

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE BLIDA 1
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de master
Génie civil -option Géotechnique-**

**RENFORCEMENT DU SOL PAR COLONNES
BALLASTEES
Centrale électrique turbine à gaz -Boufarik**

Présenté par

GUEBBOUB Ishak

HAMADI Youcef

Encadrée par

Mme S. BELKACEMI

Année universitaire 2014/2015



ملخص

تطور ميكانيك التربة و البحوث في المجال الجيوتقني أتاحوا وضع عدة تقنيات لتحسين التربة ذات الخصائص الجيومكانكية الرديئة ومن بين هذه التقنيات سنتطرق لتقنية الأعمدة الحجرية . هدف عملنا الحالي هو التحقق من فعالية الأعمدة الحجرية التي تم اختيارها لتحسين نوعية التربة الخاصة ب (محطة توليد الكهرباء) ببوفاريك. و في هذا السياق تهتم هذه الأطروحة بحساب تكدس التربة بالنسبة للمنطقة (3) البناية (3-4) التي شيدت فوق الأعمدة الحجرية. قمنا بتعيين أبعاد هذه الأعمدة حسبنا وتحققنا من التكدس الحاصل في التربة باستعمال عدة طرق لذلك. بالإضافة إلى قيامنا بالحساب باستعمال برنامج **PLAXIS** و قد أتاح لنا كذلك القيام بدراسة تأثير بعض العناصر الجيوتقنية على تكدس التربة

الكلمات المفتاح : التكدس ' الأعمدة الحصوية ' مركز إنتاج الكهرباء

Résumé

Le développement de la mécanique des sols, et les recherches dans le domaine de la géotechnique, ont permis la mise au point d'une large gamme de techniques permettant l'amélioration d'un sol présentant de médiocres propriétés géomécaniques. Parmi ces techniques, on étudiera celle des colonnes ballastées

L'objectif du présent travail est de vérifier l'efficacité de la technique de la colonne ballastées qui a été retenue pour améliorer le sol mou de la centrale électrique à BOUFARIK. Dans ce contexte, notre mémoire a pour objectif de calculer le tassement pour la zone (3) ouvrage (3.4) de la centrale électrique reposant sur un radier supporté par des colonnes ballastées sèches. On a dimensionné les colonnes, calculé et vérifié leur tassement en utilisant différentes méthodes de la littérature. Les colonnes sont aussi modélisées par le logiciel PLAXIS en vue de calculer le tassement. Le logiciel PLAXIS a permis aussi de faire une étude paramétrique montrant l'influence des différents paramètres géotechniques et géométriques sur le tassement.

Mots clé : Tassement, Colonnes ballastées, PLAXIS 2D, Centrale électrique.

Summary

The developments of soil mechanics, and research in the field of geotechnical engineering have enabled the development of a wide range of techniques to improve a soil with poor geotechnical properties. Among these techniques, we will study the stone columns. The objective of this work is to verify the effectiveness of the technique of ballasted column that was chosen to enhance the soft ground of the power plant BOUFARIK

In this context, our memory is for calculate the settlement in the area (3) the structure (3.4) of the power plant based on a raft supported by dry stone columns

We sized columns, calculated and verified their settlement using various methods in the literature

The columns are also modeled by the PLAXIS to calculate the their settlement

The PLAXIS also allowed making a parametric study showing the influence of the various geotechnical and geometric parameters on the settlement

Keywords: settlement, Stone columns, PLAXIS 2D, Power Station.

REMERCIEMENTS

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

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

Je tiens à remercier également, Monsieur : KARKAR.S qui nous a proposé le sujet et nous a orienté dans les premières étapes de ce travail.

Sans oublier les membres du CEEG (groupe SONELGAZ) soit au niveau de l'administration ou bien sur chantier qui nous a beaucoup aidés, particulièrement à Boukhars Houda pour sa disponibilité

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

Pour finir, nous remercions nos très chers amis qui sont devenus des frères et sœurs pour nous Et tous les étudiants de génie civil, notamment à la promo géotechnique 2014 - 2015.

Dédicaces

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

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

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

Spécialement à mes sœurs (Takoua et Tawba)

À mes oncles, tantes et leurs familles surtout ma tante Saliha

À mes neveux et nièces, (Affef et Ba7bi)

À tous les membres de ma famille, petits et grands

À mon binôme Youcef et mes amis Omar, Mhamed.M

Et Ali, Abelkader.W

(Lakehel et Zedjiga Chelli)

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

Ishak

Dédicaces

Je dédie ce travail :

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

*A celle qui m'a mis au monde et accompagnée durant les moments difficiles de long
cursus scolaire et universitaire*

A mes frères et sœurs et petite fille de ma famille (Sallsabil)

A mes oncles, tantes et leurs familles

A tous les membres de ma famille, petite et grands

A mon binôme Ishak et mes amis Omar, Houssam et Djilali

Merci pour tous

Youcef

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	01
REMERCIEMENTS.....	02
TABLE DES MATIERES.....	05
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	11
INTRODUCTION GENERAL.....	14
I. PRESENTATION DU PROJET ET SYNTHESE GEOTECHNIQUE.....	16
I.1. Introduction.....	16
I.2. Documents Utilises.....	16
I.3. Données générales.....	16
I.3.1. Localisation du site.....	16
I.3.2. Nature du projet.....	18
I.3.3. Géomorphologie, orographie et climat.....	18
I.3.4. Climatologie.....	18
I.3.5. Cadre topographique.....	18
I.3.6. Cadre géologique.....	19
I.3.7. Cadre sismique.....	19
I.4. Programme d'investigation géotechnique.....	20
I.5. Hydrologie du site.....	21
I.6. Essais d'indentification.....	21
I.6.1. Densité, teneur en eau et degré de saturation.....	21
I.6.2. La masse volumique des particules solides (γ_s).....	22
I.6.3. Les essais granulométriques.....	22
I.6.4. Limites d'Atterberg.....	24
I.6.5. Analyses chimiques sur les argiles du site étudiée.....	25
I.6.6. Analyse des résultats d'essais œdométriques.....	29
I.6.7. Essais de gonflement libre.....	30
I.6.8. Essais de cisaillement.....	30
I.7. Traitement des essais IN-SITU.....	33
I.7.1. Essai down hole.....	33
I.7.2. Essai de résistivité électrique.....	33

I.7.3. Essai SPT	34
I.7.3. Essai Préssiométrique	35
I.7.3.1. Facteurs pouvant influencer l'essai pressiometriques.....	36
I.7.3.2. Traitement des données pressiometriques (PT02)	37
I.7.4 .Essai au pénétrömètre statique	38
I.7.4.1. Résultat des essais	38
I.8. Mode de fondation superficiel	39
I.8.1. Contrainte admissible.....	39
I.8.1.1. A l'aide du pénétrömètre statique	39
I.8.1.2. À partir des essais pressiométriques	39
I.8.1.3. A partir des essais au laboratoire	40
I.8.2. Calcul du tassement	42
I.8.2.1. A partir des essais pressiométriques.....	42
I.9. Conclusion	43
II. TECHNIQUE D'AMELIORATION DU SOL	44
II.1. Introduction.....	44
II.2. Principes de base d'amélioration des sols en place	44
II.3. But de l'amélioration des sols en place	45
II.4. Domaine et limites d'application des différentes techniques.....	45
II.5. Technique classique.....	46
II.5.1. Le préchargement	46
II.5.2. Domaine d'application et techniques de mise en œuvre	46
II.5.3. Les drains verticaux	47
II.6. Les techniques d'amélioration par vibrations profondes	48
II.6.1. Le compactage dynamique (pilonnage).....	48
II.6.2. Le vibrocompactage(vibroflottation)	48
II.7. Les techniques d'amélioration par inclusion (renforcement)	50
II.7.1. Colonnes ballastées.....	50
II.7.1.1. Les colonnes par voie sèche.....	50
II.7.1.2. Procédé par voie humide.....	51
II.7.2. Le Jet Grouting "Soilcrete"	52
II.7.3. L'amélioration des sols par inclusions rigides.....	52
II.7.4. Les colonnes à module contrôlé (CMC).....	53

II.7.5. Les colonnes à module mixte (CMM)	54
II.8. Autre technique.....	55
II.8.1. Les géosynthétiques.....	55
II.8.2. La fonction de renforcement.....	55
II.8.3. Les routes et les chemins de fer	56
II.8.4. Les fondations.....	56
II.8.5. Renforcements horizontaux	56
II.9. Conclusion	58
III.LES COLONNES BALLSTEEES	59
III.1. Introduction	59
III.2. Objectif du traitement.....	59
III.3. Domaine d'application	59
III.3.1. Ouvrages.....	59
III.3.2. Conditions géotechniques du sol	60
III.3.3. Sols concernés	63
III.3.4. Charge appliquées et tolérances imposées.....	65
III.4. Dispositions constructives	65
III.4.1. La longueur.....	65
III.4.2. Diamètre des colonnes ballastées	65
III.4.3. Détermination de l'espacement entre les colonnes.....	66
III.4.4. Disposition des colonnes ballastées.....	67
III.4.5. Mailles de références maximales et minimales	68
III.4.6. Colonnes ballastées sous un remblai support de fondations.....	68
III.4.7. Tolérance d'exécution	69
III.4.8. Coefficient réducteur sur les volumes de matériaux incorporés.....	69
III.5. Données réglementaires (DTU 13.2).....	70
III.5.1. Essais d'information	70
III.5.2. Essais de contrôles.....	71
III.5.3. Contraintes de calcul à l'ELS	71
III.6. Choix des matériaux	72
III.6.1. Matériaux constitutifs des colonnes	72
III.6.2. Exécution des semelles et radiers	73
III.6.3. Matériaux de matelas de répartition	74

III.7. Mode opératoire.....	75
III.7.1. Colonnes ballastées par voie humide.....	75
III.7.2. Colonnes ballastées par voie sèche.....	76
III.7.3. Autres méthodes	77
III.7.3.1.Les colonnes ballastées à sas	77
III.7.3.2. Colonnes ballastées en mer	77
III.7.3.3. Colonnes ballastées pilonnées	78
III.8. Conclusion.....	81
IV.DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DE TASSEMENTS DES COLONNES	
BALLASTÉES.....	82
IV.1. Introduction	82
IV.2 Généralités sur le dimensionnement	82
IV.2.1. Influence de la mise en œuvre sur le dimensionnement.....	82
IV.2.2. Principe du dimensionnement	83
IV.3 Données du dimensionnement	83
IV.3.1. Paramètres géotechniques concernant les sols	83
IV.3.2. Contraintes	83
IV.3.3 .Coefficient de sécurité partielle.....	84
IV.3.4 .Paramètres à déterminer	84
IV.4 Méthodes de dimensionnement.....	84
IV.4.1. Travaux de Mattes et Poulos (1969) et de Hughes et Withers (1974).....	84
IV.4.2 Théories de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique.....	85
IV.4.3 Dimensionnement d'une colonne ballastée isolée selon la capacité portante.....	87
IV.4.3.1 Rupture par expansion latérale.....	88
IV.4.3.2. Rupture par cisaillement généralisé	91
IV.4.3.3. Rupture par poinçonnement	92
IV.4.3.4. Détermination graphique de la capacité portante d'une colonne isolée	93
IV.5. Tassement d'une colonne isolée chargée en tête.....	94
IV.6. Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées	97
IV.6.1. Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées.....	97
IV.6.1.1. Approches élastiques du problème.....	98
IV.6.1.2. La méthode de Priebe.....	98
IV.6.1.2.1 Base de la méthode de Priebe.	98

IV.6.1.2.2	Équations générales de l'expansion d'une cavité cylindrique.....	99
IV.6.1.2.3	Applications aux colonnes ballastées	100
IV.6.1.2.4	Développement de la méthode de Priebe	101
IV.6.1.2.5	Cas des semelles isolées et filantes.....	103
IV.7.	Dimensionnement d'une colonne ballastée à partir de la capacité portante.....	104
IV.7.1.	Mailles de référence	104
IV.7.2.	Caractéristiques du sol	105
IV.7.3.	Les caractéristiques des colonnes.....	105
IV.7.4.	Justifications en termes de contraintes	105
IV.7.4.1.	Rupture par expansion latérale	106
IV.7.4.2.	Rupture par cisaillement généralisé	106
IV.7.4.3.	Rupture par poinçonnement	106
IV.7.5.	Justifications des tassements	108
IV.7.5.1.	La méthode (01)	110
IV.7.5.2.	La méthode (02)	112
IV.7.5.3.	La Méthode (03)	115
IV.7.5.4.	La Méthode (04)	120
IV.7.5.5.	La Méthode (05)	122
IV.7.6.	Conclusion	123
IV.8.	Procédure d'exécution d'essai de chargement	123
IV.8.1.	Objet.....	124
IV.8.2.	Matériels.....	124
IV.8.3.	Équipements.....	124
IV.8.4.	Évaluation des risques.....	124
IV.8.5.	Déroulement de l'essai	125
IV.9.	Essais de chargement sur colonne isolée (colonne d'essai).....	127
IV.9.1.	Caractéristiques des essais	127
IV.9.2.	Présentation et interprétation des résultats	128
IV.10.	Conclusion.....	130
V.	MODILISATION D'UNE COLONNE BALLASTE	131
V.1.	Introduction	131
V.2.	Modélisation des colonnes ballastées par PLAXIS.....	131
V.2.1.	Comment modéliser les colonnes ballastées.....	132

V.2.2. Choix de la modélisation axisymétrique en 2D	132
V.2.3. Modélisation de la colonne ballastée	132
V.3. Modélisation de l'essai de chargement.....	136
V.4. Présentation des résultats de la modélisation du projet	139
V.5. ETUDE PARAMETRIQUE.....	141
V.5.1. Influence des paramètres géotechniques de la colonne ballastée.	141
V.5.1.1. Influence du module de rigidité.....	141
V.5.1.2. Influence de l'angle de frottement.....	142
V.5.1.3. Influence de la cohésion	143
V.5.1.4. Influence du coefficient de <i>Poisson</i>	144
V.5.2. Etude de l'évolution des tassements dans la colonne ballastée	145
V.5.3. Etude de l'influence de l'espacement entre colonnes ballastées sur la capacité portante de la colonne	146
V.5.4. Influence du diamètre effectif de la colonne sur le tassement	147
V.5.5. Influence de la longueur de la colonne ballastée sur le tassement.....	148
V.5.6. Influence du type d'élément sur les résultats de calcul	148
V.6. Synthèse des résultats	149
V.7. Conclusion.....	150
CONCLUSION	151
APPENDICES	
LISTE DES SYMBOLES	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

INTRODUCTION GENERALE

Notre mémoire de fin d'étude propose d'étudier l'amélioration du sol recevant une centrale électrique à BOUFARIK " Fast Track Power Plant, Boufarik BLIDA"

L'étude géotechnique a révélé qu'il s'agit d'un sol est de type Argile molle à vaseuse et parfois organique (argile normalement consolidée) avec une mauvaise portance et le site peut présenter un tassement très élevé en chargement. Ce problème a nécessité le recours à une solution qui permette d'assoir les fondations du projet de la centrale électrique. A cet effet, plusieurs solutions peuvent être envisagées comme les pieux mais la variante qui a été retenue pour ce projet est celle de l'amélioration de sol par colonnes ballastées. Les calculs ont montré que c'est un procédé rationnel pour limiter les tassements du sol sous le poids des ouvrages de la centrale électrique de Boufarik. C'est un procédé facile à mettre en œuvre, relativement rapide et surtout économique, le matériau d'apport étant des cailloux (ballast).

Le renforcement par colonnes permet d'atteindre généralement les buts suivants :

- l'augmentation de la capacité portante ;
- la réduction du tassement ;
- l'accélération de la consolidation ;
- l'élimination du risque de liquéfaction ;

C'est grâce à ces avantages pratiques que le renforcement par colonnes est devenu d'usage intense à l'échelle internationale, outre l'aspect économique (coût, délais d'exécution) par rapport à d'autres solutions telles que les fondations profondes ou autres.

La présente étude a pour but d'étudier les colonnes ballastées. L'accent est mis sur le calcul du tassement final après chargement - réalisation de l'ouvrage et son exploitation, en considérant une modélisation d'une seule colonne ballastée et de l'ensemble de colonnes envisagées.

Le chapitre 1 est consacré à la présentation du projet ainsi qu'une synthèse de la reconnaissance géotechnique. Le chapitre 2 présente un bref aperçu sur les différentes techniques d'amélioration du sol. La technique de la colonne ballastée est présentée d'une manière détaillée dans le chapitre 3.

Les chapitres 4 et 5 traitent du calcul de tassement des colonnes ballastées sous charges de l'ouvrage à réaliser. Dans le chapitre 4, les colonnes ballastées sont dimensionnées et le tassement calculé en utilisant les différentes théories de la littérature à savoir :

- La méthode de Priebe dont les résultats seront vérifiés à l'aide du programme StoneC
- La solution de (Balaam et Booker, 1985) vérifiée avec le programme COLANY
- la méthode Homogénéisation simplifié ; et
- Selon Les recommandations SOFFONS-COPREC

Le Dimensionnement d'une colonne ballastée est effectué à partir de la capacité portante. Par la suite, le tassement de cette colonne est calculé pour vérifier ce dimensionnement. Enfin, il sera vérifié que les charges apportées par l'ouvrage peuvent être supportées par le sol.

Le chapitre 5 est consacré à la modélisation des colonnes ballastées à l'aide du logiciel PLAXIS 2D (version 8.6) en vue de calculer les tassements engendrés après chargement.

La modélisation numérique est utilisée pour simuler un essai de chargement. Les courbes de tassements calculés et simulés sont alors comparées.

Les calculs ont pour but de déterminer le tassement vertical sous la structure de l'ouvrage 3.4 du projet de la centrale électrique. Le chapitre se termine par une étude de l'influence de certains paramètres géotechniques d'une colonne ballastée sur le tassement.

Le projet de la centrale électrique d'étendant sur une vaste zone, Nous avons choisi d'étudier dans le présent mémoire la zone 03- ouvrage 3.4 reposant sur un radier supporté par 52 colonnes ballastées et dont les données de la compagnie de reconnaissance géotechniques sont disponibles.

I.1 INTRODUCTION

La Société nationale de l'électricité et du gaz (Sonelgaz) a levé un appel d'offre pour la réalisation d'une centrale électrique à BOUFARIK « Fast Track Power Plant, Boufarik BLIDA »

Suite à cette demande GAMA POWER SYSTEMS Inc., ayant répondu à cet appel pour mener une étude géotechnique du projet

Les travaux de reconnaissance géotechniques se sont déroulés durant la période hivernale (Novembre) suivant un programme de travail établis par le client GAMA.

Le rapport préliminaire est basé sur les données géologiques et les résultats de la campagne géotechnique in situ à savoir les sondages carottes, et les essais au pressiometre, élaborée au niveau du site d'étude, ou nous précisons ce qui suit :

- La succession lithologique de terrain selon les données des sondages réalisés sur site.
- Interprétation et exploitations des données des essais in-situ et au laboratoire.

I.2 DOCUMENTS UTILISES

- RPA 99 version 2003.
- Le plan d'implantation de la campagne d'investigation géotechnique in situ établi par GAMA.
- Normes des essais in situ : Pressiometre NFP94-110-1
- Normes des essais au laboratoire
- Densité, teneur en eau, saturation NFP094-054
- Analyse granulométrique NFP094-056
- Analyse sédimentométrique NFP094-057
- Limites d'Atterberg NFP094-051
- Essai œdométrique NFP94-090-1
- Cisaillement à la boîte NF P94-071-1

I.3 DONNEES GENERALES

I.3.1 Localisation du site

Le terrain étudié est localisé juste après l'intersection menant de l'autoroute Alger Blida vers Ben Chaâbane (**CW112**) en dépassant la ferme Enamous.

Il est limité par :

- Au Nord, par Haouche Siasse
- Au Sud, par le ferme Enamous
- A l'Ouest, par des terrains agricoles
- A l'Est, par une route menant vers Koléa

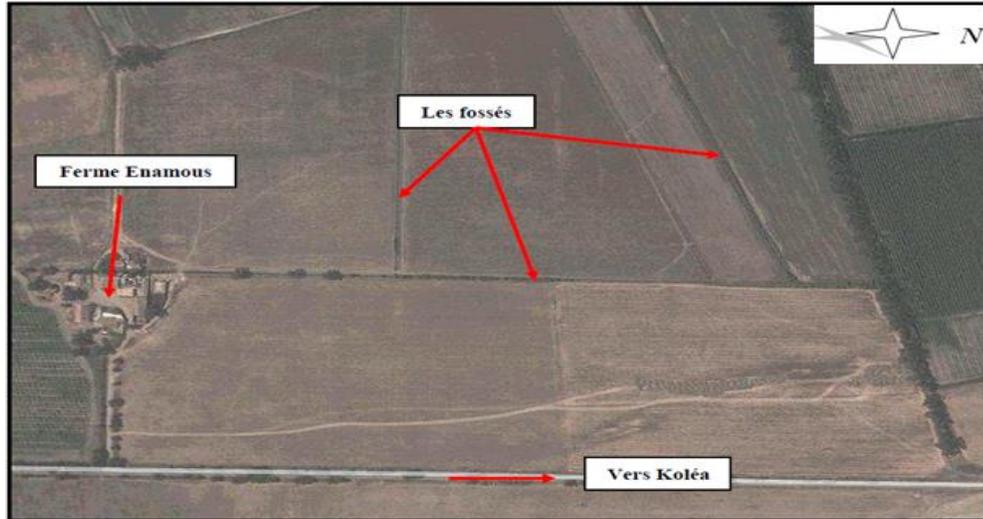


Photo I.1: Situation du site

Les coordonnées U.T.M approximatives du centre de l'assiette tirées du G.P.S sont :

X : 0 489 307.000 m Y : 4 050 270.000 m

Il est aussi à signaler la présence d'une ligne électrique de haute tension (HT) localisée dans la partie Sud du site dans la direction Ouest – Est et la présence des petits fossés qui traverse le site dans la partie Nord-Ouest du site.



Photo I.2 : Topographie plate du site

I.3.2 Nature du projet

L'ouvrage projeté consiste en la réalisation d'une centrale turbine à gaz 1200 MW à Boufarik dans la wilaya de Blida

I.3.3 Géomorphologie, orographie et climat

La wilaya du Blida appartient à la plaine de la Mitidja. Celle-ci est large de 25 km et constitue la bande qui sépare la chaîne du Sahel bordant la côte Méditerranéenne et les versants Nord de l'atlas tellien (Monts de Chréa, pic de Tamesguida). Les plus grands Oueds qui la traversent sont : Oued El Harrach, Oued Chiffa et Oued Djerr. Leurs débits varient considérablement entre la saison hivernale où il est important et l'été où on enregistre un débit très faible. La pluviométrie est en moyenne de 600 mm/an, la température moyenne de 11.5° en hiver et 23.5° en été.

I.3.4 Climatologie

Le climat de la région de Boufarik est de type méditerranéen, la pluviométrie est assez élevée mais inégalement répartie dans l'année. Il oppose une saison relativement hivernale à une saison estivale beaucoup plus sèche. L'orientation générale du relief parallèle au littoral empêche les influences maritimes

I.3.5 Cadre topographique

Le site d'étude se trouve à Boufarik, dans la wilaya de BLIDA, il s'étale sur une parcelle d'un terrain agricole vague, à topographie plane (voir Fig. I.1)



Figure I.1: situation du site d'étude (Google earth 2013)

I.3.6 Cadre géologique

Les formations géologiques mises en évidence lors de l'analyse de la carte géologique de Koléa au 50 000ème au niveau de la région d'étude sont, essentiellement celles de la plaine de la Mitidja à savoir :

-**Les alluvions marécageuses et terrains inondés** Elles concernent la région des marécages de l'oued Djer et de la Chiffa ; marais de l'Oued-El- Alleug, de Ben Khilil, des Krakna et de Birtouta

-**Les alluvions récentes**

Formées par des dépôts limoneux de la Mitidja, et occupent toutes la partie basse de la plaine qu'ils recouvrent largement ; ce sont aussi les alluvions limoneuses des vallées du Sahel.

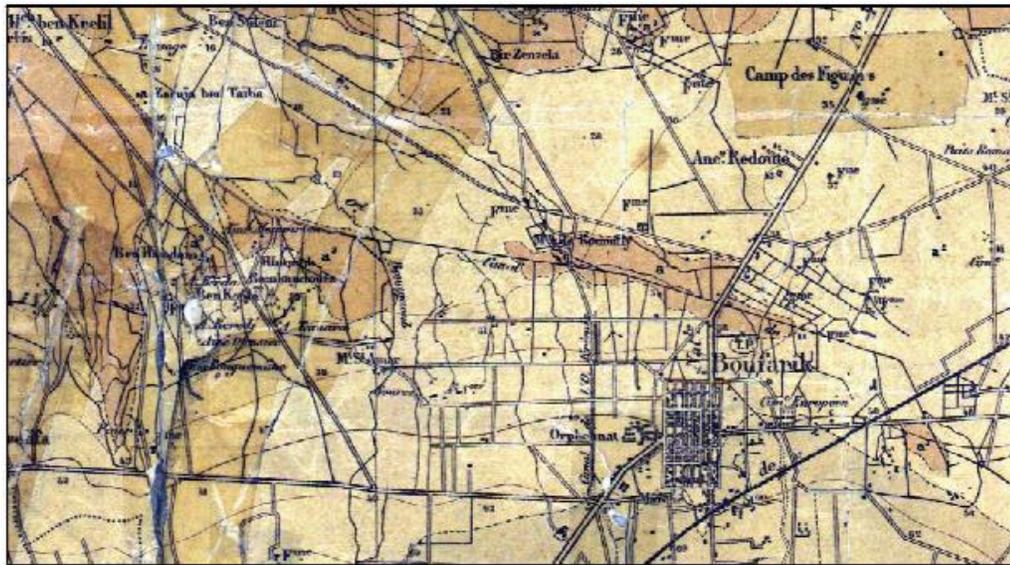


Figure I.2: extrait de la carte géologique de Koléa 1/50 000

I.3.7 Cadre sismique

La région de Boufarik (W- de Blida) est située dans la zone III, caractérisée par une forte sismicité (*Fig. I.3*). Pour le calcul dynamique de l'ouvrage, il y a lieu de se référer au règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003).

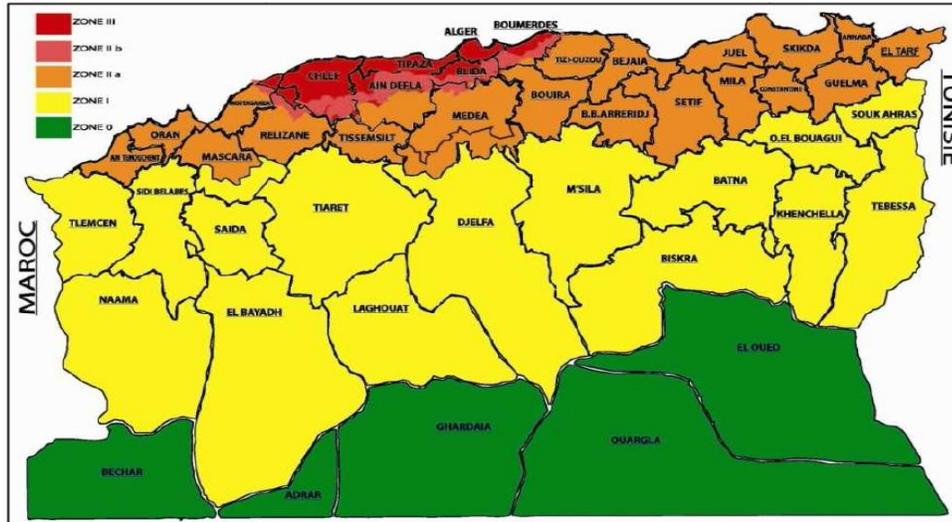


Figure I.3: carte de zonage sismique de territoire national (RPA 2003)

I.4 PROGRAMME D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

Il s'agit d'un programme géotechnique établi et arrêté par le client GAMA. Le programme de sondages carottés ainsi élaboré, a été réalisé par GEOMAG, approuvé par GAMA et son BET.

Les points des sondages ont été relevés par GAMA en présence de GEOMAG

Les travaux de forage ont été réalisés durant le mois de Novembre et Décembre 2013, à l'aide de plusieurs ateliers de sondage (03 ateliers), avec un carottier de 101 mm de diamètre.

L'investigation géotechnique a consisté en la réalisation de:

- ✓ Seize (16) sondages carottés dont trois (03) de 50 m de profondeur au minimum et treize (13) de 35 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons paraffinés.
- ✓ Essais down hole (BH01, BH02, BH-03, BH-05, BH-06)
- ✓ Mesure de résistivité électrique autour de BH-01, BH-02, BH-03, BH-05, BH-06, BH-10, BH-12, BH-13, BH-14 et BH-15
- ✓ Mesure de conductivité thermique autour de BH-01, BH-02, BH-03, BH-05, BH-06, BH-10, BH-12, BH-13, BH-14 et BH-15
- ✓ Sondages préssiométriques (de PT01 à PT06)
- ✓ Des essais SPT ont été réalisés au droit des sondages carottés BH01-16
- ✓ Sept (07) essais au pénétromètre statique poussés jusqu'au refus
- ✓ Des essais au laboratoire sur les échantillons prélevés à savoir :

- Mesures de teneur en eau
- Mesures de densité humide et sèche
- Analyses granulométriques et sédimentométriques
- Mesures de limites d'Atterberg
- Essais de cisaillement rectilignes à la boîte de CASAGRANDE
- Essais de compressibilité à l'œdomètre
- Des analyses chimiques sur le sol prélevé.

I.5 HYDROLOGIE DU SITE

Durant toute la durée des travaux, le niveau d'eau dans les piézomètres relevés par les sondeurs était au niveau du terrain naturel, sauf pour le BH2 où il y avait une résurgence d'eau sous pression durant toute cette période jusqu'au démarrage des pieux d'essais qui, ayant provoqué un renard au fond de fouille a perturbé complètement le régime hydraulique, il est à signaler que l'eau dans la fouille se trouve à la cote - 3m

I.6 ESSAIS D'IDENTIFICATION

I.6.1 Densité, teneur en eau et degré de saturation

Le Tableau I.1 présente les paramètres d'identification à savoir la teneur en eau naturelle (w_n), le poids volumique (γ_h) humide et sec (γ_d), la limite de retrait (w_s) et degré de saturation (S_r)

Tableau I.1 : Densité, teneur en eau et degré de saturation

N° sondage	profondeur	$w_n\%$	$\gamma_h (t/m^3)$	$\gamma_d (t/m^3)$	$w_s\%$	$S_r\%$
BH1	4 /4.25	34.06	1.89	1.41	33.77	100
	6.3 /6.5	94.76	1.51	0.78	91.77	100
	13.6/13.9	17.09	2.13	1.82	17.88	100
	3.69/3.95	34.62	1.87	1.39	34.83	100
	21.3/21.6	21.77	2.06	1.69	22.08	100
	27.9/28.2	36.42	1.88	1.38	36.59	100
	33/33.2	79.43	1.55	0.86	79.63	100
	34.5/34.75	18.77	2.15	1.81	18.33	100
BH5	4.85/5.15	27.29	2.01	1.58	26.44	100
	17.45/17.55	36.41	1.88	1.38	36.52	100

N° sondage	profondeur	w_n %	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	w_s %	Sr %
BH8	7.45/7.8	24.8	2.01	1.61	24.92	100
	15.9/16.2	27.06	1.99	1.57	26.7	100
	47.35/47.65	23.17	2.02	1.64	23.89	100
BH14	6.65/7.0	24.58	1.95	1.57	26.72	100
	32.05/32.5	19.31	2.07	1.73	20.66	100
BH9	8.5/8.95	29.67	1.95	1.51	29.33	100
	34.2/34.45	26.4	2.01	1.59	25.74	100
BH12	9.35/9.60	31.81	1.96	1.49		105.04
	19.70/20.00	24.63	2.06	1.66		105.35
BH13	14.45/14.80	27.21	1.99	1.57		101.42
	26.65/26.95	26.59	2.00	1.58		101.53
BH15	4.20/4.5	34.99	1.88	1.40		101.13
	17.55/17.80	25.21	2.03	1.62		103.22
BH16	6.75/7.00	29.98	1.95	1.50		101.14
	17.45/17.50	28.85	1.94	1.51		98.58

Remarque : Nous relevons du tableau I.1 que certaines valeurs de (w_n) sont inférieures aux valeurs correspondantes de (w_s) pour un degré de saturation de 100% ce qui est contradictoire.

I.6.2 La masse volumique des particules solides (γ_s)

Sa détermination se fait à l'aide d'un pycnomètre. Une masse de sol sec m_s est introduite dans un pycnomètre contenant de l'eau distillée. Après avoir éliminé toutes les bulles d'air, on mesure le volume d'eau déplacé par les grains solides (v_s).

N.B : Pour les sols (à part les sols organiques) : $26 \text{ kn/m}^3 \leq \gamma_s \leq 28 \text{ kn/m}^3$

Du tableau (1.1) il en ressort :

Sols peu à moyennement dense, saturé caractéristique d'un sol proche de l'état vaseux.

I.6.3 Les essais granulométriques

Ils permettent d'obtenir la répartition en pourcentage des grains solides selon leurs dimensions.

Deux types d'essais sont envisageables selon le sol à tester :

- Par tamisage (par voie humide ou sèche) pour les éléments de diamètre $D > 80 \mu\text{m}$.
- Par sédimentométrie pour les éléments de diamètre $< 80 \mu\text{m}$.

Tableau I.2: Résultats des analyses granulométriques

N°	Profondeur (m)	Granulométrie(%)			Sédimentométrie	
		5,0mm	2,0mm	0,08mm	20 μ m	2 μ m
BH-01	4.00-4.25	100	99.86	99.54	94	56
	6.30-6.5	100	99.86	97.95	86	52
	13.60-13.90	100	93.56	70.02	54	30
	18.70-19.15	100	100	99.76	92	52
	29.15-29.50	100	99.50	97.98	90	68
	33.00-33.20	100	99.80	97.17	86	44
BH-02	3.65-3.95	100	100	99.77	96	52
	17.10-17.30	92.91	62.34	6.54	-	-
	27.90-28.20	100	99.98	99.00	92	70
	34.50-34.75	98.80	96.26	92.38	82	38
BH-05	5.85-6.15	100	99.93	99.49	92	48
	17.45-17.55	100	100	99.86	92	40
BH-08	7.45-7.80	100	99.93	99.49	82	36
	15.90-16.20	95.11	95.08	93.72	62	20
	46.20-46.55	100	99.94	98.55	82	46
	47.35-47.65	97.72	88.18	73.06	52	24
BH-09	8.55-8.95	91.44	88.74	83.90	68	44
	24.00-24.10	100	100	66.05	42	12
	34.20-34.45	100	99.95	99.13	90	53
BH-12	19.70-20.00	89	87.35	82.83	70	34
	6.65-7.00	99.80	97.40	94.20	74	44
BH-14	32.05-32.50	100	100	99.90	94	59
	4.20-4.50	100	100	99.88	69	50
BH-15	17.55-17.80	99.67	99.45	80.63	38	10
	6.75-7.00	96.57	91.83	89.30	80	48
BH-16	17.45-17.80	100	100	99.80	68	14
	25.90-26.20	87.98	91.97	75.03	69	38

A partir de l'analyse et l'interprétation des résultats des essais de l'analyse granulométrique, nous sommes dans le cas d'un sol fin, où les particules $\leq 80\mu\text{m}$ allant de 66.05 à 99.86

Les résultats sont traduits sous forme d'une courbe granulométrique, tracée dans des axes semi-logarithmiques, à partir de laquelle on peut déterminer :

- Le coefficient d'uniformité de Hazen : $C_u = d_{60}/d_{10}$

L'analyse granulométrique des échantillons de sols, montre que le pourcentage des passants à $80\mu\text{m}$ est supérieur à 50%, ce qui indique un sol fin selon la classification LCPC,

I.6.4 Limites d'Atterberg

Les échantillons de sols analyses ayant relevé qu'il s'agit d'un sol fin. Il est par conséquent impératif de déterminer les limites d'Atterberg. Les résultats de cet essai sont résumés dans le Tableau I.3

Tableau I.3: Résultats des limites d'Atterberg

N°sondage	profondeur	$w_l\%$	$w_p\%$	$I_p\%$	$w_n\%$	I_c
BH1	4 /4.25	54.34	26.57	26.17	34.06	0.774
	6.3/6.5	75.32	51.36	23.36	33.86	1.730
	13.6/13.9	38.27	22.17	16.2	17.09	1.30
	21.3/21.6	31.8	21.7	10.10	21.77	0.99
	29.15/29.5	74.51	34.61	39.9	17.09	1.43
	33/33.2	63.84	31.8	32.04		1.99
BH2	3.65/3.95	61.35	29.6	31.75	34.62	0.841
	27.9/28.2	73.73	34.42	39.31	39.42	0.842
	34.5/34.75	40.28	20.36	19.92	18.77	1.07
BH5	5.85/6.15	59.74	31.18	28.56	27.29	1.13
	17.45/17.55	48.14	26.06	22.06	36.41	0.531
BH8	7.45/7.8	42.39	21.63	20.76	24.8	0.847
	15.9/16.2	39.3	25.11	14.19	27.06	0.846
BH9	8.55/8.95	56.77	28.53	28.24	29.67	0.959
	34.20/34.45	54.55	28.19	26.36	26.40	1.0
BH12	9.35/9.60	52.00	27.94	24.06	31.81	0.772
BH13	14.45/14.80	36.46	22.29	14.17	27.21	0.819
BH15	4.20/4.50	59.01	33.57	25.44	34.99	0.959
	17.55/17.80	33.45	24.15	9.3	35.31	0.857
	27.50/27.60	26.71	17.13	9.58	Sable argileux remanie	

N°sondage	profondeur	w _l %	w _p %	I _p %	w _n %	I _c
BH14	6.65/7.00	54.00	27.58	26.42	24.58	1.11
	32.05/32.50	61.95	31.85	30.10	19.31	1.41
BH16	25.90/26.20	49.80	27.64	22.16		

Analyse des résultats

**L'indice de plasticité <<I_p>> : $I_P = W_L - W_P$

Tableau I.4 : L'indice de plasticité I_p

Indice de plastique (%)	Type de sol
< 1 %	Pulvérulent
1% < I _p < 7%	Sable argileux
7% < I _p < 17%	Argile sableuse
I _p > 17%	Argile

*/il en ressort que nous sommes en présence d'un terrain complètement composé d'argile avec I_p ≥ 17, avec quelque fois des passages d'argile sableuse

*/L'indice de consistance: <<I_c>> : $I_c = W_L - W_n$

Tableau I.5: Etat de consistance du sol en fonction de (I_c)

Indice de consistance	Consistance du sol
I _c = 0	Liquide
0 < I _c < 1	Plastique
I _c = 1	Solide plastique
I _c > 1	Solide ou semi solide

Les argiles composant le site du projet de Boufarik sont plastiques. Certains I_c, comme les montres le Tableau (1.3) sont supérieures à 1, cela vient du fait que le matériau a eu le temps de se déshydrater avant l'essai.

I.6.5 Analyses chimiques sur les argiles du site étudié

- Teneur en carbonate (% de CaCo_3) : L'essai est réalisé au calcimètre Dietrich-Fruhling afin de déterminer la teneur pondérale en carbonates d'un sol qui est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le sol à sa masse sèche totale. La détermination se fait par décomposition du carbonate de calcium CaCo_3 contenu dans le sol par l'acide chlorhydrique. Le tableau 1.6 donne le type de sol en fonction de sa teneur en CaCo_3

Tableau I.6: Type de sol en fonction du % en CaCo_3

Teneur en Carbonate en %	Type de sol
0-10	Non marneux
10-30	Faiblement marneux
30-70	Marneux
70-90	Calco-marneux
90-100	Calcaireux - crayeux

- La teneur en matières organiques 'MO' : C'est le quotient de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon de sol par la masse totale des particules solides minérales et organiques. Sa détermination se fait par calcination.

Le Tableau I.7 donne le type de sol en fonction de sa teneur en MO

Tableau I.7: Type de sol en fonction du % en MO

Teneur en matières organiques (MO%)	Type de sol
$MO \leq 3$	Non organique
$3 \leq MO \leq 10$	Faiblement organique
$10 \leq MO \leq 30$	Moyennement organique
$MO \geq 30$	Très organique

Les résultats de différentes analyses chimiques sont résumés dans le Tableau I.8

Tableau I.8: Résultats des analyses chimiques

sondage	Profondeur(m)	CaCO ₃ (%)	SO ₄ ⁻² (%)	Cl ⁻ (%)	M.O (%)	PH	γ _s (t/m ³)
BH1	4.00-4.25				0.43		
	6.30-6.50	Traces	0.24	0.02	6.68	7.3	
	13.60-13.90	38.35	0.24	0.03	0.37	8.18	
	18.70-19.15				0.41		
	21.30-21.60				0.64		
	29.15-29.50				0.66		
	33.00-33.20				8.15		2.43
BH2	3.65-3.95	17.8	0.12		0.62	8.6	
	27.90-28.20		0.16	0.04	0.58	8.1	
	34.50-34.75	28.76	0.28			8.4	
BH4	32.60-32.70				8		2.45
sondage	Profondeur(m)	CaCO ₃ (%)	SO ₄ ⁻² (%)	Cl ⁻ (%)	M.O (%)	PH	γ _s (t/m ³)
BH5	5.85-6.15		0.16	0.03	0.43		
BH6	8.00-8.40	10.27					
BH7	33.00(SPT)				9.25		2.25
BH8	15.90-16.20		0.2		0.16		
BH9	8.55-8.95	6.16					
	34.20-34.45	8.21			0.31		
BH10	6.40-6.70				2.66		
	24.35-24.70				0.85		
	29.95-30.25		0.12	0.03	2.5		
BH15	4.20-4.50		0.12	0.04	0.42	8.20	
BH16	6.75-7.00		0.20	0.03	0.36	7.8	2.53

A partir des résultats du tableau I.8 nous sommes en présence d'une argile faiblement marneuse à marneuse, non organique à faiblement organique, aucune agressivité vis-à-vis du béton

Tableau I.9: Analyse chimique de l'eau en mg/l

Sondage	Cl ⁻	SO ₄ ²⁻	PH
BH1	205.9	181.08	7.34
BH2	184.6	214	7.23
BH5	177.5	177.5	7.32

·Acidité

Un sol est dit acide lorsque la quantité d'ions H⁺ libres est supérieure à la quantité de cations alcalins ou alcalino-terreux. Un sol est qualifié d'acide lorsque son PH est < 6,5.

Les argiles du site Boufarik ne sont pas acides.

L'eau est basique (PH > 7), elle n'est par conséquent pas agressive vis à vis du béton

Tableau I.10: Degrés de consistance d'une argile en fonction d'observation in situ.

consistance	Résistance à la compression	Identification faite sur place
Très molle	0.025	Le poing S'enfonce facilement sur plusieurs centimètres
Molle	0.025 à 0.05	Le pouce S'enfonce facilement sur plusieurs centimètres
Moyennement raide	0.05 à 0.1	Le pouce peut être enfonce sur plusieurs centimètres avec un effort modéré
Relativement raide	0.1 à 0.2	Empreinte facile du pouce pénétration avec grand effort
Très raide	0.2 à 0.4	Facile à rayer avec l'ongle du pouce
dure	0.4 à 0.8	difficile à rayer avec l'ongle du pouce
Très dure	> 0.8	Très difficile à rayer avec l'ongle du pouce

Sur la base d'essais au laboratoire, on peut conclure que nous sommes en présence d'un sol composé principalement d'argile Très molle à vaseuse avec quelques inclusions de tourbe. Selon le Tableau I.10, la résistance à la compression peut varier de 0.025 kn/mm² à 0.05 kn/mm²

I.6.6 Analyse des résultats d'essais œdométriques

Compressibilité à l'odomètre (Norme NFP 94-090 : Essai œdométrique – Essai de compressibilité sur matériau fins satures avec chargement incrémentale par paliers).

Cet essai permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériaux placée dans une enceinte cylindrique rigide (odomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini.

Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. L'essai permet d'obtenir deux types de courbes :

-La courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée ; elle permet de déterminer l'indice des vides initial e_0 , la Pression de consolidation P_c , ainsi que les indices de compression C_c et de gonflement C_g .

-Les courbes de consolidation, qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante. Elles permettent de déterminer le coefficient de consolidation C_v .

Tableau I.11 : indices de compression C_c et de gonflement C_g et l'indice des vides initial e_0

N° Sondage	profondeur	P_c (bars)	C_c (%)	C_g (%)	e_0
BH1	4-4.25	1.51	9.85	1.78	0.885
	6.3-6.5	0.30	27.48	5.03	1.426
	21.3-21.6	1.96	8.87	1.54	0.510
	33-33.2	1.39	84.15	12.79	3.059
BH2	3.65-3.59	0.86	21.77	8.18	1.059
	27.9-28.2	2.06	20.36	6.05	0.888
BH8	15.9-16.20	1.46	15.11	5.22	0.761
	47.35-47.65	1.56	12.48	2.49	0.662
BH9	8.55-8.95	1.94	22	2.97	0.807
BH5	4.85-5.15	0.84	19.17	7.63	1.131
BH14	6.65-7.0	1.49	20.69	3.08	0.758
BH16	6.75-7.0	1.16	19.49	3.44	0.765
BH12	3.3-3.6	0.87	12.35	2.73	0.686
BH13	26.65-26.95	0.90	12.02	2.02	0.677
BH15	4.2-4.6	0.93	20.79	5.93	0.974

I.6.7 Essais de gonflement libre

Le seul échantillon teste est : **BH02 : 27.90/28.20m Pg=0.75 bars $e_o= 0.864$ $e_r= 0.894$**

Le résultat montre un sol non gonflant à partir de la pression de gonflement

Les résultats œdométriques obtenus montrent une grande dispersion: en particulier, comme le montre le tableau I.11, l'indice des vides naturels (e_o) du matériau varie de 0.6 à 3 et ce, de façon aléatoire en fonction de la profondeur. Comme il a été indiqué précédemment, la teneur en eau sur une même éprouvette peut varier de 65% à 100%

Nous sommes en présence d'argiles très tassantes. Il faut signaler que parfois, comme le montre le tableau des résultats, le C_c est influence par le fait qu'entre la confection de l'éprouvette et le démarrage de l'essai, il se produit une déshydratation de l'échantillon d'où un C_c sous évalué.

. Pour une teneur en eau variant de 20 à 40%, et C_c approche les 40% Nous nous situons dans un sol très compressible

Terrains cohérents

Tels que argiles, marnes, sable argileux, plus ou moins compacts, nécessiteront une étude sérieuse car leur portance peut varier considérablement selon la teneur en eau et leur consistance. Dans ce cas on trouve:

- terrain mou, pétrissable à la main - 0,02 à 0,06 MPa ;
- terrain consistant, difficile à pétrir - 0,08 à 0,15 MPa ;
- terrain compact et s'émiette - 0,15 à 0,30 MPa ;
- terrain dur ou en masse compacte - 0,30 à 0,40 MPa ;

Terrains compressibles et affouillables : Tels que terre végétale, terres fluentes (vases, limons), tourbe, glaise et marne très plastiques, constituent de très mauvais terrains qu'il faut traverser en général si l'on veut trouver un bon sol pour des constructions durables. Dans ce cas ils peuvent des contraintes dépassant rarement la valeur de 0,06 MPa.

I.6.8. Essais de cisaillement

Essai de cisaillement direct (à la boîte de casagrande)

Sols cohérents : Les paramètres C , C' sont influencés par les conditions de drainage et par la teneur en eau. Quand le sol est saturé, c'est souvent le cas dans les sols cohérents, l'eau empêche les particules de sol de se serrer. À l'état de rupture, la résistance de cisaillement est constante et égale à la résistance de cisaillement non drainé c_u . C'est l'approche de calcul en contraintes totales. Lorsque le drainage est envisageable et que les contraintes de cisaillement sont reprises uniquement par les

particules de sol; la cohésion c devient la cohésion effective c' et l'angle (p) devient l'angle de frottement effectif ϕ' . C'est l'approche de calcul en contraintes effectives. Cette approche est utilisée pour le calcul de la stabilité des fondations, des remblais et des talus.

Une augmentation de la teneur en eau du sol diminue les forces de cohésion. Dans les sols compactés la cohésion (C) est plus importante, alors que la cohésion effective (C') est presque nulle dans les sols normalement consolidés (Holtz et Kovacs, 1991)

Tableau I.12: Résultats des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande

N° Sondage	Profondeur	C (bar)	ϕ°
BH1	4/4.25	0.16	8.98
	21.3/21.5	0.36	14.41
BH2	3.65/3.95	0.1	15.46
BH5	4.85/5.15	0.15	20.23
BH13	26.65/26.95	0	25.67
BH15	4.2/4.5	0.13	20.53
BH12	19.7/20.0	0.2	21.1
BH8	15.9/16.2	0.16	23.23
	7.45/7.80	0.13	22.24

Modes de rupture des sols

On peut distinguer deux types de comportements fondamentaux dans les sols. A ces deux types de comportements sont associées deux types de modes de rupture, il s'agit :

- **Sols de type A** : C'est le comportement du sable lâche et celui de l'argile normalement consolidée (N.C)
- **Sols de type B** : C'est le comportement du sable dense et celui de l'argile sur consolidée
-
- ❖ Le sol de la future centrale électrique de Boufarik est de type A

En conformité avec les valeurs courantes d'une argile molle : voir le tableau 1.13. Les valeurs de ϕ variant de (14° à 20°)

La dilatance (Strain softening) : décrit le comportement du sol qui montre un pic à la contrainte tangentielle maximale.

La contractance (Strain Hardening) : Signifie que le sol ne montre aucun comportement à pic et la masse de sol atteint un état de contrainte tangentielle maximale.

Tableau I.13: valeurs courantes des angles de frottement internes

Matériau	nature	Angle de frottement ϕ en °
Sables peu compacts	Grains arrondis et uniformes	28
	Grains anguleux granulométrie continue	34
Sables compacts	Grains arrondis et uniformes	35
	Grains anguleux granulométrie continue	46
Sables silteux et silts	Essai de cisaillement lent de sables peu compacts	27 à 30
	Sables compacts	30 à 35
	Essai de cisaillement rapide consolidé	17 à 22
Argiles	Non consolidées à forte teneur en eau $C = 0$	
	Essai lent consolidé	28 à 30
	Essai rapide consolidé	14 à 20

I.7 LES ESSAIS IN-SITU

I.7.1 Essai down hole

✓ Analyse des résultats pour Sc-01(BH-01)

La corrélation de la coupe lithologique du sondage Sc.01 avec les résultats obtenus à partir du diagramme down-hole montre :

• Le premier terrain, apparaissent les argiles molles parfois limoneuses, sur une profondeur de 5.0 mètres; les valeurs des ondes de compression atteignent les 1030 m/s, et 396 m/s pour les ondes de cisaillement. Les valeurs des modules d'élasticité dynamique en MPa sont :

$$E_{\text{dyn}} = 624 \text{ MPa} \qquad G_{\text{dyn}} = 221 \text{ MPa}$$

• Le second terrain : mis en évidence, entre les profondeurs 5.0 m et 10.0 mètres, avec $V_p = 1150 \text{ m/s}$ et $V_s = 294 \text{ m/s}$; attribue également aux argiles molles parfois sableuses et caillouteuses avec la présence d'un niveau de tourbes .Les caractéristiques dynamiques sont représentées comme suit :

$$E_{\text{dyn}} = 197 \text{ MPa} \qquad G_{\text{dyn}} = 67 \text{ MPa}$$

• Le troisième terrain : recoupe à partir de 10.0 mètres jusqu'à 17.0 mètres de profondeur ; représente essentiellement les argiles sablo-limoneuses avec des cailloux gréseux, dont les vitesses enregistrées atteignent les 1180 m/s pour l'onde "P", et 461 m/s pour l'onde "S" ;

Les valeurs des modules dynamiques sont de l'ordre de 1090 MPa pour le module de Young E ; et oscillent autour de 386 MPa pour le module de cisaillement G ;

• Le quatrième terrain, atteint une profondeur de 33.0 mètres, les célérités calculées montrent une progression dans les vitesses, de l'ordre de 1490 m/s pour les ondes P et 405 m/s pour les ondes S ; correspondant aux facies argileux organiques sableux et mous; Les valeurs des modules dynamiques sont de l'ordre de 411 MPa pour le module de Young, et oscillent autour de 141 MPa pour le module de cisaillement.

I.7.2 Essai de résistivité électrique

✓ Analyse des résultats de Prospection Géophysique (électrique)

Des résultats des essais de résistivités électriques réalisés Sur le site de la centrale électrique de BOUFARIK montre que le site se situe dans une dépression assez large de dépôt de vases, de tourbes et d'argiles molles sursaturées d'eau.

D'une manière générale, comme pour les roches, les résistivités mesurées diminuent quand la teneur en eaux et le degré de saturation augmentent; cette diminution est beaucoup plus marquée pour les faibles masses volumiques aux faibles teneurs en eaux.

Le domaine des très faibles valeurs de teneur en eau (inférieures à 10 %) et de degré de saturation. Dans ce domaine, la résistivité augmente drastiquement lorsque la teneur en eau diminue. On interprète cette augmentation brutale par l'apparition de « chemins » préférentiels de conduction électrique : la conduction électrique n'est alors assurée que par quelques films d'eau (état proche du seuil de percolation).

Le domaine des très fortes valeurs de teneur en eau et de degré de saturation (supérieures à 70%) Qui correspond à la fin du remplissage de la porosité structurale. Dans ce domaine, la résistivité reste sensiblement constante lorsque la teneur en eau varie. La variation du contenu en eau dans la porosité structurale a l'approche de la saturation totale en eau, a peu d'influence sur la résistivité électrique.

Un domaine intermédiaire au précédent indice 2 s. L'évolution de la résistivité avec la teneur en eau et le degré de saturation montre pour les faibles masses volumiques ($1,1 \text{ g cm}^{-3}$ et $1,3 \text{ g cm}^{-3}$) un point d'inflexion. Ce point se trouve être proche d'une valeur critique caractéristique de la transition entre deux modes de remplissage/vidange de la porosité structurale et texturale. Cette teneur en eau critique est constante et égale à 0,20g puisque le contenu en eau dans la porosité texturale n'est pas affecté par les variations de masse volumique

I.7.3 Essai SPT

Les essais SPT ont été réalisés dans les sondages carottes alors que les essais pressiometriques dans des sondages non destructifs.

Récapitulatif des résultats SPT

L'essai S.P.T consiste à faire pénétrer dans le sol par battage, un carottier de dimensions normalisées, porte par un train de tiges et de compter le nombre de coups nécessaire à l'enfoncement de 30 cm. Les essais ont été réalisés à l'intérieur des forages, chaque 1.50 m de profondeur dans les couches sableuses.

Inconvénients

Malgré l'utilisation fréquente de l'essai SPT et sa mise en œuvre simple, l'essai SPT est fortement affecté par les conditions de forage et d'échantillonnage. De plus, il est généralement admis que le nombre de coups augmente avec la taille des particules (pour un diamètre supérieur à 2mm environ) dans les sols granulaires, pour un même poids volumique.

Par ailleurs la norme NF P 96-114 précise que l'essai ne s'applique qu'aux sols dont la dimension des plus gros éléments ne dépasse pas 20mm, dont la valeur N (Nbre de coups) est comprise entre 0 et 50 et pour des profondeurs d'investigation ne dépassant pas 50m.

Le calcul de la charge en pointe se fait par utilisation de l'indice de pénétration à la pointe du pieu. Or, pour les pieux, on ne doit pas s'arrêter brutalement à la couche résistante car, IL peut exister une couche de faible résistance en dessous. Les groupes de pieux se comporteront

Vis à- Vis de la couche faible comme des semelles et des désordres qui ne se produiraient pas sous les pieux isolés peuvent se manifester. L'essai SPT est très sensible au mode de mise en œuvre.

Le tableau des résultats de l'essai SPT qui se trouve dans l'annexe; on voit apparaître 03 zones franches de SPT.

***/1^{ère} zone** : correspondant à l'horizon de limon argilo sableux mou + argile finement sableuse

N=5-10 : sol inconsistant

***/2^{ème} zone** : correspondant à l'horizon argileux légèrement sableuse +graviers et concrétions.

N=10-46 : sol moyen

***/3^{ème} zone** : argile molle avec quelque fois inclusion de gravillons de forme arrondie :

N=10-40 : sol inconsistant a moyen

Nbre. De coups	Densité relative
0 à 4	Très inconsistant
4 à 10	inconsistant
10 à 30	Moyen
30 à 50	Compact
Au-dessus de 50	Très compact

A partir de 15 m de profondeur, une partie de l'énergie du mouton est absorbée par la longueur des tiges, ainsi que par les concrétions et les graviers contenus dans les argiles.

I.7.4 Essai Préssiométrique

Certains expérimentateurs ont cherchés, dès les premières années du pressiomètre, à relier les caractéristiques pressiométriques (pression limite P_l et module de déformation E_m) aux paramètres classiques de cisaillement, c'est-à-dire l'angle de frottement interne et la cohésion. Mais ils se sont heurtés a deux difficultés : - La prise en compte simultanée de l'angle de frottement et de la cohésion dans un schéma de comportement élasto-plastique du sol, et dans l'hypothèse de déformation sans variation de volume ;

- L'influence de la pression interstitielle dans l'essai pressiométrique qui est un essai rapide non consolide et non draine, et qui, à ce titre, devrait conduire à l'évaluation de la cohésion et de l'angle de frottement interne non draine, c'est-à-dire C_u et Ils ont alors simplifié le problème en se plaçant dans les deux cas limites des sols fins purement cohérents et saturés $\phi_u=0$, et dans celui des sols granulaires purement frottant ϕ_u .

I.7.4.1 Facteurs pouvant influencer l'essai pressiométriques

L'essai pressiométriques est sujet à plusieurs facteurs qui peuvent influencer les valeurs des caractéristiques pressiométriques.

a) Influence de la qualité du forage

La qualité du forage est le critère fondamental qui conditionne la qualité de l'essai pressiométrique. En effet lors du forage nous assistons à un remaniement des parois du forage, du a la méthode d'extraction du sol. Ainsi les caractéristiques mécaniques du sol au niveau des parois changent. Il en résulte alors une courbe pressiométrique dégénérée.

Dans le cas des argiles, nous assistons à une grande modification du module de déformation due au fait que la résistance de l'argile est fortement liée à sa cohésion.

b) Influence de la profondeur

En dehors du remaniement du à l'exécution des forages, on peut assister à une plastification des parois du forage à partir d'une certaine profondeur mettant ainsi le sol dans un état très différent de son état vierge. En effet, supposons que le forage soit réalisé en terrain cohérent de cohésion C_u et de densité γ . Le forage étant cylindrique, aux parois on a: $\sigma_0 = 0$ et $\sigma_0 = 2 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot z$.

Par ailleurs la condition de plasticité s'écrit $\sigma_0 = 2 C_u$. L'expérience montre qu'on ne peut atteindre un comportement élastique que pour une valeur du déviateur $\leq C_u$ c'est-à-dire pour des profondeurs ($z \leq C_u / 2 k_0 \cdot \gamma$). Au-delà de cette profondeur le sol devient plastique.

Cette plasticité du sol modifiera fortement les valeurs des caractéristiques de l'essai pressiométrique à déterminer.

c) Influence des cellules de garde

Dans le pressiomètre Menard, les cellules de garde utilisées permettent de mesurer un champ de déformation cylindrique au niveau de la cellule centrale. Cependant pour d'autres types de pressiomètre, il n'existe pas de cellules de garde. Ainsi des études de comparaison, ont montré qu'il n'y a aucune différence significative qu'il s'agisse du module de déformation, des pressions limites et des pressions de fluage.

I.7.4.2 Traitement des données pressiométriques (PT02)

Le PT02 est situé à proximité du BH2 dont I_c varie de 0.841 à 1.07, P_c de 0.86 à 2.06 et $C_u = 0.1$ bars $\phi_u = 15^\circ$, sols sous consolidate et mou.

Tableau I.14: Résultats des essais pressiométriques

N°Couche	Prof(m)	P_1 (bars)	P_f (bars)	E_m (bars)	E_m / P_1	P_o (bars)	p_1^* (bars)	C_u
1	3	0.9	0.07	3.6	4	0.27	0.63	0.114
2	4.5	1.4	0.08	7.8	5.5	0.741	0.99	0.18
3	6	1.9	1.2	21.7	11.7	0.54	1.36	0.247
4	7.5	1	0.8	14.3	14.3	0.68	0.32	0.058
5	9	2.5	1.3	19	9	0.82	1.28	0.232
6	10.5	5.9	3.7	40.5*	6.9	0.96	4.94	0.441
7	12	4.8	2.5	33.9	7.1	1.09	3.71	0.34
8	13.5	7.0	2.5	110.2*	15.7	1.23	5.77	0.510
9	15	7.5	5.2	35.1*	4.7	1.37	4.76	0.426
10	16.5	10.1	6.1	78.8*	7.8	1.51	8.59	0.745
11	18	2.9	2.7	13.2	4.5	1.64	1.5	0.272
12	19.5	11.8	6.4	74.8*	6.3	1.78	8.24	0.716
13	21	10.7	4.1	151.2*	14.2	1.92	8.08	0.703
14	22.5	4.0	3.5	18.1	4.5	2.06	1.94	0.352
15	24	4.9	3.6	32.6*	6.7	2.09	2.81	0.510
16	25.5	4.5	3.3	30.5	6.8	2.33	2.17	0.394
17	27	6.3	4.7	63.6*	10.1	2.47	3.83	0.349
18	28.5	4.8	3.7	43.3	9.1	2.61	2.19	0.398
19	30	7.4	2.2	51*	6.9	2.74	4.66	0.418
N°Couche	Prof(m)	P_1 (bars)	P_f (bars)	E_m (bars)	E_m / P_1	P_o (bars)	p_1^* (bars)	C_u
20	21.5	6.1	2.5	74.4	12.2	2.88	3.22	0.298
21	33	8.3	3.1	152*	18.3	3.02	5.28	0.470
22	34.5	9.5	8.4	36*		3.16	6.34	0.558

C_u varie de 0.16 à 0.36bars ; les valeurs $E_m \geq 30$ bars ne doivent pas être prises en Compte Pour nos calcul a – 20 m on prendra $P_1 = 4$ bars, $E_m = 18.1$ bars et $P_1^* = 1.94$ bars

I.7.5 Essai au pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique est un essai in situ, qui consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe conique portée par un train de tiges et à mesurer de manière continue et à des intervalles déterminés, la résistance du sol à la pénétration.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont :

- l'effort de pointe
- l'effort total.

Les résultats sont présentés sous forme de pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur, ils permettent ainsi de définir un horizon de fondation en corrélation avec la coupe géologique du site, de déterminer la contrainte admissible du sol et le tassement des couches sous l'action de cette contrainte.

I.7.5.1 Résultat des essais

Les résultats des essais au pénétromètre statique obtenus sont donnés dans le tableau dans l'annexe L'analyse de ces résultats montre que les refus sont atteints à des profondeurs assez importantes variables de 13.92 mètres à 22.76 mètres. Ces refus sont dus essentiellement aux efforts développés par les frottements latéraux plutôt qu'aux résistances de pointe qui sont faibles à médiocres avec des valeurs au refus variant de 2.89 MPa à 11.23 MPa (avec dominance des valeurs autour de 3 à 4 MPa). Ces résultats indiquent que ce sol a une portance faible à médiocre.

1.8 CALCUL DE FONDATION SUPERFICIEL

1.8.1 Contrainte admissible

1.8.1.1 A l'aide du pénétromètre statique

La contrainte admissible d'une fondation peut être estimée par l'essai pénétrométrique d'après la formule :

$$\sigma_{adm} = R_{pmin} / \alpha$$

Avec :

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol R_{pmin} : Résistance de pointe minimale (bars)

α : Coefficient de la réduction égale à 15 (cône double)

Suivant le diagramme du pénétromètre statique N° 05, la résistance de pointe minimale enregistrée à 1^m.50 de profondeur est $R_{pmin} = 17 \text{ bars}$

$$D'ou: \sigma_{adm} = \frac{R_{pmin}}{15} = \frac{17}{15} = 1.13 \text{ bars} \quad \sigma_{adm} = 1.13 \text{ bars}$$

I.8.1.2 A partir des essais au laboratoire

Le calcul se fera en supposant une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la formule générale de TERZAGHI applicable aux fondations superficielles donnant la contrainte limite est:

$$\sigma_{limite} = 0.50 \cdot (1 - 0.2 \cdot B/L) \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_h \cdot D \cdot (N_q - 1) + (1 + 0.2 \cdot B/L) \cdot C \cdot N_c$$

La contrainte admissible du sol est :

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{limite}}{\alpha} + \gamma_h \cdot D$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

D : Profondeur d'encastrement.

γ_h : Densité humide de la couche porteuse.

C : Cohésion drainée

N_c : Facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne ϕ (terme de cohésion proportionnel à C).

N_q : Facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne ϕ (terme de profondeur proportionnel à D)

N_γ : Facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne ϕ (terme de surface proportionnel à B).

α : Coefficient de sécurité = 3

Calcul de la contrainte admissible sous le radier

Le calcul de la contrainte admissible se fait en utilisant la formule de Terzaghi

Profondeur d'ancrage : D = 0.60m

B (Largeur de la semelle) = 6.6m

L (Longueur de la semelle) = 24m

La contrainte limite σ_{limite} est égale à 5.05 bars

La contrainte admissible σ_{adm} est égale à 1.98 bars

1.8.1.3 À partir des essais pressiométriques

Les calculs sont réalisés avec un radier ($6.6 \times 24m$), dont la base est située à 0.6 m de profondeur par rapport à la plate forme

Par ailleurs, la charge est considérée verticale et centrée, bien que le dispositif de chargement répartisse ensuite la charge

La contrainte ultime de rupture, notée q'_u , vaut:

$$q'_u = q'_0 + K_p \times p_{le}^*$$

La pression limite nette équivalente telle que :

$$p_{le}^* = \sqrt[3]{0.63 + 0.99 + 1.36} = 1.45 \text{ bars}$$

$$p_{le}^* = 1.45 \text{ bars}$$

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est égale à :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz$$

$$D_e = \frac{1}{1.45} (0.6 \times 0.63) = 0.26m$$

Le facteur de portance pressiométrique (K_p) est calculé selon la relation suivante :

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \times \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$B = 6.6m \quad L = 24m \quad \text{donc : } K_p = 0.8$$

Le calcul de la contrainte verticale effective au niveau de la base de la fondation après travaux q'_0 s'effectue en tenant compte du niveau de la nappe qui est à 0.6m de profondeur par rapport à la plateforme :

$$q'_0 = z_{\text{hors nappe}} \times \gamma_h$$

$$q'_0 = 0.6 \times 19 = 11.4 \text{ kpa}$$

La contrainte effective de rupture est donc égale à :

$$q'_u = q'_0 + k_p \times p_{le}^*$$

$$q'_u = 11.4 + (0.8 \times 145) = 127.4 \text{ KPa}$$

Les états limites (ELU) de mobilisation de la capacité portante du sol sont vérifiés si la condition suivante est respectée :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec: $\gamma_q = 2$ $i_{\delta\beta} = 1$

$$q'_{ref} = \frac{Q \text{ appliquee}}{\text{surface}} = 53.5 \text{ kPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{1}{2}(127.4 - 11.4) + 11.4 = 69.4 \text{ KPa}$$

$$q'_{ref} = 53.5 \text{ KPa}$$

$$q'_{ref} = 53.5 \leq 69.4 \text{ KPa} \quad \text{est donc vérifié}$$

Tableau 1.15 : Contrainte admissible calculée sur la base d'essais pressiométriques

N° de sondage	$\gamma_h(t/m)$	B(m)	L(m)	D(m)	p_{le}^* (bars)	D_e	Nature du sol	K_p	q_u	Q_{adm} (bars)
Pt02	1.9	6.6	24	0.6	1.45	0.26	Arg-molle de classe A	0.8	1.27	0.53

De ce qui précède la contrainte admissible trouvée à partir de :

- Essai au pénétromètre statique : $\sigma_{adm} = 1.13$ bars

- Essai au laboratoire : $\sigma_{adm} = 1.98$ bars

- Essai au pressiomètre : $\sigma_{adm} = 0.53$ bars

Donc, la contrainte admissible à adopter pour le site est de 0.53 bars

I.8.2 Calcul du tassement

I.8.2.1 À partir des essais pressiométriques

- Le tassement total est calculé selon : $S_T = S_S + S_d$

Avec :

$$S_S = \frac{\alpha}{9 \times E_m^s} (q'_{ref} - \sigma'_{v0}) \times \lambda_s \times B$$

$$E_m^s = E_1 = 3.6 \text{ bars}$$

$$S_s = \frac{2/3}{9 \times 0.36} \times (0.0535 - 0.0114) \times 1.35 \times 6.6$$

$$S_s = 7.7 \text{ cm}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times E_m^d} \times (q'_{\text{ref}} - \sigma'_{v0}) \times B_0 \times \left[\frac{B}{B_0} \times \lambda_d \right]^\alpha$$

$$\frac{4}{E_m^d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5 E_{6-8}} + \frac{1}{8.5 E_{9-16}}$$

$$E_m^d = 7$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times 7} (0.0535 + 0.0114) \cdot 0.6 \left[\frac{6.6}{0.6} \times 1.9 \right]^{2/3}$$

$$S_d = 6.1 \text{ cm}$$

$$S_T = S_s + S_d = 7.7 + 6.1 = 13.8 \text{ cm}$$

I.9 CONCLUSIONS

Le sol composant le site de la future centrale électrique GAMA de Boufarik est de type :

- Argile molle à vaseuse et parfois organique
- L'épaisseur des couches dépasse les 50m (profondeur max atteinte par les sondages)

- Des logs de sondages il y a au moins 02 nappes : une entre 11a17/18m et à partir de 46/47m quand retrouve dans la plaine de Boufarik
- Le sol est une argile normalement consolidée.
- Tassement très élevés (à savoir le tassement différentiel).
- Une mauvaise portance de sol.

Les problèmes rencontrés dans ce sous-sol de fondation de ce projet sont dû à sa situation dans le bassin de la Mitidja, qui se situe dans une forte zone sismique -Zone III (RPA 1999 version 2003) ce qui nécessite des modes une fondation adéquats.

- Pour des fondations superficielles il existe un grand risque de tassement différentiel au vu de la grande dispersion spatiale des couches (Annexe A)
- Le passage aux fondations profondes (pieux flottants) dans ce type de sol génère des oscillations dans la superstructure qui développe des efforts inertiels et des moments à sa base, sans oublier les délais importants pour la réalisation des pieux.
- Avant toute tentative de réalisation, il faudrait impérativement procéder à une amélioration des propriétés mécaniques des sols composant le site.

II.1 INTRODUCTION

Les méthodes d'amélioration des sols constituent les outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de l'inadaptation de certains terrains à accommoder les ouvrages projetés.

Les techniques d'amélioration des sols sont nombreuses, on peut les classer en trois catégories :

- Dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol.
- En deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.).
- La troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géosynthétiques par exemple). (B .ZIGHMI I. (2011)).

II.2 PRINCIPES DE BASE D'AMELIORATION DES SOLS EN PLACE

Presque tous les ouvrages de génie civil, barrages, routes, bâtiments, ouvrages d'art, etc. reposent sur le sol ou utilisent le sol comme matériau de construction. Pour une construction projetée, l'idéal serait de trouver un site où les sols en place ont des propriétés acceptables répondant aux exigences du projet. (Fondasol © (2012))

Pour construire sur des sites défavorables, on dispose les alternatives suivantes :

- Enlèvement des mauvais sols par excavation ;
- Amélioration des propriétés mécaniques des sols en place pour les rendre compatibles avec les exigences du projet ;
- Révision du concept du projet. Un ouvrage conçu avec des semelles superficielles peut être réétudié en tant qu'ouvrage avec des fondations flottantes et être ainsi construit sur un sol très compressible ;
- Mise hors compte d'un mauvais sol. On peut employer des pieux pour transférer la charge d'une structure à travers un sol mou jusqu'à une couche résistante.
- Compactage, notamment le compactage dynamique et vibor-compactage ;
- Consolidation par pré-chargement avec ou sans drainage vertical, électro-osmose et explosion ;
- Injection, Jet-Grouting ;
- Drainages ;
- Stabilisation par congélation ;
- Renforcement des sols par armature (terre armée, terre coulée, etc...).(Fondasol©, 2012).

II.3 But de l'amélioration des sols en place

On peut tenter d'améliorer un sol en place, entre autre, pour les raisons suivantes :

- ❖ Augmenter sa résistance en place, pour augmenter sa capacité portante ;
- ❖ Améliorer la stabilité d'un talus existant ;
- ❖ Assurer la stabilité temporaire des travaux d'excavation sans recours aux systèmes d'étaionnement conventionnels ;
- ❖ Arrêter le mouvement d'une pente instable pour permettre des travaux de confortement permanent ;
- ❖ Augmenter la résistance latérale des sols offerte aux pieux installés ;
- ❖ Diminuer la compressibilité des sols en place ;
- ❖ Diminuer la perméabilité des sols ;
- ❖ Permettre le percement d'un tunnel dans un terrain difficile ;
- ❖ Accélérer la consolidation d'un dépôt d'argile ;
- ❖ Contrôler les infiltrations d'eau autour d'un ouvrage ;
- ❖ Réduire les risques de liquéfactions des dépôts granulaires lâches ;
- ❖ Diminuer le potentiel de déformation volumique des sols ;
- ❖ Homogénéiser les sols pour réduire le risque de tassement différentiel ;
- ❖ Réduire la gélivité ;
- ❖ Effectuer des travaux de reprise en sous-œuvre ;
- ❖ Stabiliser un remblai nouvellement mis en place. (Fondasol©, 2012).

II.4 Domaine et limites d'application des différentes techniques

L'application des techniques d'amélioration des sols est directement liée à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience dans ce domaine établit la figure suivante. (DHOUIB (2004).)

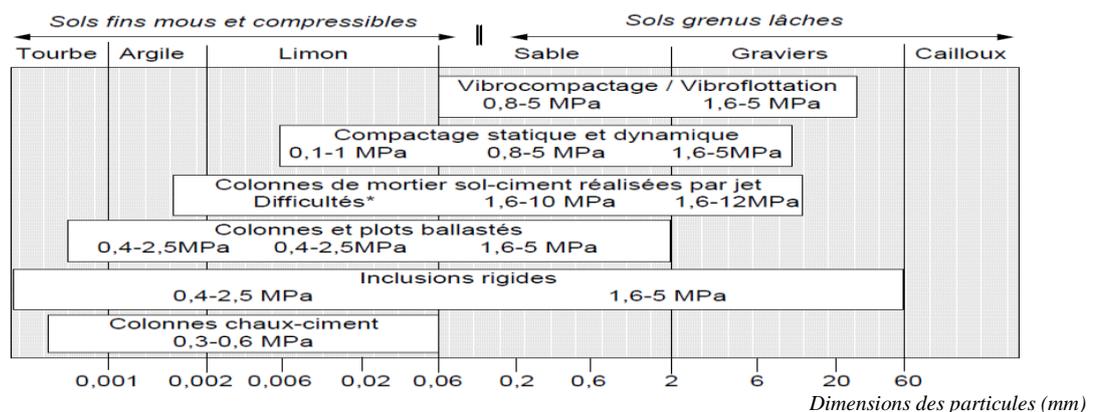


Figure II.1 : Limites et domaine de validité des techniques d'amélioration des sols.

(A.DHOUIB. (2004)).

II.5 Technique classique

II.5.1 Le préchargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Elle consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s . (B .ZIGHMI I.2011).

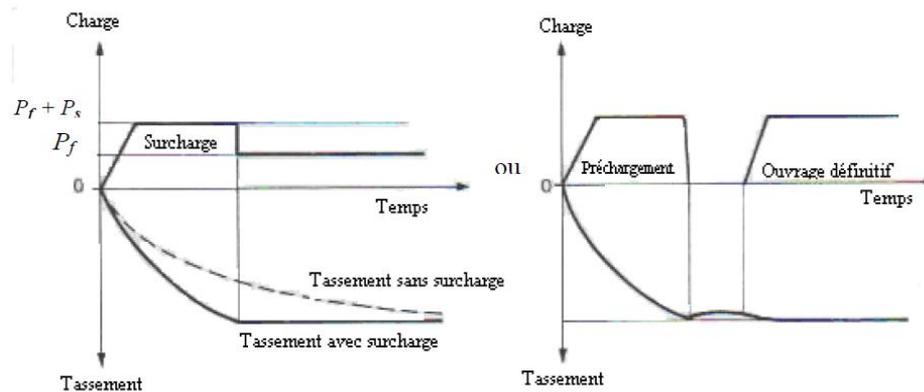


Figure II.2 : Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (B .ZIGHMI I.2011).

II.5.1.1 Domaine d'application et techniques de mise en œuvre

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité).

Surcharge en terre

La méthode la plus courante (Fig. II-3-a) consiste à édifier sur le site un remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eau, utiliser des containers de stockage ou encore l'aménagement d'une route provisoire pour faire circuler des engins qui représentent des surcharges mobiles). Lors de la mise en place de ce procédé, une couche de sable est préalablement installée pour épouser les déformations du sol sous-jacent et contribue à l'évacuation de l'eau qui peut arriver à la surface. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le préchargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'évacuation de l'eau. Avec un repère préalablement fixé, on mesure régulièrement le tassement du sol et, lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, on peut décharger et exécuter la construction des fondations superficielles.

En général, si la hauteur du mauvais terrain dépasse 5 mètres, on prévoit après le chargement un système de fondation en radier car il reste des risques de tassements différentiels. (B .ZIGHMI I.2011).

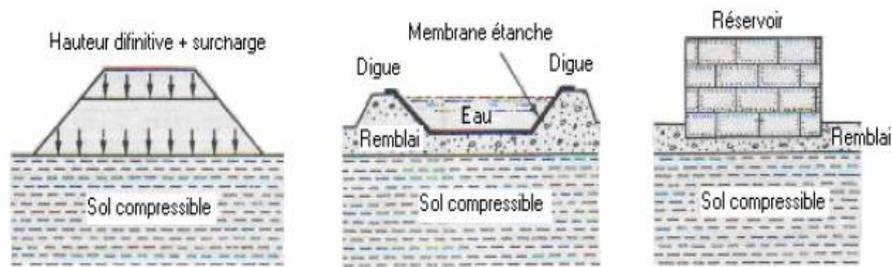


Figure II-3-a) : chargement par remblai ou par réservoir (B .ZIGHMI I.2011).

✓ La consolidation atmosphérique

Cette méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes.

Pour tous les travaux de chargement dont la durée est mensuelle, il faut prendre des précautions avec le mouvement annuel des nappes. La qualité du tassement sera différente en fonction de la hauteur du niveau piézométrique.

On peut aussi diminuer les pressions interstitielles, et donc précharger le sol, en rabattant la nappe dans la zone à consolider (Fig. II-3-b). Les effets de cet abaissement de la nappe sur le voisinage doivent être soigneusement étudiés dans ce cas. (B .ZIGHMI I.2011).

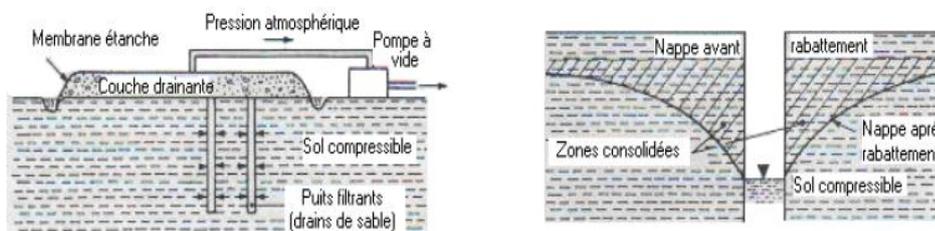
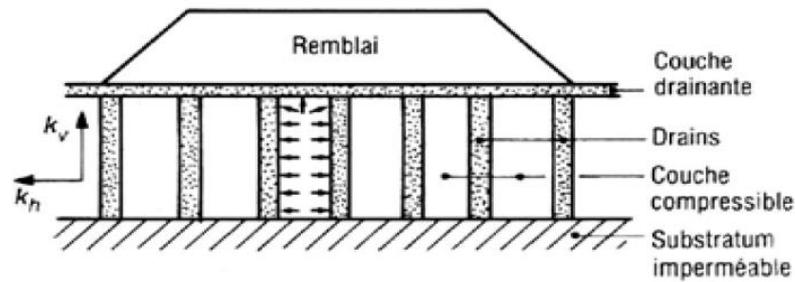


Figure II-3-b) : Chargement par application du vide ou par rabattement de nappe (B .ZIGHMI I.2011).

II.5.3 Les drains verticaux

Cette méthode consiste à la mise en place de réseaux drainants dans le massif du sol (drains verticaux) qui réduisent la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.



k_v et k_h : coefficients de perméabilité verticale et horizontale

Figure II.4 : Réseaux de drains verticaux . (N. SERTIER.2005/2006).

II.6 Les techniques d'amélioration par vibrations profondes

II.6.1 Le comptage dynamique (pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité.

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée de lourds pilons d'acier sur la surface du sol à traiter. Les impacts qui en résultent provoquent le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques.(B .ZIGHMI I.2011).



Figure II.5 : chantiers de compactage dynamique (B .ZIGHMI I.2011).

Le compactage dynamique est notamment utilisé pour :

- support fiable pour fondations superficielles de tous types de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères.
- assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargés, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc.
- réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique.

- stabiliser pentes, barrages, digues, ... etc.
- réduire les vides dans les dépotoirs (décharges).
- défoncer cavernes et mines abandonnées. (B .ZIGHMI I.2011).

II.6.2 Le vibrocompactage (vibroflottation)

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que les sables et graviers, les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre ; il est défini après réalisation des planches d'essais. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l'adéquation du type de vibreur. (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

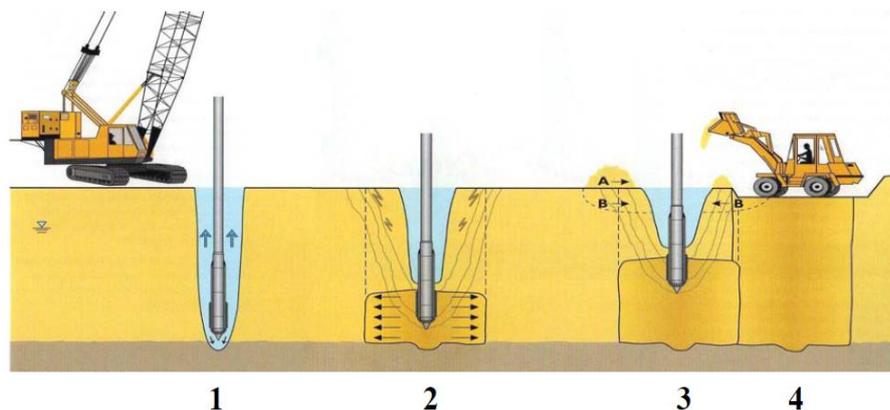


Figure II.6 : Mode opératoire du vibrocompactage (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

- 1. Fonçage** : On réalise le compactage en masse des sols grenus à l'aide de vibreurs spécifiques à basses fréquences.
- 2. Compactage** : Le compactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut en remontant l'outil, selon des critères déterminés par des essais préalables. Le volume compacté est un cylindre de diamètre pouvant atteindre 5 m.
- 3. Apport de matériaux** : Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en décapant progressivement les matériaux du site (B). (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

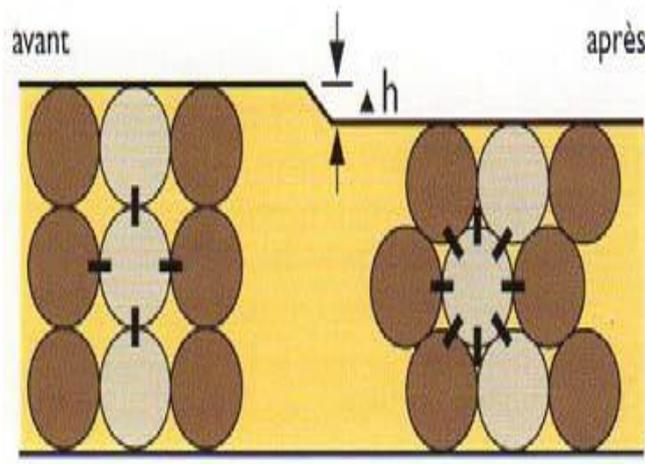


Figure II.7 : Etat de densité du sol avant et après traitement (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.7 Les techniques d'amélioration par inclusion (renforcement)

II.7.1 Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical. (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.7.1.1 Les colonnes par voie sèche

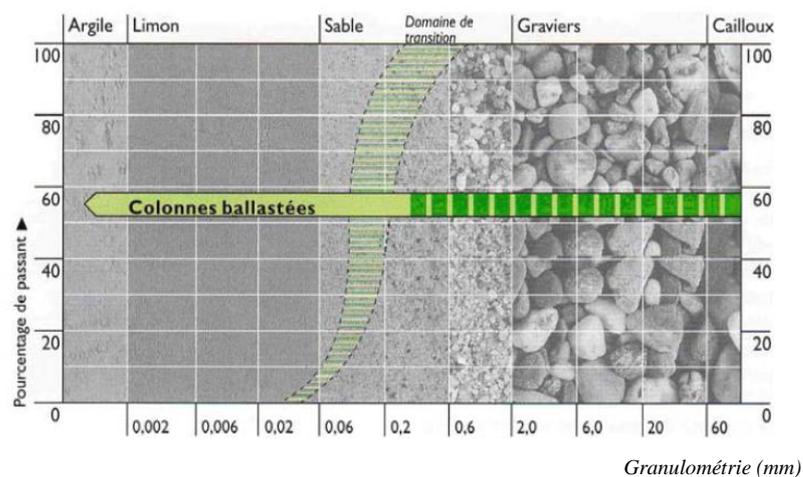


Figure II.8 : Domaine d'amélioration par la colonne ballastée (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

Mode opératoire

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

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

3) Fonçage : 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.

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

5) Finition : La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

(I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

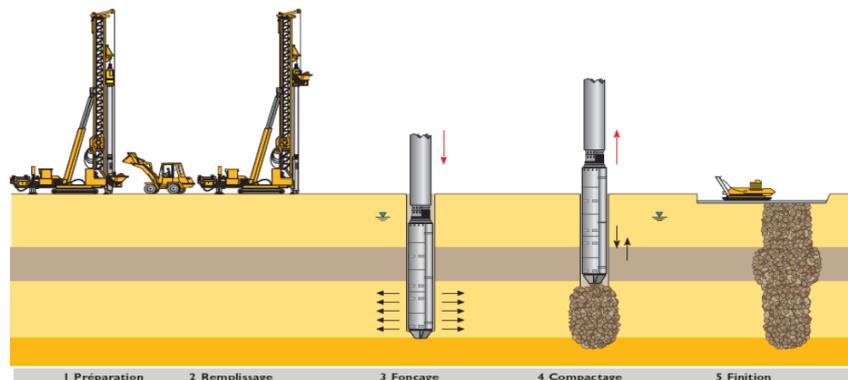


Figure II.9 : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche

(I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.7.1.2 Procédé par voie humide

Le mode d'exécution des colonnes ballastées par voie humide est presque le même que par voie sèche sauf qu'on utilise l'eau comme fluide de lancement et que le ballast n'est pas introduit à l'intérieur du vibreur mais dans le vide annulaire entre le vibreur et le trou formé ce qui permet d'utiliser des agrégats de diamètres plus grands. On peut citer les étapes d'exécution suivantes :

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point centrale de la colonne implanté ;
- 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 (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur : voir figure II.13).
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur. (ZIGHMI)



Lançage à eau Génération d'un phénomène Introduction des temporaire de liquéfaction matériaux d'apport

Figure II.10 : Différentes étapes de la réalisation d'une colonne ballastée par voie humide

II.7.2 Le Jet Grouting "Soilcrete"

La réalisation d'une colonne de Jet Grouting passe par trois étapes

- Réalisation d'un forage par une colonne de tiges dotée d'une tête de perforation classique (tricône par exemple) et d'un dispositif de lançage ;
- ouverture de la colonne de lançage, la colonne est équipée soit d'une buse (mono-jet), soit de deux ou trois buses d'injection (double ou triple jet) ;
- injection en remontant : dans le technique mono-jet, un coulis de ciment à haute pression est injecté, le coulis assure à la fois la déstructuration du terrain et la consolidation par introduction du ciment ; dans les techniques à double ou triple jets, le sol est d'abord déstructuré par une injection d'air ou d'un mélange air et eau avant d'être injecté séparément par du coulis à l'aide d'une buse située plus bas sur la colonne de forage. (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

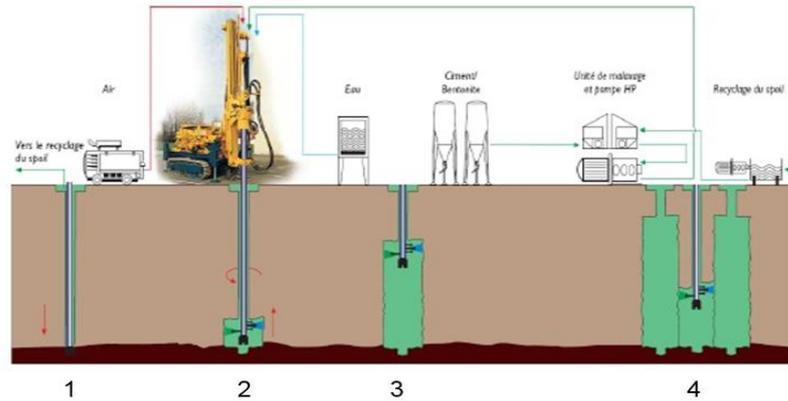
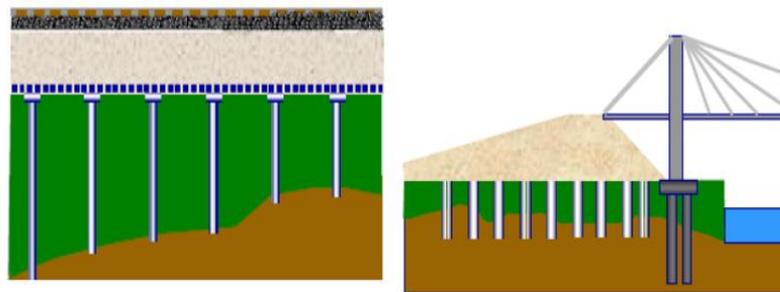


Figure II.11 : Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

Le diamètre de la colonne obtenue dépend de la nature du terrain, de la puissance du jet et des vitesses de remontée et de rotation ; il varie généralement entre 0,6 et 1,0 m. La résistance à la compression simple dépend de la qualité du ciment utilisé, du rapport C/E du coulis et de la nature du sol.

II.7.3 L'amélioration des sols par inclusions rigides

L'amélioration par inclusion rigide verticale est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire. (ZIGHMI .MESSIS . (2008)).



a)- voirie

b)-remblai d'accès a un ouvrage d'art

Figure II.12 : Réseau d'inclusions soumis à un chargement (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et

optimiser l'efficacité du dispositif. Ces inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête. (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.7.4 Les colonnes à module contrôlé (CMC)

Les CMC sont des inclusions semi-rigides et cimentées. Elles sont mises en œuvre comme procédé de renforcement de sol. Cette solution ne vise pas à réaliser des pieux devant supporter chacun directement la charge de l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis et en densité suffisante. Le dimensionnement des CMC se base sur la recherche d'une répartition des efforts entre les colonnes et le sol encaissant en fonction du tassement admissible pour le projet (ZIGHMI.MESSIS, 2008).



Figure II.13 : Chantier de réalisation des Colonnes à Module Contrôlé (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

Les CMC permettent en particulier de fonder les ouvrages dans les cas qui ne pouvaient être traités par les inclusions souples et notamment :

- ❖ Sol trop lâche ou trop mou (manque d'étreinte latérale pour les inclusions souples) ;
- ❖ Sol tourbeux ou organique ou remblais divers (évolution incontrôlée de l'étreinte latérale) ;
- ❖ charges très élevées ;
- ❖ Tassements admissibles très limités.

Les CMC présentent l'avantage de ne pas générer de vibrations ce qui permet de travailler en toute sécurité le long d'ouvrages mitoyens. (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.7.5 Les colonnes à module mixte (CMM)

Une Colonne à Module Mixte ou CMM se décompose en deux parties

- partie supérieure : une colonne ballastée de l'ordre de 1,50m de hauteur ;

- partie inférieure : une inclusion rigide exécutée par refoulement.

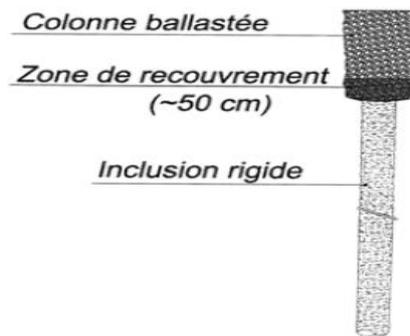


Figure II.14 : Coupe d'une Colonne à Module Mixte CMM .

Ce procédé a pour but d'améliorer les performances du sol de fondation d'ouvrage fondé superficiellement en répondant aux spécifications suivantes :

- réduction des tassements,
- reprise des efforts horizontaux et des moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles ;
- augmentation de la capacité portante du sol ;

De plus, le procédé a pour avantage de s'affranchir des risques de rupture inhérents aux inclusions rigides arasées au niveau ou légèrement en dessous de la plateforme de travail dans les cas suivants :

- circulation des engins de chantier lors du nivellement et compactage des plateformes
- terrassement et remblaiement des réseaux dans l'emprise du traitement ;
- terrassement des fouilles de semelles.

Le domaine d'application du procédé CMM s'étend à l'ensemble des sols cohérents et pulvérulents ainsi qu'aux remblais. (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.8. Autre technique

II.8.1. Les géosynthétiques

Un géosynthétique est défini, selon la société internationale de géosynthétique (IGS, 1998), comme un matériau polymérique (synthétique ou naturel) utilisé en contact avec le sol/roche et/ou autre matériau géotechnique dans les applications de l'ingénierie.

Selon la même société, ces matériaux peuvent assurer les fonctions suivantes : soutènement, drainage, filtration, séparation, protection et renforcement (résister aux contraintes et

déformations dans les structures géotechniques).

Les principaux domaines d'application des géosynthétiques sont :

- les remblais routiers et ferroviaires ;
- les fondations ;
- les remblais ;
- les murs de soutènement et stabilisation des talus.

II.8.2 La fonction de renforcement

Techniques d'amélioration des sols Dans la fonction de renforcement, le rôle des géosynthétiques est d'ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau avec de bonnes caractéristiques en compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l'aide du frottement développé entre les deux. Fluet(1998) a devisé la fonction de renforcement en deux catégories :

- le géosynthétique travail comme élément de traction qui supporte les efforts dans son plan.
- le géosynthétique travaille comme membrane qui reprend, en plus des efforts dans son plan, les efforts normaux.

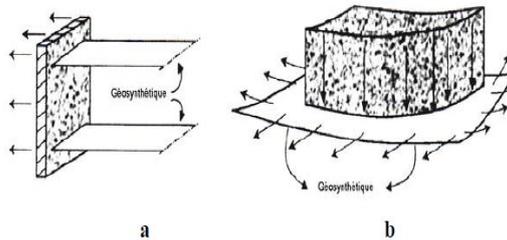


Figure II.15 : La fonction de renforcement (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.8.3. Les routes et les chemins de fer

Les routes et chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles. Pour distribuer les charges du trafic afin de diminuer les contraintes sur le sol d'assise, on place une couche d'agrégats avec de bonnes propriétés mécaniques. A long terme, l'interaction entre les agrégats et le sol de fondation sous chargement dynamique, va causer l'érosion du sol porteur et la pénétration des agrégats qui donne à la fin des déflexions et éventuellement la rupture.

Pour réduire les déflexions et obtenir une meilleure performance du système, on introduit une couche de géosynthétique entre la couche d'agrégats et le sol support. Cette couche

de géosynthétique ne joue pas seulement le rôle de séparation entre les deux matériaux mais aussi un rôle de renforcement. (ZIGHMI)

II.8.4. Les fondations

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassements importants. Pour améliorer cette situation, ces fondations peuvent être placées dans un sol granulaire de bonnes caractéristiques et le séparer du mauvais sol par une nappe de géosynthétique qui permet de bien répartir les efforts .

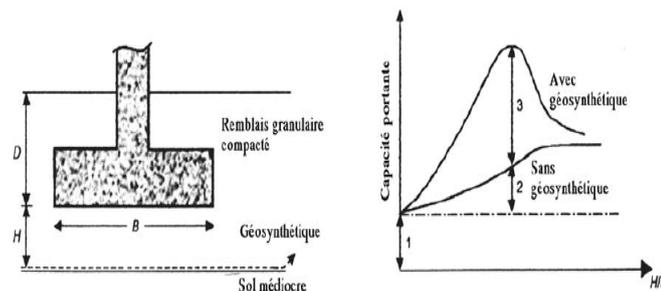


Figure II.16 : Variation de la capacité portante après utilisation du géosynthétique (I.ZIGHMI et CH. Messis. 2008).

II.8.5. Renforcements horizontaux

Le renforcement horizontal de la plateforme de transfert de charge, lorsqu'il existe, est le plus souvent de nature synthétique ou de type treillis.

Parmi les géosynthétiques utilisés pour ce renforcement, on rencontre soit des géotextiles soit des géogrilles. Selon leur disposition dans le matelas granulaire, ils peuvent avoir des rôles différents :

- le géosynthétique est mis en œuvre directement sur les têtes d'inclusions : il assure, par effet membrane, le transfert de la charge q_s appliquée sur le sol compressible vers les têtes d'inclusions ; le géosynthétique peut être dans ce cas, soit une géogrille, soit un géotextile ;
- le ou les géosynthétiques sont mis en œuvre à l'intérieur du matelas granulaire : par enchevêtrement des granulats dans le(s) géosynthétique(s), cette configuration assure une meilleure rigidité du matelas granulaire ayant un comportement semblable à une poutre rigide ; le géosynthétique est nécessairement dans ce cas une géogrille.

En plus de son rôle dans le renforcement, le géosynthétique empêche l'extension latérale du remblai, cet étalement étant souvent la cause de tassement (voies de chemin de fer par exemple) ; ce processus se fait par frottement sol/géosynthétique lorsque le géosynthétique est un géotextile ou par enchevêtrement des granulats dans le géosynthétique lorsque celui-ci est une

géogrille. (B .ZIGHMI I.2011).

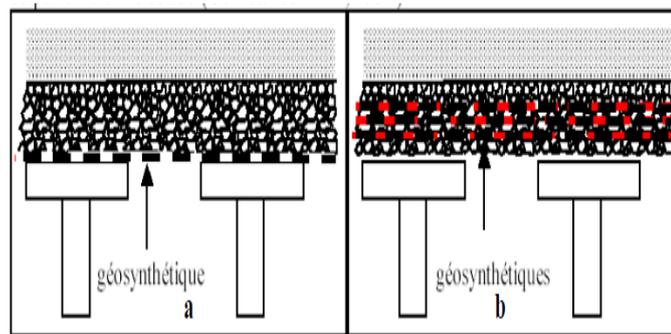


Figure II. 17 : Différentes dispositions du renforcement horizontal dans la plateforme de transfert de charge (B .ZIGHMI I.2011).

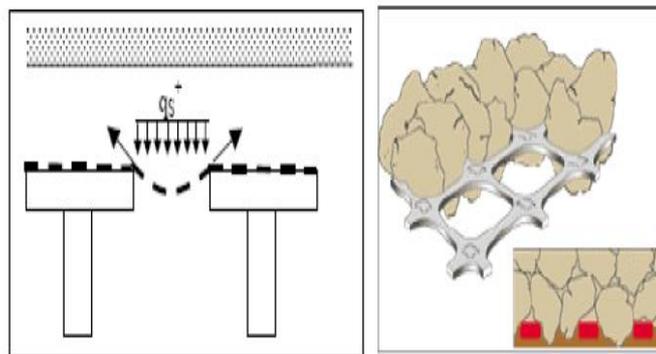


Figure II.18 : Différents mécanismes de renforcements horizontaux (B .ZIGHMI I.2011).

L'augmentation de rigidité par la mise en place d'une géogrille a été démontrée par les autorités allemandes des rails (Seiler, 1995), en effet pour une même épaisseur de ballast, l'apport d'une géogrille double le module EV2 déterminé à la plaque et une couche de ballast renforcée de 400 mm d'épaisseur à la même raideur qu'une couche de ballast non renforcée de 600 mm d'épaisseur.

Les géosynthétiques peuvent aussi être utilisé pour :

- la stabilité des murs des remblais ;
- la stabilité des pentes raides ;
- la stabilité des murs de soutènement. (B .ZIGHMI I.2011).

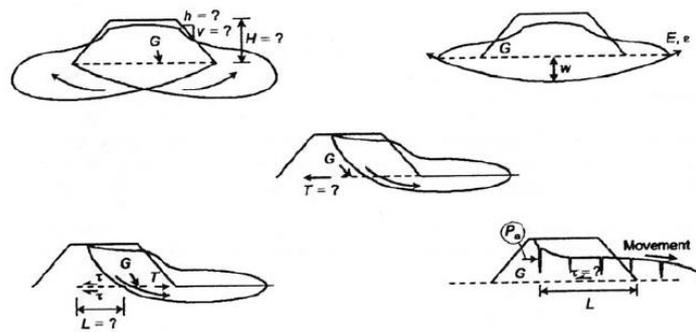


Figure II.19 : Rôle des géosynthétiques pour stabiliser les remblais selon différents modes de rupture (B .ZIGHMI I.2011).

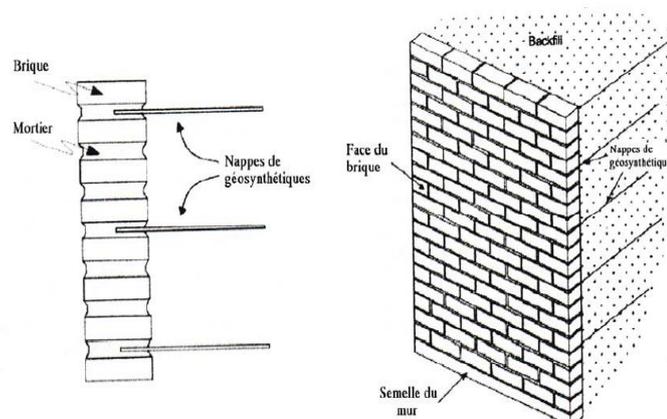


Figure II.20 : Utilisation des nappes de géosynthétiques pour le renforcement des murs de Soutènement (B .ZIGHMI I.2011).

II.9 Conclusion

Nous avons exposé dans ce chapitre les techniques les plus utilisés en pratique pour l'amélioration des sols. Le problème majeur qui se trouve en face de l'ingénieur est quelle est la technique à choisir pour un projet donné et avec un sol donné.

Dans le présent mémoire, la technique des colonnes ballastées a été sélectionnée pour améliorer le sol recevant la centrale électrique.

III.1 INTRODUCTION

Les colonnes ballastées sont des colonnes 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.

III.2 OBJECTIF DU TRAITEMENT

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant 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 ;
- augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformations)

III.3 Domaine d'application

III.3.1 Ouvrages

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolués au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- halls de stockage.
- bâtiments industriels et commerciaux.
- silos et réservoirs de toute nature.

- ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :

- en génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds Marins, lacustres ou fluviaux).
- sous fondations superficielles de bâtiments.

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés. Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté est le complexe sol-colonne.

Après avoir considéré les domaines d'application des colonnes ballastées, les conditions géotechniques qui permettent leur utilisation sont abordées ci-après. Ce paragraphe permettra ainsi de décrire les sols, naturels ou anthropiques, qui sont régulièrement traités par colonnes ballastées, ainsi que les sols pour lesquels cette technique est fortement déconseillée. (A. MEKAOUSSI, 2013)

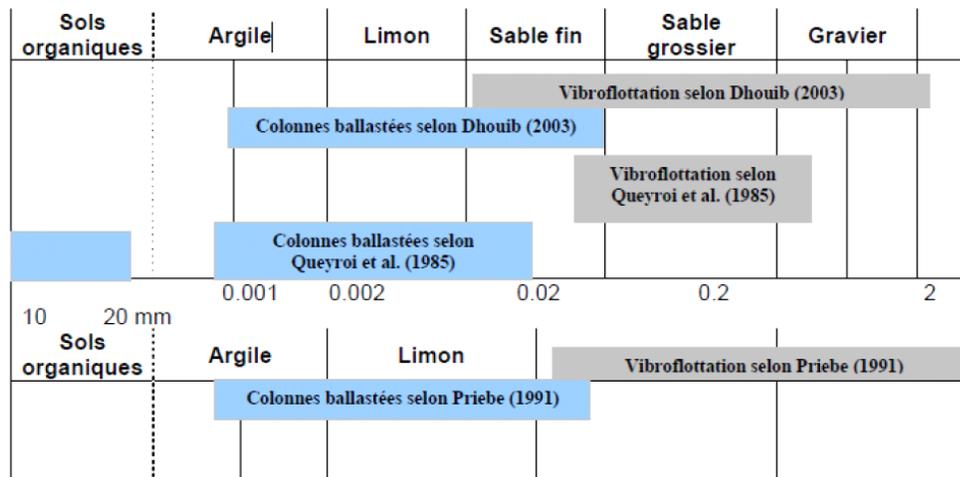


Figure III.1 : Domaine d'application des colonnes ballastées selon les auteurs.

(A. MEKAOUSSI, 2013)

III.3.2 Conditions géotechniques du sol

Les conditions idéales, à savoir une couche uniforme homogène isotrope, reposant sur un substratum compétent au sein duquel la colonne pourra être posée voire ancrée, n'existent que rarement dans la réalité. Par ailleurs, les premiers sols à avoir été améliorés par vibroflottation ont

été les sols pulvérulents au début des années 1930 (Degen, 1998). C'est avec la multitude des sols à traiter, notamment cohérents, que des vibreurs spécifiques ont été construits et que des procédés d'exécution ont été mis au point et développés depuis la fin des années 1950 (Barksdale et Bachus, 1983). La technique des colonnes ballastées par alimentation par la base été développée en 1972

Mitchell (1970) présente le fuseau granulométrique le plus adapté selon l'entreprise Vibroflotation Foundation Company, à l'époque, pour le traitement des sols pulvérulents par vibroflotation. Par ailleurs, il précise que les sols lâches dont la courbe granulométrique est comprise dans ce fuseau, peuvent atteindre une densité relative d'au moins 70 % entre points de vibrocompactage en fonction du maillage choisi. (C.SEBASTIEN, 2007).

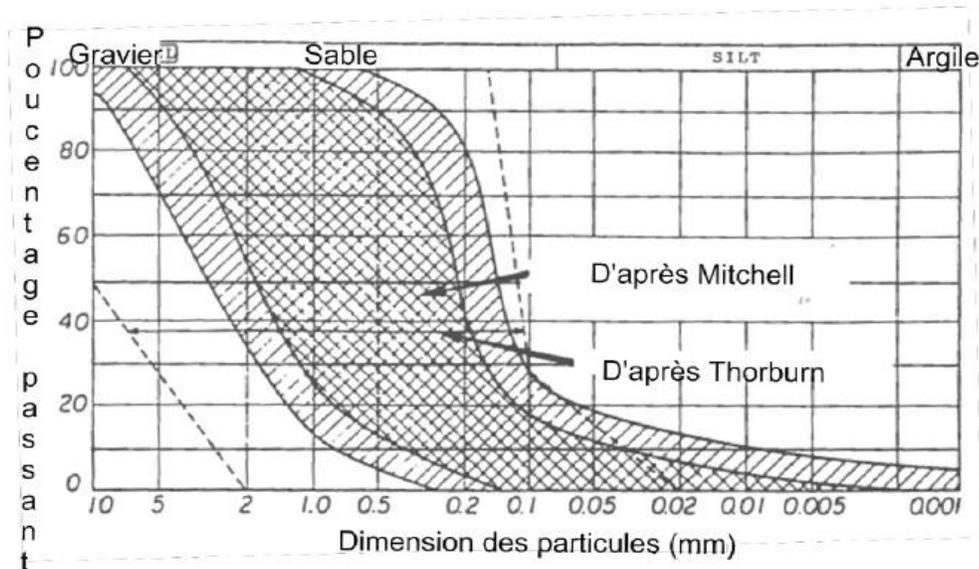


Figure III.2 : Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflotation (Mitchell, 1970).
(C.SEBASTIEN, 2007).

Nous avons reporté en figure III.2 les fuseaux d'application des principales techniques (vibrocompactage et colonne ballastée) soit en fonction de la granulométrie du sol uniquement, Brown (1977), Dobson et Slocombe (1982), Queyroi et al. (1985), Priebe (1991), Degen (1998) et Watts et al. (2000) soit aussi en fonction de paramètres mécaniques du sol, Dhoub et al. (2004 b). La classification des sols adoptée est celle du Massachusetts Institute of Technology (Costet et Sanglerat, 1981). Cette figure montre que, selon les auteurs, les colonnes ballastées peuvent être installées dans quasiment chaque type de sol alors que le vibrocompactage est restreint à des sols pulvérulents dont le diamètre minimal des grains est supérieur à 80 μm (0,08 mm). Toutefois, si le

sol pulvérulent est très fin ($0,2 < \text{taille de particule} < 0,06 \text{ mm}$) ou très propre ($80 \mu\text{m} < 5 \%$), les colonnes ballastées peuvent être envisagées, tout en utilisant la méthode par voie humide comme pour la vibroflottation. (C.SEBASTIEN, 2007).

Priebe (1991) indique une zone centrale hachurée pour laquelle il précise que si le pourcentage de fines d'un sol est inférieur à 5% et si sa courbe de distribution est entièrement à droite de la zone hachurée, alors le sol sera généralement facilement compactable. Par ailleurs, lorsque la zone hachurée est traversée par la courbe de distribution ou si le sol est entièrement constitué de particules fines, alors le dimensionnement doit être entièrement basé sur l'effet de renforcement des colonnes ballastées mises en place. Degen (1998) précise que les sols pour lesquels les colonnes sont préconisées (argiles et limons), ne sont pas compactables, et que celles-ci sont donc une solution alternative de fondation dans ces types de sols. (C.SEBASTIEN, 2007).

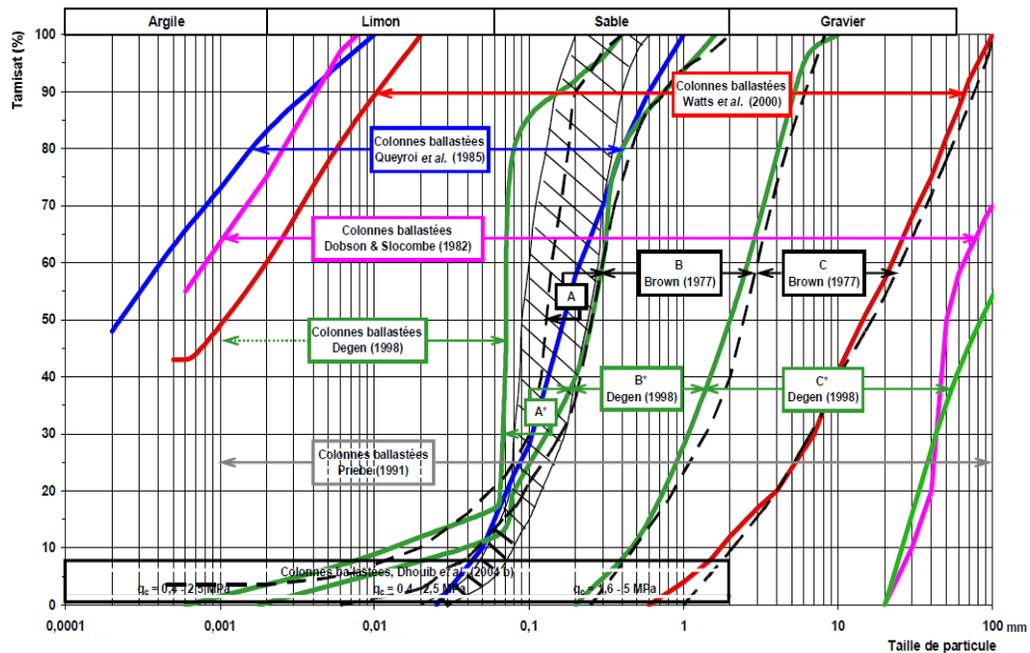


Figure III.3 : Techniques des colonnes ballastées vibrées ou du vibrocompactage selon les classes granulométriques des sols. (C.SEBASTIEN, 2007).

Légende

- A** : sols difficilement compactables par l'effet de la vibration uniquement
- B** : le vibrocompactage est le plus adapté à ce fuseau (sables lâches sous la nappe)
- C** : la pénétration du vibreur est difficile à cause de la taille des particules les plus grossières
- A*** : ces sols sont aptes au vibrocompactage mais le temps nécessaire pour la compaction est nettement plus important que pour **B***

B* : le vibrocompactage est le plus adaptés à ce fuseau car les sols ont moins 12% de particules inférieures à 80µm

C* : ces sols sont facilement compactables. La limite supérieure est définie par le fait que la quantité de blocs empêche la pénétration du vibreur

Ainsi, le paramètre le plus important pour déterminer la compactibilité d'un sol et donc la technique de traitement la plus adaptée, est sa distribution granulométrique et tout particulièrement sa teneur en particules inférieures à 80 µm. Il est généralement admis que si le pourcentage de particules inférieures ou égales à 80 µm est supérieur à 15 %, alors le sol sera difficilement compactable par simple vibration. (C.SEBASTIEN, 2007).

III.3.3 Sols concernés

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

Le Tableau III .1 détaille les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées et les résistances latérales (ou étreinte latérale) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne (A .NOUI, 2012)

Tableau III .1 : Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (Étreinte latérale) [DHOUIB - colonnes ballastées].

Sols	Faisabilité	Étreinte latérale ⁽¹⁾				Remarques
		P _i (kPa)	q _c (Mpa)	N _{spt} (coups)	C _u (kPa) ⁽²⁾	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 -1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non ⁽³⁾	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui ⁽⁴⁾	200-500	0.6 -1.6	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

- (1) La valeur de l'étreinte latérale est la moyenne du profil de mesure sur la hauteur du traitement ou sur la hauteur de moindre résistance du sol ; les recommandations pour le contrôle de la conception et l'exécution des colonnes ballastées de CORPEC (2004) fixent une cohésion non drainée minimale de 40kPa pour la faisabilité du traitement par colonnes ballastées, ce qui correspond à une pression limite nette p_l mesurée au pressiomètre Louis Ménard de 220 kPa, conformément aux corrélations usuelles ;
- (2) Dans la littérature nationale et internationale, il y a quelques cas où les cohésions non drainées des sols traités par colonnes ballastées sont plus faibles (de l'ordre de 10 à 15 KPa) mais il s'agit généralement de traitement sous remblais ou sous radiers souples
- (3) La possibilité du traitement par colonnes ballastées dépend de la teneur en matériaux organiques des sols mous ; lorsqu'elle dépasse 10 à 15% sur des hauteurs dépassant le demi-diamètre de la colonne, le sol ne peut pas être stable dans le temps, et les colonnes ballastées sont à exclure ;
- (4) Lorsque les remblais, même inertes, sont très hétérogènes (présence de blocs), la mise en œuvre des colonnes peut être rendue difficile (pré-forage) ; de plus, l'hétérogénéité globale entre points traités peut générer des tassements différentiels qu'il convient d'analyser avec précision en fonction de la nature de la structure projetée et des tolérances imposées. (B. ZIGHMI I, 2011)

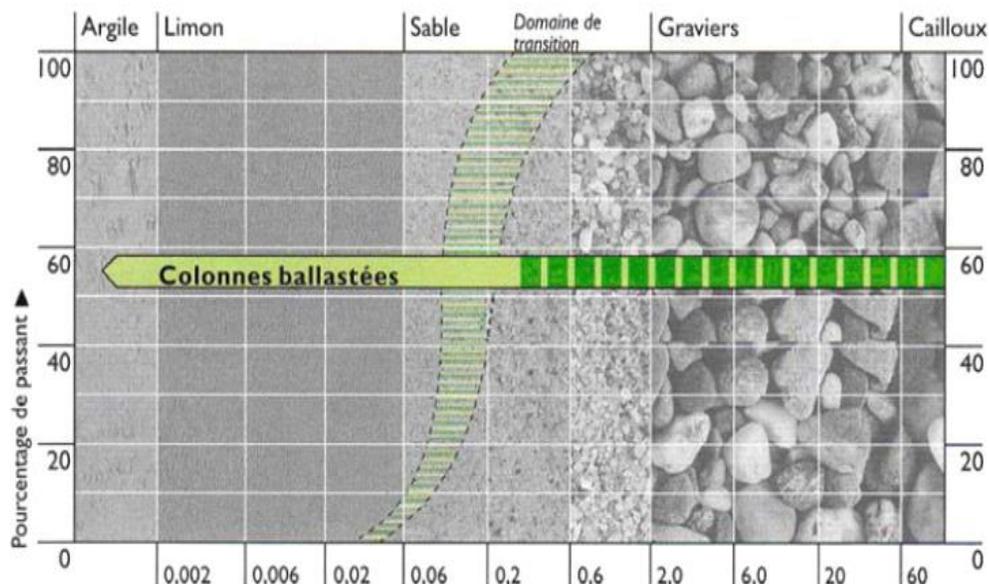


Figure III.4 : Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées. (A. NOUI, 2012).

III.3.4. Charge appliquées et tolérances imposées

Le Tableau III.2 donne les plages de variation des charges apportées aux fondations de projets fondés sur sols améliorés par colonnes ballastées et les tolérances des tassements absolus et différentiels imposées. Il s'agit de données recoupées avec les informations recueillies auprès des entreprises spécialisées ou issues de la littérature (Dhouib et Blondeau 2005). (NOUI A, 2012).

Tableau III.2 : Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées. (A .NOUI, 2012)

Type d'ouvrage	Hauteur/épaisseur (m)	Contrainte appliquée (kPa)	Descente de charge	Tassements absolus (cm)	Tassements différentiels (cm)
Remblais	2 – 12	40 – 250	-	2 - 20	2 - 5
Dallages	0.12 - 0.20	10 - 50	-	< 2	< 1
Radiers	0.30 - 0.60	50 - 80	-	3 - 5	1
Semelles isolées	-	-	150 - 1500 kN	1 - 2	0.5
Semelles filantes	-	-	100 - 300 kN/m	1 - 2	0.5

III.4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

III.4.1 La longueur

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

III.4.2 Diamètre des colonnes ballastées

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et son adéquation au terrain rencontré.

- Des caractéristiques des terrains rencontrés (le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées.).
- de l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

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

Toutes choses égales par ailleurs, Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varient de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 et 80 cm). (Article R111- 40, 2011).

III.4.3 Détermination de l'espacement entre les colonnes

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de pré dimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ($1/\beta$ en %) en fonction de l'espacement d des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée C_u des argiles encaissantes de 20 à 40 kPa

(Figure III.5).

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de 9 m^2 d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part.

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

La maille de référence minimale est de $2,4 \text{ m}^2$. Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à $1,5\phi$ et 1,20 m. (NOUI A, 2012).

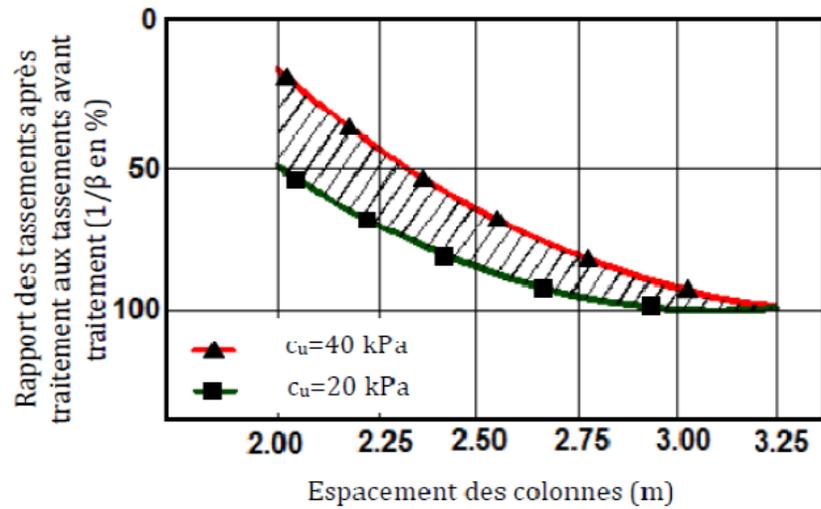


Figure III.5 : Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970). (A .NOUI, 2012)

III.4.4 Disposition des colonnes ballastées

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

Le dimensionnement du réseau de colonnes dans le sol est réalisé en fonction des charges qui seront appliquées par le projet et des tassements admissibles. (NOUI A ,2012).

- Pour les **ouvrages à charges réparties uniformes**, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carré ou triangulaire.
- Sauf justification particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.
- Pour les **semelles filantes et isolées**, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après traitement du sol.
- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes doit être au moins égal à la tolérance d'exécution.

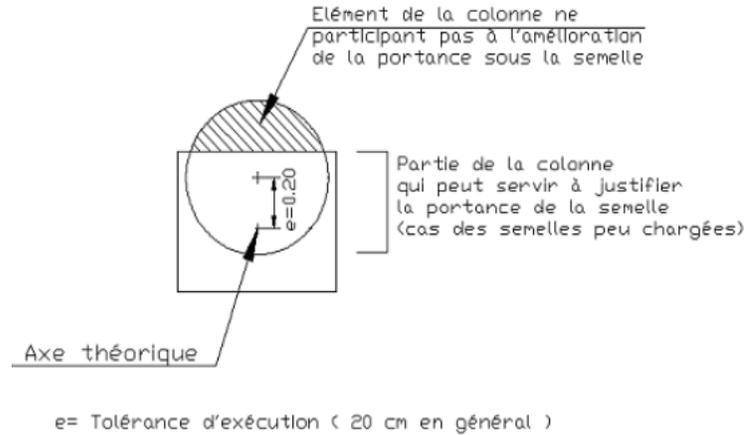


Figure III .6 : Cas des colonnes débordant des semelles. (Article R111-40, 2011).

III.4.5 Mailles de références maximales et minimales

Définition:

- **La maille de référence :** est la surface de l'emprise de l'ouvrage divisé par le nombre de colonnes situées sous celui-ci.
- **Le taux de substitution :** ou pourcentage d'incorporation est le rapport de la section de la colonne à la maille ; il peut varier avec la profondeur.
- **La maille de référence maximale** est de **9m²** et le taux de substitution minimal est de 3%.
- **La maille de référence minimale** est de **2.4m²**.
- Pour les semelles filantes, l'entraxe maximal est de **2.5m** et ne peut être inférieur à **1.5m** et **1.2m**.

III.4.6 Colonnes ballastées sous un remblai support de fondations

- (1) On peut traiter par incorporation de colonnes ballastées tous les types de sols entrant dans le domaine d'application, et ensuite mettre en œuvre sur le sol amélioré des remblais de rehaussement ou de substitution, réalisés avec des matériaux nobles de qualité contrôlée, mis en œuvre de manière soignée avec un contrôle rigoureux de leur compactage, par exemple selon les recommandations LCPC-COPREC de 1980. (Article R111-40, 2011).

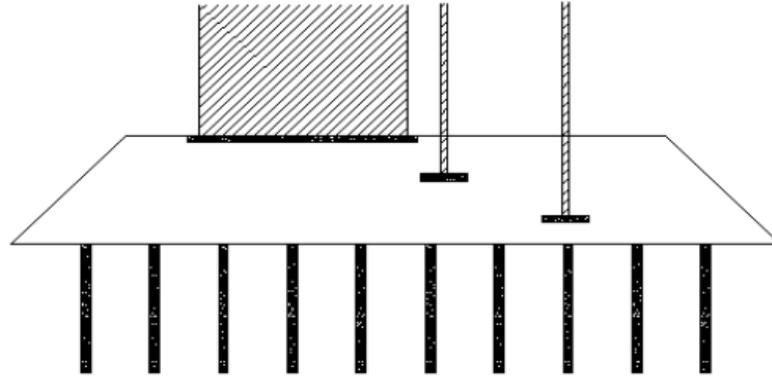


Figure 3.7 : Implantation des colonnes sous un remblai

(2) La disposition des colonnes tient compte de la superposition des contraintes générées d'une part par le remblai lui-même et, d'autre part, par les différents éléments de structure qui sont fondés dans son épaisseur ; il faut justifier en particulier cette disposition si la hauteur du remblai est inférieure au demi-côté de la maille de référence. (Article R111-40, 2011).

III.4.7 Tolérance d'exécution

- Pour le **maillage en réseau**, la colonne ballastée occupe le centre de la maille élémentaire du sol traité et lui donne de nouvelles caractéristiques. Dans ce cas, il n'existe pas de notion d'« excentrement ».
- **Les semelles isolées et filantes** reposant sur le sol amélioré doivent être justifiées comme des éléments de fondation. La tolérance d'exécution est alors de +/- 20cm.

III.4.8 Coefficient réducteur sur les volumes de matériaux incorporés

(1) Il existe une différence entre le volume théorique des colonnes réalisées et le volume de matériau approvisionné et donc foisonné sur le site. Cette différence provient, d'une part, des pertes à l'exécution (dont les hors-profils variables en fonction de l'étreinte latérale) et, d'autre part, du compactage du matériau dans la colonne.

(2) Généralement, on admet les rapports suivants du volume approvisionné au volume théorique : -
Colonnes vibrées avec alimentation en tête, sous l'eau : 1,3 à 1,5
-Colonnes avec incorporation en pied, à l'air : 1,2. (Article R111-40, 2011).

III.5 Données réglementaires (D.T.U 13.2)

Le D.T.U (Document Technique Unifié) 13.2, relatif aux fondations profondes reste actuellement le règlement en vigueur. Néanmoins, apparaît de plus la nécessité de mettre en place des recommandations communes à destination de la profession (Dhouib et Blondeau, 2005). Aussi cette partie rappelle de manière synthétique ce règlement.

Dans le domaine de la justification des colonnes ballastées, aux prescriptions du DTU 13.2 s'ajoute, un grand nombre de travaux de recherche et de développement entrepris, en particulier dans les années 1980, par plusieurs auteurs qui ont abouti, d'une manière générale, à des abaques pour déterminer l'état des contraintes ou pour évaluer la réduction des tassements sous les ouvrages.

Pour le contrôle des colonnes ballastées, le D.T.U 13.2 définit, avec peu de clarté, le type et la consistance des essais de contrôle. Mais en pratique, il est d'usage de procéder comme suit :

- avant l'exécution des travaux: réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre, cote de refus) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet;
- en cours et en fin d'exécution : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétrömètre statique ou éventuellement dynamiques peu adapté, pressiomètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le D.T.U 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée. (A.MEKAOUSSI, 2013).

III.5.1 Essais d'information

Le Tableau (III.3) définit le nombre d'essais en fonction de la profondeur à réaliser:

Tableau III .3: Essai d'information-Nombre d'essais (D.T.U 13.2). (A.MEKAOUSSI, 2013).

Essais	Nombre d'essais	Remarque:
Coupe approximative des terrains rencontrés.	$N \geq 1$ pour 50 colonnes	Le volume du matériau d'apport $\geq 1,5$ fois le volume théorique de la colonne ballastée correspondant au diamètre à prendre en compte dans les calculs.
Volumes du matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne.	$N \geq 3$ par ouvrage	

III.5.2 Essais de contrôles

Les essais de contrôle ont pour objet de vérifier les caractéristiques mécaniques des colonnes ballastées. Les résistances minimales, en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur sont données dans le tableau III.4

Tableau III.4 : Essais de contrôle – Résistances minimales (D.T.U 13.2)

Essais	Résistance minimal	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	$R_d = 15 \text{ MPa}$	Fixé par les documents particuliers du marché.
Pénétromètre statique	$R_p = 10 \text{ MPa}$	
Pressiomètre	$P_1 = 1,5 \text{ MPa}$	Au moins égal au nombre d'essais d'information.
SPT	$N = 30 \text{ MPa}$	

Le Tableau (III.5) apporte des précisions complémentaires quant à l'essai de chargement qui constitue un contrôle de portance. (A.MEKAOUSSI, 2013).

Tableau III.5: Essai de chargement – Données complémentaires (D.T.U 13.2)

Essais	Nombre d'essais N	Remarque
Essai de chargement	Fixé par les documents particuliers du marché $N \geq 1$ par l'ouvrage	Contrôle de portance à 1,5 fois la charge de service.

III.5.3 Contraintes de calcul à l'ELS

La contrainte de calcul à l'ELS sur une section théorique de colonne ballastée doit être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0,8 MPa. Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte verticale de rupture de la colonne est:

$$q_c = P \times \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = p \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.1})$$

La contrainte admissible est calculée à partir de c q avec un coefficient de sécurité supérieur à 2 (D.T.U 13.2).

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_c}{2} \quad (\text{II.2})$$

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre. Dans le cas du pressiomètre, on peut assimiler l'étreinte latérale p à la valeur de la pression limite. (A.MEKAOUSSI, 2013).

III.6 Choix des matériaux

III.6.1 Matériaux constitutifs des colonnes

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées de granulométrie suivante : $d_5 > 0,1\text{mm}$, $d_{30} > 40\text{mm}$ et $d_{100} > 160\text{mm}$

L'origine du ballast est une roche qui doit être de caractéristiques mécaniques élevées possédant une bonne résistance à l'attrition. La résistance à la compression simple de la roche doit être supérieure à 250 bars. Le ballast doit résister aux actions des sols et terrain agressifs. (MEKKI. CHELLI, 2014).

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

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35 ;
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30 ;
- LA+ MDE < 60.
- passant à 80 μm < 5%

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

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

- Vibreur à tube latéral de remplissage par le bas: en terme de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.
- Autres procédés : en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75. (A.NOUI, 2012).

L'angle de frottement du ballast ϕ varie entre 35 à 46°. Le poids volumique foisonné ou en place du ballast n'est que très rarement mesuré.

Dans le dimensionnement d'une colonne ballastée isolée ou en groupe, le paramètre le plus aisé à prendre en compte est l'angle de frottement du matériau. Or des études ont montrés que 20 à 23% du ballast à l'interface colonne/sol était pollué par le sol environnant. Par ailleurs, d'autre ont démontré que si la valeur de l'angle de frottement est connue à 2° près alors la valeur de la charge

sur la colonne n'est connue qu'à 6% près. Ils en concluent donc qu'une variation de l'angle de frottement de 2° n'induit pas une importante source d'erreur. (AMEL MEKAOUSSI (2013))

Le module d'élasticité du ballast (E_c), il est très rarement déterminé par des essais de laboratoire. Par ailleurs, il est reconnu que la valeur du module d'élasticité de la colonne varie en fonction de l'état de contrainte qui règne au sein de la colonne pendant et après de la construction de la colonne. Le module d'élasticité de la colonne peut être estimé par la relation :

$$E_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_a} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

$\sigma_1 - \sigma_3$: Déviateur des contraintes, fonction de la charge appliquée sur la colonne.

σ_1 : Contrainte principale verticale dans la colonne.

σ_3 : Contrainte principale horizontale dans la colonne.

ε_a : Déformation axiale de la colonne.

Il est recommandé d'utiliser l'état initial des contraintes dans la colonne ainsi que le changement d'état de contrainte lors du chargement pour calculer les valeurs $\sigma_1 - \sigma_3$. La déformation axiale de la colonne ε_a peut être déterminée directement sur la courbe contrainte-déformation obtenue lors d'essais triaxiaux réalisés sur le ballast.

Ainsi, la prise en compte des différentes catégories de sols permet de mieux cerner les paramètres qui vont intervenir dans les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées et permettre un dimensionnement efficace. (A. MEKAOUSSI, 2013).

III.6.2 Exécution des semelles et radiers

(1) Ceux-ci doivent être réalisés de la même manière que dans un sol non traité ; ils peuvent être coulés à pleine fouille ou coffrés.

(2) Lorsque la base de la semelle est à moins de 50 cm sous le niveau de la plate-forme de travail, la tête de la colonne doit être décompactée pour garantir les caractéristiques prises en compte dans les calculs.

Remarque : Ce décompactage peut être réalisé conjointement avec le recompactage de la plate-forme. (Article R111-40, 2011).

III.6.3 Matériaux de matelas de répartition

Le DTU 13.2 stipule qu' « un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition. Il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plateforme de travail elle-même qui joue le rôle de couche de répartition ».

Lorsque le matelas de répartition sert de plate-forme de travail, son re-profilage et son compactage final, avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après l'exécution totale des colonnes ballastées.

Les « recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2001) précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.5 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelle isolées, semelles filantes). Il est rare que le matelas de répartition soit réalisé en matériau similaire à celui des colonnes. En pratique courante, le matelas est mis en place par l'entreprise chargée des terrassements sous forme de grave naturelle (0-31 mm ou 0-80 mm) ou grave-ciment sur grave naturelle, voire de limon traité. L'épaisseur du matelas varie en pratique entre 0.3 et 1m.

En pratique, hors zone sismique, les semelles isolées et filantes ainsi que les radiers ne nécessitent en générale aucun matelas contrairement aux dallages, armés ou non. (A.NOUI, 2012).

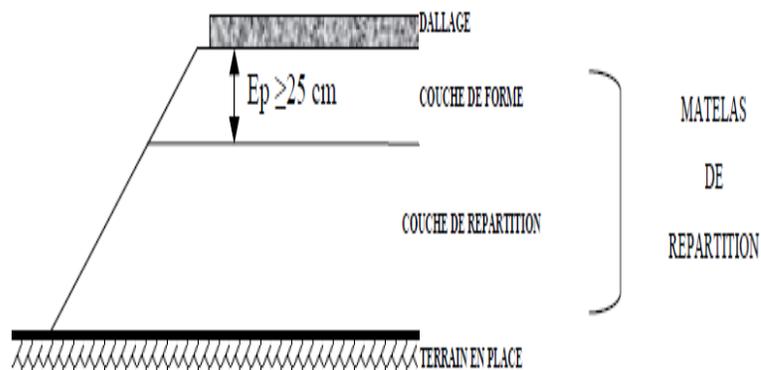


Figure III .8 : Matelas de répartition (Document COPREC 2004)

III.7 MODE OPERATOIRE

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 (gaves naturelles, roulées ou concassées).

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

III.7.1 Colonnes ballastées par voie humide

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

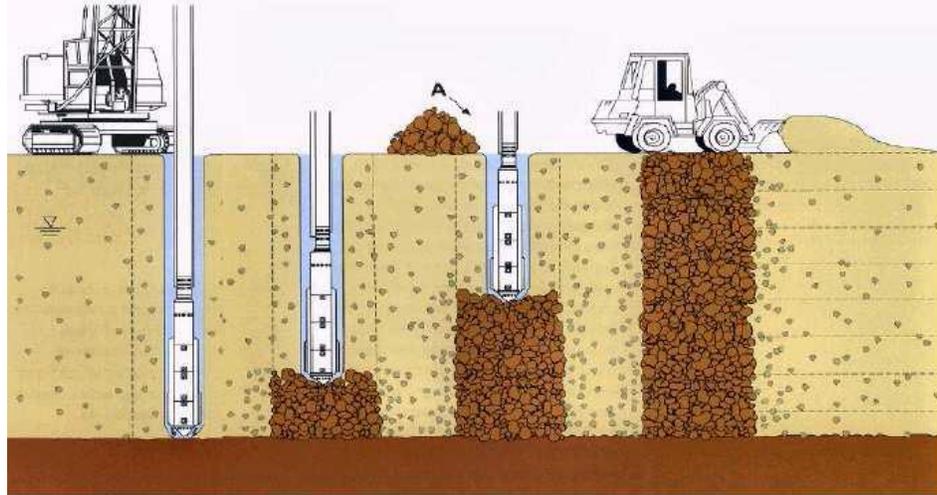


Figure III.9 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

III.7.2 Colonnes ballastées par voie sèche

- La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.
- Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expandre le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.



Figure III.10 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. (B. ZIGHMI I, 2011).

III.7.3 Autres méthodes

III.7.3.1 Les colonnes ballastées à sas

La méthode est la même que pour les deux méthodes précédentes à l'exception du remplissage en matériau qui s'effectue par la base, avec application constante d'une pression d'air sur le ballast.

Cette méthode est de plus en plus utilisée, cependant il faut veiller à ce que la dimension des grains du ballast n'excède pas 35mm au risque de bloquer le sas.

Cette méthode peut être indifféremment exécutée par voie humide ou voie sèche. (A. ROMAIN, 2010).

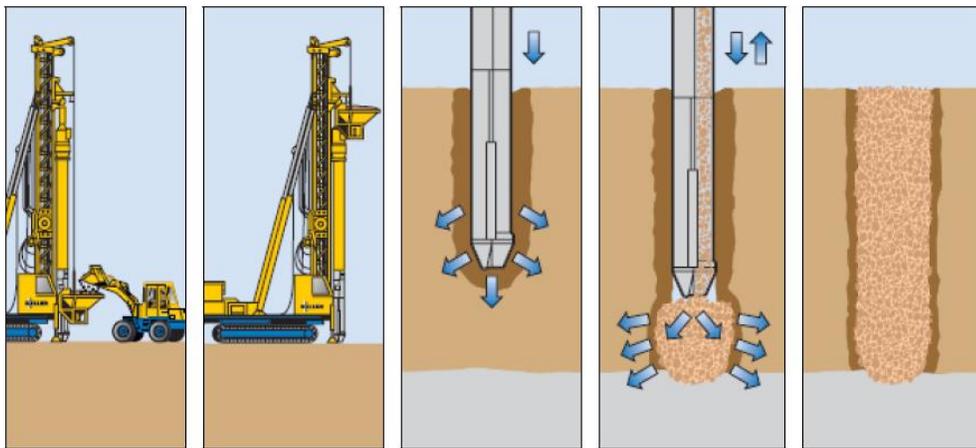


Figure III.11 : Figure séquences de réalisation : vibreur à sas. (S.VINCENT.2006).

III.7.3.2 Colonnes ballastées en mer

Usuellement, deux techniques sont employées pour la réalisation des colonnes ballastées sous la mer les ouvrages marins (murs de quai par exemple) :

- ❖ la méthode du tapis de ballast, qui consiste à mettre en œuvre les colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le haut
- ❖ l'exécution des colonnes par voie humide avec alimentation en ballast par le bas, à l'aide d'une trémie- réservoir unique.

Ces deux techniques présentent l'inconvénient majeur de ne pas permettre de vérifier avec précision le volume de ballast incorporé dans une colonne, globalement et en fonction de la profondeur.



Figure III.12: Atelier de réalisation de colonnes ballastées (Document de Soletanche Bachy)

Il existe aujourd'hui un procédé novateur (Debats et Degen ,2004) , qui consiste à réaliser des colonnes ballastées sous les structures offshore pas voie sèche en utilisant un double sas (« Double Lock Dry Bottom Feed »). Ce procédé breveté de « pompe à graviers à double sas en site marin » (Marine Double Gravel Pump) présente un degré de fiabilité et d'assurances qualité similaire à celui de la voie sèche en site terrestre et même, d'après certaines entreprises spécialisées, meilleur encore grâce à l'emploi d'un double sas



Figure III.13: Exemple d'un système en double sas (Document de Soletanche Bachy)

III.7.3.3 Colonnes ballastées pilonnées

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3m de diamètre en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées Plots ballastés pilonnés (substitution dynamique),



Figure III.14 : Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Sol traitement®)

Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes :

- Création d'une plate-forme de travail en ballast ;
- Poinçonnement de la plate-forme avec un pilon descendu d'une hauteur de chutes variables (15 à 30 m) et compatibles avec le matériel employé ;
- Après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable. (A.NOUI, 2012).

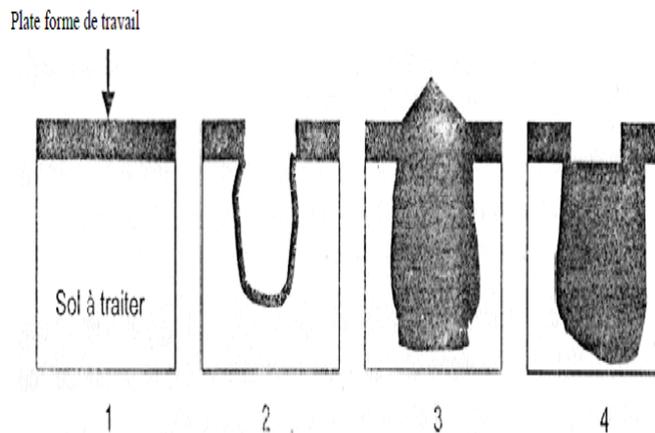


Figure III.15 : Mise en œuvre des plots ballastés. (A.NOUI, 2012).

Les plots ballastés présentent l'avantage d'être réalisées en gros diamètre, de 1,5 m (Gambin, 1984) à 4 m (Liausu, 1984), ce qui permet d'y asseoir, des structures transmettant des charges importantes.



Figure III.16 : Plot ballasté avant remblaiement type. (A.NOUI, 2012).

Le Tableau (III .6) présente la hauteur des passes selon divers auteurs. Cette hauteur dépend du type de sol traité, de la qualité souhaitée (plus la hauteur de la passe est importante, et moins la compacité du ballast sera homogène), de la méthode employée ainsi que de la puissance du vibreur. Il indique la disparité des pratiques en matière de hauteur des passes mais ne permet pas d'apporter d'information complémentaire sur une éventuelle recommandation pratique. Des documents normatifs ou règlementaires (Recommandations Colonnes Ballastées (2005) ou D.T.U. 13.2, 1978)) n'apportent aucune information sur cette hauteur. (C.SEBASTIEN, 2007).

Tableau III .6 : Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes. (C.SEBASTIEN, 2007).

Auteurs	Hauteur des passes (m)	Nature du sol	Méthode de mise en place des colonnes
Zaghouani <i>et al.</i> (2004)	0,5	Sable limoneux lâche Sable, limon et argile lâches	Voie humide et alimentation du ballast non spécifiée
Renton-Rose <i>et al.</i> (2000)	1 à 1,5	Remblai hydraulique	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Davie <i>et al.</i> (1991)	0,3 à 0,6	Stérile de charbon	Voie humide et alimentation du ballast par le haut
Goughnour <i>et al.</i> (1991)	0,9 à 1,2	Argile limoneuse molle	Voie sèche et alimentation du ballast par le bas. Compactage de 0,9 à 1,2 m puis repénétration de 0,3 m
Drescher et Fritz (1989)	< 1	Remblai hydraulique et boue de betteraves à sucre	Voie humide et alimentation du ballast par le bas
Barksdale et Bachus (1983)	0,6 à 1,2	Argile et sable	Voie humide ou sèche et alimentation du ballast par le haut
Rathgeb et Kutzner (1975)	0,8	Sable, fin à moyen, lâche avec des lentilles de limon mou	Fluide de lançage non spécifié et alimentation du ballast par le haut

Néanmoins, on ne saurait être indifférent au fait que plus la hauteur des passes est importante, et plus la pénétration du vibreur est difficile et ainsi la compaction de la base de la passe en est plus faible. Par ailleurs, dans des sols de caractéristiques géotechniques faibles, si la hauteur des passes est trop réduite, le ballast sera plus facilement repoussé et introduit dans le sol avoisinant, induisant ainsi une surconsommation excessive de matériau. Seuls des essais d'étalonnage sur chantier permettent de définir, pour chaque projet, la meilleure hauteur des passes ainsi que les fréquences de vibration.

Après avoir pris en considération les différentes techniques permettant la mise en œuvre des colonnes ballastées, il convient de s'intéresser à leurs domaines d'application ainsi qu'aux conditions géotechniques qui permettent leur emploi. (C.SEBASTIEN, 2007).

III.8 Conclusion

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'amélioration du sol par colonnes ballastées. Le caractère frottant du ballast sans cohésion nécessite que le sol encaissant possède une étreinte latérale suffisante capable de confiner le ballast. De plus, cette étreinte doit être stable dans le temps, ce qui exclut la réalisation des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe ou autres) et les matériaux de décharges ménagères

Cette première partie permet de montrer que les colonnes ballastées ont été mises en place dans des sols naturels ou anthropiques, pulvérulents ou cohérents. Les ouvrages supportés par un sol amélioré par colonnes ballastées peuvent être souples ou rigides et les charges sont soit uniformément réparties (dallage, radier, remblai) soit localisées (semelles rigides) ensuite les applications des colonnes ballastées qui ont été mises en avant ainsi que les conditions géotechniques permettant leurs utilisations

Par ailleurs, les méthodes employées pour la construction des colonnes ballastées font appel aux deux fluides de lancement déjà spécifiés (air ou eau), l'alimentation du ballast s'effectue soit par le haut soit par le bas.

IV.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 leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration dans la masse des sols granulaires. Ce décalage, d'une quinzaine d'années environ, a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir d'essais de laboratoire sur modèles réduits, pour proposer des courbes empiriques concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportés par celle-ci.

IV.2 GENERALITES SUR LE DIMENSIONNEMENT

Dans un premier temps, le dimensionnement théorique des Colonnes Ballastées s'est fait sur la base des retours d'expériences de chantiers et d'essais de laboratoire sur modèles réduits. On se situait alors une quinzaine d'années environ après le début de l'utilisation des Colonnes Ballastées et ce dimensionnement se faisait à partir d'abaques.

IV.2.1 Influence de la mise en œuvre sur le dimensionnement

L'exécution des CBS fait apparaître deux zones distinctes autour de la colonne. Une couronne de transition en contact avec le ballast a une épaisseur et une composition variables. En effet, en périphérie de la colonne, suite au compactage le ballast se mélange de manière plus ou moins diffuse dans le sol en place. C'est dans cette couronne que la colonne mobilise son étreinte latérale. Au-delà de cette couronne, on se retrouve avec un cylindre de sol compressible aux propriétés mécaniques équivalentes à celles du sol dans son état initial.

Cependant, dans la théorie on considérera la colonne comme un cylindre idéal de matériau compacté présentant une transition nette avec le sol encaissant qui conserve quant à lui ses propriétés initiales.

En effet, au niveau des propriétés du sol à l'interface avec le ballast, deux idées s'opposent. L'une tend à une baisse des caractéristiques mécaniques du sol à l'interface avec le ballast au moment de la mise en place. Toutefois, compte tenu de la capacité drainante de la colonne, cette couronne de sol mou peut se reconsolider et rapidement retrouver ses propriétés initiales. On ne considère donc aucune modification du sol L'autre tend à une augmentation définitive des

caractéristiques mécaniques du sol du fait du compactage induisant un serrage du sol autour de la colonne. Il est malheureusement difficile de donner une estimation juste de l'épaisseur de ce cylindre. Les approches théoriques en tiendront donc très peu compte.

Les essais in situ n'ont pas permis de donner plus de crédit à l'une ou l'autre théorie [04]. On ne prendra donc pas en compte un renforcement du sol autour de la colonne. Les modules d'élasticité et de compressibilité du sol restent inchangés. (G .HARTWIGSEN, 2006).

IV.2.2 Principe du dimensionnement

Les théories de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique sont à la base du dimensionnement d'une colonne ballastée isolée. Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées en tenant compte d'une colonne isolée ou d'un réseau infini de colonne, du type de fondation, du comportement mécanique des matériaux ainsi que de l'objectif visé (augmentation de la capacité portante du sol, de sa résistance au cisaillement, de la stabilité globale ou réduction des tassements). (Fondasol © ,2012).

IV.3 DONNEES DU DIMENSIONNEMENT

D'après les règles de justification en vigueur, les paramètres de calcul et de dimensionnement des colonnes ballastées sont les suivants :

IV.3.1 Paramètres géotechniques concernent les sols

- Colonnes : poids volumique du ballast γ_c , résistance au cisaillement du ballast $C_c = 0$ (pas de cohésion), φ_c , paramètres d'élasticité linéaire E_c , ν_c et angle de dilatance ψ_c ;
- Sol encaissant : γ_s poids volumique du sol, résistance au cisaillement à court terme C_u , $\varphi_s=0$ (sol purement cohérent), paramètres d'élasticité linéaires E_s , ν_s (éventuellement, l'angle de dilatance ψ_s si $\varphi_s = 0$ et supérieur à 30°). (Fondasol ©, 2012).

IV.3.2 Contraintes

- σ_0 : contrainte apportée par la fondation de l'ouvrage ;
- σ_{lim} : contrainte limite (contrainte de rupture q_r) en tête de colonne déduite des règles en vigueur
- σ_c : contrainte de calcul (contrainte admissible q_a) en tête de colonne déduite de q_r par application d'un coefficient de sécurité conventionnel,

- σ_{hlim} : valeur caractéristique de la résistance du sol autour de la colonne, fournie par le rapport du sol à partir des mesures au scissomètre (C_u , norme NF P 94- 112), pressiomètre (p_1 , norme NF P 94-110) ou pénétromètre statique (q_c , norme NF P 94-113) ou aussi au Pénétromètre à carottier (N_{spt} , norme NF P 94-116). (Fondasol ©, 2012).

IV.3.3 Coefficient de sécurité partielle

Valeurs conventionnels appliquées sur les valeurs caractéristiques de résistance (Recommandations « Clouterre », 1991). (Fondasol ©, 2012).

IV.3.4 Paramètres à déterminer

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

- Le taux d'incorporation a ;
- Le rapport de concentration des contraintes n ;
- Le facteur de réduction des tassements β . (Fondasol ©, 2012).

VI.4 METHODES DE DIMENSIONNEMENT

VI.4.1 Travaux de Mattes et Poulos (1969) et de Hughes et Withers (1974)

Le fait que seulement un faible pourcentage de la charge appliquée en tête de colonne atteigne sa base fut démontré par Mattes et Poulos (1969) ainsi que par Hughes et Withers (1974), *figure IV.1*. En effet, ils ont clairement mis en évidence, par des essais sur modèles réduits, que la charge appliquée sur une colonne isolée était transférée au sol mou environnant. Au fur et à mesure que la colonne s'expansé latéralement et que son sommet tasse, le matériau granulaire est poussé dans le sol mou et transfère ainsi les contraintes au sol sous forme de contraintes de cisaillement.

La contrainte latérale de confinement σ_3 agissant autour de la colonne ballastée est prise comme étant égale à la résistance passive que le sol environnant peut mobiliser lorsque la colonne s'expansé. Comme la colonne est considérée en état de rupture, la contrainte ultime verticale σ_1 que la colonne peut supporter, est égale au coefficient de butée de celle-ci, K_{pc} , multiplié par la contrainte latérale de confinement σ_3 . Le rapport des contraintes est exprimé selon la théorie classique de la plasticité :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi'_c}{1 - \sin \phi'_c} \times k_{pc} \quad (\text{IV.1})$$

Avec:

σ_1 : Contrainte verticale ultime supportée par la colonne

σ_3 : Contrainte latérale de confinement

φ'_c : Angle de frottement du ballast

k_{pc} : Coefficient de butée du ballast, c'est-à-dire de la colonne ballastée

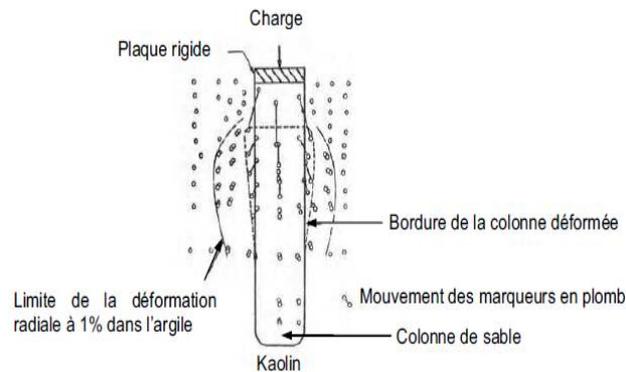


Figure IV.1 : Rupture par expansion latérale d'un modèle réduit de colonne ballastée isolée chargée par une plaque rigide (Hughes et Withers, 1974).

IV.4.2 Théories de l'expansion radiale d'une cavité cylindrique

Les trois théories présentées ci-après sont celles développées par Gibson et Anderson (1961), Vesic (1972) et Hughes et Withers (1974).

Gibson et Anderson considèrent l'expansion radiale d'une cavité cylindrique infiniment longue dans un milieu purement cohérent en condition non drainée, et ayant un comportement élasto- plastique. Pour un rayon a donné de la cavité, ils déterminent la pression totale appliquée P selon la relation [IV.2] :

$$p = p_0 + C_u \left(1 + \ln \left[I_R \left(1 - \frac{a_0^2}{a^2} \right) \right] \right) \quad (IV.2)$$

Avec :

p_0 : Pression de référence de la cavité

I_R : $I R$: indice de rigidité du sol (G / c_u)

G : module de cisaillement du sol ;

c_u : Cohésion non drainée du sol

a : Rayon de la cavité

a_0 : rayon initial de la cavité.

Vesic (1972) a développé une solution générale pour caractériser l'expansion d'une cavité cylindrique infiniment longue dans des sols cohérents (comme Gibson et Anderson (1961)) et pulvérulents. Le sol suit une loi de comportement soit élastique soit rigide-plastique. La contrainte latérale ultime de confinement σ_3 développée par le sol environnant est exprimée selon la relation

$$\sigma_3 = C \times F'_c + q_m \times F'_q \quad (IV.3)$$

Avec :

C : cohésion du sol

q_m : Contrainte moyenne ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)/3 à la profondeur de la rupture

F'_c et F'_q : facteurs d'expansion de la cavité.

Les facteurs d'expansion de la cavité cylindrique, F'_c et F'_q (figure IV.2), sont fonction de l'angle de frottement du sol ainsi que de l'indice de rigidité noté I_r . Ce dernier est donné par la relation [IV.4] :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(c+q \tan \phi_c)} \quad (IV.4)$$

E_s : module de Young du sol

C : cohésion du sol

ν_s : Coefficient de Poisson du sol

q : contrainte moyenne dans la zone de rupture.

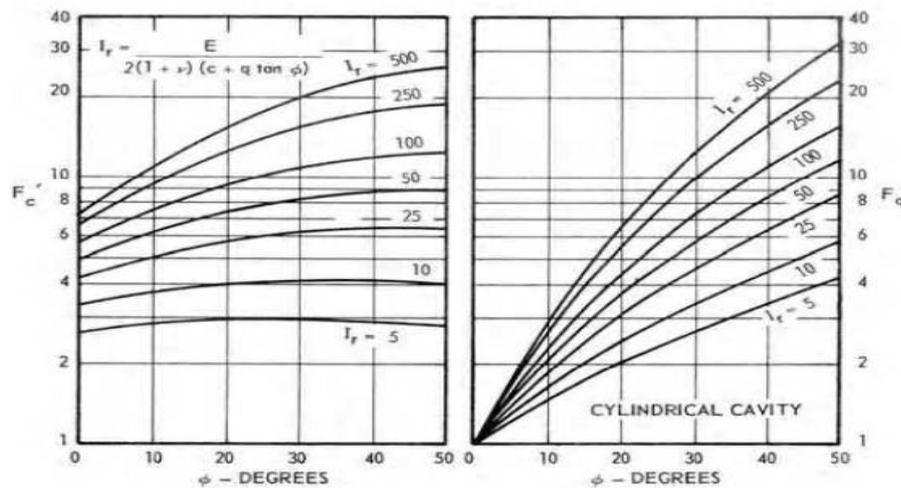


Figure IV.2 : Facteurs d'expansion, F'_c et F'_q , d'une cavité cylindrique (Vesic, 1972).

En combinant les équations [IV.3] et [IV.4] et en assimilant q_{ult} à σ_1 la contrainte verticale ultime appliquée sur la colonne devient (relation [IV.5]) :

$$q_{ult} = (C \times F'_c + q \times F'_q) \left(\frac{1 + \sin \varphi_{sc}}{1 - \sin \varphi_{sc}} \right) \quad (IV.5)$$

Hughes et Withers (1974) supposent que la résistance passive développée par le sol environnant peut être modélisée par l'expansion, à partir de son axe de révolution, d'un cylindre infiniment long, jusqu'à ce que la résistance passive ultime du sol soit atteinte. L'expansion de cette cavité cylindrique simule l'expansion latérale de la colonne dans le sol environnant. Par ailleurs, ils supposent que la rupture par expansion latérale d'une seule colonne ballastée est similaire à celle d'une cavité se développant pendant un essai pressiométrique. Dans leur approche, la théorie de Gibson et Anderson (1961) pour un matériau cohérent et une cavité cylindrique infiniment longue s'expansant, a été utilisée afin de prévoir la contrainte latérale ultime non drainée σ_3 , du sol entourant la colonne et est exprimée selon la relation [IV.6] :

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_s}{2c_u (1 + v_s)} \right) \quad (IV.6)$$

Avec :

σ_3 : Contrainte horizontale ultime non drainée du sol

σ_{ro} : Contrainte horizontale totale du sol (à l'état initial)

E_s : Module de Young du sol

c_u : Cohésion non drainée du sol

v_s : Coefficient de *Poisson* du sol

En combinant les équations [IV.2] et [IV.5], et en admettant que la contrainte verticale ultime applicable sur la colonne, q_{ult} , est égale à σ_1 , la relation [IV.7] est obtenue :

$$q_{ult} = \left[\sigma_{ro} + c_u \left(1 + \ln \frac{E_s}{2c_u (1 + v_s)} \right) \right] \left[\frac{1 + \sin \varphi_{sc}}{1 - \sin \varphi_{sc}} \right] \quad (IV.7)$$

IV.4.3 Dimensionnement d'une colonne ballastée isolée selon la capacité portante

Le dimensionnement se fait généralement à la rupture. D'après Datye (1982), la capacité portante ultime (q_c) d'une colonne isolée est fonction de la configuration géométrique et permet d'aboutir comme indiqué sur la figure (IV.3) à trois modes de rupture. (S.VINCENT SIX, 2006).

a- rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant),

b- rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes),

c- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes),

Une colonne isolée chargée en tête reposant sur un horizon raide peut avoir deux modes de rupture : expansion latérale de la colonne dans le cas où la longueur de la colonne est supérieure à 3 ou 4 fois son diamètre ou cisaillement généralisé du sol traité dans le cas contraire. Cette limite a été définie par Hugues et Withers (1974) suite à des observations expérimentales.

Une colonne isolée flottante chargée en tête doit de plus vérifier une condition de rupture par poinçonnement.

Une approche différente consiste à effectuer un dimensionnement en déformation. Une approche très peu développée par les auteurs.

Peu de travaux récents ont été consacrés au dimensionnement des colonnes isolées, sans doute parce qu'elles appartiennent généralement plutôt à un réseau. Les approches explicitées ci-dessous constituent en revanche le point de départ des théories relatives au dimensionnement des réseaux de colonnes. (G .HARTWIGSEN, 2006)

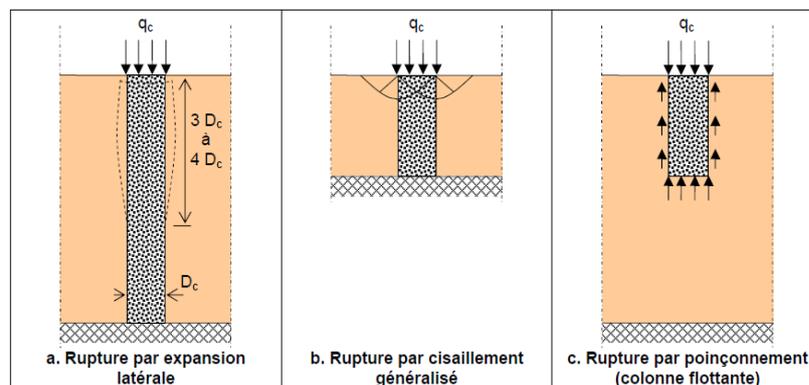


Figure IV.3 : Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible (Datye, 1982). (S.VINCENT, 2006).

IV.4.3.1 Rupture par expansion latérale

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur la théorie développée initialement par Greenwood en (1970). La colonne est assimilée à une éprouvette composée du même matériau granulaire subissant une compression axiale q_c sous une contrainte de confinement p égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant (figure IV.4), à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales. Le caractère drainant du ballast permet de considérer que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. Ainsi, q_c , K_{pc} , p sont respectivement la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale que le sol peut supporter autour de la colonne. (S.VINCENT, 2006).

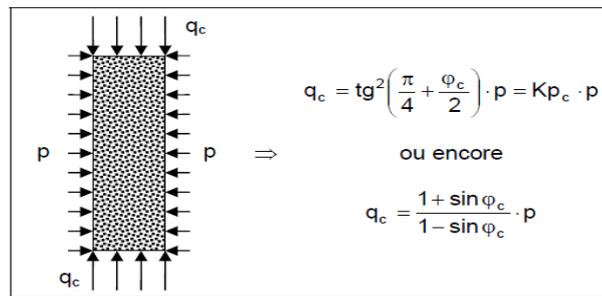


Figure IV.4 : Analogie colonne ballastée / éprouvette triaxiale. (S.VINCENT, 2006).

L'expansion latérale de la colonne peut être comparée à celle d'une sonde pressiométrique, ce qui permet de poser :

$$(P = P_1 - u) \tag{IV.8}$$

Avec :

P_1 : pression limite du sol ambiant

U : pression interstitielle à la périphérie de la colonne

Le *Tableau IV.1* permet de récapituler les deux approches principales retenues pour la pression interstitielle u .

Tableau IV.1 : Définition de la pression interstitielle u . (S.VINCENT, 2006).

u	Auteur	Remarque
$u = u_0$	Ghionna et Jamiolkowski(1983)	u_0 : pression hydrostatique régnant avant traitement
$u=0$	Greenwood et Kirsch(1983) Broms(1983)	Revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant

A défaut d'essai in situ, la pression limite d'un sol purement cohérent en conditions non drainées peut être estimée par l'expression :

$$P_1 = (\sigma'_{h,0} + u_0) + k \cdot C_u \tag{IV.9}$$

Avec :

$\sigma'_{h,0}$: Contrainte effective horizontale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne

C_u : résistance au cisaillement non drainé du sol

K : coefficient multiplicateur

Le *Tableau IV.2* précise la définition du coefficient multiplicateur k donné par plusieurs auteurs en fonction d'un facteur appelé "indice de rigidité" I_r qui dépend de la cohésion non drainée C_u , du module d'élasticité du sol E_s ainsi que du coefficient de Poisson ν_s du sol. (S.VINCENT, 2006).

Tableau IV.2 : Définition du coefficient multiplicateur k . (S.VINCENT, 2006).

Expression de k	Auteurs	Remarques
$k = 1 + \ln \frac{E_{sol}}{2(1 + \nu_{sol})c_u}$	Hughes et Withers (1974)	Wroth et Hughes ont conseillé d'adopter $k = 4$ au vu d'essais drainés réalisés avec le pressiomètre autoforeur de Cambridge (Camkomètre)
$k = (1 + \ln I_r)$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3c_u}$	Brauns (1978 a)	Cette formule est déduite des travaux de Vesic sur l'expansion des cavités cylindriques dans les milieux cohérents, dans laquelle I_r est un indice de rigidité d'un sol lors d'une sollicitation non drainée
$k = 6.18$	Nahrgang (1976)	Cette valeur est le résultat des essais de laboratoire sur modèle réduit de colonne

Le paramètre fondamental de ce type de calcul est l'angle de frottement φ_c du matériau constitutif de la colonne (Soyer, 1985). Dans le cas d'un ballast, mis en place par un vibreur de type Keller, une valeur prudente de 38° est couramment recommandée (Schulze, 1978).

Ce calcul fait l'objet de diverses théories. La figure 5, compare les résultats obtenus par des essais in situ aux résultats obtenus à travers ces différentes approches. Les résultats in situ ne permettent pas d'en choisir une plus que l'autre. Seul Bell sous-estime largement la capacité portante du sol renforcé. (G .HARTWIGSEN, 2006).

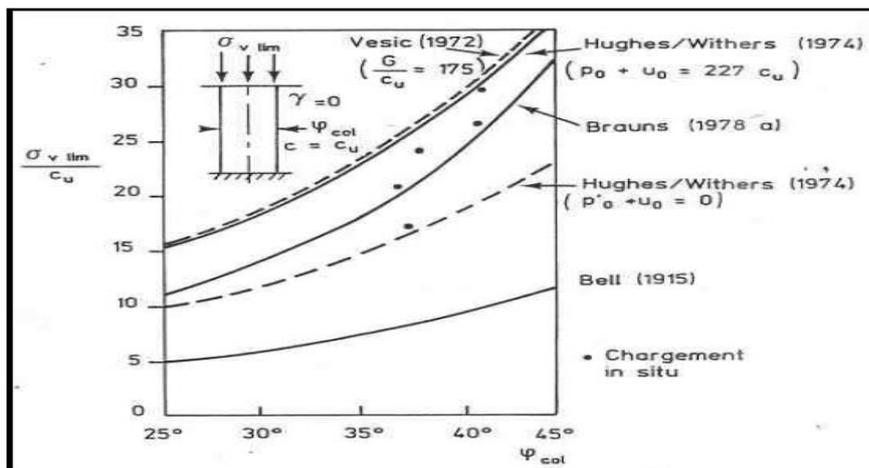


Figure IV.5: Comparaison de différentes formulations proposées pour la rupture par expansion latérale. (G .HARTWIGSEN, 2006).

IV.4.3.2 Rupture par cisaillement généralisé

Brauns suppose que la rupture d'un volume de matériau composite ballast-sol est axisymétrique. (G .HARTWIGSEN, 2006).

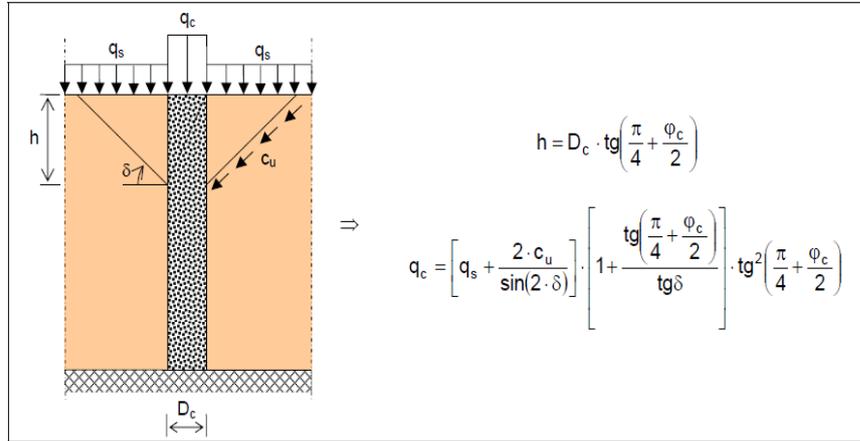


Figure IV.6 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé

(S.VINCENT, 2006).

L'intérêt de sa théorie réside dans le fait qu'elle permet de prendre en compte une surcharge q appliquée à la surface du sol autour de la fondation. La contrainte verticale admissible en tête de colonne est donnée par :

$$\sigma'_{v \text{ lim}} = c_{\mu} \cdot \left(\frac{q}{c_{\mu}} + \frac{2}{\sin(2\delta)} \right) \cdot \left[1 + \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2}\right)}{\tan(\delta)} \right] \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2}\right) \quad (IV.10)$$

Où : C_u est la cohésion non drainée du sol que BRAUNS suppose constante sur toute la profondeur et δ l'angle que fait la génératrice du cône avec l'horizontale.

La détermination de cet angle peut être faite à partir de l'abaque présentée sur la Figure IV.7. (G .HARTWIGSEN, 2006).

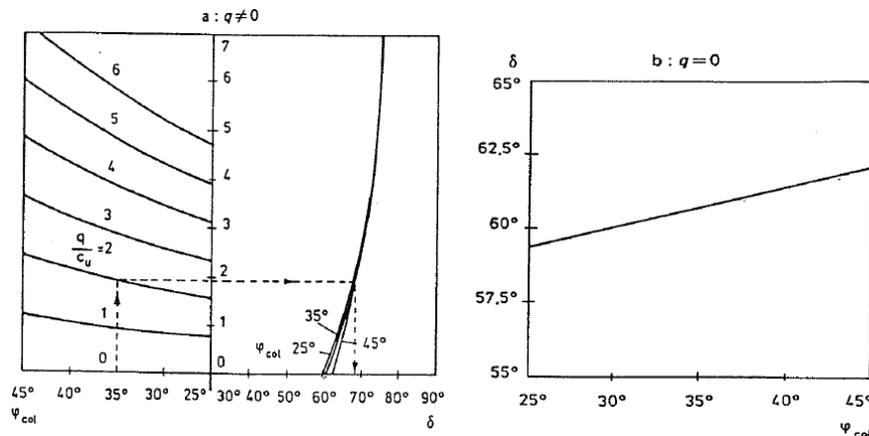


Figure IV.7: Abaque de détermination de δ . (G .HARTWIGSEN, 2006).

Le mécanisme de rupture par cisaillement généralisé du sol prend donc en compte une relation d'interaction entre le sol et la colonne par l'intermédiaire de l'angle δ .

La détermination de la contrainte verticale limite se fait toujours par le même mécanisme

$$\sigma'_{vlim} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \cdot \sigma'_h \quad (IV.11)$$

Comme l'illustre la formule donnée précédemment, c'est le calcul de l'expansion latérale qui diffère. (G.HARTWIGSEN, 2006).

IV.4.3.3 Rupture par poinçonnement

Il convient de déterminer la longueur minimale de la Colonne Ballastée qui, sous une charge donnée, empêchera son poinçonnement.

BRAUNS considère que la colonne se comporte comme un pieu rigide. La charge appliquée en tête se transmet à la colonne par frottement latéral positif et la charge restante est reprise par un effort de pointe. Le frottement latéral positif est issu de la mobilisation de la résistance au cisaillement sur la périphérie de la colonne. Celle-ci est supposée égale à la résistance au cisaillement non drainé du sol ou cohésion non drainée C_u , constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible. (G.HARTWIGSEN, 2006).

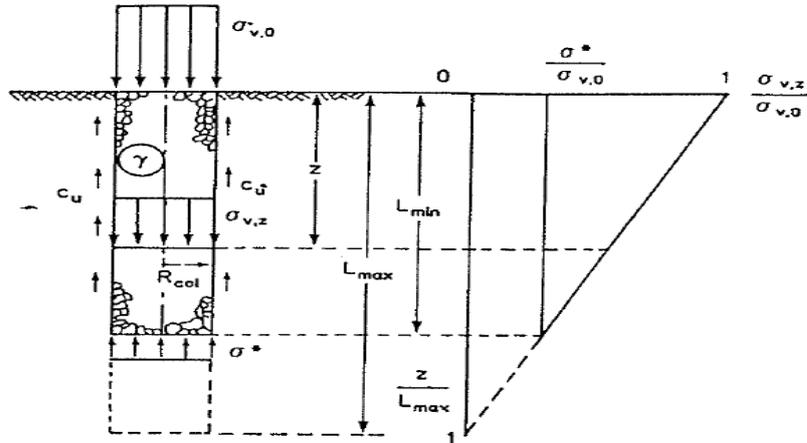


Figure IV.8: Principe de la rupture par poinçonnement d'après BRAUNS.

(G.HARTWIGSEN, 2006).

La contrainte verticale à l'intérieur de la colonne à la profondeur z est donnée par :

$$\sigma_{v,z} = \sigma_{v,0} + z \cdot \left(\gamma_{col} - 2 \cdot \frac{c_u}{R_{col}} \right) \quad (IV.12)$$

Où : R_{col} est le rayon initial de la colonne et γ_{col} son poids volumique.

On recherche alors deux longueurs : L_{min} et L_{max}

L_{min} est la longueur permettant d'éviter tout poinçonnement. Pour la déterminer, on considérera que la contrainte verticale à $z = L_{min}$ est égale à l'effort limite en pointe mobilisable pour la couche d'argile : $9 C_u$.

L_{max} est la longueur au-delà de laquelle le traitement devient inutile. Pour la déterminer, on considérera que la contrainte verticale à $Z = L_{max}$ est nulle. (GREGORY, 2006).

Ces deux longueurs sont données par les formules suivantes :

$$L_{min} = \frac{1}{2} \cdot R_{col.} \cdot \left(\frac{\sigma_{v,0}}{C_u} - 9 \right) \quad (IV.13)$$

$$L_{max} = \frac{1}{2} \cdot R_{col.} \cdot \frac{\sigma_{v,0}}{C_u} \quad (IV.14)$$

IV.4.3.4 Détermination graphique de la capacité portante d'une colonne isolée

Thornburn (1975) a établi un abaque (Figure IV.9) permettant de déterminer la capacité portante d'une colonne isolée en fonction de la cohésion non drainée du sol. L'abaque est aussi utilisable pour des groupes de colonnes. Cependant, cet abaque est basé sur la connaissance du diamètre réel des colonnes réalisées par des vibreurs, de l'époque, des entreprises Cimentation ou Keller. La portée pratique de cet abaque reste donc limitée à ces seuls vibreurs (G.HARTWIGSEN, 2006).

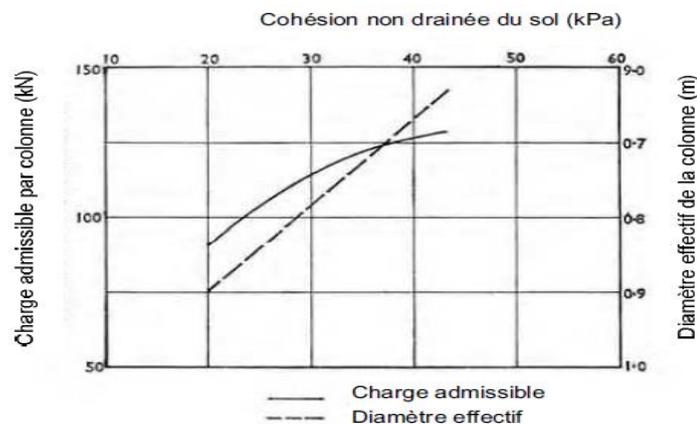


Figure IV.9 : Prévion de la charge admissible en tête de colonne et du diamètre efficace d'une colonne ballastée en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol (d'après Thornburn, 1975). (G.HARTWIGSEN, 2006).

Après avoir considéré le dimensionnement d'une colonne ballastée selon la capacité portante ainsi que les différents modes de rupture d'une colonne isolée le tassement d'une colonne ballastée est étudié. (G.HARTWIGSEN, 2006).

IV.5 TASSEMENT D'UNE COLONNE ISOLEE CHARGEE EN TETE

Application des travaux de Mattes et Poulos (1969)

Pour estimer les tassements d'une colonne isolée chargée en tête, Greenwood et Kirsch(1983) ; Madhav (1982) et appliquent les travaux développés par Mattes et Poulos (1969) pour les pieux traditionnels, travaux dont l'originalité tient à ce qu'ils prennent en compte la compressibilité propre du pieu. Cette méthode admet que la charge ne s'applique pratiquement que sur l'inclusion, et que les tassements immédiats pseudo-élastiques de celle-ci constituent la majeure partie de sa déformation finale.

Les tassements immédiats (s_i) et final (s_f) en tête de la colonne peuvent être déterminés en injectant les modules drainé E'_s et non drainé E_s des sols et de la colonne dans la formule développée pour les pieux par Mattes et Poulos (1969) soit :

$$S_i = \frac{Q_c}{L_c E_s} I_p \quad (IV.15)$$

$$S_f = \frac{Q_c}{L_c E'_s} I_p \quad (IV.16)$$

Q_c : désigne la charge aux états limites de service (ELS) en tête de la colonne

L_c : la longueur de la colonne

E_s : le module d'élasticité non drainé du sol

E'_s : le module d'élasticité drainé du sol

I_p : le facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol ($k=Ec/ E_s$) est donné par le graphe de la Figure (IV.10). (G .HARTWIGSEN, 2006).

Le facteur d'influence du tassement I_p est déterminé par lecture directe sur l'abaque de la Figure (IV.10). Par ailleurs, ils démontrent, Figure (IV.11), que seulement un faible pourcentage de la charge appliquée en tête de l'inclusion atteint sa base. En effet, pour un rapport de rigidité inférieur à 100 ainsi qu'un rapport de longueur sur diamètre de la colonne égal à 10, le pourcentage de la charge supportée par la base de l'inclusion ne dépasse pas 10%. Il convient de remarquer que les travaux analytiques de Mattes et Poulos (1969) dérivent de ceux réalisés sur les pieux, alors que Balaam et al. (1976) in Soyez (1985) se sont focalisés sur le chargement d'une colonne grâce à la méthode des éléments finis. Cependant, la portée des résultats de Balaam et al. Reste a priori limitée compte tenu du calage de leurs travaux sur un seul essai de chargement en grandeur réelle. (G .HARTWIGSEN, 2006).

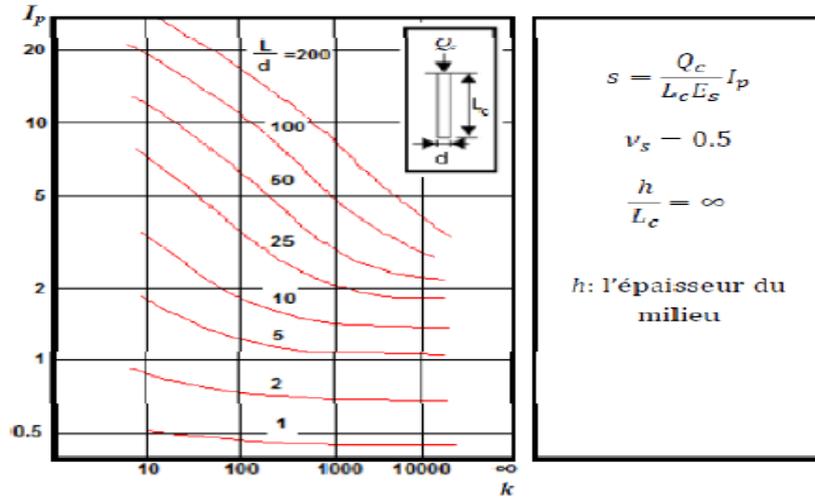


Figure IV.10 : Facteur d'influence des tassements I_p (Mattes et Poulos, 1969).
(G .HARTWIGSEN, 2006).

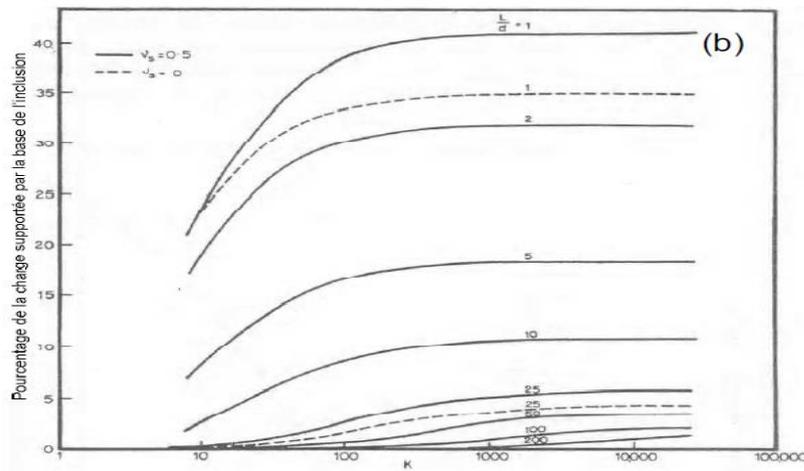


Figure IV.11 : pourcentage de la charge supportée par la base de l'inclusion en fonction de la rigidité relative entre l'inclusion et le sol (d'après Mattes et Poulos, 1969)

Christoulas et al. (2000) admettent que le tassement S d'une colonne isolée peut être dissocié selon le chargement considéré, relations [IV.15] et [IV.16] :

$$S = \frac{Q_{appl}}{L_c \cdot E_s} \cdot I_p \quad \text{Pour } Q_{appl} \leq Q_c \quad (IV.17)$$

$$S = \frac{Q_c}{L_c \cdot E_s} \cdot I_p + \frac{Q_{appl} - Q_c}{4L_c \cdot E_s} \quad \text{Pour } Q_c \leq Q_{appl} \leq Q_{ult} \text{ 10\%} \quad (IV.18)$$

Avec :

Q_{appl} : charge appliquée en tête de colonne

Q_c : charge de fluage

$Q_{\text{ult } 10\%}$: charge ultime pour un tassement correspondant à 10% du diamètre de la colonne

I_p : facteur d'influence de Mattes et Poulos (1969)

L_c : longueur de la colonne

E_s : module d'élasticité du sol

Ils indiquent aussi que si la charge appliquée est inférieure à la charge de fluage, alors la colonne se comporte comme un pieu frottant et admettent, par précaution, que ces relations restent néanmoins limitées à leur étude et mériteraient de plus amples essais. (C.SEBASTIEN, 2007),

IV.6 DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX DES COLONNES BALLASTEES

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées :

- Selon un maillage hexagonal ;
- Selon un maillage carré ;
- Selon un maillage triangulaire ;

Le dimensionnement des réseaux de colonnes ballastées a fait l'objet d'un certain nombre de publications destinées à apprécier les divers effets bénéfiques du traitement. Nous ne détaillerons dans ce qui suit les travaux traitant la réduction des tassements et l'amélioration de la stabilité générale des ouvrages en terre.

Les considérations suivantes sont faites pour déterminer l'effet d'exécution des réseaux de colonnes ballastées sur la réduction des tassements dans le sol traité :

- Les colonnes ballastées sont exécutées sur toute la profondeur de la couche compressible ;
- Le tassement instantané et secondaire sont négligés ;
- Les fondations sont supposées rigides ;
- Les tassements en surface sont égaux ($S_s = S_c$). (Fondasol ©, 2012)

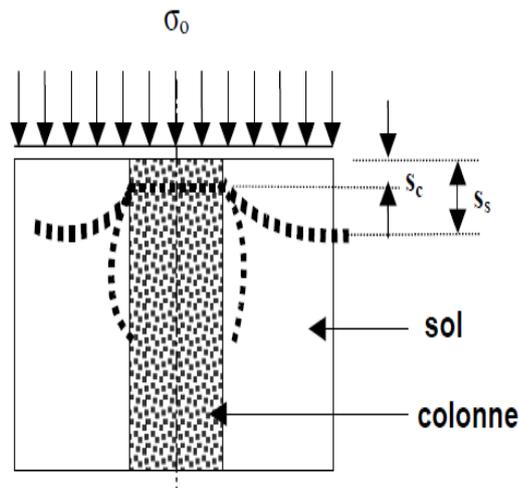


Figure IV.12 : Déformation de la colonne et du sol

IV.6.1 Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées

L'approche tout élastique et l'approche à la rupture sont les deux approches utilisées pour étudier la réduction des tassements dans le sol après le traitement par colonnes ballastées.

IV.6.1.1 Approche élastique du problème

Dans cette méthode, on considère que la colonne et le sol qui l'entour ont un comportement élastique, généralement linéaire.

Hans-Georg Kempfert, Berhane Gebreselassie (2006) Considèrent qu'à long terme la contrainte moyenne σ_0 est toujours appliquée en surface, l'évolution du sol renforcé pouvant se traduire par un module d'élasticité équivalent \bar{E}' à long terme, intégrant les caractéristiques mécaniques différentes du ballast et du sol, ce module est donnée par :

$$\bar{E}' = \frac{E_c A_c + E_s (A - A_c)}{A} \quad (\text{IV.19})$$

Où : A est l'aire totale de la zone d'influence

Ce qui correspond à la relation du facteur de réduction des tassements suivante :

$$\beta = 1 + a \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (\text{IV.20})$$

Avec :

(a) le taux d'incorporation

Balaam et Booker (1976), ont proposé une autre méthode basée sur le comportement élastique linéaire du sol et de la colonne. (Fondasol ©, 2012)

IV.6.1.2 La méthode de Priebe

IV.6.1.2.1 Base de la méthode de Priebe

Le cœur de la théorie de Priebe est l'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique à la déformation horizontale de la colonne ballastée et du sol. On ne tient pas compte de l'effet de la pesanteur. La colonne ballastée est supposée incompressible. Elle est en état limite de poussée et reçoit du sol une pression latérale égale à la pression appliquée à la surface du sol (comme dans un liquide). Les tassements du sol sont calculés à partir d'un module de type œdométrique et ceux de la colonne sont directement liés au changement de diamètre (condition de volume constant). Des corrections sont apportées ensuite pour tenir compte de l'effet de la compressibilité de la colonne et de l'effet de la pesanteur. La compressibilité de la colonne limite l'effet du traitement du sol sur les tassements : le tassement résiduel n'est jamais nul mais est celui du matériau compacté de la colonne. La pesanteur modifie la valeur des contraintes au contact de la colonne et du sol, augmente la pression appliquée par le sol sur la colonne, limite la largeur de la colonne en profondeur et augmente la capacité portante de la colonne. (A.DHOUIB, 2004)

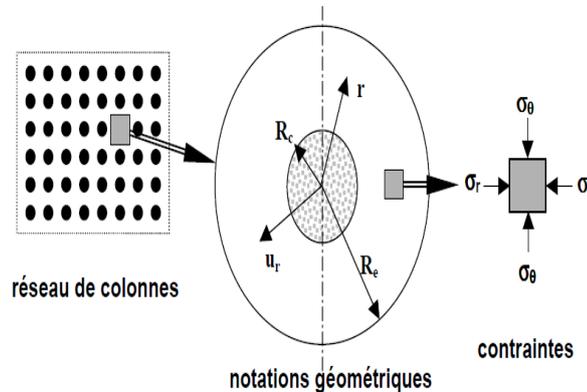


Figure IV.13 : Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (Vesic, 1972)

IV.6.1.2.2 Équations générales de l'expansion d'une cavité cylindrique

On peut assimiler la cellule unitaire à un cylindre long à section circulaire. En raison de la symétrie axiale et de l'uniformité dans la même direction, les composantes de cisaillement et de déplacement transversal sont nulles et les trois contraintes (σ_r , σ_θ et σ_z) vérifient les deux équations d'équilibre régissant l'expansion latérale d'une cavité cylindrique (Vesic, 1972) :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{IV.21}$$

et :

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = 0 \quad (IV.22)$$

Les relations entre les contraintes et les déformations se simplifient en négligeant les déformations axiales ($\varepsilon_z = 0$), soit :

$$\varepsilon_r = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \left(\sigma_r - \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \times \sigma_\theta \right) \quad (IV.23)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \times \sigma_r \right) \quad (IV.24)$$

Et, inversement :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} [(1-\nu_s) \cdot \varepsilon_r + \nu_s \cdot \varepsilon_\theta] \quad (IV.25)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} [(1-\nu_s) \cdot \varepsilon_\theta + \nu_s \cdot \varepsilon_r] \quad (IV.26)$$

L'introduction du déplacement radial u_r conduit aux déformations suivantes :

$$\varepsilon_r = \frac{du_r}{dr} \quad (IV.27)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_r}{r} \quad (IV.28)$$

En reportant ces relations dans les équations (4.24) et (4.25) puis dans les équations d'équilibre (4.20), on obtient :

$$\frac{d}{dr} \left[\frac{1}{r} \cdot \frac{r \cdot u_s}{dr} \right] = 0 \quad (IV.29)$$

Dont l'intégration directe donne :

$$u_r = c_1 \cdot r + \frac{c_2}{r} \quad (IV.30)$$

Où (c_1 et c_2) sont les constantes d'intégration.

Ensuite, le report dans les équations de comportement fournit les expressions des contraintes

σ_r , σ_θ et σ_z :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{1+\nu_s} \left(\frac{c_1}{1-2\nu_s} - \frac{c_2}{r^2} \right) \quad (IV.31)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{1+\nu_s} \left(\frac{c_1}{1-2\nu_s} + \frac{c_2}{r^2} \right) \quad (IV.32)$$

$$\sigma_z = \frac{E_s}{1+\nu_s} \frac{2 c_1 \nu_s}{(1-2\nu_s)} \quad (IV.33)$$

L'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique aux colonnes ballastées permet de déterminer les constantes d'intégration (c_1 et c_2), comme cela fut fait pour l'expansion de la sonde pressiométrique étudiée par Louis Ménard. (DHOUIB, 2004).

IV.6.1.2.3 Applications aux colonnes ballastées

Les conditions aux limites du modèle sol/colonne sont les suivantes :

- en contraintes : $\sigma_r (r=R_c) = \sigma_h$

(σ_h Étant l'étreinte latérale du sol encaissant),

- en déplacements : $u_r (r=R_e) = 0$

(Déplacement radial nul à la périphérie de la zone d'influence),

Les expressions de C_1 et C_2 sont alors les suivantes :

$$C_1 = -\sigma_h \frac{1+v_s}{E_s} \frac{(1-2v_s)a}{(1-2v_s)+a} \quad (\text{IV.34})$$

$$C_2 = -C_1 = \sigma_h \frac{1+v_s}{E_s} \frac{(1-2v_s)a}{(1-2v_s)+a} \quad (\text{IV.35})$$

Où (a) est le taux d'incorporation donné par :

$$a = \frac{A_c}{A_s} = \left(\frac{R_c}{R_s}\right)^2 \quad (\text{IV.36})$$

IV.6.1.2.4 Développement de la méthode de Priebe

a. Equations générales et facteur d'amélioration n_o (ou β)

Priebe (1976) a déduit des équations (4.20 et 4.21) et (4.33 et 4.34) un accroissement du rayon (ΔR_c) de la colonne ballastée donné par :

$$\Delta R_c = R_c \left(C_1 + \frac{C_2}{R_c^2} \right) \quad (\text{IV.37})$$

Soit, d'après (IV.33 et IV.34):

$$\Delta R_c = \sigma_h \frac{1+v_s}{E_s} R_c \frac{(1-2v_s)(1-a)}{(1-2v_s)+a} \quad (\text{IV.38})$$

Pour éviter toute confusion avec la notation des modules d'Young, (D_s) désigne dans cette communication le module œdométrique du sol, module de déformation verticale « sans déformation latérale » ou « fretté latéralement ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$) », exprimé en fonction du module d'Young E_s du sol par :

$$D_s = \frac{(1-v_s)(1-2v_s)}{(1-v_s)+a} \times E_s \quad (\text{IV.39})$$

De la même façon, (D_c) désignera le même module *œdométrique* pour la colonne.

On pose :

$$f(v_s, a) = \frac{(1-2v_s)(1-a)}{(1-v_s)+a} \quad (\text{IV.40})$$

On admet que le tassement quasi-instantané (S_c) de la colonne se produit à volume constant, c'est-à-dire à dilatation volumique nulle.

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0 \quad (\text{IV.41})$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (\text{IV.42})$$

$$\varepsilon_3 = -\frac{S_c}{L_c} \quad (\text{IV.43})$$

$$S_c = 2L_c \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (\text{IV.44})$$

Compte tenu de l'hypothèse que le sol se comporte comme un liquide (donc $\sigma_h = \sigma_v$), la contrainte latérale (σ_h) est donnée par :

$$\sigma_h = K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s \quad (\text{IV.45})$$

Avec :

σ_c - contrainte en tête de colonne,

σ_s - contrainte à la surface du sol,

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2} \right) \quad (\text{IV.46})$$

K_{ac} : Coefficient de poussée du ballast

On obtient :

$$S_c = 2L_c (\sigma_c K_{ac} - \sigma_s) \frac{f(v_s, a)}{D_s} \quad (\text{IV.47})$$

Le tassement de la couronne de sol ambiant s'écrit :

$$S_s = \sigma_s \cdot \frac{L_c}{D_s} \quad (\text{IV.48})$$

En écrivant l'égalité des tassements de la colonne et du sol ambiant ($S_c = S_s$), on obtient :

$$\sigma_s = 2 (\sigma_c K_{ac} - \sigma_s) f(v_s, a) \quad (\text{IV.49})$$

D'où le rapport des contraintes dans la colonne aux contraintes dans le sol ambiant:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} \quad (\text{IV.50})$$

Sachant que :

$$\sigma_0 = a \cdot \sigma_c + (1-a) \cdot \sigma_s \quad (\text{IV.51})$$

On déduit le facteur de réduction des tassements (β), appelé ultérieurement (n_0) dans les publications de Priebe, qui caractérise du traitement :

$$\beta = n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (\text{IV.52})$$

La valeur de $n_0 = \beta$ est représentée en fonction de l'angle de frottement interne du ballast (φ) dans l'abaque (A1) reproduit en annexe (B).

b. Prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée

La compressibilité de la colonne se traduit par un accroissement de la section de la colonne de (Δa) en fonction du rapport des rigidités de la colonne et du sol (D_c/D_s) ; cet accroissement est donné par l'équation suivante (Priebe, 1995) :

$$\Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta \left(\frac{1}{a}\right)} \tag{IV.53}$$

Où $\Delta \left(\frac{1}{a} = \frac{A_s}{A_c}\right)$ dépend directement du rapport des modules (D_c/D_s) selon l'abaque (2) de l'annexe (B)

Le nouveau rapport des sections ($\bar{a} = a + \Delta a$) peut être injecté dans la formule (3.28) afin de déterminer le facteur d'amélioration (n_1), soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{0,5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{acf}(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \tag{IV.54}$$

Dont la valeur peut être déterminée directement à partir de l'abaque A1 de l'annexe (B) en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta (A/A_c)$.

c. Prise en compte de l'influence de la profondeur

La prise en compte de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur (noté f_d) donné par l'expression (3.54), dans le cas simplifié où les poids volumiques de la colonne et du sol sont les mêmes. Cette correction, qui s'inscrit toujours dans l'hypothèse où $K=1$ dans le sol, traduit l'influence de l'augmentation de σ_h avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne, avec un passage progressif de K_a à K_o dans le ballast quand la déformation latérale de la colonne devient faible puis négligeable.

$$f_d = \frac{1}{1 - \gamma \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_0}} \tag{IV.55}$$

Avec :

σ_v : Contrainte verticale à la profondeur considérée ;

σ_0 : Contrainte apportée par l'ouvrage ;

γ : Facteur d'influence qui est donné par l'abaque (A3) de l'annexe (B), en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $D (A/A_c)$.

Remarque : La compressibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne conduit Priebe(1995) à limiter le facteur de profondeur au rapport des modules (D_c/D_s) divisé par celui des contraintes $\sigma_{col}/\sigma_{sol}$, soit :

$$f_d \leq \frac{D_c}{D_s} \cdot \frac{\sigma_{sol}}{\sigma_{col}} \quad (IV.56)$$

Ceci revient à noter que $f_d < \gamma \cdot \frac{D_c}{D_s}$, Mais $f_d \geq 1$.

Par ailleurs, $f_d = 1$ lorsque la fonction est rigide ($D_c/D_s = \sigma_{col}/\sigma_{sol} = n$).

IV.6.1.2.5 Cas des semelles isolées et filantes

Concernant ce type de fondation, les rares méthodes existantes pour la justification de tassements des colonnes ballastées sont empiriques et généralement basées sur l'aspect expérimental. Toutefois, seul Priebe (1995) a élaboré des abaques de dimensionnement en appliquant au tassement (S_∞) donné par la formule (VI.57) une correction qui tient compte de la densité de traitement exprimé en nombre de colonnes ou de rangées de colonnes, respectivement sous les semelles isolées de forme ($\frac{a}{b} \leq 2$) et filantes ($\frac{a}{b} \geq 4$). Des abaques de dimensionnement sont proposés à cet effet par l'auteur (**Figure VI.13,14**) pour évaluer le rapport de réduction du tassement (S/S_∞) en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de la colonne (d/D_c) et le nombre de colonnes ballastées. Le tassement (S_∞) est exprimé par la

formule suivante :

$$S_\infty = \frac{\sigma_0 L_c}{n_2 E_s} \quad (IV.57)$$

- σ_0 : est la contrainte apportée par la fondation à l'ELS,
- L_c : désigne la longueur de la colonne (profondeur de traitement),
- n_2 : est le facteur d'amélioration. (B .ZIGHMI I, 2011)

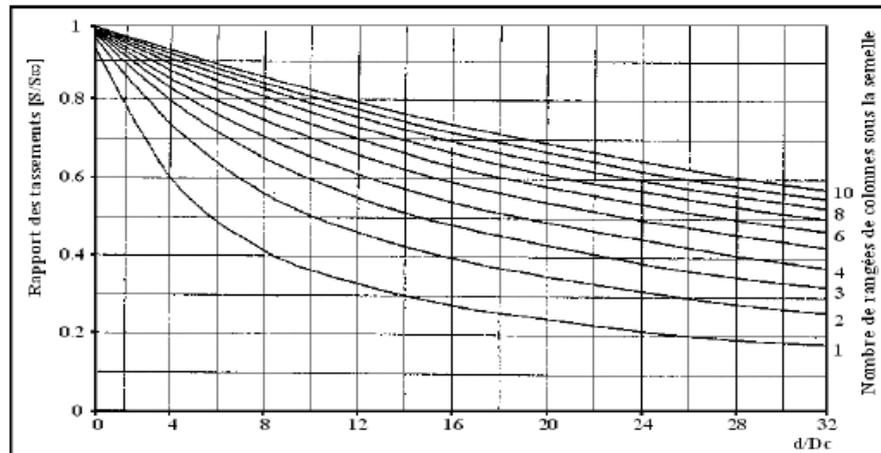


Figure IV.14 : Abaque de dimensionnement des semelles filantes [Dhouib et Blondeau]

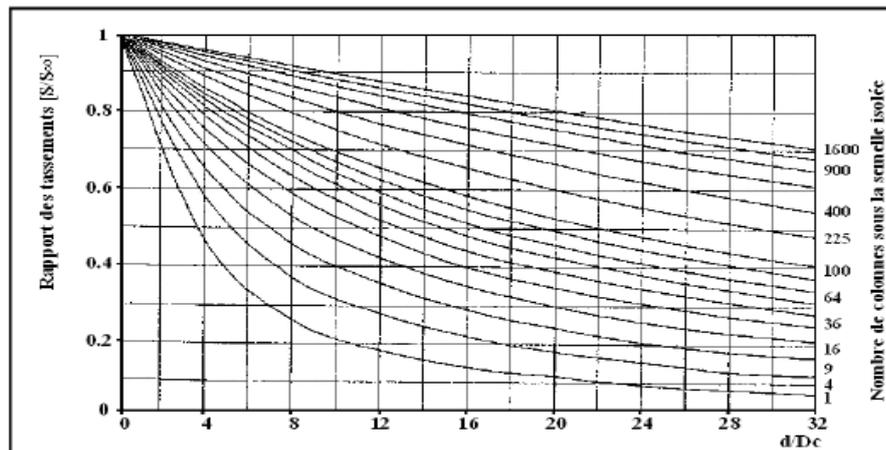


Figure IV.15 : Abaque de dimensionnement des semelles isolées [Dhouib et Blondeau, 2005].

IV.7 DIMENSIONNEMENT D'UNE COLONNE BALLASTÉE A PARTIR DE LA CAPACITÉ PORTANTE

IV.7.1 Mailles de référence

Selon la norme NFP 11-212 référence DTU 13.2 « fondation profondes pour le bâtiment»

- La maille de référence minimale est de 2.4 m²
- La maille de référence maximale est de 9 m²

NB : Le taux de substitution élevé induit un risque de soulèvement des plates de formes.

- Des mailles plus étroites, sans être inférieure à 1.5 m², sont possibles mais nécessitent une étude spécifique.

IV.7.2 Caractéristiques du sol

On suppose que la nappe est au niveau $Z = 0.00$ m,

Tableau IV.3 : Valeurs caractéristiques des colonnes ballastées [Normes Française, 2005]

Module d'Young: moyenne sur le volume de la colonne		$E_{col} = 60$ Mpa
Angle interne inter granulaire	Matériau roulé $\varphi'_c = 38$ degré	
	Matériau concassé $\varphi'_c = 40$ degré	
Coefficient de poisson		$\nu_{col} = 1/3$
Poids volumique du matériau en place, saturé		$\gamma_{col} = 21$ kn/m ³

IV.7.3 Les caractéristiques des colonnes

Dans notre cas (centrale turbine à gaz-Boufarik) on a abouti à un maillage minimal de 4m² avec un entre axe de 2 m

Le Diamètre des colonnes $D_c = 0.8$ m dont la section $A_c = 0.5024$ m²

La Longueur de la colonne $L_c = 10$ m

IV.7.4 Justification en termes de contraintes

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la contrainte verticale de rupture q_r d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement et ce selon les trois cas de rupture possible suivante :

- rupture par expansion latérale.
- rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes)
- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes)

Sondage PT02 :

X	Y
489111.445	4050112.014

Le PT02 est situé à proximité du BH2 dont (I_c varie de 0.841 à 1.07), (P_c de 0.86 à 2.06) et ($\phi_u = 15^\circ$), sols normalement consolidés et mous.

IV.7.4.1 Rupture par expansion latérale

(Contrainte de dimensionnement q_r)

La contrainte de rupture effective par expansion latérale (q_r) est donnée par la relation suivante :

$$q_r = \sigma_h \times \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 - \sin \varphi_c} = \sigma_h \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right). \text{Grenwood (1970)}$$

D'où :

$$q_r = 4.60 \times \sigma_h$$

φ_c : Angle de frottement du ballaste ($\varphi_c = 40^\circ$) \longrightarrow $\sigma_h = P_{1e}^*$ dans le cas de pressiomètre.

On a : $P_{1e}^* = 4.13$ bars

$$q_r = 4.6 * 4.13 = 18.998 \text{ bars} \quad \longrightarrow \quad q_r = (4.6) \times \left(\frac{1 + \sin 40^\circ}{1 - \sin 40^\circ} \right) = 18.99 \text{ bars}$$

IV.7.4.2 Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement généralisé se produit lorsque la hauteur de la colonne est inférieure à $(4 \times D)$. Comme (D) égale à (0.8) m ce risque est donc écarté

VI.7.4.3 Rupture par poinçonnement

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur (SOYEZ, 1985). Dans un milieu caractérisé par la cohésion non drainée C_u , la contrainte verticale de rupture vis-à-vis de poinçonnement est calculée selon la formule suivante:

$$q_{rp} = 9 \cdot C_u + L_c \cdot [2 \cdot (C_u / R_c) - \gamma_c]$$

γ_c : Poids volumique des matériaux constituant la colonne

R_c : Diamètre de la colonne soit (0.8m)

L_c : Longueur de la colonne soit (10 m)

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

On a: $C_u^{\max} = 0.56$ bars $C_u^{\min} = 0.29$ bars

Et : $\gamma_{ELU} = 1.5$ $\gamma_{ELS} = 2$ $L_c = 10\text{m}$

$$L_c \geq R_c \left[\left(1.5 \times \frac{q_r}{2} \right) - 9 \right] / 2 \longrightarrow L_c \geq 2.89\text{m} \quad (\text{VI.58})$$

Sous sollicitations à l'E.L.U :

$$L_c \geq R_c \left[\left(1.5 \times \frac{q_r}{2} \right) - 9 \right] / 2 \longrightarrow L_c \geq 7.01\text{m} \quad (\text{VI.58})$$

$$L_c \geq R_c \left[\left(2 \times \frac{q_r}{2} \right) - 9 \right] / 2 \longrightarrow L_c \geq 4.35\text{m} \quad (\text{VI.60})$$

Sous sollicitations à l'E.L.S:

$$L_c \geq R_c \left[\left(2 \times \frac{q_r}{2} \right) - 9 \right] / 2 \longrightarrow L_c \geq 9.88\text{m} \quad (\text{VI.59})$$

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

- Contrainte admissible dans les colonnes à l'E.L.S :

La contrainte admissible dans les colonnes q_a (ELS) est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte q_r de rupture.

$$q_a$$
 (ELS) = min (0.8 MPa, $q_r/2$) (valeur plafonné par la norme NF P11 212, DTU 13.2)

$$(q_a$$
 (ELS) = 0.8 MPa)

- Contrainte admissible dans les colonnes à l'E.L.U :

La contrainte maximale de calcul q_a (ELU) dans la colonne est obtenue par l'application d'un coefficient de sécurité de 1.5 sur la contrainte verticale de rupture q_r . Ce ci convient à effectuer un coefficient de 1.33 à la contrainte admissible à l'ELS

$$q_a$$
 (ELU) = 1.33 × q_a (ELS) = 1.33 × 0.8 → (q_a (ELU) = 1.064 MPa)

- **Vérification**

$$\sigma_{0\text{ELU}} = 95.14\text{KPa}, \quad q_a$$
 (ELU) = 800KPa → $\sigma_{0\text{ELU}} < q_a$ (ELU)

$$\sigma_{0\text{ELS}} = 68.5\text{KPa}, \quad q_a$$
 (ELS) = 1064KPa → $\sigma_{0\text{ELS}} < q_a$ (ELS)

Ces deux valeurs ne sont pas forcément les valeurs permettant le dimensionnement de notre ouvrage, il est encore nécessaire de définir le tassement qui en résultant.

IV.7.5 Justification des tassements

Cette note vise à justifier et calculer le tassement seulement sur l’ouvrage 3.4 (renforcement par CBS)

Ouvrage	N°	Type de Renforcement	Tassement Total adm (cm)
Electrical Building Outdoor Transformers	3.4	CBS	5.0

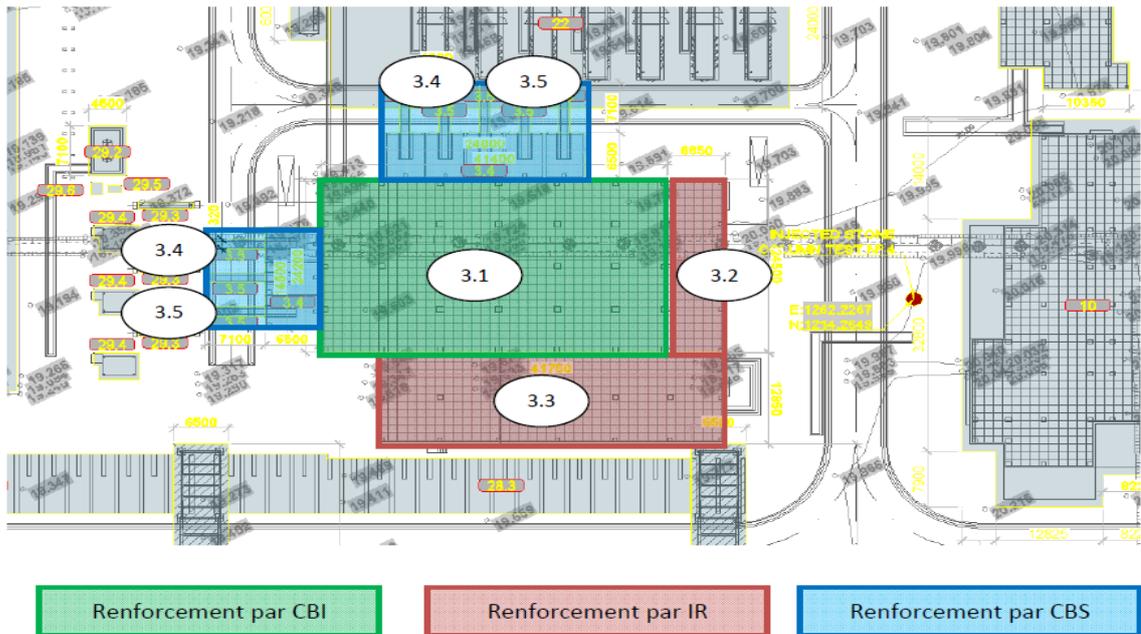


Figure IV.16 Le schéma de la zone (03)

a) Dispositions générales

- Niveau des terres du projet : +19,40NGA
- Niveau moyen du TN : légère pente de 19.40 à 19.90 NGA
- Remblai d’apport : Aucun pour l’ouvrage 3
- Niveau plate-forme de travail : 19,00 NGA
- Type de fondation : Radier général

Ouvrages	Type de renforcement	Cote Base radier BOC	Cote dessus radier TOC
3.4	CBS	18,8	19,40

b) PORTANCE INITIALE DU SOL

En tenant compte des résultats des CPT, la contrainte limite q_{limite} du sol s'élève à 202kPa ($q_{\text{limite}} = k_c \times q_{ce} = 0,22 \times 0,92\text{MPa} = 202\text{kPa}$ d'après les « Règles de calcul des Fondations Superficielles »). Le coefficient de sécurité est de 3 en service (ELS) et de 1.5 au sismique.

-Pour le cas spécifique de l'ouvrage 3.1 enterré de 3,50m (BOC = 15,90NGA and Finish Soil Level = 19,40NGA) nous ajouterons également le poids des terres pour le calcul de la charge limite. Ainsi $q_{\text{limite } 3.1} = k_c \times q_{ce} + q_0 = 0,22 \times 0,92\text{MPa} + 3,50\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 = 269\text{kPa}$. La charge admissible à l'ELS s'élève donc à $q_{\text{adm ELS } 3.1} = (k_c \times q_{ce}) / 3 + q_0 = 134\text{kPa}$ et la charge admissible au sismique s'élève à $q_{\text{adm sismique } 3.1} = (k_c \times q_{ce}) / 1,5 + q_0 = 201\text{kPa}$.

- Et pour l'ouvrage 3.4 (renforcement par CBS) on a trouvé :

Ouvrage	Type de renforcement	q_{limite} (kPa)	$q_{\text{adm ELS}}$ (kPa)	$q_{\text{ref maxi ELS}}$ (kPa)	$q_{\text{adm Sismique}}$ (kPa)	$q_{\text{ref maxi Sismique}}$ (kPa)
3.4	CBS	202	67	53.75	135	48.75

Pour l'ouvrage sur (CBS), il n'est pas nécessaire d'effectuer les vérifications en termes de portance après renforcement de sol. Les colonnes n'ont pour rôle que de limiter les tassements.

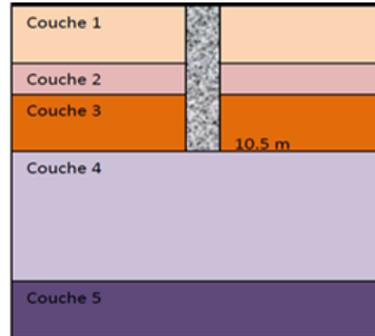
IV.7.5.1 La méthode de Priebe

Dans le cas d'une charge infinie uniformément répartie

Les données numériques sont :

Divers

- $D_1 = 4.5 \text{ m}$
- $D_2 = 2 \text{ m}$
- $D_3 = 3.5 \text{ m}$
- $D_c = 0.8 \text{ m}$
- $A/A_c = 10.25$ ($a = 0.0976$)
- Charge uniformément répartie:
 $\sigma_0 = 68.5 \text{ kPa}$



-- Etapes de calcul

Tassement avant traitement par colonnes ballastées: $S_0 = \sigma_0 \cdot \sum D_i / E_{si}$

Sol 1: $S_0 = 68.5 \times 4.5 / 13400 = 2.3 \text{ cm}$

Sol 2: $S_0 = 68.5 \times 2 / 1451.2 = 9.4 \text{ cm}$

Sol 3: $S_0 = 68.5 \times 3.5 / 2768 = 8.5 \text{ cm}$

D'où le tassement total $S_0 = 20.2 \text{ cm}$.

Tassements après traitement

A)-Prise en compte de la compressibilité de la colonne

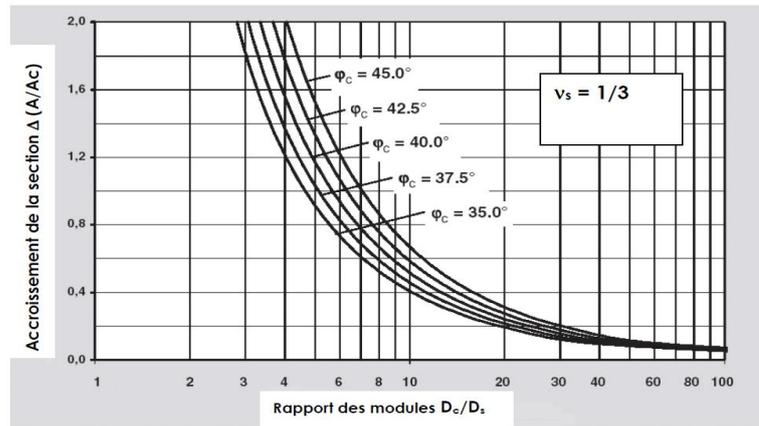


Figure IV.17: Abaque A1. Incidence de la compressibilité relative colonne/sol

Sol 1: $E_c/E_{y1} = 60/13.4 = 4.5 \rightarrow$ Abaque A1 (Fig. IV.17) ($\varphi_{\text{colonne}} = 40^\circ$) : $\Delta (A/AC) = 1.35$

Sol 2: $E_c/E_{y2} = 60/1.45 = 41.3 \rightarrow$ Abaque A1 (Fig. IV.17) ($\varphi_{\text{colonne}} = 40^\circ$) : $\Delta (A/AC) = 0.1$

Sol 3: $E_c/E_{y2} = 60/2.76 = 21.5 \rightarrow$ Abaque A1 (Fig. IV.17) ($\varphi_{\text{colonne}} = 40^\circ$) : $\Delta (A/AC) = 0.22$

Ce qui donne les facteurs d'amélioration suivants (Abaque A2) (Fig. : IV.18)

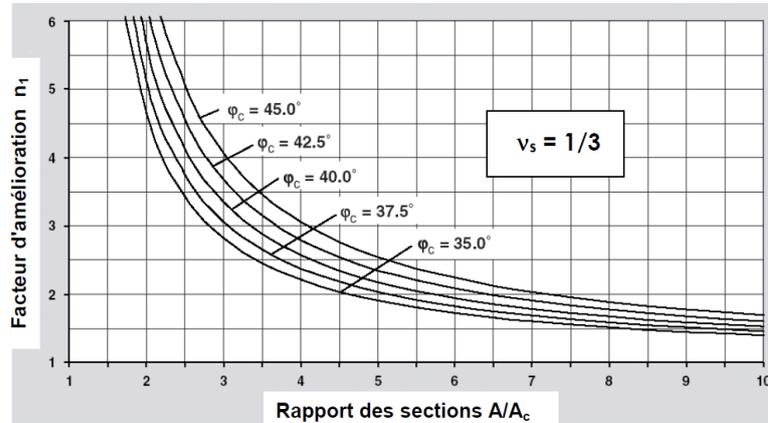


Figure IV.18: Abaque A2. Facteur d'amélioration (n_1) en fonction du taux d'incorporation (A/A_c)

Sol 1: $n_1 = 1.7$

Sol 2: $n_1 = 1.7$

Sol 3: $n_1 = 1.7$

La réduction des tassements due à la compressibilité des colonnes conduit à

Sol 1: $S_{01} = S_{00} / n_1 = 2.3 / 1.7 = 1.35$ cm

Sol 2: $S_{01} = S_{00} / n_1 = 9.4 / 1.7 = 5.5$ cm

Sol 3: $S_{01} = S_{00} / n_1 = 8.5 / 1.7 = 5$ cm

D'où: $S_1 = 11.85$ cm (tassement total).

B)-Prise en compte de l'effet de la profondeur

(Abaque A3) (Fig. : IV.19) donne les facteurs d'influence de la profondeur suivants :

Sol 1: $y = 0.43$

Sol 2: $y = 0.43$

Sol 3: $y = 0.43$

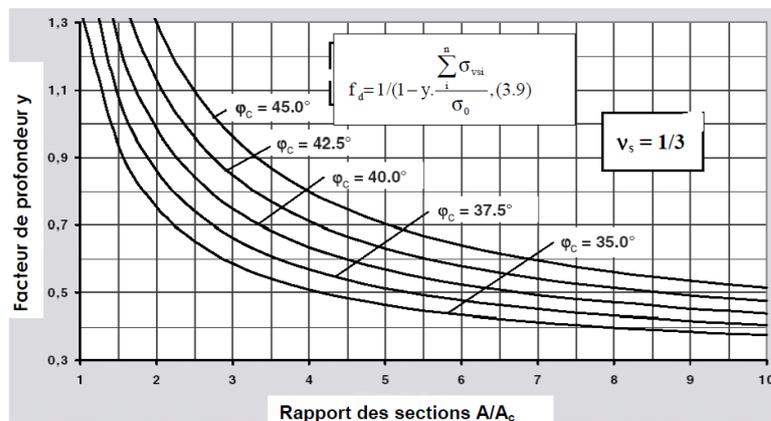


Figure VI.19 : Abaque A3: Influence de la profondeur

Ce qui donne les facteurs de profondeur (f_d) suivants:

Sol 1: $f_d = 1 / (1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = 1.44$

Sol 2: $f_d = 1 / (1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = 3.40$

Sol 3: $f_d = 1 / (1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = 5.35$

La réduction des tassements due à l'effet de la profondeur conduit à :

Sol 1: $S_{02} = S_{01} / f_d = 1.35 / 1.44 = 0.94 \text{ cm}$

Sol 2: $S_{02} = S_{01} / f_d = 5.5 / 3.4 = 1.62 \text{ cm}$

Sol 3: $S_{02} = S_{01} / f_d = 5 / 5.35 = 0.94 \text{ cm}$

D'où le tassement final total : $S_2 = 0.94 + 1.62 + 0.94 = 3.5 \text{ cm}$, ce qui conduit à un coefficient de réduction global (n_2) des tassements de 5.7

- Et on va trouver presque le même résultat (0.03m) dans la méthode suivante, lorsqu'on utilise [StoneC v.3.3] et calcul le tassement selon (Priebe diagrams)

:: Settlements (according to Priebe)::						
Depth (m)	Initial stress (kPa)	Foundation stress (kPa)	Settlement without improvement (cm)		Settlement with improvement (cm)	
			Center	Corner	Center	Corner
0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
2.00	35.96	49.71	5.5	0.0	2.2	0.0
4.00	71.92	36.11	2.5	0.0	0.6	0.0
6.00	107.88	27.51	1.1	0.0	0.2	0.0
8.00	143.84	21.62	0.0	0.0	0.0	0.0
10.00	179.80	17.46	0.1	0.0	0.0	0.0
Total:			9.20	0.00	3.01	0.00

IV.7.5.2 La méthode utilisant le Programme StoneC v.3.3

Pour le calcul du tassement dans les colonnes on a utilisé le programme StoneC v.3.3 développé par le groupe grec Geologismiki et a été testé avec succès par « THE Vibroflotation Group », il est spécialement conçu pour calculer le tassement de sol avant et après traitement selon la méthode de Priebe ou bien la théorie de l'élasticité, il permet aussi de calculer la capacité portante du sol selon la méthode de Priebe

Le programme permet de :

- faire le calcul du tassement au centre et au bord de radier en (cm) avant et après traitement,
- faire les calculs pour deux types de mailles : rectangulaire ou triangulaire, la fondation peut être rectangulaire ou circulaire.

Les caractéristiques du sol à utiliser dans les calculs sont :

a- Données relatives aux colonnes

On suppose que la nappe est au niveau $Z = 0.00$

Avec : $\gamma_{col} = 19 \text{ KN/m}^3$ et $E_{col} = 60 \text{ MPa}$, $\varphi'_c = 40^\circ$

La Longueur de la colonne $L_c = 10\text{m}$

b - Propriétés de la fondation et le choix de la maille

On travaille avec une maille rectangulaire avec un entre axes de ($X=1.94\text{m}$) et ($Y=1.99 \text{ m}$) ce qui donne un nombre de colonnes de 52 (en considérant une fondation isolée rectangulaire de 158.40 m^2 , $B = 6.6\text{m}$ et $L = 24 \text{ m}$). On choisit de calculer le tassement par la méthode de Priebe.

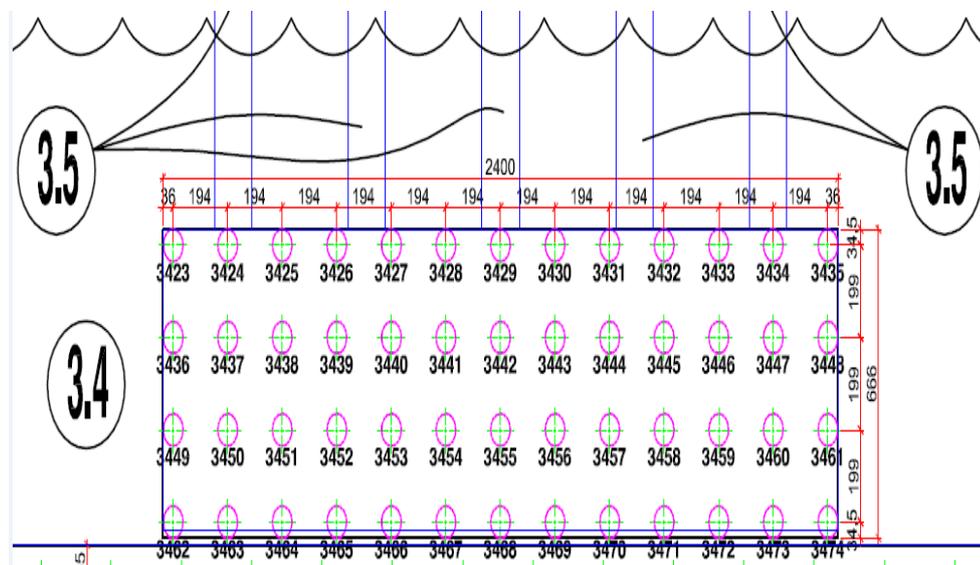


Figure VI.20: schéma d'implantation des colonnes ballastées – l'ouvrage 3.4

c- Données relatives au sol

On travaille avec des couches épaisses de 2 m dont les caractéristiques sont données comme suite :

- ❖ Le module d'élasticité E est obtenu pour chaque 2 mètres à partir de l'essai pressiométrique;
- ❖ On prend un poids volumique saturé moyen de $17,98 \text{ KN/m}^3$ pour toutes les couches
- ❖ Le coefficient de poisson vaut 0,33
- ❖ La cohésion C' de chaque couches

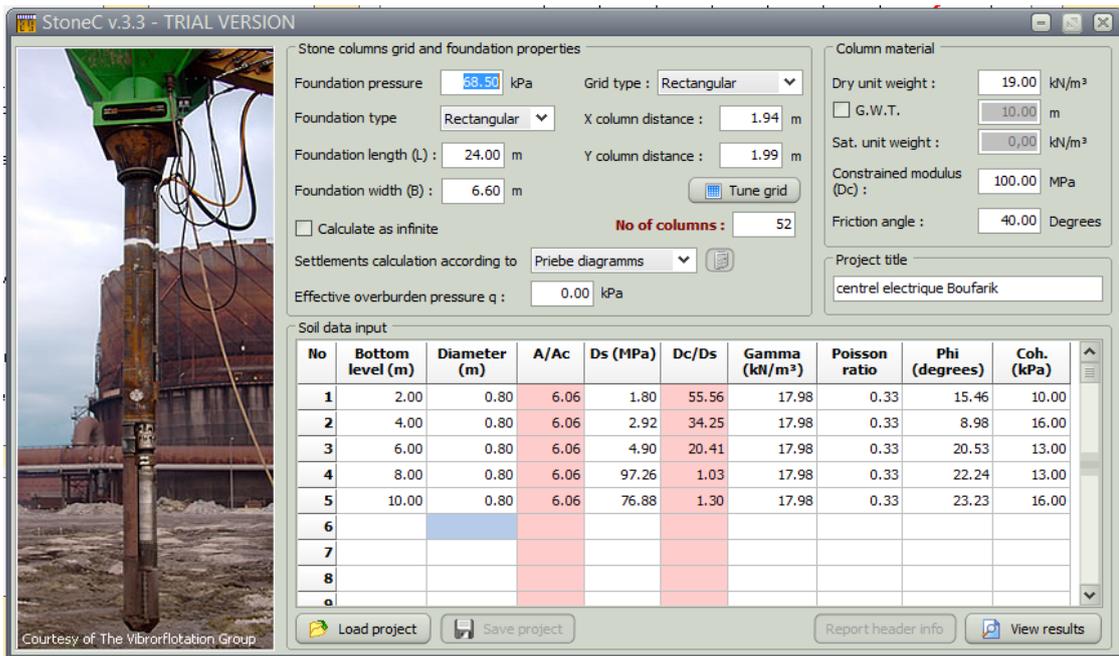


Figure IV.21: fenêtre des données sur stoneC

Nous avons trouvé

Valeur de tassement avant traitement	9.20 (cm)
Valeur de tassement après traitement	3.64 (cm)

:: Settlements (according to theory of elasticity) ::

Depth (m)	Initial stress (kPa)	Foundation stress (kPa)	Settlement without improvement (cm)		Settlement with improvement (cm)	
			Center	Corner	Center	Corner
0.00	0.00	69.50	0.0	0.0	0.0	0.0
2.00	35.96	49.71	5.5	5.5	2.5	2.5
4.00	71.92	36.11	2.5	2.5	0.8	0.8
6.00	107.88	27.51	1.1	1.1	0.3	0.3
8.00	143.84	21.62	0.0	0.0	0.0	0.0
10.00	179.80	17.46	0.1	0.1	0.0	0.0
Total :			9.20	9.20	3.64	3.64

:: Total settlements according to Steinbrenner (Simons & Menzies) ::

(Please notice that the influence factor I₁ due to footing embendment depth is considered equal to 1)

Depth (m)	Settlement without improvement (cm)		Settlement with improvement (cm)	
	Center	Corner	Center	Corner
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
2.00	4.6	1.0	2.1	0.5
4.00	3.2	0.8	1.0	0.3
6.00	1.6	0.5	0.4	0.1
8.00	0.1	0.0	0.1	0.0
10.00	0.1	0.0	0.1	0.0
Total :	9.55	2.35	3.63	0.89

IV.7.5.3 Méthode de Balaam et Booker (1985)

L'ouvrage étudié est l'ouvrage (3.4). En considérant une fondation isolée rectangulaire de 158.40 m² (B = 6.6 m et L = 24 m). Avec un entre axes de (X= 1.94 m) et (Y=1.99 m) ce qui donne un nombre de colonnes égal à 52

- Ce calcul manuel illustre l'utilisation de solutions de Balaam et Booker (1985)

- **Colonne ballastée**

- Longueur (L) = 10.5 m
- Diamètre (d) = 0.7 m
- Espacement (s) = 1.94 m
- Module de Young (E_c) = 60000 kpa
- Coefficient de Poisson (ν_c) = 0.33
- Poids volumique (γ_{col}) = 19 kn/m³
- Angle de frottement (ϕ) = 40°
- Angle dilatance (ψ) = 8°
- Coef- de contrainte latérale $K_0 = 1$

- **Argile**

- Module de Young $E'_s = 5873.2$ KPa
- Coefficient de Poisson $\nu'_s = 0.33$

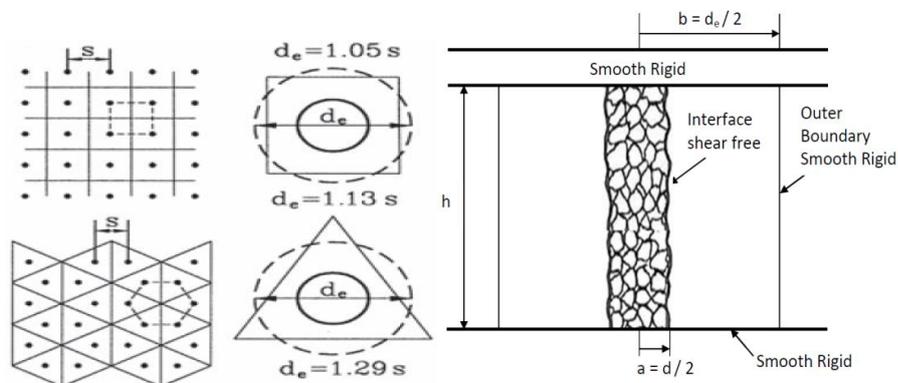


Figure IV.22: Conditions aux limites sur «Unité cellulaire»

- Étape (1)

Calcul de tassement unidimensionnel [sans CB (pas de stabilisation)]:

Pour expliquer le tassement de notre ouvrage (3.4) sur une argile instable, on va utiliser la théorie de règlement unidimensionnelle (1-D) en utilisant un (m_v) moyenne calculée à partir de la valeur moyenne de (E_s)

$$S = \varepsilon_z \times h$$

(IV.61)

$$\varepsilon_z = m_v \times \Delta\sigma_z$$

(IV.62)

$$m_v = \frac{(1+v'_s)(1-2v'_s)}{E'_s(1-v'_s)} = \frac{1.33 \times 0.34}{3935}$$

(IV.62)

$$m_v = 1.1 \times 10^{-5} \text{ (m}^2/\text{kn)}$$

$$\varepsilon_z = (1.1 \times 10^{-5}) \times 68.5 = 7.8 \times 10^{-3}$$

$$S = 7.8 \times 10^{-3} \times 10 = 0.078 \text{ m}$$

D'où Le tassement : $S = 0.078\text{m}$

- Etape (2)

Calculer le tassement de l'ouvrage (3.4) fondée sur l'argile stabilisée. En supposant colonnes ballastées et l'argile sont élastiques :

1) les paramètres élastiques de la colonne ballastée :

$$E_1 = E_c = 60000 \text{ KPa}$$

$$v_1 = v_c = 0.33$$

$$\lambda_1 = \frac{v_1 \times E_1}{(1-2v_1)(1+v_1)} = \frac{0.3 \times 60000}{0.34 \times 1.33} = 39805.4 \text{ KPa} \quad (\text{IV.64})$$

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1+v_1)} = \frac{60000}{2.66} = 22556.4 \text{ KPa} \quad (\text{IV.65})$$

2) les paramètres élastiques de l'argile :

$$E_2 = E'_s = 5873.2 \text{ kpa}$$

$$v_2 = v'_s = 0.33$$

$$\lambda_2 = \frac{v_2 E_2}{(1-2v_2)(1+v_2)} = \frac{0.33 \times 5873.2}{0.4 \times 1.33} = 3643.15 \text{ KPa} \quad (\text{IV.66})$$

$$G_2 = \frac{E_2}{2(1+v_2)} = \frac{9245.4}{2.66} = 2207.97 \text{ KPa} \quad (\text{IV.67})$$

3) Constant F :

$$F = \frac{(\lambda_1 - \lambda_2)(b^2 - a^2)}{2 \times [a^2(\lambda_2 + G_2 - \lambda_1 - G_1) + b^2(\lambda_1 + G_1 + G_2)]} \quad (\text{IV.68})$$

Pour un espacement rectangulaire de 1.99m le diamètre (d_e) de «cellule unitaire» est donnée par :

$$d_e = 1.13 \times s = 1.13 \times 1.99 = 2.25 \text{ m}$$

$$b = d_e / 2 = 1.12 \text{ m}$$

Le diamètre $d (=2a)$ de la colonne est 0.8m

$$F = \frac{(39810 - 3643.15) \times (1.12^2 - 0.4^2)}{2 \times [0.4^2(3643.15 + 2207.97 - 39810 - 22550) + 1.12^2(39810 + 22550 + 2207.97)]}$$

$$F = 0.27$$

4) La pression [$\varepsilon_z (= \varepsilon)$]:

$$q_A \times b^2 = [(\lambda_1 + 2G_1)a^2 + (\lambda_2 + 2G_2)(b^2 - a^2) - 2a^2(\lambda_1 - \lambda_2)F]\varepsilon$$

$$68.5 \times 1.12^2 = [(39810 + 2 \times 22550)0.35^2 + (5730 + 2 \times 3475.7)(1.12^2 - 0.35^2) - 2 \times 0.35^2(39810 - 5730) \times 0.27]\varepsilon$$

$$\text{D'où } \varepsilon = 0.0044$$

-Le tassement total de notre ouvrage (3.4) avec les colonnes ballastées :

$$\delta_{elast} = 0.0044 \times 10 = 0.044 \text{ m}$$

$$\delta_{elast} = 0.044 \text{ m}$$

- Le coefficient de réduction des tassements donné par : $0.044 / 0.078 = 0.568$

• **Vérification de la méthode de Balaam et Booker en utilisant le programme COLANY**

Pour vérifier ces résultats du tassement on va utiliser le programme COLANY, il est spécialement conçu pour calculer le tassement d'une fondation rigide supportée par une couche d'argile stabilisée avec des colonnes ballastées, il compte sur une solution analytique (Balaam and Booker, 1981) pour le tassement

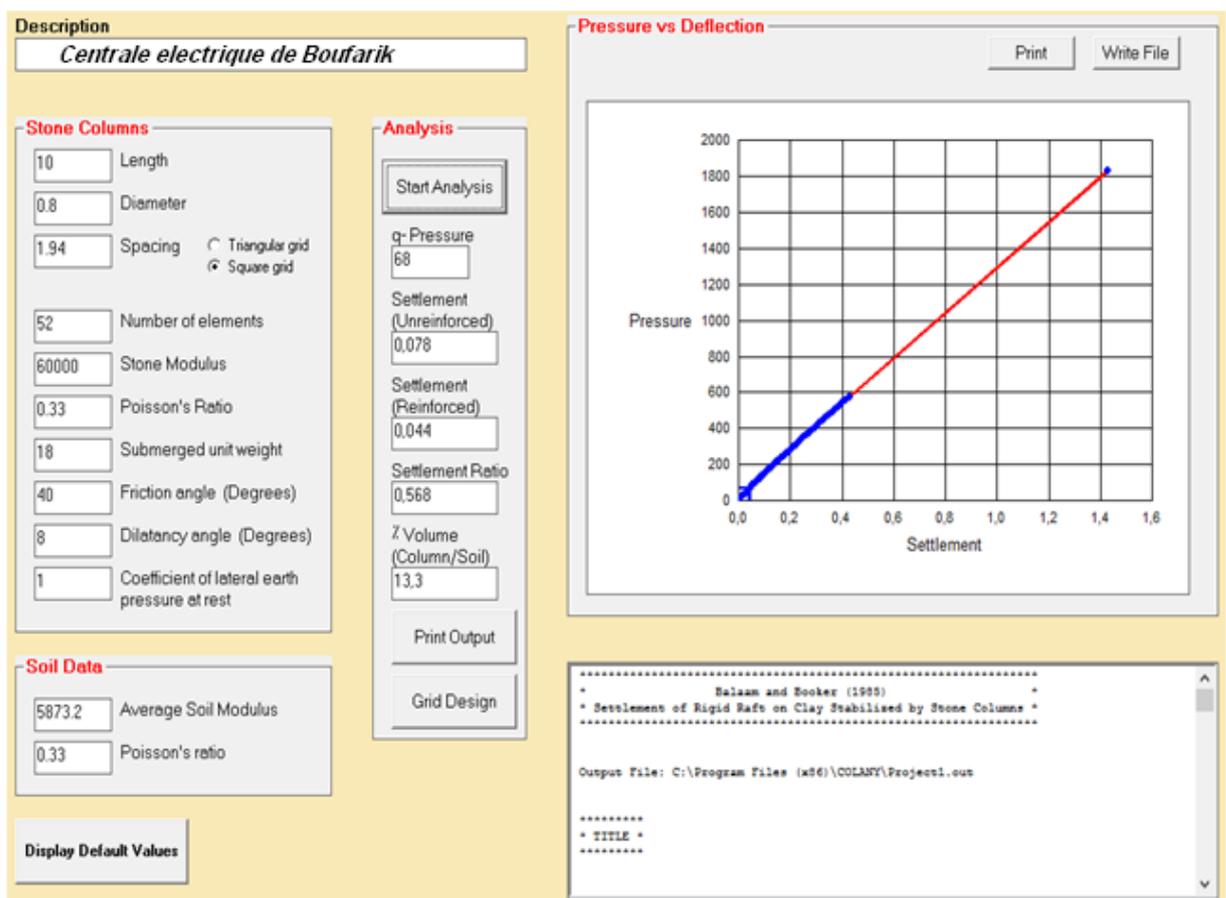


Figure VI.23: Écran affiché Après bouton 'Start Analysais' est cliqué

The screenshot shows the 'Analysis' window with the following fields and values:

- Start Analysis (button)
- q- Pressure: 68
- Settlement (Unreinforced): 0,078
- Settlement (Reinforced): 0,044
- Settlement Ratio: 0,568
- % Volume (Column/Soil): 13,3
- Print Output (button)
- Grid Design (button)

Arrows point from the 'Settlement (Unreinforced)', 'Settlement (Reinforced)', 'Settlement Ratio', and '% Volume (Column/Soil)' fields to their respective explanations:

- (1-D) tassement de l'argile non renforcé = 0.078m
- Tassement de l'argile avec colonnes ballastées = 0.044 m
- Coef- de réduction des tassements = $0044/0.078 = 0.568$
- Le rapport du volume des colonnes ballastées sur le volume de l'argile non renforcé = 13.3

La première ligne de la table correspondait Solon renforcé. Puis chaque ligne ci-dessous présente un résumé des résultats pour une augmentation de 5% en matière de la colonne ballastée. Les valeurs de la grille peuvent être utilisées pour sélectionnerons arrangement et l'espacement de colonnes

Pour notre cas, on ne doit pas dépasser (5 cm) de tassement, alors la 3ème rangée satisfait cette exigence, Les valeurs sur cette rangée sont :

- % (Ac/As) : 15% du sol doit être remplacé par colonnes ballastées
- Settlement : 0.04m (satisfait le tassement maximale admissible = 0.05m)
- 'n' : Facteur d'amélioration ($n = 1 / SR$)
- Triangular (s) : Colonnes sur grille triangulaire espacés de 1.97 m
- Square : Colonnes sur grille carrée espacés de 1.83m

% (Ac/As)	Settlement	SR	'n'	Triangular (s)	Square (s)
0	0.08	1.00	0.00		
5	0.06	0.82	1.22	3.41	3.17
10	0.05	0.68	1.47	2.41	2.24
15	0.04	0.58	1.74	1.97	1.83
20	0.04	0.49	2.02	1.70	1.58
25	0.03	0.43	2.31	1.52	1.42
30	0.03	0.38	2.62	1.39	1.29
35	0.03	0.34	2.93	1.29	1.20
40	0.02	0.31	3.24	1.20	1.12
45	0.02	0.28	3.56	1.14	1.06
50	0.02	0.26	3.89	1.08	1.00
55	0.02	0.24	4.22	1.03	0.95
60	0.02	0.22	4.55	0.98	0.91
65	0.02	0.20	4.89	0.95	0.88
70	0.01	0.19	5.23	0.91	0.85
100	0.01	0.10	10.22		

Figure IV.24: Grille de la Conception de l'écran

IV.7.5.4 Méthode d'homogénéisation simplifiée

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogénéisé équivalent. 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]. Le tassement après traitement (S_f) sous une contrainte de service σ_0 transmise par l'ouvrage est donné par la relation:

$$E_e = a \times E_c + (1-a) \times E_s \longrightarrow S_f = \frac{\sigma_0 \times L_c}{E_e}$$

L_c : la longueur des colonnes ballastées.

- $E_c = 600$ bars (compactage modéré)

$$a = 0,0976$$

$$\sigma_{\text{service}} = 68.5 \text{ kpa}$$

- Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Ø 80 cm sur une profondeur de 10m avec un maillage de (1,99 x 1,99 m²) pour une contrainte appliquée

$\sigma_0 = 68.5$ kpa en utilisant la méthode d'Homogénéisation simplifiée (compactage modéré).

Nature de la couche	Prof (m)	E_c (MPa)	E_s (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{eq} (MPa)	S_a (cm)
Radier	0 – 1.6	-	-	-	-	-
Argile-brun ocre	1.6-4.5	60	14.8	22	19.2	1.2
Argile noirâtre	4.5-6.5	60	3	4.5	8.5	1.6
Argile grise	6.5-10	60	5.7	8.5	11	2.1
						$S_f = 4.9$ cm

- $E_c = 1000$ bars (compactage intensif)

$$a = 0,0976$$

$$\sigma_{\text{service}} = 68.5 \text{ kpa}$$

- Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées Ø 80 cm sur une profondeur de 10m avec un maillage de (1,99 x 1,99 m²) pour une contrainte appliquée $\sigma_0 = 68.5$ KPa en utilisant la méthode d'Homogénéisation simplifiée (compactage intensif).

Nature de la couche	Prof (m)	E_c (MPa)	E_s (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{eq} (MPa)	S_a (cm)
Radier	0 – 1.6	-	-	-	-	-
Argile-brun ocre	1.6-4.5	100	14.8	22	23.2	1.1
Argile noirâtre	4.5-6.5	100	3	4.5	12.5	1.0
Argile grise	6.5-10	100	5.7	8.5	14.9	1.6
						$S_f = 3.7$ cm

IV.7.5.5 Méthode des recommandations de SOFFONS-COPREC

Principe de calcul des recommandations :

- calcul de la raideur du sol et de la colonne
- obtention de la raideur équivalente du système sol-colonne
- calcul du tassement final
- déduction de la contrainte sur le sol et sur la colonne

Remarque : profondeur de calcul limitée à (2.5×B)

Il s'agit d'un Radier de dimensions (24×6.6×0.6 m) sur (52) colonnes ballastées

Les calculs suivants sont réalisés à partir des recommandations Colonnes Ballastées(2005)

Evaluation des contraintes et du tassement à l'ELS

La contrainte admissible dans la colonne à l'ELS notée q_a est égale à :

$$q_a = \text{Min} (0,8\text{MPa} ; q_r/2)$$

La contrainte de rupture par expansion latérale, q_{re} est déterminée par la relation :

$$q_{re} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2}\right) \times \sigma'_{hmax}$$

Avec $\varphi'_c = 40^\circ$ et σ'_{hmax} est défini par la relation suivante :

$$\sigma'_{hmax} = \sqrt{0.63 \times 0.99} = 1.27 \text{ bars}$$

$$q_{re} = 4.6 \times 1.27 = 5.842 \text{ bars}$$

$$\text{Donc : } q_a = 2.93 \text{ bars}$$

Selon les recommandations colonnes ballastées (2005) le calcul du tassement de l'ensemble sol colonne nécessite plusieurs étapes de calcul présentées ci-dessous.

Vérification de la capacité portante de l'ensemble sol/colonne par l'inéquation suivante :

$$n_c \cdot S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n_c S_{col}}{3}\right) \cdot q'_u > q_{ELS} \cdot S_s$$

Avec:

$$n_c = 52 \quad S_{col} = 0.5024 \text{ m}^2 \quad S_s = 158,4 \text{ m}^2 \quad q_{ELS} = 68.5 \text{ KPa}$$

$$q'_u = 127.4 \text{ KPa (calculé à partir de la Méthode pressiométrique)}$$

$$\text{Donc : } n_c \cdot S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n_c S_{col}}{3}\right) \cdot q'_u = 52 \times 0.50 \times 0.293 + \left(\frac{158.4 - 52 \times 0.5}{3}\right) \times 0.127 = 13206 \text{ kn}$$

$$\text{Et } q_{ELS} \cdot S_s = 68.5 \times 158.4 = 10850.4 \text{ KN}$$

$$\text{L'inéquation : } n_c \cdot S_{col} \cdot q_a + \left(\frac{S_s - n_c S_{col}}{3}\right) \cdot q'_u > q_{ELS} \cdot S_s \quad \text{est donc vérifiée.}$$

La raideur du sol notée k_s , est déterminée par la relation suivante :

$$K_s = \frac{q_{ELS}}{s_t} = \frac{68.5}{0.138} = 496.37 \text{ KN/m}^3$$

Le calcul du tassement de la colonne est réalisé à l'aide de la relation :

$$w_{col} = (\beta \cdot q_{col} \cdot H) / E_{col}$$

Avec :

β_{dif} : coefficient de diffusion des contraintes de la colonne vers le sol, considéré égale à 1

$$q_{col} = 68.5 \text{ KPa}$$

$$H = \text{Min}(1.5B, L_{col}), \text{ nous prendrons donc : } H = 1.5 \times 6.6 = 9.9 \text{ m}$$

$$E_{col} = 60 \text{ MPa}$$

$$D'ou : w_{col} = (1 \times 0.0685 \times 9.9) / 60 = 0.011 \text{ m}$$

La raideur de la colonne est déduite de la formule suivante : $K_{col} = \frac{q_{col}}{w_{col}}$

$$K_{col} = \frac{68.5}{0.011} = 6227.27 \text{ KN/m}^3.$$

La raideur K de l'ensemble semelle et colonne sur la hauteur considérée est déterminée par l'expression :

$$K = \frac{K_s(s_s - n s_{col}) + (n \cdot k_{col} \cdot s_{col})}{B \cdot L} = \frac{496.37(158.4 - 52 \times 0.5) + (52 \times 6227.27 \times 0.5)}{6.6 \times 24} = 1437.04 \text{ KN/m}^3$$

Les paramètres suivants peuvent ainsi être déduits :

$$\text{-tassement final après traitement noté : } w_{sf} = \frac{q_{ELS}}{k} = \frac{68.5}{1437.04} = 0.043 \text{ m}$$

$$\text{-contrainte sous la semelle notée : } q_s = w_{sf} \cdot K_s = 0.043 \times 496.37 = 21.34 \text{ KPa}$$

$$\text{-contrainte dans la colonne notée : } q_{col} = w_{sf} \cdot K_{col} = 0.043 \times 6227.27 = 267.77 \text{ KPa}$$

Si ces contraintes permettent de rester dans le domaine de validité pseudo-élastique, alors les inéquations suivantes doivent être vérifiées :

$$q_s < \text{limite du comportement élastique du sol} \quad \text{soit, } q_s < 68.5 \text{ KPa}$$

$$\text{Et : } q_{col} < q_a, \text{ soit } q_{col} < 293 \text{ KPa} \quad \text{ce qui est le cas.}$$

- On a trouvé que : les résultats de tassement sont dans la limite de l'admissible (5cm) et qui doivent être confirmés par l'essai de chargement.

IV.8 PROCEDURE D'EXECUTION D'ESSAI DE CHARGEMENT

L'essai de chargement décrit ci-après d'observer le tassement en grandeur nature d'une colonne ballastée afin de mettre en évidence son comportement en matière de déformation sous une charge verticale pour valider les hypothèses de dimensionnement

Keller va utiliser pour l'amélioration du sol différents procédés (CBS.CBI) qui rendent le sol plus résistant et plus compact. Les drains vont aussi être réalisés pour chasser l'eau qui existe dans le sol. Cette méthode va améliorer le sol et réduire le tassement

- Responsabilités : l'essai de chargement est réalisé avec les équipements étalonnés de Keller et supervisé par LHCC qui est un organisme d'état tierce partie

IV.8.1 Matériels

Pour assurer un bon transfert des efforts, Keller prévoit l'utilisation d'une plaque d'acier rigide servant de support. Cette plaque a 50mm d'épaisseur et 1.00*1.00m ou bien circulaire de diamètre de 1.00m, qui va être placée directement sur la colonne concernée mais après compactage de la zone d'essai (un lit de sable peut être utilisé pour un meilleur contact). En utilisant cette plaque rigide on peut éviter l'utilisation d'une couche de réparation

IV.8.2 Equipements

Afin de réaliser l'essai défini dans cette procédure Keller va fournir les équipements nécessaires suivants :

- poutre en acier
- cales
- vérin hydraulique
- grue ou foreuse de Keller va être utilisée pour le système de réaction
- plaque d'acier (support rigide)
- comparateurs étalonnés pour mesurer le tassement

IV.8.3 Evaluation des risques

Les points suivants devront être vérifiés avant le début d'exécution de l'essai :

- Balisage de la zone, et spécialement de la grue ou la foreuse qui va être utilisée pour cet essai. et les personnes autres que laboratoire ne sont pas autorisées à franchir le ruban de balisage
- S'assurer qu'il n'y a pas de fuite au niveau du patin de stabilisation

- Vérifier la conformité de la plaque de répartition
- Vérifier l'état des câbles
- Vérifier les points de fixation des contrepoids
- Le port des EPI est obligatoire pour toute personne présente lors de découlement d'essai

IV.8.4 Déroulement de l'essai

L'essai de chargement va être réalisé sur la tête de colonne, et la zone du test être dégagée, libre et surtout non encombré

Pour ça Keller va utiliser une plaque rigide sur la tête de la colonne pour garantir une transmission d'efforts optimale

Les quatre (4) comparateurs d'une précision de 0.01mm seront placés sur la plaque

Ils sont installés pour mesurer le tassement qui va être entraîné la charge axial (Q_{max})

Appliquée par la grue ou autre moyen utilisé comme charge, cette charge doit être 150% de la contrainte verticale maximale transmise par la structure au sol

Le chargement va être effectué d'une manière constante grâce à une pompe hydraulique liée à un manomètre, ce chargement va être donné par cycle et paliers (temps de maintien)

Les recommandations CFMS (art.6.2.5) définie la procédure de charger par cycles et paliers comme suit :

1/-préchargement de 0 à $0.25 Q_n$ maintenu pendant 15 minutes et déchargement rapide pour vérifier le bon fonctionnement du système et pour supprimer les défauts de contact entre la plaque et la tête de colonne

2/-chargement de 0 à $1.5 Q_n$ par 6 paliers égaux de $0.25 Q_n$

3/-chaque palier est maintenu constant pendant 60 minutes, les paliers de chargements peuvent être raccourcis à 30 minutes voire moins si l'on obtient rapidement une déformation stabilisée.

La déformation est dite (stabilisée) lorsque la vitesse d'enfoncement n'excède pas 0.02 mm/min

4/-pour chaque palier, les lectures des déformations sont faites aux temps suivants :

a-toutes les minutes entre 1 et 5 minutes

b-toutes les 5 minutes entre 5 et 30 minutes

c-toutes les 15 minutes entre 30 et 60 minutes

5/-déchargement par paliers de $0.25 Q_n$ tonnes, maintenus pendant 5 minutes avec lectures toutes les minutes

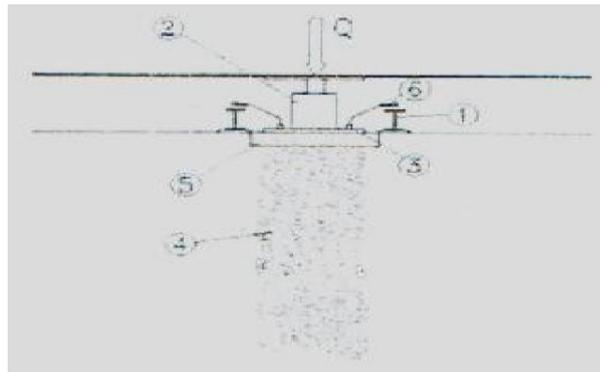


Figure IV.25: L'essai de chargement

- | | |
|---|-----------------------------|
| 1-Poutrelles de référence | 4-Colonne ballastée d'essai |
| 2-Vérin hydraulique à pousser constante | 5-Matelas de réparation |
| 3-Plaque d'appui circulaire | 6-Compara |

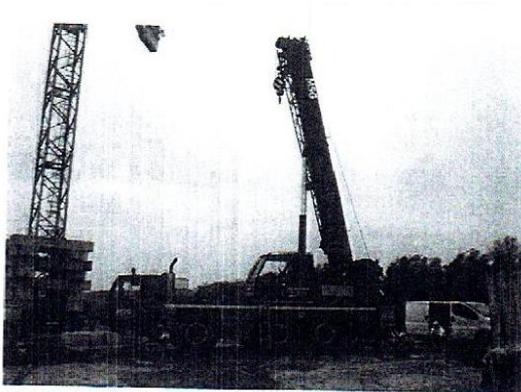


Figure IV.26: Grue (qui utilisée pour le système de réaction)



Figure IV.27: Vérin hydraulique

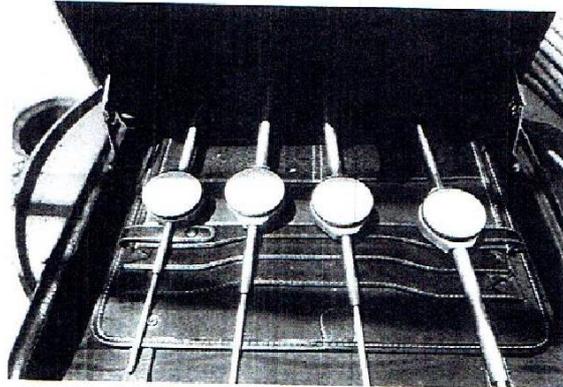


Figure IV.28: Comparateurs étalonnés pour mesure le tassement

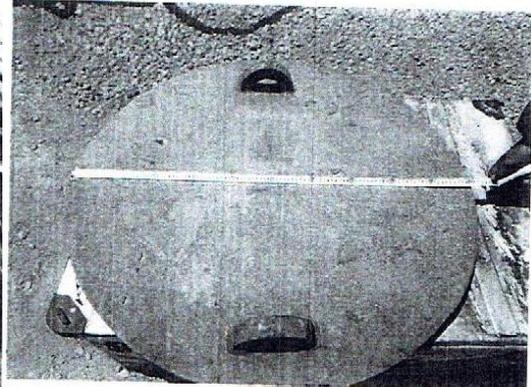


Figure IV.29: Plaque circulaire de 1.00m de diamètre

IV.9 ESSAIS DE CHARGEMENT SUR COLONNE ISOLEE (COLONNE D'ESSAI)

Dans le cadre du plan de contrôle concernant la réalisation du renforcement de sol par colonne ballastée, l'entreprise Keller Fondations Spéciales a réalisé un essai de chargement sur la colonne d'essai située au niveau de l'ouvrage **GT-3**. En coordonnées (1254.237,1095.552).

L'objectif est de vérifier la conformité des colonnes ballastées.

Pour juger de la conformité des colonnes ballastées, il conviendra de vérifier que les tassements mesurés sont admissibles et que les courbes de tassements obtenues mettent en évidence le mode de déformation élasto-plastique classique des colonnes ballastées.

IV.9.1 Caractéristiques des essais

Caractéristiques des colonnes ballastées des essais de chargement :

Coordonnées de la Colonne ballastée Injectée	Profondeur (m)	Volume Incorporé réduit par coef 1.2 (m ³ /ml)	Diamètre moyen (m)
(1254.237,1095.552)	12	0,416	0.9

IV.9.2 Présentation et interprétation des résultats

Les mesures effectuées manuellement grâce au manomètre et aux comparateurs à aiguille, sont présentées dans les tableaux en annexe (D).

Les valeurs mesurées nous permettent de déterminer la courbe de tassements en fonction des paliers de charge :

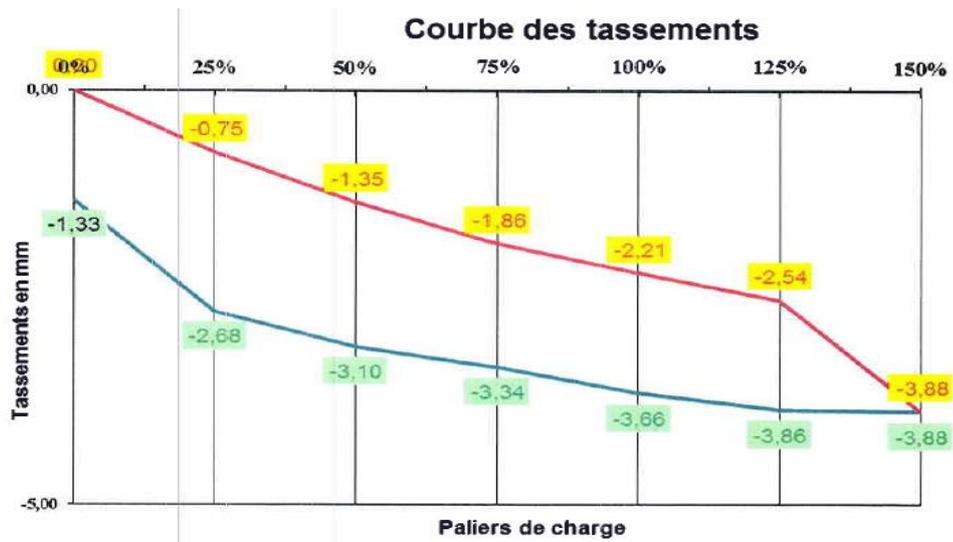


Figure IV.30: la courbe de tassements en fonction des paliers de charge

Ainsi que la courbe détaillée des tassements en fonction du temps :

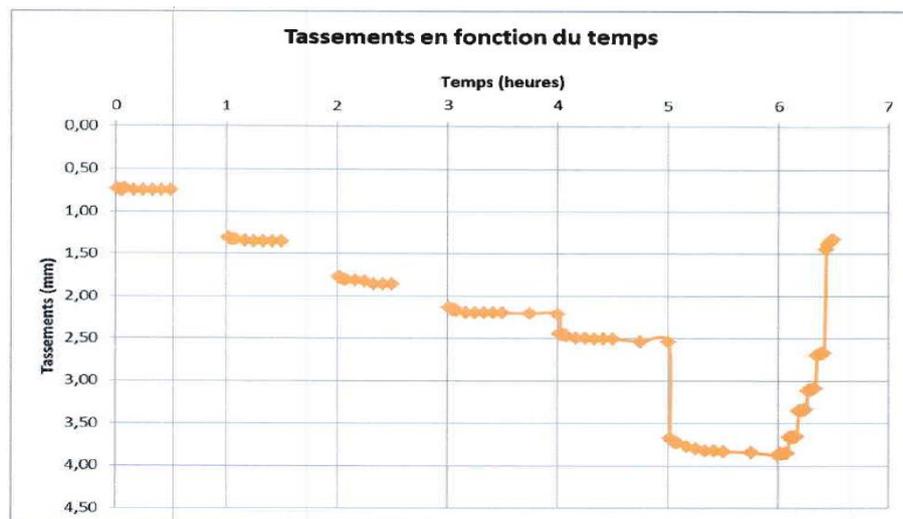


Figure IV.31: tassements en fonction du temps

Le tassement total induit par la charge à 100% est de 2,2 | mm ce qui est inférieur au tassement limite de 50mm.

Les droites de tassements par paliers de 60 minutes sont les suivantes :

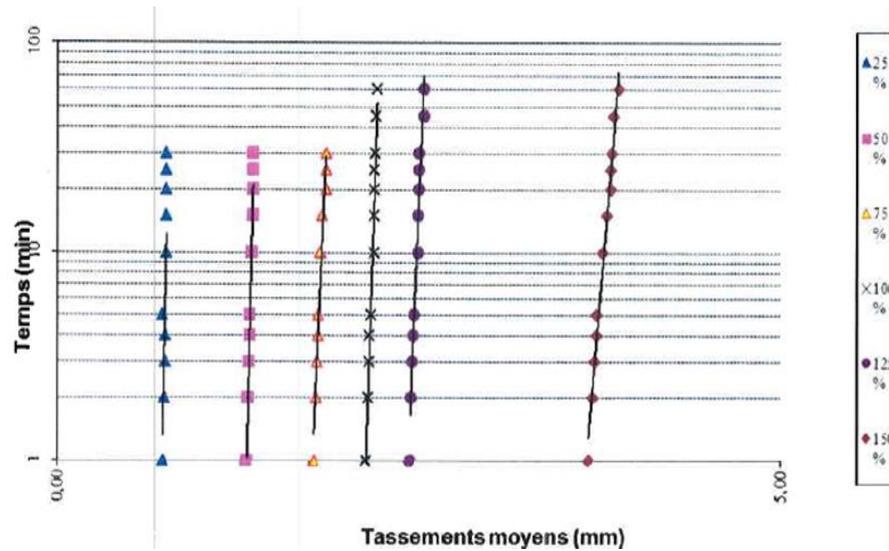


Figure IV.32: Tassement par palier en fonction du temps

Par régression linéaire, on en déduit les vitesses de tassement des différents paliers de charge :

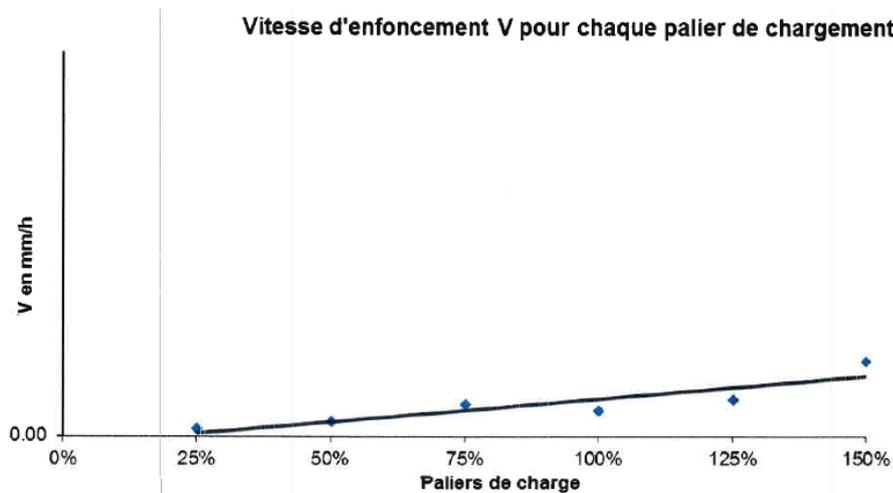


Figure IV.33: Vitesse d'enfoncement (V) pour chaque palier de chargement

Les courbes de tassements et droites des vitesses de tassements ont des allures semblables à celles généralement obtenues pour des essais de ce type. Ceci met donc en évidence le mode de déformation élastoplastique des colonnes ballastées sous charge verticale.

L'essai de chargement réalisé présente des résultats conformes et en dessous des tassements admissibles définis par la note de calcul, le tassement total admissible est 50mm

IV.10 CONCLUSTON

Vis-à-vis des contraintes, les charges apportées par l'ouvrage peuvent être supportées par le sol qui présente une étreinte latérale suffisante pour empêcher la rupture par expansion latérale. Concernant les tassements, les résultats retrouvés à l'aide du programme StoneC et La méthode de Priebe, La solution de (Balaam et Booker, 1985) avec le programme COLANY et aussi pour la méthode Homogénéisation simplifié ensuite selon Les recommandations SOFFONS-COPREC sont dans la limite de l'admissible

L'essai de chargement réalisé sur la CBS (GT-3) est jugé satisfaisant. Le comportement prévisionnel des CBS dans ce secteur est donc conforme à l'approche théorique. Le dimensionnement des CBS dans ce secteur est donc justifié.

V.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre est consacré à la modélisation des colonnes ballastées à l'aide du logiciel PLAXIS (Version 8.6). Dans le souci de valider le modèle introduit, il a été procédé, dans un premier temps, à la simulation de l'essai de chargement sur la colonne ballastée effectué in-situ. Une fois le modèle validé, il sera question dans un deuxième temps de déterminer le tassement vertical sous la structure de l'ouvrage à réaliser. Enfin, il sera examiné l'influence de certains paramètres géotechniques et géométriques de la colonne ballastée sur le tassement du sol.

V.2 MODELISATION DES COLONNES BALLASTEES PAR PLAXIS

Le sol recevant le projet se trouve dans la zone de Boufarik. Il s'agit d'un sol de mauvaises caractéristiques sur lequel beaucoup d'études ont été effectuées durant la dernière décennie. Le recours à l'amélioration de ce sol a été envisagé par l'utilisation de colonnes ballastées (chapitre II). La figure V.1 représente schématiquement le sous-sol du site du projet ainsi que la position des colonnes ballastées.

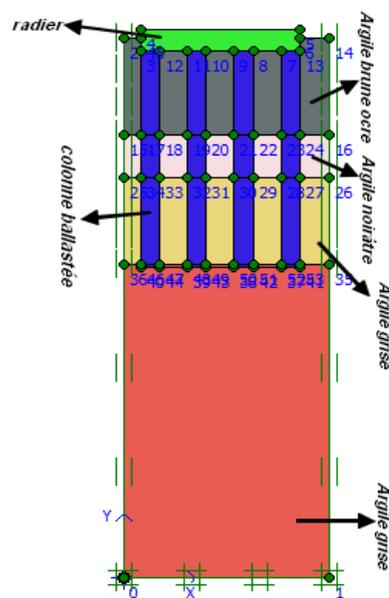


Figure V.1 : schéma de sous-sol du site

V.2.1 Comment modéliser les colonnes ballastées

Afin de comprendre les interactions entre colonne ballastées et le sol environnant, plusieurs études ont été effectuées. Ces différentes études, grâce aux critiques des résultats de leurs auteurs ont permis de définir la modélisation à effectuer.

Une modélisation en 2D est souvent utilisée en géotechnique due aux dimensions des structures étudiées. En effet, une des dimensions est souvent beaucoup plus importante que les autres, ce qui permet de nous positionner en contraintes et déformations planes.

Cependant, pour le cas des colonnes ballastées, la modélisation en 2D d'un réseau de colonnes s'accompagne d'erreurs. En effet, un réseau ballasté au vue de ces dimensions n'est pas modélisable directement en 2D. Les réseaux sont assimilés à des murs de rigidités équivalentes. De telles approximations s'accompagnent d'erreurs importantes notamment dans l'estimation des pressions interstitielles. (G MARTIN et F. HELMUT)

V.2.2 Choix de la modélisation axisymétrique en 2D

Au vu des considérations et des problèmes rencontrés lors des précédentes études, mais également au vu du but fixé par le projet qui est l'étude de l'implantation des colonnes ballastées, il a été décidé d'effectuer une étude en 2D. La modélisation axisymétrique a par conséquent été retenue. Ainsi, Nous allons étudier l'impact d'une seule colonne ballastée sur le sol au voisinage et ensuite, nous allons considérer l'ensemble des colonnes à réaliser.

V.2.3 Modélisation de la colonne ballastée

On considèrera l'implantation d'une seule colonne ballastée de 10 mètres de profondeur, le problème se simplifiant en une étude axisymétrique en 2D. Le sol environnant est un sol réel de très mauvaises caractéristiques.

Le sol est amélioré par un réseau de colonnes ballastées à maille carrée, d'espacement (I), sous un dallage représentant le radier à réaliser. Les colonnes ballastées sont descendues à travers la couche de sol mou. Pour modéliser ce problème, on considère que les colonnes ballastées sont cylindriques de diamètre D_{col} et sont chargées de manière axiale. Dans cette configuration, le plus court chemin de drainage horizontal est égal à la moitié de l'espacement entre deux colonnes. Cette symétrie de révolution compatible avec le problème hydraulique et le problème mécanique permet de réduire l'étude du réseau à une cellule unitaire contenant une seule colonne. Le modèle est axisymétrique avec des conditions aux limites cœnométriques.

Le diamètre d'influence D_{ext} de chaque colonne est donné par : $D_{ext} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \times l$

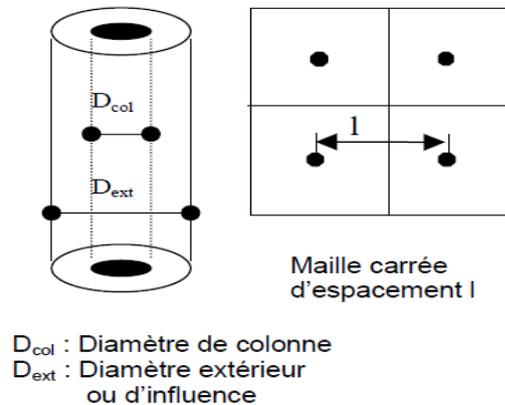


Figure V.2 : Paramètres géométriques de la colonne ballastée et modélisation axisymétrique

a) Etablissement d'un modèle de calcul de référence

La simulation numérique est un outil puissant pour analyser le comportement de l'ouvrage physique modélisé dans diverses conditions. La modélisation numérique permet notamment de faire varier les propriétés du sol et de la colonne.

Pour modéliser la cellule unitaire, on considère un plan d'axisymétrie tel que l'axe de symétrie est l'axe de la colonne. Pour ce qui concerne les conditions aux limites, les déplacements horizontaux, le long des deux frontières du modèle ainsi que les déplacements verticaux à la base du modèle sont considérés comme nuls.

b) Caractéristiques de la colonne ballastée

Dans ce qui suit, l'objectif recherché a été de mieux comprendre le comportement de la colonne ballastée pour le modèle de calcul et de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées.

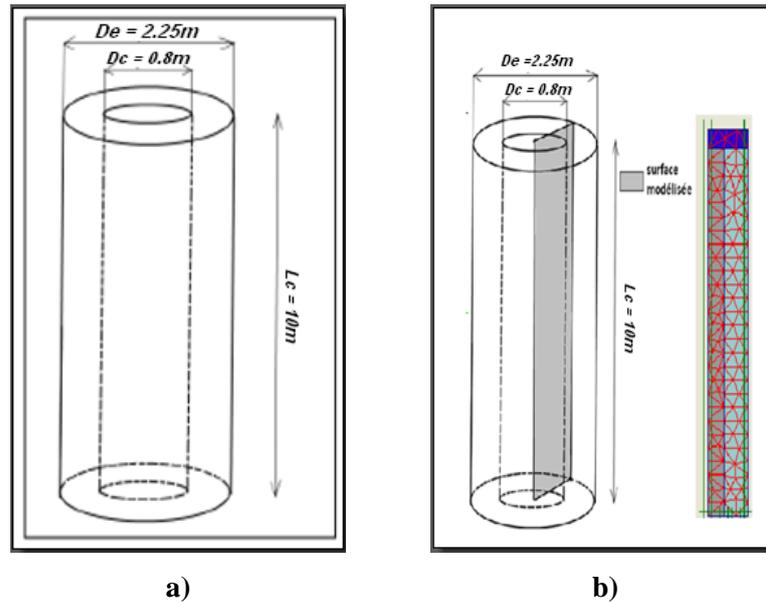


Figure V.3 : a) Caractéristiques géométriques du modèle de référence ; b) Caractéristiques géométriques du modèle de référence

Les valeurs usuelles des paramètres de la colonne autres que géométriques entrant dans les calculs sont les suivantes:

- Module d'Young de la colonne $E_c = 60\text{MPa}$.
- Angle interne intergranulaire $\varphi_c = 40^\circ$.
- Coefficient de Poisson $\nu_c = 1/3$.
- Poids volumiques du ballast $\gamma_c = 21\text{KN/m}^3$.
- Angle de dilatance $\Psi_c = 8^\circ$ (Mestat, 1994).

Afin de bien répartir le chargement sur l'ensemble sol-colonne, un radier indéformable en béton armé est disposé sur le modèle, l'épaisseur du radier est de 70 cm. Les caractéristiques mécaniques du sol, de la colonne et du radier sont résumées dans les tableaux ci-dessous.

Le modèle de comportement de la colonne ainsi que celui du sol environnant est élastoplastique de type Mohr-coulomb, le comportement du radier est supposé élastique. Le coefficient de poussée des terres au repos k_0 est pris égal à 0,5.

Tableau V.1 : Caractéristiques de la Colonne ballastée

Colonne Ballastée
Modèle de Mohr-Coulomb
Type : Drainé
E = 60MPa
$\gamma_{\text{unsat}} = 20 \text{ KN/m}^3$ - $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ KN/m}^3$
$\nu = 0,33$
$K_x = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ - $K_y = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
$C_{\text{ref}} = 1,0 \cdot 10^{-9} \text{ KN/m}^2$
$\varphi = 40^\circ$ - $\psi = 8^\circ$

Tableau V.2 : Eléments de mise en charge

Fondation en béton (radier)
Modèle élastique linéaire
Type : Non poreux
E = 27 000MPa
$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$
$\nu = 0,2$

Tableau V.3: Les couches du sol

Argile brune ocre	Argile noirâtre	Argile grise
Modèle de Mohr-Coulomb	Modèle de Mohr-Coulomb	Modèle de Mohr-Coulomb
Type : Drainé	Type : Drainé	Type : Drainé
E = 13.4MPa	E = 1.45MPa	E = 2.79MPa
$\gamma_{\text{unsat}} = 18 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{unsat}} = 17 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_{\text{unsat}} = 18 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$
$\nu = 0,33$	$\nu = 0,33$	$\nu = 0,33$
$C_{\text{ref}} = 16 \text{ KN/m}^2$	$C_{\text{ref}} = 15 \text{ KN/m}^2$	$C_{\text{ref}} = 15.5 \text{ KN/m}^2$
$\varphi = 20^\circ$	$\varphi = 21^\circ$	$\varphi = 20^\circ$
$\psi = 0^\circ$	$\psi = 0^\circ$	$\psi = 0^\circ$

La figure V.4 montre le schéma de modélisation de la colonne ballastée en 2D axisymétrique, elle représente les conditions géométriques, le maillage ainsi que les conditions hydriques initiales.

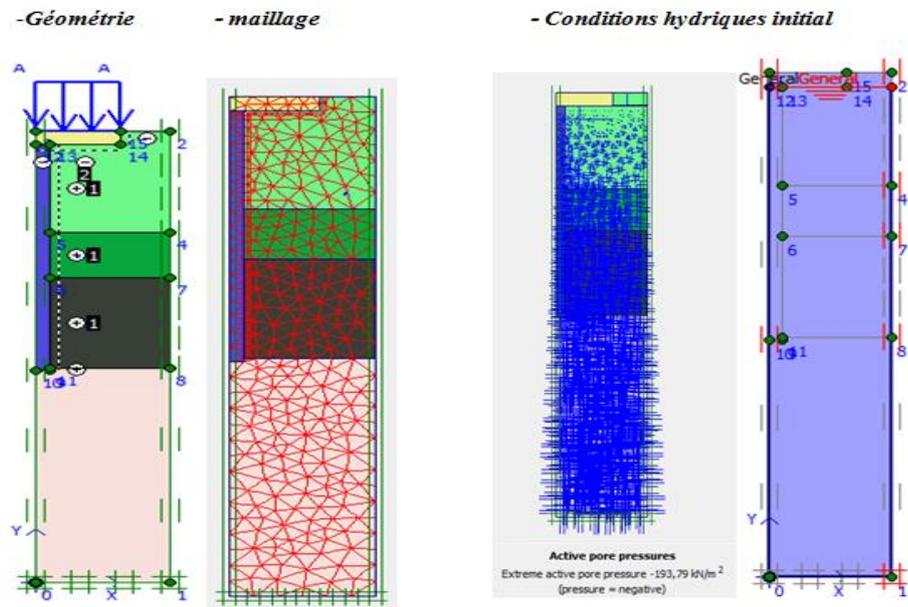
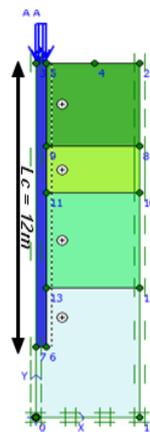


Figure V.4 : Schéma de modélisation de la colonne ballastée

V.3 MODELISATION DE L'ESSAI DE CHARGEMENT

Dans le souci de valider le modèle présenté en figure V.4, nous allons modéliser l'essai de chargement. L'objectif est de trouver numériquement les valeurs de tassement causé par chaque palier à l'aide de logiciel PLAXIS (2D). Ces valeurs seront comparées à celles mesurées lors de l'essai de chargement.

La colonne d'essai a une longueur de 12m, sa modélisation est pour l'essai de chargement, représentée par la figure V.5



Colonne Ballastée
Modèle de Mohr-Coulomb
Type : Drainé
Dc=0.9m -- Lc = 12m
$\gamma_{\text{unsat}} = 20 \text{ KN/m}^3$ - $\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ KN/m}^3$
$\nu = 0,33$ -- $E = 60\text{Mpa}$
$K_x = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ - $K_y = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
$C_{\text{ref}} = 1,0 \cdot 10^{-9} \text{ KN/m}^2$
$\phi = 40^\circ$ - $\psi = 8^\circ$

Figure V.5 : Modélisation de la colonne d'essai (essai de chargement)

Le calcul se déroulera en plusieurs phases de chargement et de déchargement. Chaque phase représente un palier de chargement. Les paliers de chargement sont égaux à 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, et 150% de la charge totale appliquée sur la colonne. Il sera effectué ensuite le déchargement de la colonne. Chaque palier pour chargement est maintenu constant pendant (60min) pour chaque phase. et (5min) pour le déchargement

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Frst	Li
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0	0
✓ (25) % de la charge	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	1	1	2
✓ (50) % de la charge	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	2	3	4
✓ (75) % de la charge	3	2	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	3	5	6
✓ (100) % de la ch...	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	4	7	8
✓ (125) % de la ch...	5	4	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	5	9	10
✓ (150) % de la ch...	6	5	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	6	11	12
✓ (125) % de la ch...	7	6	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	7	13	14
✓ (100) % de la ch...	8	7	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	8	15	16
✓ (75) % de la charge	9	8	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	9	17	18
✓ (50) % de la charge	10	9	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	10	19	20
✓ (25) % de la charge	11	10	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	11	21	22
✓ (0) de la charge	12	11	Plastic analysis	Staged construction	0,04 ...	12	23	24

Figure V.6 : Phases simulant les paliers de chargement sur la colonne d'essai (essai de chargement)

Les résultats de calcul de tassement pour chaque palier lors du chargement sont représentés dans Tableau V.4

Tableau V.4 : Résumé de l'essai de déchargement sur la colonne d'essai

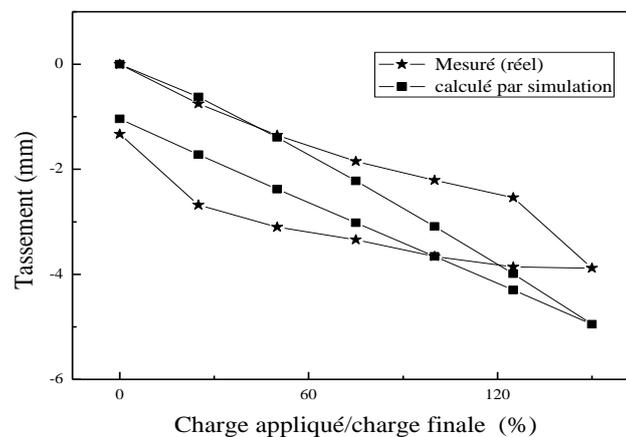
Palier de charge (%)	Charge appliquée (t)	Temps (mn)	Le Tassement (mm)
25	3.34	60	0.624
50	6.68	60	1.39
75	10.01	60	2.22
400	13.34	60	3.09
125	16.64	60	3.99
150	20.01	60	4.95

Les résultats de calcul de tassement pour chaque palier lors du déchargement sont résumés dans le Tableau V.5

Tableau V.5 : Résumé de l'essai de déchargement sur la colonne d'essai

Palier de charge (%)	Charge appliquée (t)	Temps (mn)	Le Tassement (mm)
125	16.64	5	4,3
100	13.34	5	3,66
75	10.01	5	3.02
50	6.68	5	2.38
25	3.34	5	1.72
0	0	5	1,04

Les valeurs de tassement trouvées nous ont permis de tracer la courbe de tassements en fonction des paliers de charge (Fig. V.7). La figure V.7 représente les deux courbes de tassement simulée et mesurée lors de l'essai de chargement-déchargement. On remarque que le tassement maximal simulé (4,95mm) est presque le même que celui mesuré lors de l'essai. (3,88mm)

**Figure V. 7 : Courbe de tassements réels et simulés en fonction du chargement appliqué lors de l'essai de chargement**

V.4 PRESENTATION DES RESULTATS DE LA MODELISATION DU PROJET

Nous allons présenter dans cette partie les résultats de l'étude sur le tassement du sol avant et après l'insertion des colonnes ballastées. Nous allons considérer le cas d'une seule colonne et celui de l'ensemble des colonnes envisagées.

La figure V.8 représente le tassement du sol sans présence de colonnes ballastées. On note que le tassement maximal atteint est de l'ordre de 76.5mm

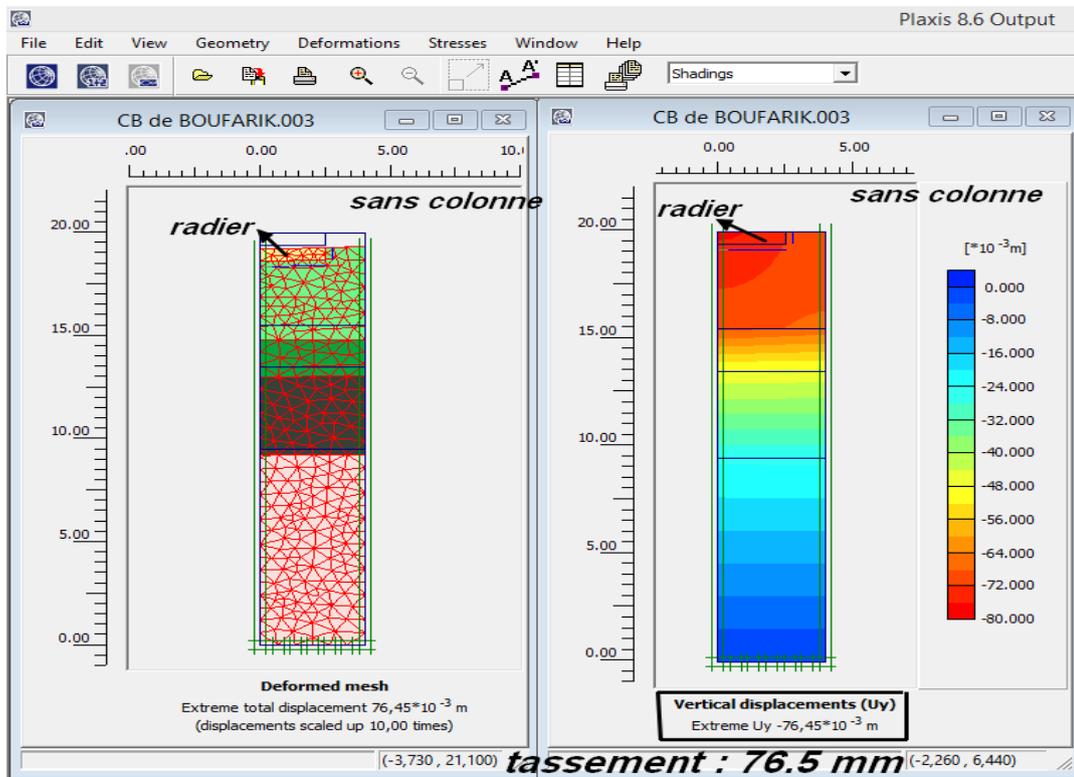


Figure V.8 : Résultats de calcul de tassement sans présence de colonnes ballastées

Les résultats du tassement de sol en présence de colonnes ballastées sont représentés par la Figure V.9. On note une nette diminution du tassement passant à une valeur maximale de 29mm.

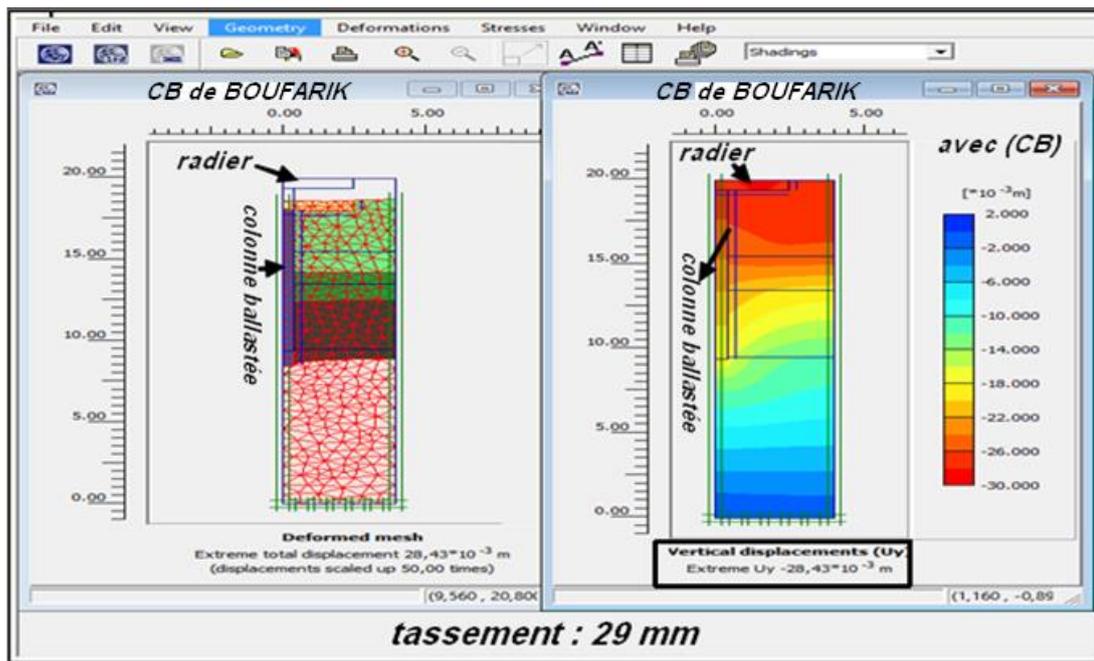


Figure V.9 : Résultats de calcul de tassement en présence de colonnes ballastées

Les résultats de la modélisation de l'ensemble de colonnes ballastées sont représentés dans la figure V.10. Le tassement maximal atteint est de 30mm. On remarque que la différence entre les valeurs de tassement en présence d'une seule colonne ou bien d'un groupe de colonnes, est insignifiante

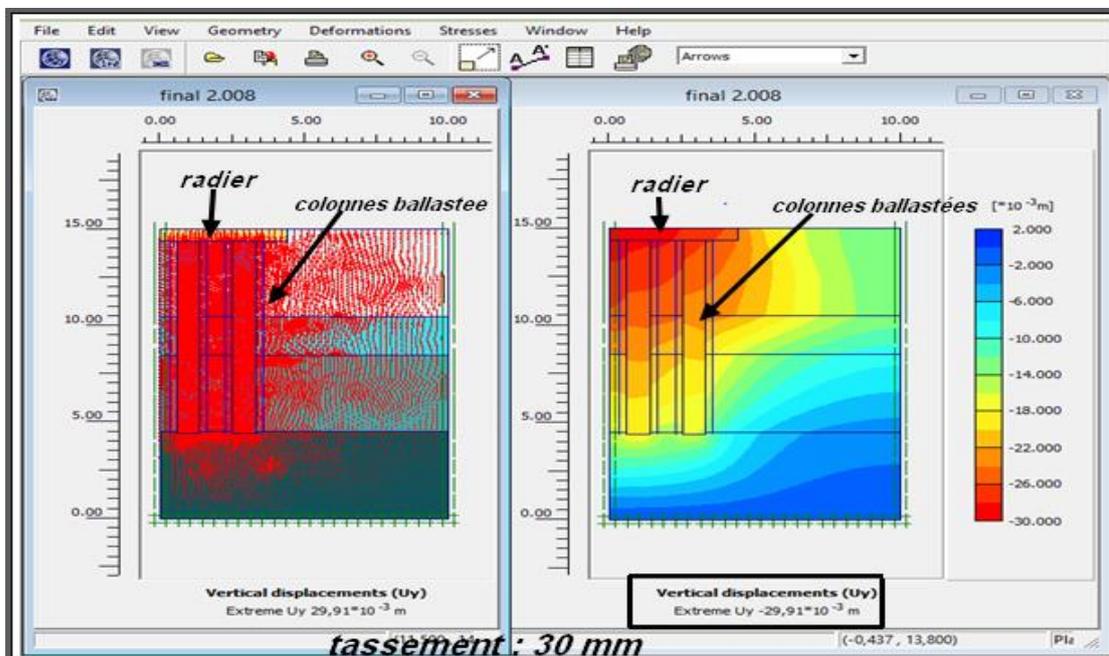


Figure V.10 : Résultats de calcul de tassement d'un groupe de colonnes

V.5 ETUDE PARAMETRIQUE

Dans cette partie, on va essayer d'étudier l'influence de certains paramètres géotechniques sur les colonnes ballastées

Des simulations seront faites pour étudier :

- L'influence de paramètres géotechniques E , c , ϕ , ν de colonnes ballastées.
- L'influence du diamètre des colonnes ballastées.
- L'influence de la distance entre axes des colonnes ballastées.
- L'influence de la longueur de la colonne.
- Le tassement en fonction de la profondeur.
- L'influence de l'espacement entre colonnes sur la capacité portante de la colonne ballastée.
- L'influence de type d'élément sur les résultats de calculs.

L'objectif recherché de cette étude est de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées et de mieux comprendre le comportement de la colonne ballastée.

V.5.1 Influence des paramètres géotechniques de la colonne ballastée

V.5.1.1 Influence du module de Young

Pour étudier l'influence du module de Young sur la réduction de tassement en surface de sol traité et le report de la charge en tête de la colonne, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

$E=30\text{MPa}$

$E=50\text{MPa}$

$E=60\text{MPa}$

$E=90\text{MPa}$

$E=110\text{MPa}$

La Figure V.11 montre l'évolution des tassements en surface du sol traité en fonction du module de Young

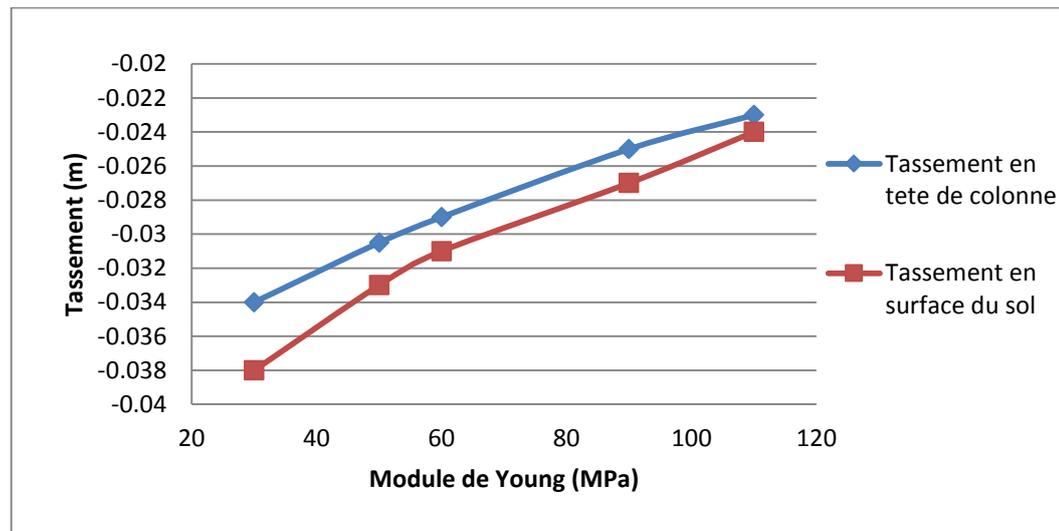


Figure V.11 : L'influence du module de Young sur le Tassement du sol traité

On remarque que les tassements en surface du sol et en tête de colonne diminuent lorsque le module de Young augmente, pour une valeur de 110MPa, on a une diminution de tassement de 33% par rapport à une valeur de 30MPa.

L'analyse précédente montre que le module de Young de la colonne a une influence importante sur la réduction des tassements d'un sol traité. Pour assurer un bon transfert de la charge en tête de la colonne, il faut que ce module soit très grand

V.5.1.2 Influence de l'angle de frottement

Pour étudier l'influence de l'angle de frottement sur le tassement en surface de sol et le report de charge en tête de la colonne, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

$$\varphi = 33^\circ$$

$$\varphi = 40^\circ$$

$$\varphi = 50^\circ$$

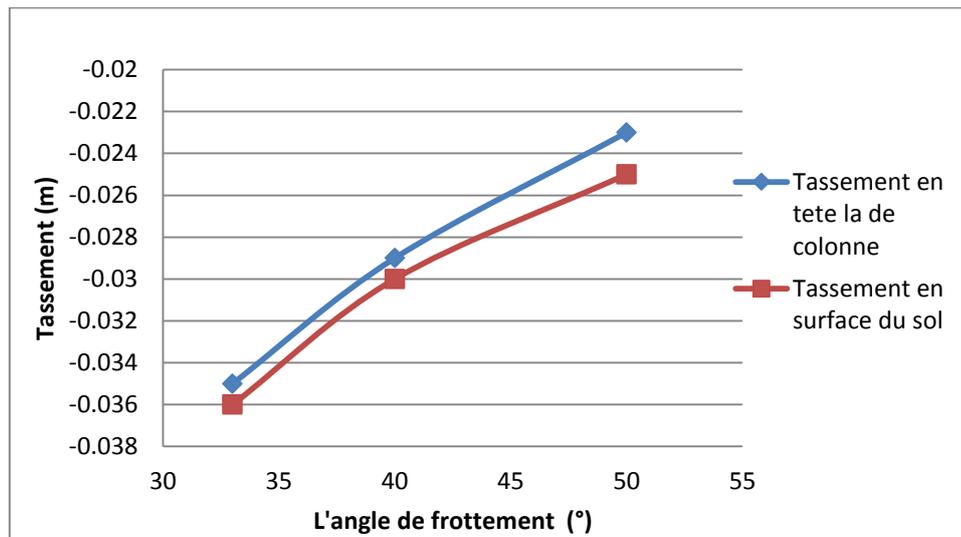


Figure V.12 : influence de L'angle de frottement sur le tassement

On remarque (Fig. V.12) que les tassements en surface de sol et en tête de colonne diminuent lorsque la valeur de l'angle de frottement augmente. On a une diminution de tassement de sol et de la colonne de 35% et 31% respectivement pour des angles de frottement 50° et 33°.

L'angle de frottement interne de la colonne ballastée a une très grande influence sur la réduction des tassements en surface du sol traité

V.5.1.3 Influence de la cohésion

Pour étudier l'influence de la cohésion de la colonne ballastée, on a fait des simulations avec les valeurs ci-dessous.

C= 0.5KPa

C= 2,3KPa

C= 5KPa

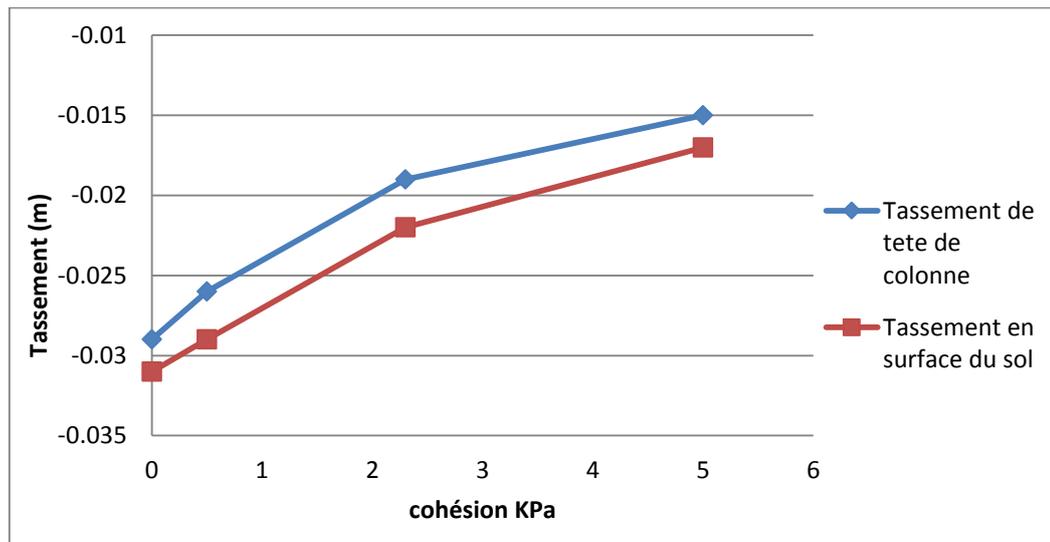


Figure V.13 : Influence de la cohésion sur le tassement du sol traité

Les courbes de tassement en fonction de l'angle de frottement (Fig. V.13) montrent que les tassements diminuent lorsque la cohésion de la colonne augmente. En surface de sol et en tête de colonne, une diminution de 1% et 4% est enregistrée pour une valeur de cohésion égale à 5kPa par rapport à une valeur de 0.5KPa.

La cohésion de la colonne ballastée a une influence moyenne sur les tassements de sol traité

V.5.1.4 Influence du coefficient de Poisson

Les valeurs ci-dessous sont utilisées pour étudier l'influence du coefficient de Poisson sur le tassement en surface du sol et en tête de colonne.

$$v = 0.2$$

$$v = 0.3$$

$$v = 0.33$$

La figure V.14 montre l'évolution des tassements en fonction du coefficient de *Poisson*.

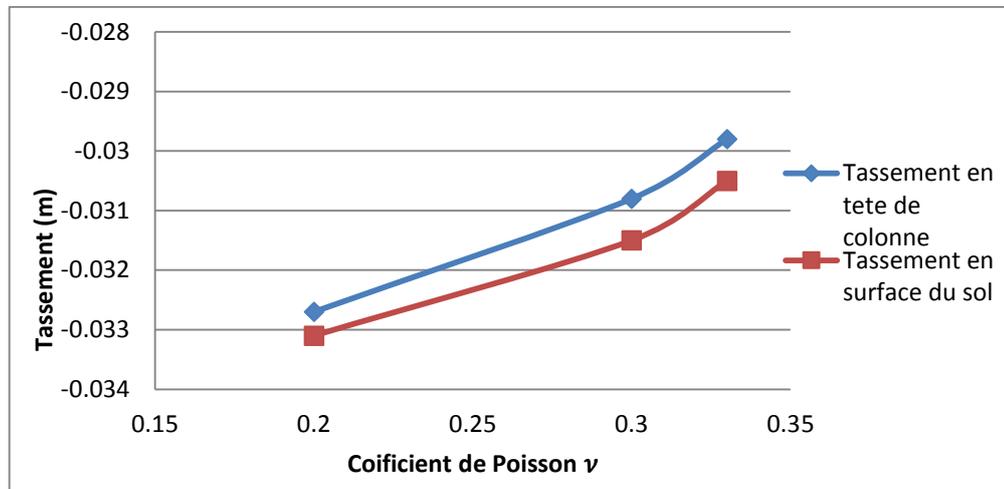


Figure V.14 : Influence du coefficient de *Poisson* sur le tassement du sol traité

Sur cette figure, on constate que la diminution des tassements en surface de sol et en tête de colonne est très faible quelque soit la valeur du coefficient de *Poisson*(ν). De ce fait, on peut déduire que le coefficient de *Poisson* de la colonne n'a aucune influence sur la réduction des tassements de sol.

V.5.2 Etude de l'évolution des tassements dans la colonne ballastée

Pour étudier l'évolution des tassements en fonction de la profondeur de la colonne ballastée, on a estimé les tassements dans les différentes profondeurs d'une colonne ballastée de 10 m de longueur exécutée au-dessus du sol.

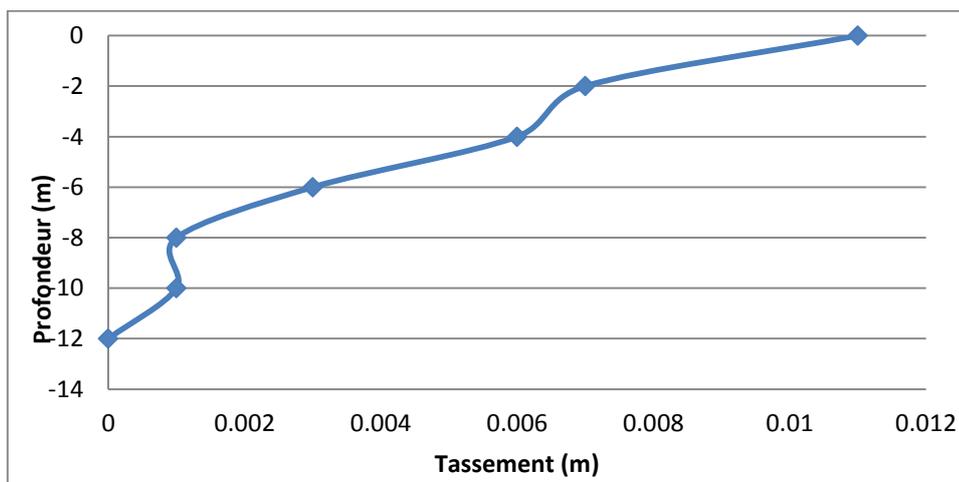


Figure V.15 : Evolution du tassement dans la colonne ballastée

La courbe de la Figure V.15 montre une diminution rapide des tassements dans la colonne en fonction de la profondeur.

La plus grande valeur de tassement est obtenue en tête de colonne ballastée. La Figure V.15, indique 11mm de tassement, en tête de colonne ballastée mais à partir de la moitié de sa longueur, le tassement sera négligeable.

V.5.3 Etude de l'influence de l'espacement entre colonnes ballastées sur la capacité portante de la colonne

L'objectif de cette analyse est d'examiner l'influence de l'espacement entre colonnes sur la capacité portante de ces dernières, pour atteindre cet objectif, des simulations sont faites pour un tassement admissible de 50 mm pour les espacements suivants entre axes des colonnes :

$e = 1.50 \text{ m}$

$e = 1.75 \text{ m}$

$e = 2.00 \text{ m}$

$e = 2.50 \text{ m}$

$e = 3.00 \text{ m}$

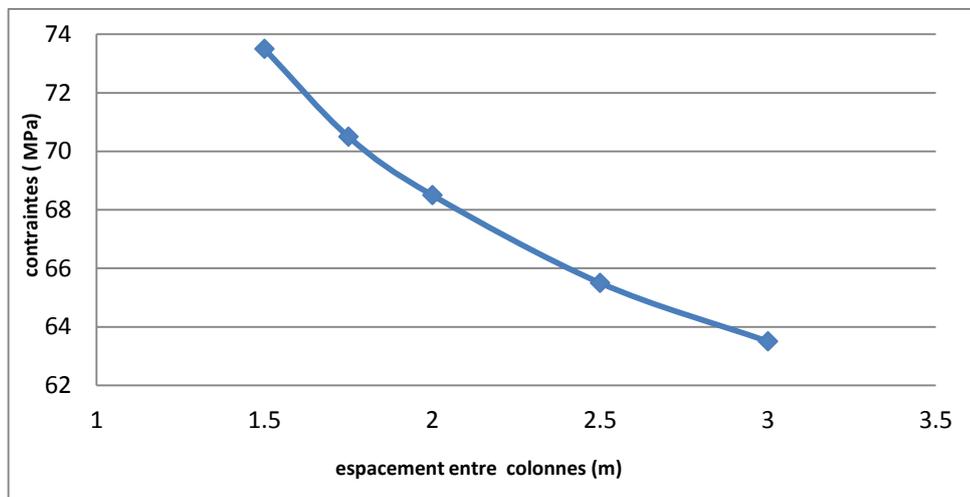


Figure V.16 : Capacité portante de la colonne ballastée de l'espacement entre colonnes

La figure V.16 montre que plus l'espacement entre colonnes augmente, plus la capacité portante de la colonne diminue. Sur cette figure on remarque que pour un espacement de 3.00 m on a 14% de diminution de la capacité portante de la colonne ballastée par rapport à un espacement entre colonnes de 1.5 m.

L'espacement entre colonnes ballastées a une influence importante sur la capacité portante du sol traité.

V.5.4 Influence du diamètre effectif de la colonne sur le tassement

Les valeurs ci-dessous de diamètre effectif de la colonne (D_c) sont utilisées pour étudier l'influence de ce paramètre sur les tassements en tête de colonne ballastée :

$D_c = 60$ cm

$D_c = 80$ cm

$D_c = 100$ cm

$D_c = 120$ cm

La Figure V.17 montre l'évolution de tassement en fonction du diamètre de la colonne ballastée

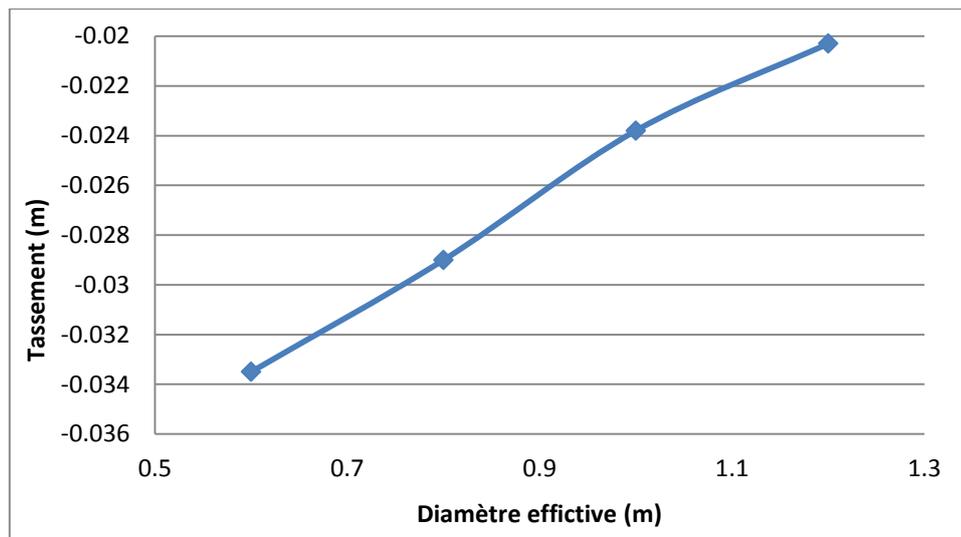


Figure V.17 : Evolution des tassements en tête de colonne en fonction de son diamètre effectif

On remarque que les tassements en tête de colonne ballastée diminuent lorsque le diamètre effectif de la colonne augmente. Pour un diamètre de 120 cm, on a une diminution de 40% de tassement en tête de colonne par rapport à un diamètre de 60 cm.

Le diamètre de la colonne a une influence très importante sur la diminution de tassement dans le sol.

V.5.5 Influence de la longueur de la colonne ballastée sur le tassement

Dans cette partie, on va étudier l'influence de la longueur des colonnes ballastées sur la réduction des tassements dans les sols mous, pour cela on va simuler les tassements pour des colonnes ballastées de 6m, 10m, 15m de longueur sous une charge de 68.5 KN/m², les tassements estimés sont présentés en fonction de chargement sur la figure

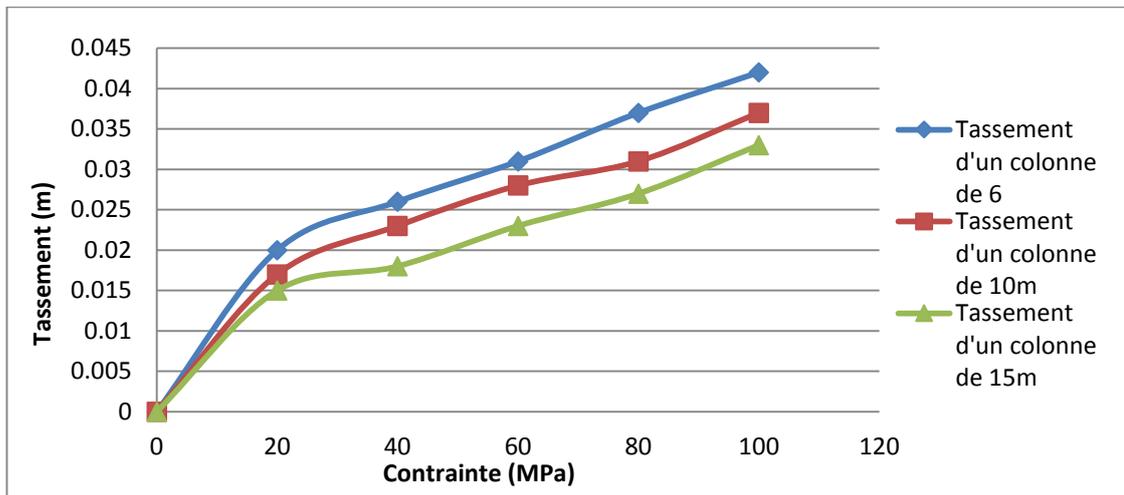


Figure V.18 : Influence de la longueur de la colonne

Cette étude a montré que le traitement de sol par colonnes ballastées de type flottantes est déconseillé, il faut toujours arrêter les colonnes au niveau d'un horizon présentant un contraste suffisant.

V.5.6 Influence du type d'élément sur les résultats de calcul

L'utilisation de PLAXIS doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser la structure à étudier. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (point de contrainte). Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre et l'intégration nécessite douze points de contraintes. Dans cette partie des simulations sont faites avec deux types d'éléments, pour étudier leur influence sur le calcul des tassements en surface de sol et en tête de colonnes

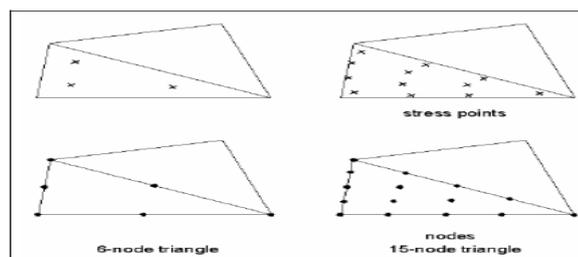


Figure V.19 : Nœuds et points de contrainte [Manuel PLAXIS]

Le Tableau V.6 montre les résultats des tassements obtenus pour le sol et la colonne avec des éléments de 6 et 15 nœuds

Tableau V.6 : Tassement obtenu pour les différents types d'élément

Nombre de nœuds /éléments	Tassement en surface du sol (m)	Tassement en tête de colonne (m)
6	-0.025	-0.023
15	-0.029	-0.025

Un calcul avec des éléments à 15 nœuds conduit à 2% d'augmentation des tassements par rapport à un autre calcul réalisé avec des éléments à 5 nœuds.

Le type d'élément triangulaire de 6 et de 15 nœuds n'a pratiquement pas d'influence sur les résultats de tassement en surface de sol et en tête de colonne

V.6 SYNTHÈSE DES RESULTATS

. Les principaux résultats obtenus de l'étude paramétrique sont résumés dans le Tableau V.7

Tableau V.7: Récapitulatif des résultats de l'étude paramétrique

Paramètres		Colonnes ballastées
Géotechniques	E (MPa)	Influence importante sur le tassement du sol
	Φ ($^{\circ}$)	Influence importante sur le tassement du sol
	C	Influence importante sur le tassement du sol
	N	Influence importante sur le tassement du sol
Géométriques	Tassement dans la colonne	Le tassement diminue dans la colonne en fonction de sa profondeur
	Espacement entre colonnes	Influence importante sur la capacité portante du sol traité
	Diamètre de la colonne	Influence importante sur la réduction des tassements au sein du sol traité
	Longueur de la colonne	Influence importante sur la réduction des tassements au sein du sol traité
	Type d'élément fini	Ce paramètre n'a aucune influence sur les résultats de cette étude

V.7 CONCLUSION

Le logiciel PLAXIS nous a permis modéliser les colonnes ballastées en toute aisance et a permis de déterminer les tassements prévisionnels des colonnes après réalisation de la superstructure. Malheureusement, la confrontation des résultats avec les mesures in-situ n'a pas pu être effectuée en raison de la non disponibilité de l'information.

L'essai de chargement sur une colonne ballastée a été utilisé pour le comparer aux résultats de simulation de ce dernier. On a trouvé que le tassement maximal simulé (4,95mm) est presque le même que celui mesuré lors de l'essai (3,88mm), et le tassement obtenu par les deux est resté toujours inférieur 50mm (tassement admissible)

CONCLUSION GENERALE

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de manière générale se manifestent par une capacité portante faible, des déformations (tassements absolus ou différentiels) importants sous charges statiques, ou dynamiques (séisme) particulièrement pour les sols argileux mous. Le choix de type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage et la capacité portante du sol, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister sans rupture aux charges transmises par l'ouvrage.

S'il arrive que le tassement du sol sous l'ouvrage prévu soit excessif, on recourt alors soit à des fondations profondes ou bien au traitement du sol par amélioration de ses caractéristiques mécaniques.

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de l'étude de renforcement d'un sol mou (argile molle à vaseuse et parfois organique), destiné à recevoir le radier d'une centrale électrique à Boufarik (Blida), par des colonnes ballastées. L'objectif était calculer et de vérifier le tassement du radier sur des colonnes ballastées.

Le logiciel PLAXIS nous a permis modéliser les colonnes ballastées en toute aisance et a permis de déterminer les tassements prévisionnels des colonnes après réalisation de la superstructure.

L'essai de chargement sur une colonne ballastée a été utilisé pour le comparer aux résultats de la simulation de ce dernier. L'évolution du tassement en fonction du chargement simulé tait très proche des tassements mesurés lors de l'essai de chargement.

Cette étude a révélé que les charges apportées par l'ouvrage provoquent des tassements de l'ordre de 53mm, alors qu'en présence de colonnes ballastées, elles peuvent être supportées par le sol qui présente une étreinte latérale suffisante pour empêcher la rupture par expansion latérale. Le tassement maximal prévu est de l'ordre de 30mm ce qui est en dessous inférieur du tassement total admissible (50mm)

Une étude paramétrique sur les propriétés géotechniques et caractéristiques géométriques de la colonne a été menée pour examiner l'influence de ces derniers sur le tassement. Les paramètres examinés sont le module de *Young*, le coefficient de *Poisson*, l'angle de frottement et la cohésion du matériau composant la colonne, le diamètre des colonnes, leur espacement. Tous les paramètres ont apparemment une influence assez importante sur le tassement de la colonne.

LES ANNEXES

ANNEXE A : 1- plan d'ensemble et implantation des colonnes

2- plan d'implantation des essais in-situ

3- résultats des essais (essais d'indentification et in-situ)

ANNEXE B : 1- abaques de dimensionnement de Priebe (Priebe, 1995)

2- résultats du tassement avec Stone C 3.3

ANNEXE C : Présentation du logiciel PLAXIS

ANNEXE D : tableaux des mesures (essai de chargement)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A. MEKAOUSSI.(2013),"Analyse d'un modèle réduit de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis", Mémoire de Magistère en Génie Civil, Université El Hadj Lakhdar Batna.

A. ROMAIN (2010), " Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux ", Institut national des sciences appliquées.Universityof strahclyde engineering.

A .NOUI. (2012), " conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts», Mémoire de Magistère en Génie Civil .Université de Batna.

A.DHOUIB. (2004), " Amélioration des sols en place ", Conférence.

Article R111-40 du Code de la Construction et de l'Habitation : VERSION N° 2 DE (2011).
"Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le control des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement".

A.DHOUIB, J. MAGNAN et A.GUILLOUX.(2004). " Procèdes d'amélioration des sols : historique, méthodes de reconnaissance, applications et données économiques ".article :
Laboratoire Central des Ponts et des Chaussées, Paris.

B .ZIGHMI I.(2011), "Étude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées ", Thèse de Magister, Département de Génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.

C.SEBASTIEN.(2007), " Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides ", Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine.

Fondasol © (2012) • "fondasol@fondasol.ca".

G .HARTWIGSEN.(2006), " Etude et modélisation du renforcement de sol par colonnes à module mixte (CMM) "INSA Strasbourg.

G MARTIN et F. HELMUT: "Numerical analysis of a floating stone column foundation using different constitutive models ", Schweiger de l'Université Technologique de Graz, Autriche et Daniela Kamrat Pietraszewska & Minna Karstunnen]

I.ZIGHMI et CH. Messis. (2008). " Renforcement des sols par colonnes ballastées ". Pour l'obtention du diplôme Ingénieur d'état en Travaux Publics.

M.BOUASSIDA. (2009), " Amélioration des sols " Article : École Nationale d'Ingénieurs de Tunis.

N. MEKKI et Z. CHELLI.(2014), "Renforcement du sol par colonnes ballastées gare maritime et blocs administratifs : BEJAIA", Mémoire de Master, Université de Blida 1.

N. SERTIER. (2005/2006). " Amélioration des sols". Université de la réunion

S .VINCENT. (2006), " Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales", pour obtenir le grade de docteur de L'université des sciences et Technologies de Lille.