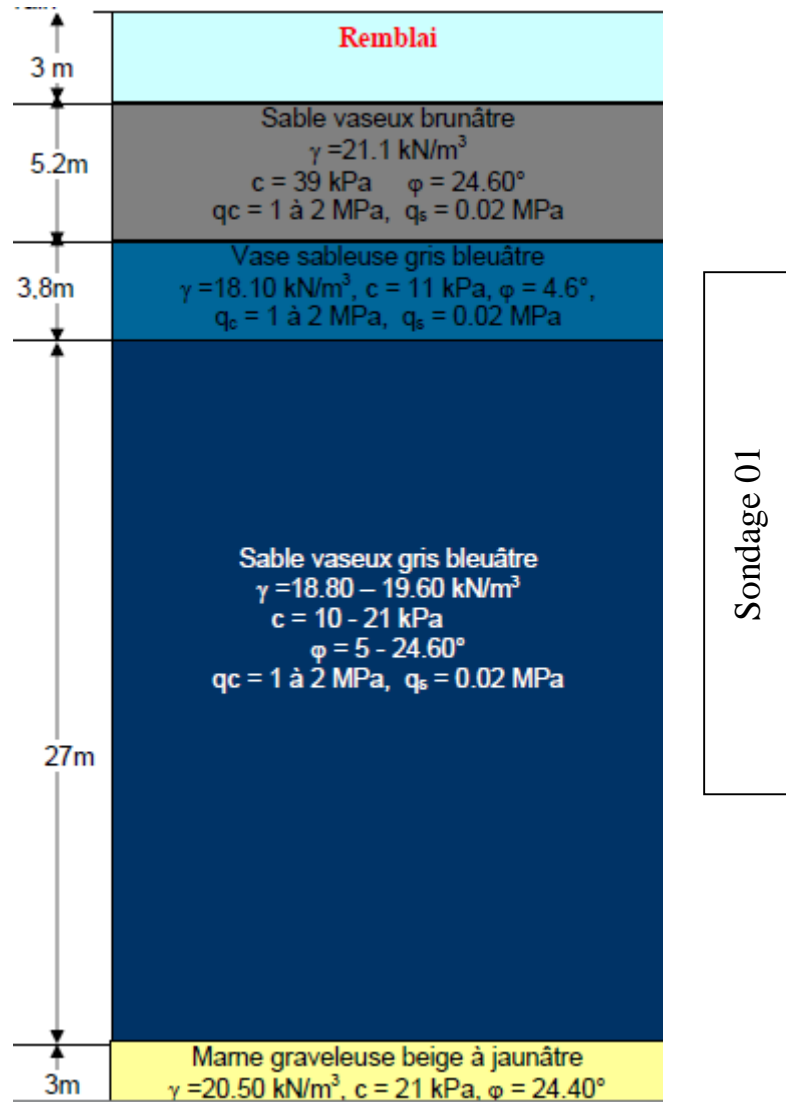
Concernant le cas de notre projet, et tenant compte de son caractère stratégique sur les plans économique et environnemental ainsi que des fortes charges transmises en service (ELS) de l'ordre de 3,78 bars, la prédiction des tassements analytiquement et par élément finis (PLAXIS.2D) montre que les valeurs obtenues sont excessives et le risque de tassement différentiel demeure omniprésent.

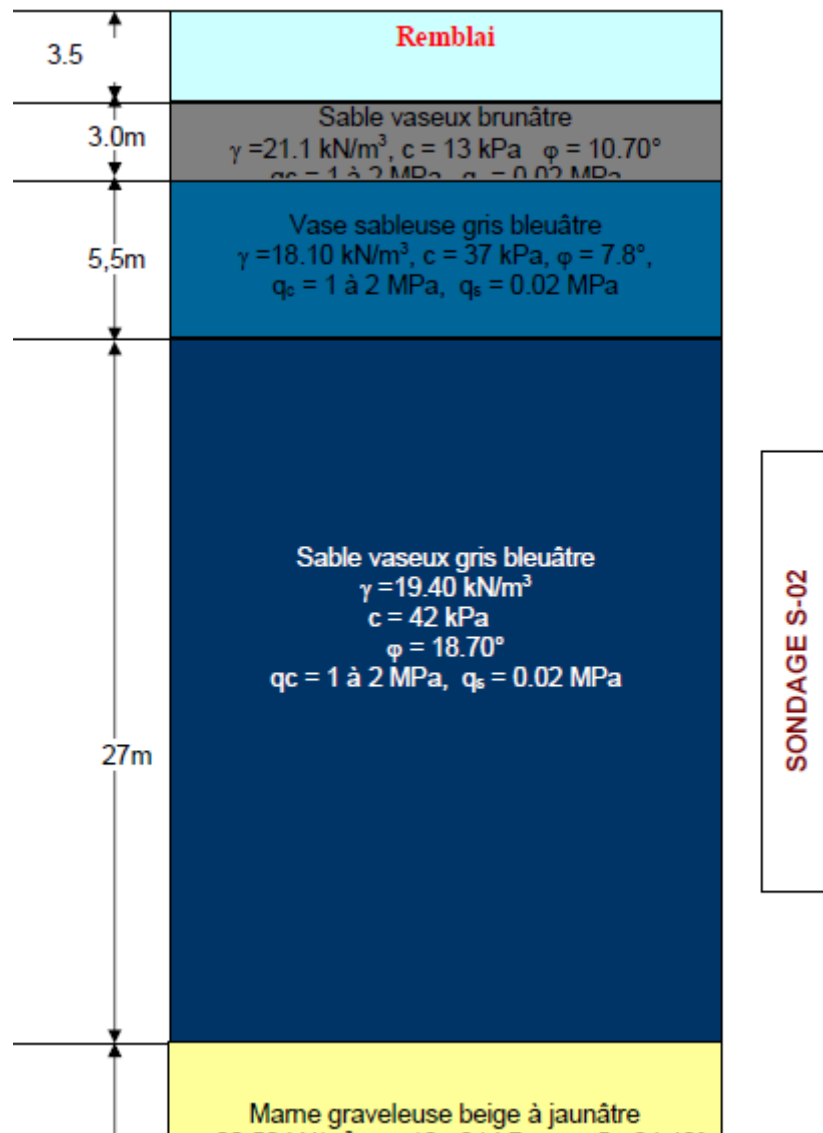
Tenant compte des contraintes énumérées précédemment une deuxième variante de fondation par pieux foré travaillant en pointe à 55m de profondeur est étudiée. Cette solution s'avère intéressante techniquement de fait que toutes les charges induites sont transmises au substratum indéformable en traversant toutes les couches médiocres. Cette solution engendre des tassements de quelques centimètres et par conséquent elle est plus sécurisante pour le silo de 80000 tonnes. Sur le plan économique, cette variante est très chère par rapport à colonnes ballastées.

L'importance de l'ouvrage, sa capacité de stockage et le risque encourus en cas de sinistre due au tassement de fondation en particulier l'impact environnemental sur le milieu marin ainsi que toutes les installations limitrophes et les personnes y travaillant, nous permettant d'opter pour la solution des pieux de diamètre de 120cm profond de 55m malgré un cout de réalisation élevé.

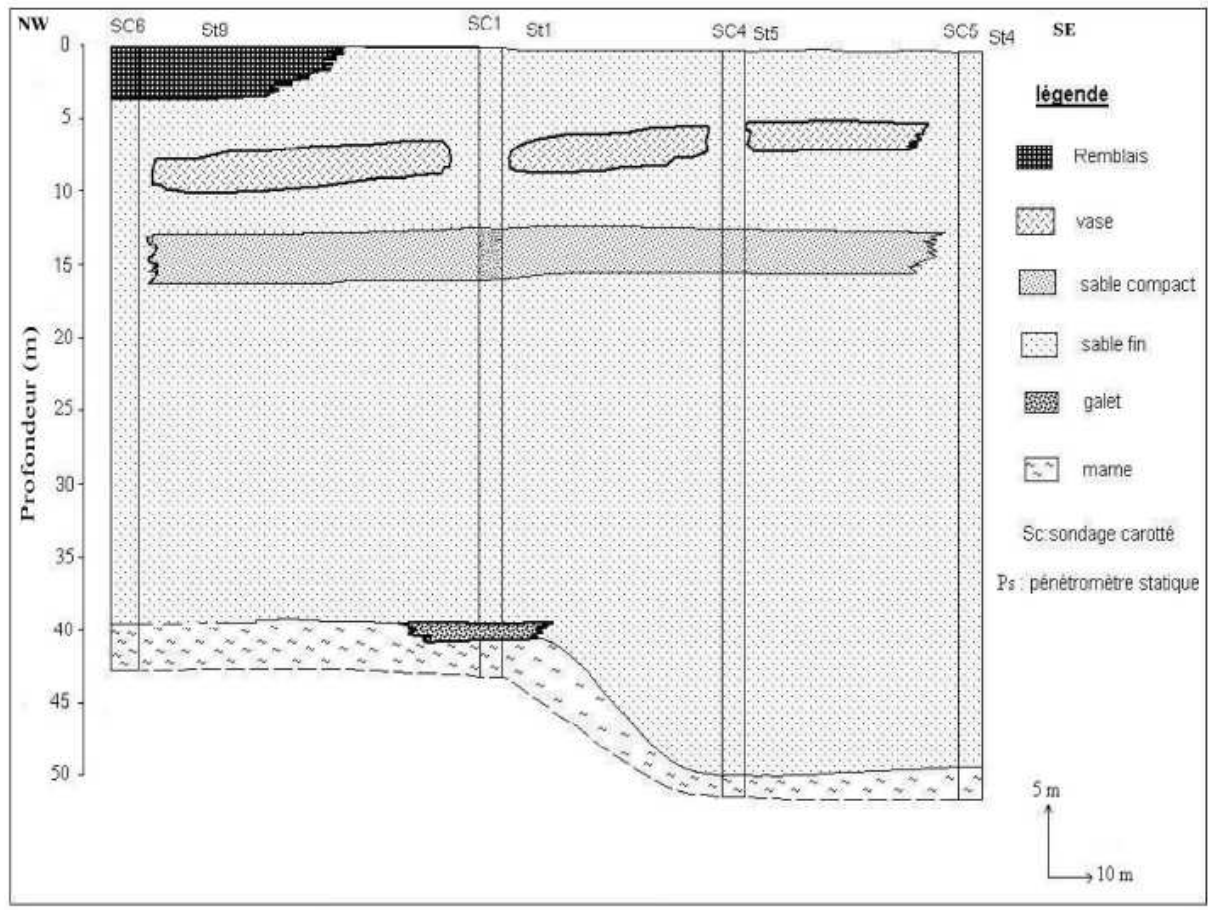
En général, le choix d'une technique d'amélioration de sol doit être adéquat avec l'objectif recherché (réduction des tassements, augmentation de la portance du sol), en tenant compte de l'importance de l'ouvrage et de l'impact environnemental, le risque de liquéfaction des sols et du tassement.

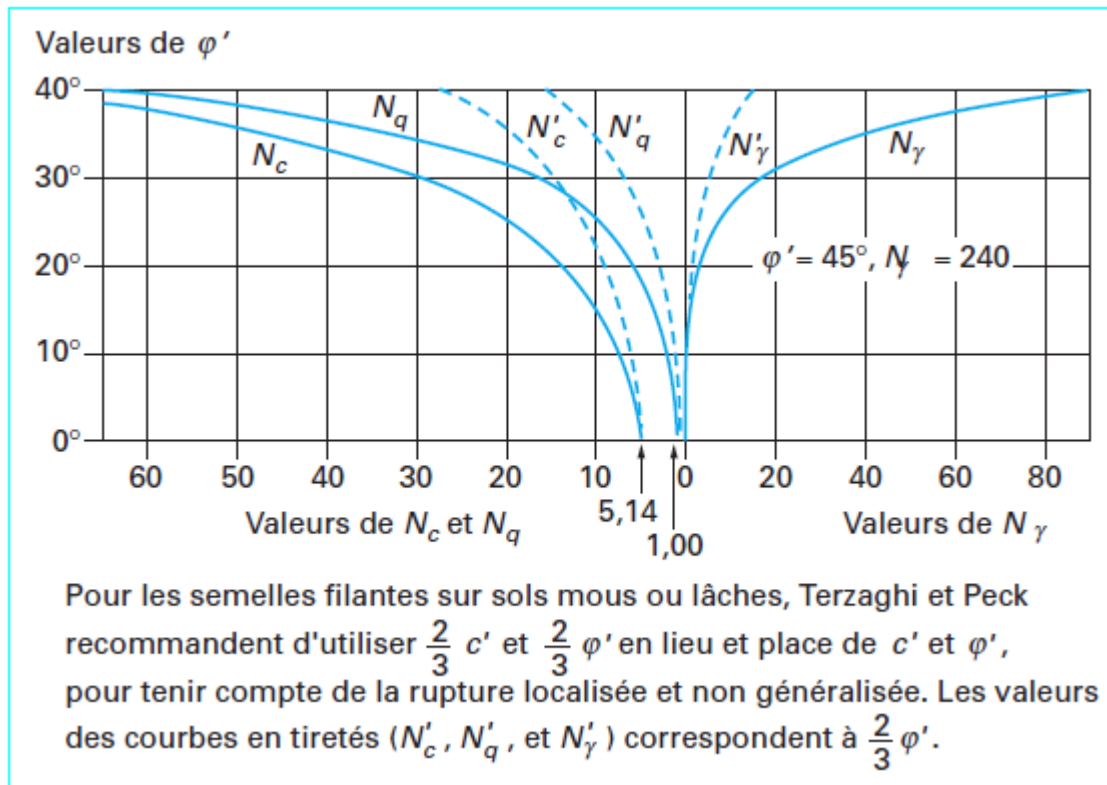
Annexe





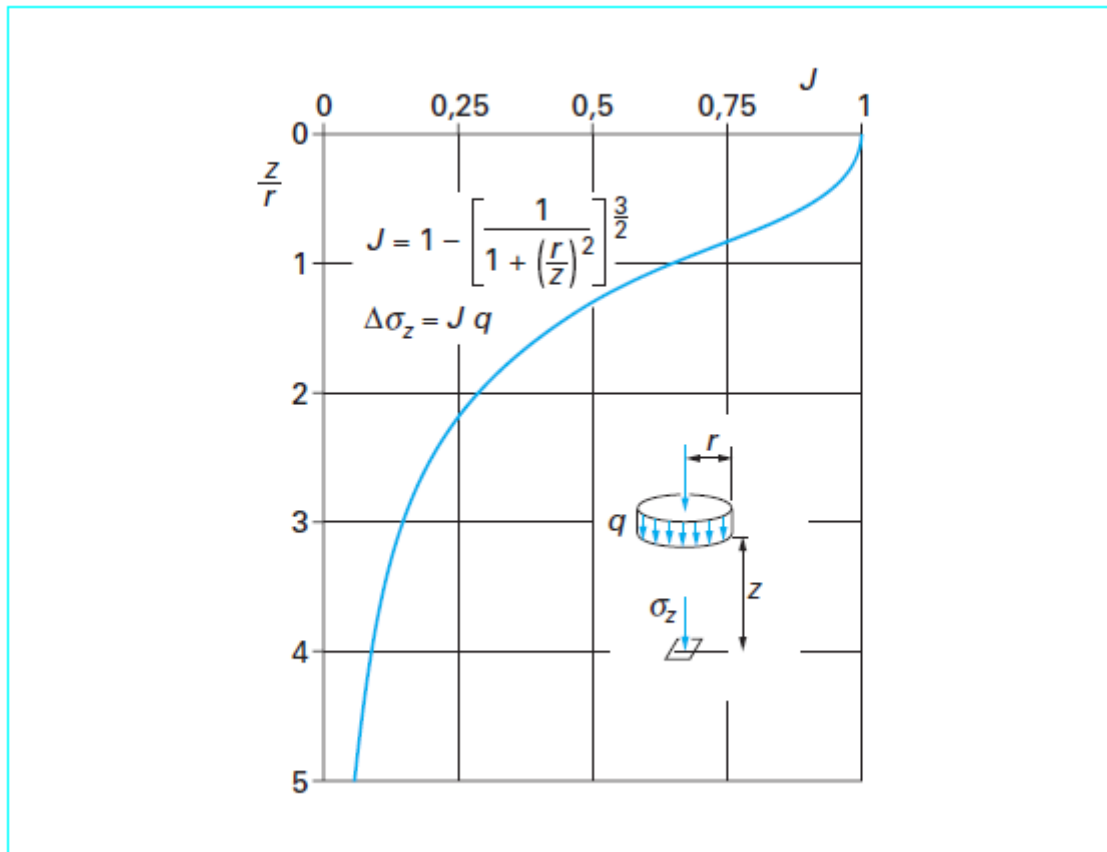
Annexe-02 : Coupe géotechnique du site d'implantation du silo de 80000 t.





Valeurs des facteurs de portance recommandés par Terzaghi et Peck.

Valeurs des facteurs de portance selon le DTU.13.12(1988)			
φ (°)	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00



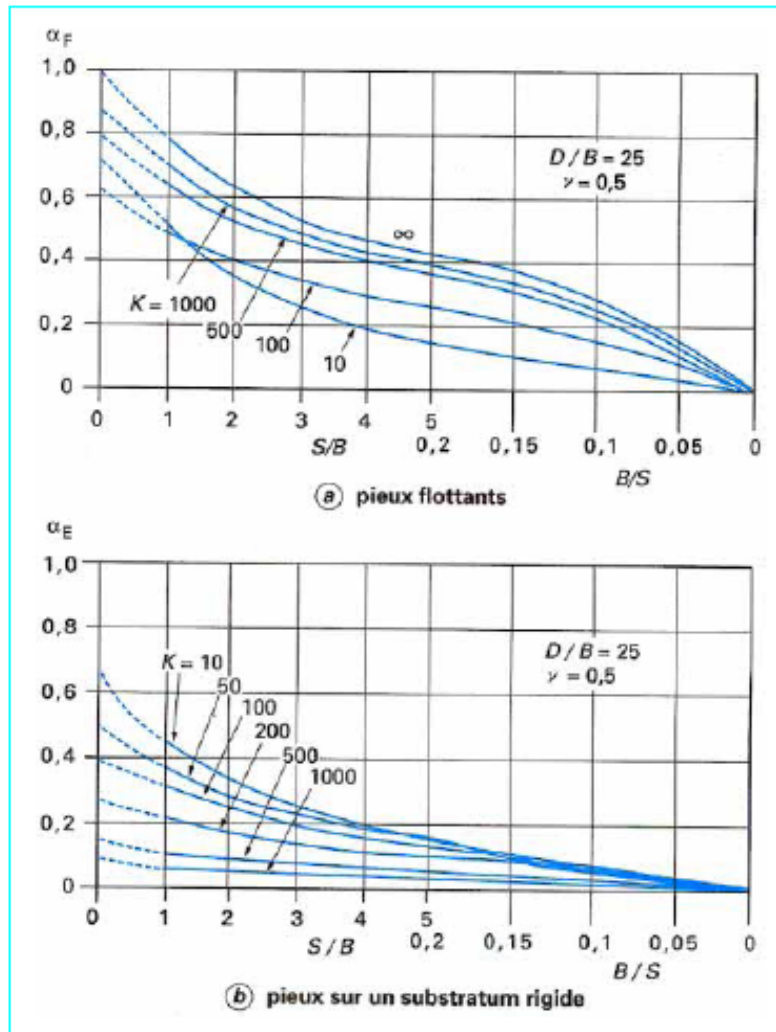


Tableau1 : la coupe lithologique des sondages du nouveau quai poste 24.

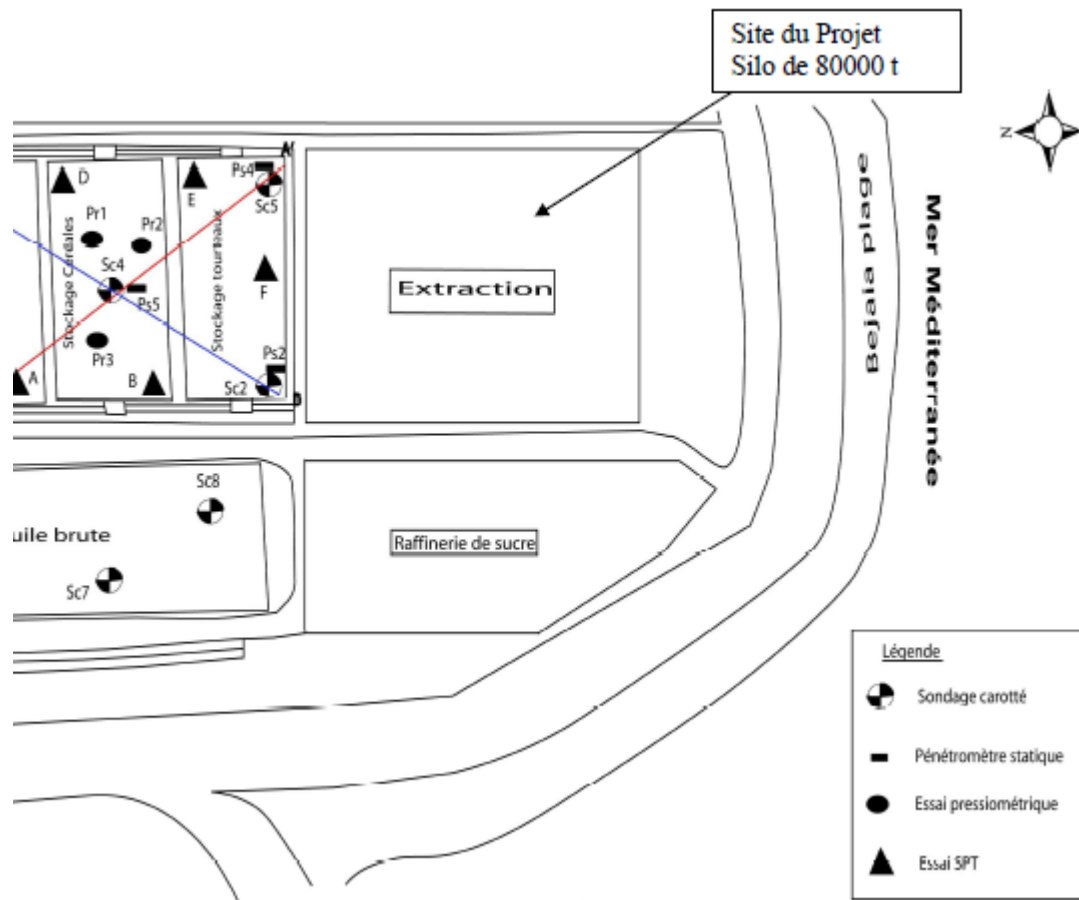
SONDAGE N°1	
Profondeur en (m)	Description géotechnique des couches
0.00 – 1.20	Couche de béton (la plateforme)
1.20 – 2.60	Remblais avec des débris de brique
2.60 – 6.00	Galets et sables fins
6.00 – 20.5	Sable fins, lâches a débris de coquille, avec passage de la vase entre 8.60 et 20.5m
20.5 - 25	Sables limoneux
25.00 – 27.5	Sables fins lâches à débris de coquilles
27.50 – 28.30	Sables fins, lâches
28.30 – 29.80	Sables cimentés par la vase
29.80 -35.70	Sables fins lâches à débris de coquilles
35.70 – 41.00	Vase sableuses compactes a débris de coquilles
41.00 – 45.00	Sables fins, lâches
SONDAGE N° 2	
0.00 – 3.00	Remblais (Gravier, Bloc Rocheux, Sables fins, Ferrailles)
3.00 -10.00	Sables moyens a fins, lâches présentant des graviers fins
10.00 – 18.50	Sables limoneux ; présentant des vases et des débris de coquilles
18.50 -20.50	Vases très plastiques de couleur grises a noirâtres
20.50 -21.50	Vases sableuses grises
21.50 – 45.00	Sables lâches
SONDAGE N°3	
0.00 -3.00	Remblai (Gravier, Bloc rocheux, Sables fins,)
3.00 - 45.00	Sables moyens à fins avec passages des vases sableuses de 22 à 27 m

Tableau2 : la coupe lithologique des sondages de la gare maritimes du port de Bejaia

Les Résultats de la partie extérieure du port de Bejaia	
SONDAGE N°1	
0.00 – 2.60	Remblais avec débris de brique
2.60 – 3.20	Dalle en béton
3.20 – 9.50	Schistes gris très friable avec des cristaux de calcite
9.50 – 12.70	Schistes gris moyennement friables
12.70 – 15.00	Schistes gris très compacts
SONDAGE N°2	
0.00 – 1.00	Sables, Gravier et cailloux
1.00 – 5.90	Cailloux et bloc
5.90 – 6.40	Sables graveleux
6.40 – 8.20	Marnes beiges tendres
8.20 – 13.00	Schistes gris très compacts
SONDAGE N°3	
0.00 – 0.05	Couche de béton
0.05 – 4.60	Remblais avec débris de briques
4.60 – 5.60	Dalle en béton
5.60 – 6.50	Marnes beiges tendres
6.50 – 10.80	Marnes beiges compacts
10.80 – 15.00	Schistes gris compacts
Les résultats de la partie intérieure du port de Bejaia	
SONDAGE N°4	
0.00 – 0.40	Dalle en béton
0.40 – 0.60	Remblais
0.60 – 4.40	Graves et cailloux de schistes enveloppés dans une matrice argilo-vaseuse avec un passage en blocs
4.40 – 13.50	Argiles vaseuses, Sableuses et graveleuses
13.50 – 14.80	Schistes beiges tendres
14.80 – 17.70	Schistes beiges compacts
17.70 – 20.00	Schistes gris compacts
SONDAGE N°5	
0.00 – 0.10	Pavages
0.10 – 0.30	Sables
0.30 – 5.00	Graves et cailloux de schistes enveloppés dans une matrice argilo-vaseuse
5.00 – 11.00	Argiles vaseuses, limoneuses, sableuses avec des passages graveleux
11.00 – 12.50	Argiles marneuses grises, sableuses et graveleuses
12.50 – 13.70	Cailloux et blocs
13.70 – 15.50	Argiles marneuses beige, caillouteuses au toit et graveleux a la base
15.50 – 17.30	Marnes beiges tendres
17.30 – 20.00	Schistes gris compacts

SONDAGE N°6	
0.00 – 0.05	Corps de chaussée en béton bitumineux
0.05 – 0.15	Pavage
0.15 – 6.00	Graves et cailloux de schistes enveloppés dans une matrice argilo-vaseuses, avec passage de gros blocs
6.00 – 7.00	Argiles vaseuses et sableuses légèrement graveleuses
7.00 – 8.70	Argiles vaseuses, limoneuses et sableuses
8.70 – 10.30	Cailloux et blocs
10.30 – 11.30	Argiles marneuses beige, graveleuses
11.30 – 12.50	Argiles marneuses beiges
12.50 – 15.00	Schistes beiges friables
15.00 – 20.00	Schistes gris très compacts

Annexe-07 : Plan d'implantation des essais in situ.



Annexe-08 : Coût de réalisation du projet de fondation par colonnes ballastées.

Désignation	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Colonnes ballastées	2913	144.000,00	419.472.000,00
Amène et replie du matériel	01	4.000.000,00	4.000.000,00
Essai de chargement	01	1.000.000,00	1.000.000,00
Essai de réception	01	500.000,00	500.000,00
		Total (HT)	424.972.000,00
		TVA (17%)	72.245.240,00
		Total (TTC)	497.217.240,00

- **Le coût total du projet est de :** Quatre cents quatre vingt dix sept millions, deux cents dix sept milles deux cents quarante dinars (DA).

Annexe-09 : Coût de réalisation du projet de fondations profondes

Désignation	Quantité	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Installation de chantier	01	1.000.000,00	1000.000,00
Pieu de 55 m de longueur et 1,2m de diamètre	194	2 750 000.00	533.500.000,00
Radier d'épaisseur 1,5m et 58m de diamètre	3963.12 m ³	40.000,00	158.524.800,00
Essai sonique	01	500.000,00	500.000,00
		Total (HT)	693.524.800,00
		TVA (17%)	117 899 216.00
		Total (TTC)	811 424 016.00

- **Le coût total du projet est de :** Huit cent onze millions, quatre cents vingt quatre milles et seize dinars (DA).

Bibliographie

Bibliographie :

[01] : ZIGHMI Imene-Bassma, 2010 : « étude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. » université de Mouloud MAAMERI de Tizi Ouzou.

[02] : M. Toufik BENCHELHA et al, 2006 « Amélioration des sols e fondations par colonnes ballastées cas d'ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de NADOR ».

[03] :M.CHERRARED, 2011 « cours de fondations profondes ». Université d'Abderrahmane MIRA de BEJAIA.

[04] : Pierre HABIB, 1997 « Génie géotechnique : application de la mécanique des sols et des roches ». ELLIPSES.

[05] : Jean Pierre MAGNAN et al, 2010 « Amélioration des sols ».technique de l'ingénieur(C255).

[06] : Sébastien CORNEILLE, 2007. « Étude du comportement des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides ». Institut polytechnique de Lorraine.

[07] : Roger FRANK, 2010 « Fondations profondes ». Technique de l'ingénieur (C248).

[08] : fascicule 62 titre V, 1993. « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Ministère de l'équipement, du logement et transport.

[09] : Ali BOUAFIA, 2010. « Conception et calcul des ouvrages géotechniques ».édition pages bleues.

[10] : Belgacem JELLALI, 2006. «Apport de la méthode d'homogénéisation en calcul à la rupture pour le dimensionnement des ouvrages en sols renforcés par colonnes ». Ecole nationale d'ingénieurs de Tunisie.

[11] : Ali BOUAFIA, 2006. « Les essais in situ dans les projets de fondations ». Office des publications universitaires(OPU).

[12] : Omar SADAOUI, 2008. « Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de la capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le pressiometre ». Les ateliers professionnels du CTC Alger.

[13] : Omar SADAOUI, 2011. « Cours de rhéologie ».Université d'Abderrahmane MIRA de Bejaia.

[14] : G. Philliponnat, 2006. « Fondations et ouvrages en terre ». EYROLLES.

Bibliographie :

[15] : DJEMAOUI Lyes et al, 2010. « Étude comparative d'un système de renforcement de sol par colonnes ballastées et pieux forés : cas du silo de 80.000t nouveau quai port de Bejaia ». Université de Bejaia.

[16] : BRAHIMI Ferhat et al, 2011. « Etude du renforcement du sol de fondation de deux bacs des huiles brutes capacité 12 265m³ à Cevital(Bejaia) ». Université de Bejaia.

[17] : Vincent Six, 2006. « Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales ».Lille 1.

[18] : Fatima LEKDIM, 2008/2009. « Traitement des sols par colonnes ballastées ».Université de Bejaia.

[19] : O.SADAUI, 2007. «Analyse expérimentale et numérique du comportement des sols compressibles renforcés par colonnes ballastées ». Université de Bejaia.

[20] : RBJ. Brinkgreve et al, 2003, « Plaxis, version 8, manuel de référence ».Delft université de technologie et Plaxis bv.