

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



**Département de Génie Civil
Laboratoire Géomatériaux, Environnement et Aménagement**

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du

Diplôme de Master

En Génie Civil

Option : Géotechnique et Environnement.

Thème :



Proposé et dirigé par :

Mlle. O.BELHASSANI

Etudié par :

Sofiane BECHOUCHE

PROMOTION 2013/2014

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ☞ Ma très chère mère qui a consacré tout son temps pour notre bien ;*
- ☞ Mon très cher père à qui je dois tout, et je ne rendrais jamais assez;*
- ☞ Mon très cher frère Ahcène et sa fiancée Dilia;*
- ☞ Ma sœur Aziza et son mari Rachid ;*
- ☞ Ma sœur Rosa et son fiancé Mustapha ;*
- ☞ Ma très chère fiancée Souhila ;*
- ☞ Toute ma famille ;*
- ☞ Mes chers amis (Karim, Karim, Said, Mokrane, Sofiane, Kahina, Lynda, Nassima...)*
- ☞ Toute la promotion Géotechnique et environnement 2013-2014.*

Sofiane B.



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	----

CHAPITRE I : TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS

I.1. Introduction.....	03
I.2. Objectif du traitement.....	03
I.3. Domaine d'application des techniques d'amélioration des sols.....	04
I.4. Le renforcement des sols.....	06
I.5. Techniques d'amélioration des sols	06
I.6. Présentation des différentes techniques de renforcement.....	07
I.6.1. Substitution des sols.....	07
I.6.2. Le préchargement.....	08
I.6.3. Le compactage.....	09
I.6.4. Les inclusions rigides	15
I.7. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol.....	18
I.7.1. Le Jet Grouting.....	19
I.7.2. Deep Soil Mixing (DSM).....	20
I.7.3. Lime Cement Columns ou Deep Cement Mixing	24
I.7.3. Renforcement de sol par Colonnes à Modules Mixtes (CMM).....	26
I.8. Conclusion	34

CHAPITRE II : RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES

II.1. Introduction	35
II.2. Définition de l'amélioration des sols par colonnes ballastées	37
II.3. Techniques de mise en œuvre	37
II.3.1. Colonnes ballastées réalisés par voie sèche.....	37

SOMMAIRE

II.3.2.Colonnes ballastées réalisés par voie humide.....	38
II.3.3.Colonnes ballastées à sas.....	39
II.3.4.Colonnes ballastées pilonnées	40
II.3.5. Plots ballastées pilonnés.....	41
II.3.6. Cas particulier : colonnes ballastées réalisées dans un milieu aquatique	42
II.4. Exigences techniques et facteurs influents dans la mise en œuvre	43
II.5 Domaine d'applications	44
II.5.1.Ouvrages	44
II.5.2. Sols concernés	44
II.5.3.Charge appliquées et tolérances imposées	45
II.6. Caractéristiques des colonnes ballastées	46
a. Longueur	46
b. Diamètre	46
c. Maillage	47
II.7. Choix des matériaux constitutifs	47
a. Matériaux constitutifs des colonnes	47
b. Matériaux du matelas de répartition	48
II.8. Données réglementaires (DTU 13.2)	49
II.8.1. Essai d'information	49
II.8.2. Essai de contrôle de compacité	50
II.8.3. Contraintes de calcul à l'ELS	50
II.9. Conclusion	51

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT ET COMPORTEMENT DES COLONNES BALLASTEES

III.1. Introduction	52
---------------------------	----

SOMMAIRE

III.2. Paramètres caractéristiques.....	52
III.2.1. Principes élémentaires.....	52
III.2.2. Taux d'incorporation.....	54
III.2.3. Rapport de concentration des contraintes verticales.....	54
III.2.4. Facteur de réduction des tassements.....	55
III.2.5. Cas particulier : Relation entre paramètres caractéristiques.....	55
III.3. Comportement des colonnes ballastées au cours de temps.....	56
III.3.1. Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique verticale.....	58
a. Comportement de la colonne sous une fondation souple.....	58
b. Comportement de la colonne sous une fondation rigide.....	59
III.4. Mécanisme de rupture de la colonne ballastée.....	59
III.4.1. Rupture par expansion latérale.....	60
III.4.2. Rupture par cisaillement généralisé.....	62
III.4.3. Rupture par poinçonnement.....	63
III.5. Interaction entre le sol et la colonne ballastée.....	64
III.6. Modèle de comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées sous chargement statique verticale.....	65
III.6.1. Principe de la cellule unitaire.....	65
III.6.2. Disposition des colonnes ballastées.....	66
III.6.3. Propriétés du sol entre les colonnes.....	68
III.6.4. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple.....	70
III.6.5. Incidence du matelas de répartition.....	71
III.7. Colonnes ballastées et liquéfaction.....	74
III.8. Conclusion.....	75
III.9. Méthode de dimensionnement.....	76
III.9.1. Rappel des paramètres intervenant dans le dimensionnement.....	76
a. Données du dimensionnement.....	76
b. Paramètres à déterminer.....	77
III.9.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques.....	77
a. Détermination de l'espacement entre les colonnes.....	77

SOMMAIRE

b. Préviation de la capacité portante et du diamètre de la colonne.....	78
III.9.3. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques.....	79
a. Dimensionnement des colonnes ballastées « isolées » chargées en tête.....	79
b. Tassement d'une colonne isolée chargée en tête.....	84
III.9.4. Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées.....	85
III.10. Conclusion.....	90

CHAPITRE IV : PRSENTATION DU SITE ET ETUDE GEOTECHNIQUE

IV.1. Introduction.....	91
IV.2. Contexte géologique et géotechnique de la plaine alluviale de Bejaia.....	91
IV.3. Contexte géologique de la zone d'étude.....	92
IV.4. Hydrologie locale.....	93
IV.5. Hydro climatologie.....	94
IV.6. Effets des séismes dans la zone d'étude.....	94
IV.7. Reconnaissance du site (la plaine de Bejaia).....	94
IV.8. Campagne de reconnaissance géotechnique du site.....	95
IV.9. Essais in situ.....	99
IV.10. Conclusion.....	103

CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU SOL AVEC COLONNES BALLASTEES

V.1. Introduction	104
V.2. Présentation de la méthode des différences finies.....	104
V.3. Calculs en déformations planes (2D).....	105
V.4. Présentation de FLAC.....	106
V.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC.....	107
V.4.2. Principe de calcul.....	108
V.5. Traitement des sols par colonnes ballastées.....	117
V.5.1. Justification du traitement par colonnes ballastées.....	117
V.5.2. Caractéristiques du traitement par colonnes ballastées.....	118
V.5.3. Calcul analytique des colonnes ballastées par la méthode de Priebe.....	118

SOMMAIRE

V.5.4. Calculs numériques.....	120
a. Sans renforcement par des colonnes ballastées.....	121
b. Avec renforcement par des colonnes ballastées sur le contour.....	123
c. Avec renforcement par un réseau de colonnes ballastées.....	125
V.5.5. Résultats et discussion.....	131
V.6. Conclusion.....	132
CONCLUSION GENERALE.....	133

Bibliographie

Annexe

Annexe 1 : Abaques utilisés pour la méthode de Priebe.

Annexe 2 : Présentation des essais in situ et essais de laboratoire.

Liste des figures

Chapitre 1

Figure I.1. <i>Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005).....</i>	<i>04</i>
Figure I.2. <i>Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.....</i>	<i>07</i>
Figure I.3. <i>Pilonneuse de 1600tm.....</i>	<i>08</i>
Figure I.4. <i>Exemple de chantier de compactage dynamique.....</i>	<i>09</i>
Figure I.5. <i>Vibrateur électrique.....</i>	<i>11</i>
Figure I.6. <i>Réalisation d'un chantier à la vibroflottation (Vibrateur électrique).....</i>	<i>11</i>
Figure I.7. <i>Fuseau granulométrique d'utilisation de la vibroflottation</i>	<i>12</i>
Figure I.8. <i>Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosifs.....</i>	<i>14</i>
Figure I.9. <i>Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides.....</i>	<i>15</i>
Figure I.10. <i>Domaine d'application des inclusions rigides (Orianne J. (2005).....</i>	<i>17</i>
Figure I.11. <i>Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.....</i>	<i>19</i>
Figure I.12. <i>Types d'équipement utilisés contenant trois tarières chevauchantes.....</i>	<i>20</i>
Figure I.13. <i>Schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM.....</i>	<i>20</i>
Figure I.14. <i>Technique de mise en oeuvre de DSM.....</i>	<i>21</i>
Figure I.15. <i>Vue de l'outil ancré dans le sol.....</i>	<i>21</i>
Figure I.16. <i>Poches sur un bloc de sol durci.....</i>	<i>23</i>
Figure I.17. <i>Non chevauchement des colonnes.....</i>	<i>23</i>
Figure I.18. <i>Instrument de malaxage utilisé pour les Lime Cement Columns et colonne Excavé.....</i>	<i>24</i>
Figure I.19. <i>Exemple de tassement sous remblais : comparaison avec et sans colonnes.....</i>	<i>24</i>
Figure I.20. <i>Principe des CMM sous une semelle.....</i>	<i>26</i>
Figure I.21. <i>Caractéristiques du fuseau granulométrique des CB des CMM.....</i>	<i>29</i>
Figure I.22. <i>Etapes de réalisation 1 et 2.....</i>	<i>31</i>
Figure I.23. <i>Etapes de réalisation 3 et 4.....</i>	<i>32</i>

Liste des figures

Chapitre 2

Figure II.1. <i>Domaine d'application des techniques d'amélioration des sols par colonnes ballastées [document Keller]</i>	35
Figure II. 2. <i>Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initiale. [Gambin, 2000]</i>	35
Figure II.3. <i>Mise en oeuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)</i>	37
Figure II. 4. <i>Mise en place d'une colonne ballastée par voie humide, [Document Keller]</i>	38
Figure II.5. <i>Principe de réalisation d'une colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le bas par vibreur à sas.</i>	38
Figure II.6. <i>Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée</i>	39
Figure II.7. <i>Mise en oeuvre des plots ballastés</i>	40
Figure II.8. <i>Plot ballasté avant remblaiement type</i>	40
Figure II.9. <i>Schéma de réalisation de colonnes ballastées en milieu aquatique</i>	41
Figure II.10. <i>Chantiers de colonnes ballastées dans la mer</i>	41
Figure II.11. <i>Schéma des couches formant le matelas de répartition (Document COPREC 2004)</i>	48

Chapitre 3

Figure III.1. <i>Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée</i>	52
Figure III.2. <i>Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib et Blondeau, 2005)</i>	53
Figure III.3. <i>Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale</i>	56
Figure III.4. <i>Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggstad, 1983)</i>	57
Figure III.5. <i>Répartition des contraintes verticales et horizontale et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggstad, 1983)</i>	58
Figure III .6. <i>Mécanismes de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982)</i>	59
Figure III.7. <i>Analogie colonne ballastées/éprouvette triaxiale</i>	60
Figure III.8. <i>Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé</i>	61

Liste des figures

Figure III.9. <i>Caractérisation de la surface de rupture par poinçonnement.</i>	62
Figure III.10. <i>Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggstad, 1983)</i>	64
Figure II.11. <i>Réseau de colonnes ballastées.</i>	65
Figure III.12. <i>Disposition des colonnes ballastées : domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes [Ballam et Poulos, 1983].</i>	66
Figure III.13. <i>Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983).</i>	67
Figure III.14. <i>Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986).</i>	68
Figure III.15. <i>Améliorations des propriétés mécaniques : rapport « Rq » des résistances en pointe qc (après et avant traitement) en fonction de l'espacement « d » entre colonnes (Slocombe et al. 2000).</i>	69
Figure III.16. <i>Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonne et à la surface du sol sous les fondations souples</i>	71
Figure III.17. <i>Estimation empirique de l'épaisseur H_m du matelas de répartition.</i>	72
Figure III.18. <i>Conditions de compacité du matelas de répartition</i>	73
Figure III.19. <i>Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970)</i>	77
Figure III.20. <i>Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975)</i>	78
Figure III.21. <i>Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Greenwood, 1970)</i>	79
Figure III.22. <i>Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978- b)</i>	80
Figure III.23. <i>Détermination pratique de δ (Brauns, 1978b)</i>	81
Figure III.24. <i>Définition des longueurs L_{min} et L_{max} d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980)</i>	82
Figure III.25. <i>Facteur d'influence des tassements I_p (Mattes et Poulos, 1969)</i>	84
Figure III.26. <i>Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol</i>	86

Liste des figures

Chapitre 4

Figure IV.1: <i>Vue aérienne de la plaine alluviale de Bejaia (Google earth, 2014)</i>	99
Figure IV.2 : <i>Plan de masse du terminal nord et sud de stockage de pétrole et implantation des essais géotechniques</i>	102
Figure IV.3. <i>Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage C9. (Terminal marin nord à proximité d'Oued Es-Seghir)</i>	105
Figure IV.4. <i>Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage R21 (Terminal marin sud)</i>	105
Figure IV.5. <i>Résistance en pointe q_c du pénétromètre statique</i>	106

Chapitre 5

Figure V.1. <i>Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D</i>	107
Figure V.2. <i>Séquence de calcul générale, d'après Billiaux et Cundall (1993)</i>	109
Figure V.3. <i>Modèle de Mohr-Colomb, essai triaxial</i>	113
Figure V.4. <i>Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA</i>	114
Figure V.5. <i>Critère de rupture de type Mohr-coulomb</i>	115
Figure V.6. <i>Graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées</i>	119
Figure V.7. <i>Graphes de tassement, comparaison avec et sans colonnes ballastées</i>	120
Figure V.8. <i>Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) sans renforcement</i>	121
Figure V.9. <i>Les valeurs du déplacement vertical</i>	122
Figure V.10. <i>Les valeurs du déplacement horizontal</i>	122
Figure V.11. <i>Les vecteurs déplacements</i>	123
Figure V.12. <i>Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par colonnes sur le contour</i>	123
Figure V.13. <i>Les valeurs du déplacement vertical</i>	124
Figure V.14. <i>Les valeurs du déplacement horizontal</i>	124

Liste des figures

Figure V.15. <i>Les vecteurs déplacements</i>	125
Figure V.16. <i>Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par un réseau de colonnes avec un entre-axe de 1.60</i>	125
Figure V.17. <i>Les valeurs du déplacement vertical</i>	126
Figure V.18. <i>Les valeurs du déplacement horizontal</i>	126
Figure V.19. <i>Les vecteurs déplacements</i>	127
Figure V.20. <i>Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par un réseau de colonnes avec un entre-axe de 1.60 et un matelas de 1.00m</i>	127
Figure V.21. <i>Les valeurs du déplacement vertical</i>	128
Figure V.22. <i>Les valeurs du déplacement horizontal</i>	128
Figure V.23. <i>Les vecteurs déplacements</i>	129
Figure V.24. <i>Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par un réseau de colonnes avec un entre-axe de 1.20</i>	129
Figure V.25. <i>Les valeurs du déplacement vertical</i>	130
Figure V.26. <i>Les valeurs du déplacement horizontal</i>	130
Figure V.27. <i>Les vecteurs déplacements</i>	131

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau I.1. <i>Principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [Magnan, 1994].</i>	07
Tableau I.2. <i>Caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités</i>	19
Tableau I.3. <i>Principe et domaine d'application du DSM.</i>	23

Chapitre 2

Tableau II.1. <i>Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étirement latérale) [Dhouib et Blondeau- colonnes ballastées]</i>	45
Tableau II.2. <i>Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées</i>	46
Tableau II.3. <i>Caractéristique du ballast pour colonnes ballastées [Dhouib et Blondeau, Colonnes ballastées].</i>	48
Tableau II.4 : <i>essai d'information-nombre d'essais (DTU 13.2)</i>	49
Tableau II.5. <i>Essais de contrôle-Résistances minimales (DTU 13.2).</i>	50

Chapitre 3

Tableau III.1. <i>Définition du coefficient multiplicateur k.</i>	61
--	----

Chapitre 4

Tableau IV.1. <i>Les caractéristiques géométriques du bac de stockage d'hydrocarbure de Bejaia</i>	97
Tableau IV.2. <i>Les paramètres physiques et mécaniques du bac et du pétrole</i>	97
Tableau IV.3. <i>coupes lithologique des sondages carottés</i>	98

Liste des tableaux

Tableau IV.4. *Catégorie et structure des sols selon le sondage pénétrométrique. (Fascicule 62-V 93).*101

Tableau IV.5. *Les valeurs de facteur de portance K_c en fonction du type et de la classe du sol selon le CCTG-93 et Fascicule-62*102

Tableau IV.6. *Résultats de calcul par la formule de Boussineq*.....103

Chapitre 5

Tableau V.1. Paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe118

Tableau V.2. *Calcul de tassement avant et après renforcement par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.*118

Tableau V.3. Paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe119

Tableau V.4. *Calcul de tassement avant et après renforcement par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.*120

Tableau V. 5. *Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées*....120

INTRODUCTION GENERALE

Les vingt dernières années ont vu la recherche se consacrer en grande partie au développement et à la mise à disposition du plus grand nombre de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols. Une caractéristique des projets menés pendant cette période est d'avoir été axée sur les possibilités d'interaction entre le sol et des inclusions que les géotechniciens qualifient volontiers de « rigides ».

L'édification d'ouvrages sur des zones caractérisées par la présence de sols mous d'origine naturelle comme les alluvions bordant les lits de cours d'eau anciens ou existants, ou anthropiques comme les zones de décharges, pose des problèmes techniques spécifiques, indissociables des exigences des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre relatives aux coûts et délais de réalisation des travaux.

Les colonnes ballastées constituent une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Un matériau granulaire est introduit dans le sol, puis compacté, pour constituer des colonnes verticales. Ce traitement permet d'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol, d'augmenter la capacité portante du site, de réduire les tassements sous charges appliquées, de diminuer le temps de consolidation en accélérant le drainage, de participer à la stabilité générale des remblais et de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

Le premier objectif de ce mémoire consiste en la recherche bibliographique, en présentant en premier lieu les différentes techniques de renforcement des sols, puis la technique des colonnes ballastées avec les différentes étapes de leur dimensionnement, ainsi que la présentation de leurs modes de ruptures.

Le second objectif a été de définir et de valider, à partir de l'ensemble des résultats obtenus in-situ et en laboratoire (étude géotechnique) une méthodologie analytique en utilisant la méthode de Priebe et numérique qui a été réalisée en deux dimensions, en axisymétrie de révolution, à partir du logiciel FLAC 2D.

Le présent mémoire comprend cinq (05) chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la définition de quelques techniques d'amélioration de sols les plus utilisées à l'heure actuelle ;

Introduction générale

Le deuxième chapitre présente la technique de renforcement des sols par colonnes ballastées ainsi les divers procédés de mise en œuvre, leur domaine d'application et le choix des matériaux constitutifs des colonnes et du matelas.

Le troisième chapitre concerne le dimensionnement des colonnes ballastées et leur disposition, aussi analyse leur comportement en décrivant les modes de déformations axiales et radiales ainsi que les modes de ruptures.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude géotechnique et géologique. Définir les paramètres géotechniques du sol du projet en question et son contexte géologique.

Le cinquième chapitre fait l'objet de l'étude numérique du bac de stockage de pétrole renforcé par colonnes ballastées, à l'aide du code de calcul FLAC 2D, et une étude analytique par la méthode de PRIEBE, ensuite la discussion et l'interprétation des résultats.

I.1. Introduction

Dans le contexte géologique, il existe différents types de sols et les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une amélioration en profondeur de certains terrains et cela pour qu'ils puissent recevoir des ouvrages de grande importance projetés sans qu'il n'y ait de problèmes vis-à-vis de la stabilité ou des déformations. Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre ces problèmes là. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des inclusions de bois dans les sols de faible portance. D'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Les techniques modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées dans le cadre de la gestion et de la valorisation du patrimoine foncier. C'est ainsi que certains terrains, dont la seule valeur intrinsèque peut être représentée par leur emplacement unique, peuvent gagner une valeur ajoutée importante grâce à ces techniques.

I.2. Objectif du traitement

L'objectif attendu de ces techniques est la pérennité de l'ouvrage, la réduction des risques d'instabilité par la réduction des tassements et l'augmentation de la capacité portante du sol en améliorant ces caractéristiques mécaniques, le facteur économique du projet demeure aussi un paramètre de décision.

Après amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de construire :

- des aéroports (sécurisation des terrains supportant les pistes, hangars, zones de frets) ;
- des zones commerciales ;
- des complexes industriels ;
- des silos de stockage ;
- des raffineries (réservoirs, etc...) ;
- des zones d'habitation.

I.3. Domaines d'application des techniques d'amélioration des sols

Chaque technique de traitement de sol, a un domaine d'action restreint qui dépend des conditions géologiques et hydrogéologiques du site, mais aussi de l'état de compacité et de consolidation du sol en place.

Les sols fins mous et compressibles (argiles molles, vases..) se caractérisent par des tassements excessifs, tassements différentiels, et des déformations à long terme.

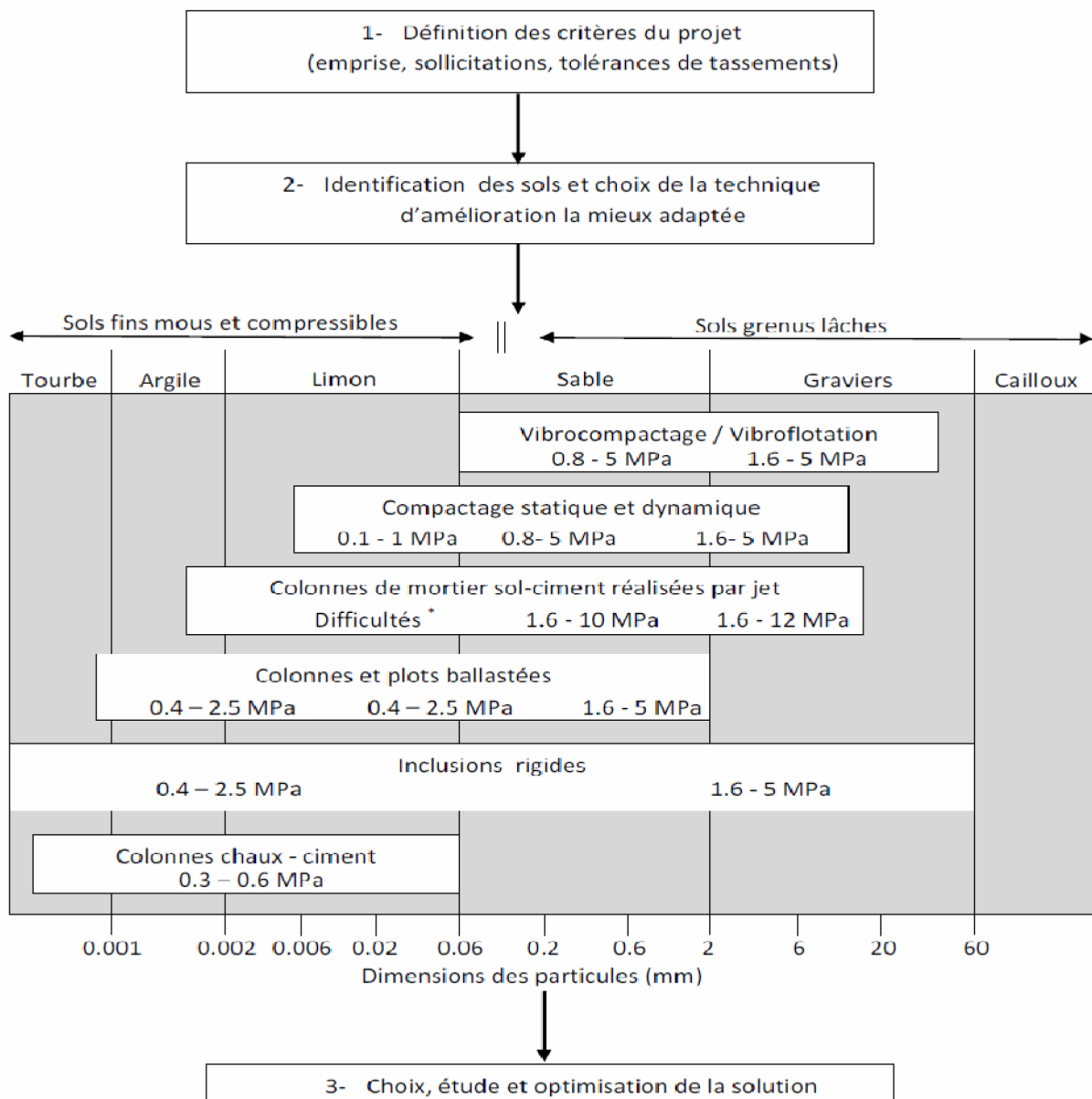
Dans le cas des sols grenus (sables), la forte perméabilité fait que l'on observe une augmentation des surpressions interstitielles dans ces sols, dans le cas de liquéfaction, généralement provoqué par des sollicitations sismiques.

L'application des techniques d'amélioration des sols est directement liée à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience acquise dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes [Dhouib et Blondeau, 2005] :

- ❖ Il est possible de procéder à des compactages dynamique, statique (dit aussi compactage horizontal statique (CHS) ou par vibration radiale (vibroflottation ou vibrocompactage), ou réaliser des colonnes de mortier sol- ciment (Jet- Grouting) dans des matériaux sablo graveleux plus ou moins fins ;
- ❖ Lorsque les sols à compacter, présentent un fuseau granulométrique fins à très fins, à la limite des procédés de compactage, cela correspond au début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol chaux- ciment.
- ❖ La réalisation des colonnes ballastées est subordonnée à l'existence d'une étreinte latérale suffisante et pérenne mobilisable par le milieu traité pour éviter l'expansion latérale du ballast dépourvu de cohésion (matériau grenu) ;
- ❖ Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas nécessaire ;

- ❖ Dans le cas des sols organiques caractérisés par des teneurs élevées en eau naturelle, une solution de colonnes chaux - ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptée, lorsque la teneur en eau naturelle est faible cette technique peut être employée par voie humide (Deep soil mixing).

La figure I.1 illustre la structure des domaines d'application des méthodes de traitement de sols en référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône au pénétromètre statique.



* utilisation de grande énergie ou double-jet.
(Les chiffres indiqués dans la figure sont des résistances de cône q_c)

Figure I.1. Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité (Dhouib et Blondeau, 2005).

I.4. Le renforcement des sols

De nos jours, les sols de bonnes qualités se font de plus en plus rares, pour la réalisation des différents types d'ouvrages, ainsi pour répondre à la demande. D'où la nécessité de recourir à des techniques de renforcement s'est avérée indispensable afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages.

Ainsi, le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

I.5. Techniques d'amélioration des sols

Les sols compressibles (argiles, limons, vases, tourbes) et les sols pulvérulents, lâches (sables fins) issus des dépôts alluvionnaires récents sont généralement présents dans les vallées et autour des fleuves. De nos jours, il est devenu inévitable qu'autour de ces zones se développent les réseaux routiers, autoroutiers, ferroviaires et zones d'activités industrielles.

Des techniques relativement récentes peuvent être utilisées pour traiter de tels sols afin d'améliorer leurs caractéristiques géomécaniques et de permettre la construction d'ouvrages. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit (ASEP-GI, 2004) :

- ✓ Technique d'amélioration du sol en place (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation par pré-chargement des sols fins et des sols organiques, drains verticaux, pré-chargement par le vide, électro-consolidation ;
- ✓ Injection des sols grenus et sols fins ;
- ✓ Amélioration des sols pas inclusions verticales (colonnes ballastées, inclusions rigides, colonnes à mortier sol-ciment réalisé par jet (jet grouting), colonnes de sol traitées à la chaux et/ou au ciment) ;
- ✓ Congélation des sols.

La démarche d'application de chaque technique d'amélioration des sols comporte quatre étapes (Dhouib et al. 2004) :

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

Tableau I.1. Principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais. [Magnan, 1994].

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

I.6. Présentation des différentes techniques de renforcement

Cette partie sera consacrée à part entière à l'étude bibliographique de certaines méthodes de renforcement de sol.

I.6.1. Substitution des sols

La technique consiste à décaisser les sols de faibles caractéristiques physico-mécaniques et de les substituer par un matériau d'apport de meilleures qualités géotechniques mis en œuvre suivant un procédé de compactage approprié.

Domaine d'application

Cette méthode est utilisée dans le cas des couches médiocres de faible épaisseur. Le matériau de substitution est en général de nature pulvérulente (TVO, tuf,...), sélectionné suivant un fuseau granulaire normalisé et le taux de particules fines argileuses est limité.

I.6.2. Le pré chargement

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive p_f , augmentée éventuellement d'une surcharge p_s qui assure tout ou partie des efforts appliqués illustrés par la figure (I.2) :

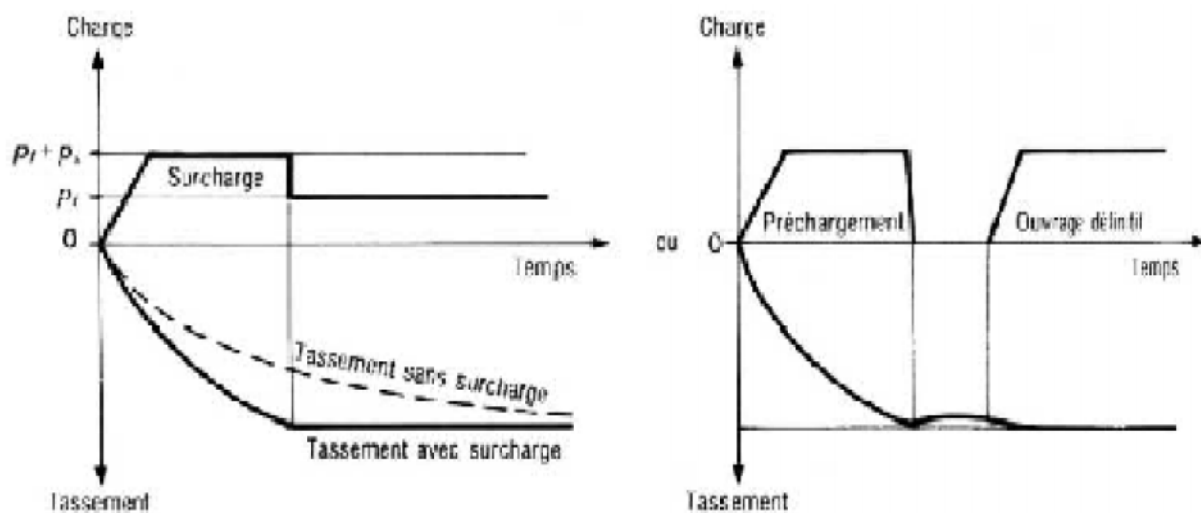


Figure I.2. Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.

a) Buts de la technique

- 1) Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans se redouter des tassements absolus ou différentiels importants à moyen ou à long terme;
- 2) Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.

b) Domaine d'application

Le pré chargement est utilisé pour les sols fins ainsi que pour les sols grenus, car la perméabilité élevée de ces derniers, permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus courts.

I.6.3. COMPACTAGE

❖ Compactage dynamique par pilonnage :

Elle consiste à laisser tomber un pilon pesant entre 10 à 40 tonnes (figure I.8) manipulé à l'aide d'une grue, en chute libre sur une hauteur de plusieurs dizaines de mètres qui ne dépasse pas 35 mètre au-dessus de la surface de travail.



Figure I.3. *Pilonneuse de 1600tm.*

Le domaine d'application

Ce procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air fermé (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Les sols présentant des caractéristiques de consolidation à long terme sous l'application de charges, tels que les argiles et sols organiques, ne répondront pas favorablement au traitement.

Le compactage dynamique s'est révélé particulièrement efficace, pour développer des sites jadis considérés comme impropres à la construction, en raison des difficultés techniques ou des coûts élevés, que représentaient les méthodes de fondation conventionnelles. C'est le cas notamment des sites où des remblais hétérogènes ont été déversés à tout hasard et que l'on retrouve en fortes concentrations à la périphérie de grands centres urbains, dans les carrières abandonnées, dans les zones portuaires ou pour des édifices résidentiels de prestige construits sur des terrains gagnés sur les rivières ou la mer.

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

- assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, 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 les pentes, barrages, digues, etc. ;
- réduire les vides dans les dépotoirs ;
- défoncer les cavernes et mines abandonnées ;
- densifier les sols marins et les remblais placés sous l'eau ;
- et comme 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.



Figure I .4. *Exemple de chantier de compactage dynamique.*

❖ Vibroflottation (vibrocompactage)**Objectif**

La vibroflottation, une forme de vibrocompactage, a été développée en Europe durant les années 30. Utilisée dans sa version originale, la méthode permet de densifier des sables et graviers dont la teneur en particules fines ne dépasse pas 12 à 15 %, au moyen de vibrations à haute fréquence.

La vibroflottation vise à densifier des sols lâches, tant sur terre ferme que sous l'eau, par l'application de vibrations à haute fréquence. De plus, les variantes du procédé permettent le remplacement partiel de sols traités et/ou leur renforcement au moyen de colonnes de pierre. La vibroflottation comporte trois techniques distinctes : le vibroeffoulement, le vibroremplacement et le vibrocompactage.

Principe

Le principe d'exécution comporte les étapes suivantes:

- ✓ Le vibreur, avec l'aide de l'eau de lancement, est foncé jusqu'à la profondeur désirée ;
- ✓ La zone de compactage est un cylindre de sol, d'un diamètre pouvant atteindre plusieurs mètres (2 à 4m) ;
- ✓ Le cône provoqué par la vibration est rempli par un matériau d'apport de sable ou de gravier ;
- ✓ La finition consiste à régler la plate-forme.

Cette méthode de compactage fait appel à un vibreur électrique (Figure I.10, I.11) de 30 à 40cm de diamètre et 3 à 5m de longueur, pesant entre 3 à 6 tonnes, consiste en une sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibreur dans sa pointe inférieure. 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. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. Cette technique permet de compacter facilement une couche de sol de 8 à 10 m d'épaisseur et même dans certains cas de 30m d'épaisseur.



Figure I .5.*Vibrateur électrique*



Figure I.6.*Réalisation d'un chantier à la vibroflotation (Vibrateur électrique).*

Domaine d'application

Cette technique s'applique aux sols grenus dans un état lâche à assez peu compact pour les densifier au dessus et au-dessous de la nappe (figure. I.12).

Pourcentage du
passant

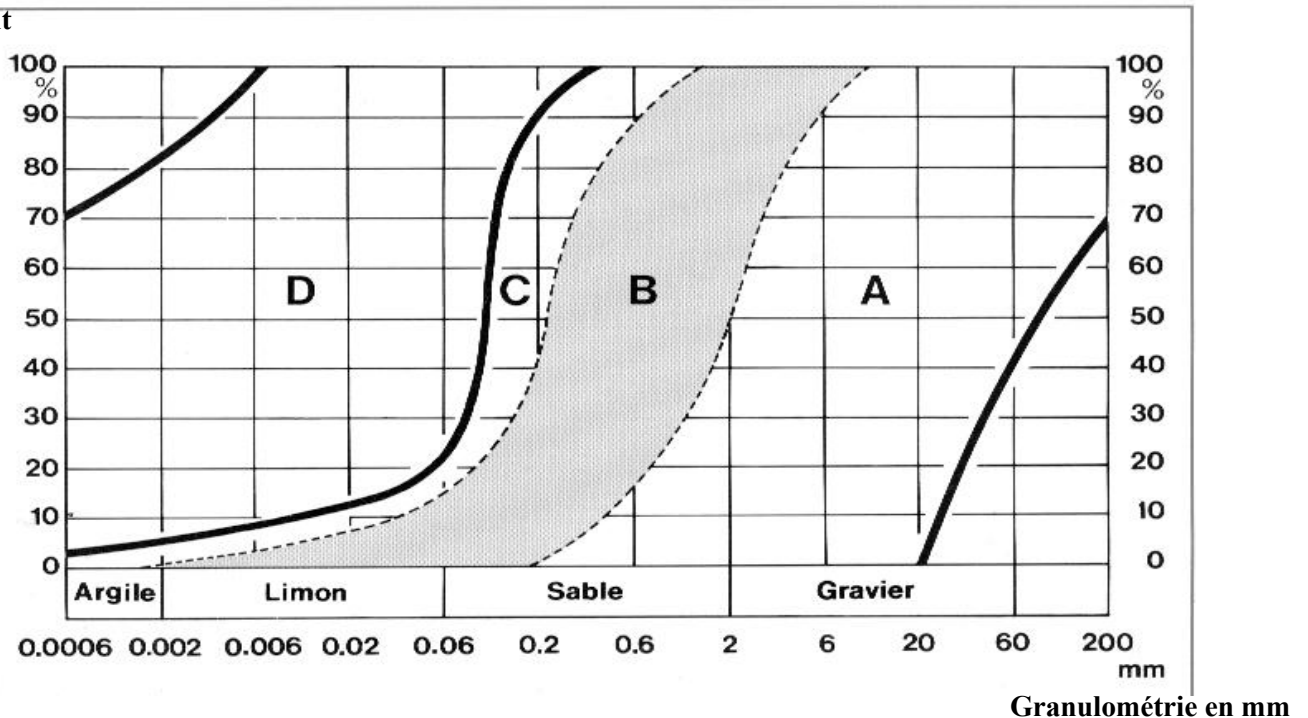


Figure I.7. Fuseau granulométrique d'utilisation de la vibroflottation.

Cette méthode est plus particulièrement adaptée à des traitements localisés : amélioration du sol sous les fondations d'un ouvrage d'art, d'un bâtiment, d'un réservoir, d'un remblai mal compacté,....etc.

Avantages et inconvénients

- L'opération est répétée selon un maillage prédéfini selon les objectifs (maillage plus large que pour les injections).
- Intervention d'engins lourds (incompatible avec la plupart des zones urbaines). Pas de contrôle "pas à pas" comme pour les injections.
- Impossible pour les mauvais sols profonds (plafond de l'ordre de 20m).

❖ Compactage dynamique par explosifs

Cette technique est originaire d'U.R.S.S (IVANON, 1967) où la première application rapportée date de 1936. Depuis, plusieurs chantiers importants ont été réalisés dans ce pays et quelques réalisations ont vu le jour aux U.S.A., en Pologne, en France et au pays bas.

Elle vise à augmenter les caractéristiques physiques et mécaniques des sols grenus à la suite d'explosions provoquées au sein de massif à compacter ou à consolider, lesquelles ont une action complexe.

- la cavité gazeuse et les ondes de choc créées lors d'une explosion se diffusent dans le massif en provoquant la destruction du squelette du sol, dont les grains connaissent un réarrangement plus ou moins rapide et plus ou moins important ;
- ce réarrangement entraîne une augmentation de densité qui dépend de la nature de sol et de sa perméabilité, de la puissance et de la position des charges ainsi que du confinement du volume traité ;
- On brise la structure des sols cohésifs qui sont fluidifiés, de ce fait peuvent se déformer, donc se compacter plus aisément.

Pendant l'explosion on observe un soulèvement de la surface (plus au moins marqué selon la puissance et la position des charges) et dans certains cas l'apparition d'eau expulsée du sol ce qui traduit l'augmentation des pressions interstitielles. La dissipation de ces pressions interstitielles est, en général, rapide de fait de la perméabilité élevée des sols traités.

La densité et la puissance des charges mises en place, sont souvent fixées de manière expérimentale.

Domaine d'application

Cette méthode est surtout utilisée pour compacter les sols grenus propres et saturés, très peu ou peu denses. Il faut signaler qu'elle peut être utilisée non seulement pour les sables lâche mais également pour des matériaux cohésifs (argile molle et vases), il semble cependant que l'état des connaissances n'est pas suffisant pour déterminer.

Cette technique ne permet pas de traiter la partie supérieure de deux à trois mètres de profondeur.

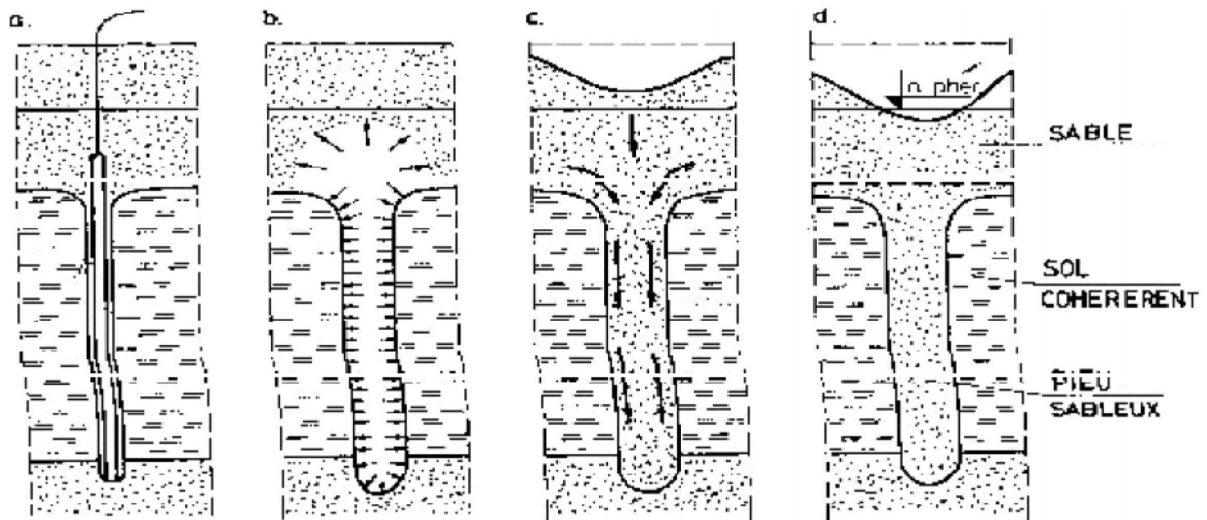


Figure I.8. Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosifs.

I.6. Les Inclusions Rigides (IR)

L'inclusion rigide constitue une alternative intéressante aux techniques plus traditionnelles telles que le pré-chargement ou la mise en place de drain vertical. Cette technique consiste à mettre en place un réseau d'inclusions à travers les couches compressibles afin de transférer les charges vers un volume plus rigide.

Par conséquent l'Inclusion Rigide augmente la capacité portante et réduit les tassements du sol. On envisage ce type de fondation pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos. Par cette méthode on améliore les caractéristiques mécaniques du sol trop compressible et on limite les tassements importants de l'ouvrage à construire.

Dans le cas des renforcements de sol par inclusion rigide, on a souvent l'obligation de les armer par des cages d'armatures ou de les associer à un « matelas » afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au vent ou au séisme.

La plus part du temps, la technique d'inclusion rigide est associée à la mise en place d'un « matelas de répartition de charge » entre les inclusions et la surface du chargement. Sa présence va contribuer au transfert des charges vers les inclusions par la formation de voûtes dans le sol granulaire constituant cette partie de l'ouvrage. Ainsi ce matelas assure la répartition des charges entre les inclusions et le sol compressible. Ce qui va permettre de diminuer et d'homogénéiser les tassements en surface du massif de fondation.

❖ Mécanismes de fonctionnement

Le dimensionnement du réseau d'inclusions et du matelas de transfert de charge doit être réalisé d'une manière à ce que les inclusions reçoivent une plus grande partie de la charge appliquée que celle reprise par le sol.

- 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 sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leurs têtes mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant, lorsque celui-ci se tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.
- Le matelas a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques. Quant à sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques, elles sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

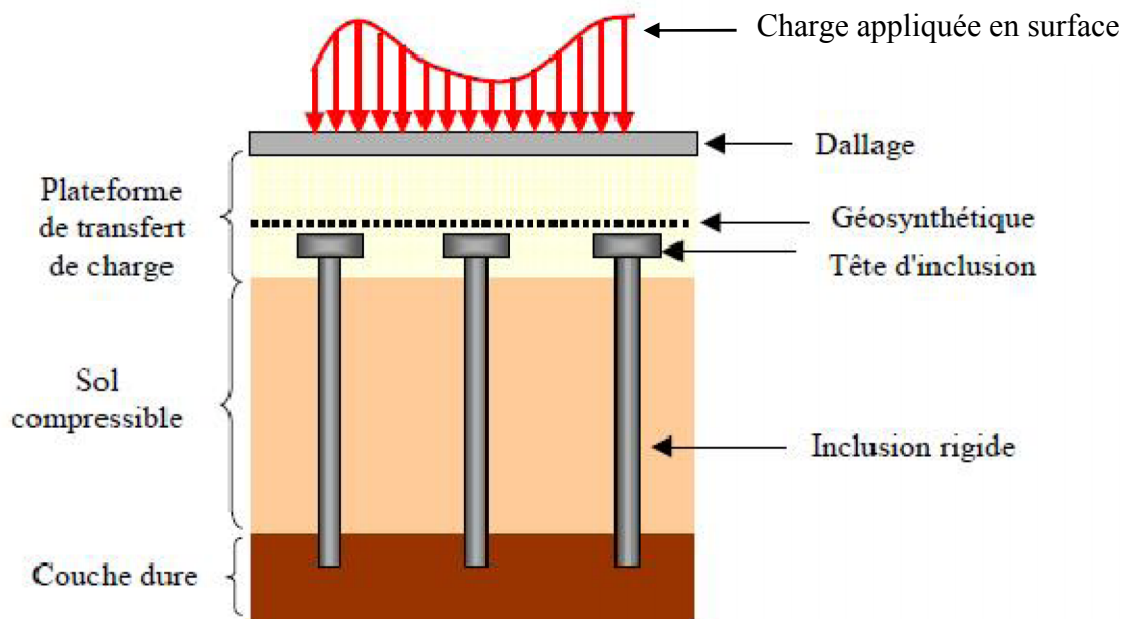


Figure I.9. Schéma de principe d'un renforcement par Inclusions Rigides.

Diverses études montrent que le développement de ces voûtes suppose que le matelas ait une résistance au cisaillement et une hauteur suffisante. Les tassements sont également dépendants du module de déformation.

❖ **Matelas de répartition**

Le matelas de transfert de charge est généralement constitué soit par un matériau noble comme les graves ou le ballast, soit par des matériaux traités à la chaux ou au ciment (afin d'en augmenter les propriétés mécaniques), plus rarement il est constitué par un matériau grossier.

Cette dernière option est certainement la moins onéreuse contrairement à l'utilisation de matériaux nobles. Cependant il n'existe aucune étude concernant le développement des mécanismes de report de charge en fonction de la nature du sol constituant le matelas (*Briançon et al., 2004*). La bibliographie concernant les ouvrages renforcés par des inclusions rigides ne fournit quasiment pas d'informations ou de données caractérisant le matelas de transfert de charge.

❖ **Mise en œuvre**

Il existe de nombreux procédés pour la réalisation des inclusions rigides qui varient en fonction du type de pieu choisit pour le renforcement. Selon les propriétés mécaniques et géotechniques de la couche compressible le choix du type d'inclusion est envisagé. On retrouve des inclusions pouvant être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil-mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

❖ **Domaine d'application des inclusions rigides**

La technique de renforcement des sols compressibles par des inclusions rigides a connu un grand essor depuis ces dernières décennies.

La figure I.16 montre les différents domaines d'application : remblais routiers ou ferroviaires industriels, les remblais d'accès à des ouvrages d'art, les fondations pour les plates formes industrielles, réservoir de stockage ou station d'épuration.

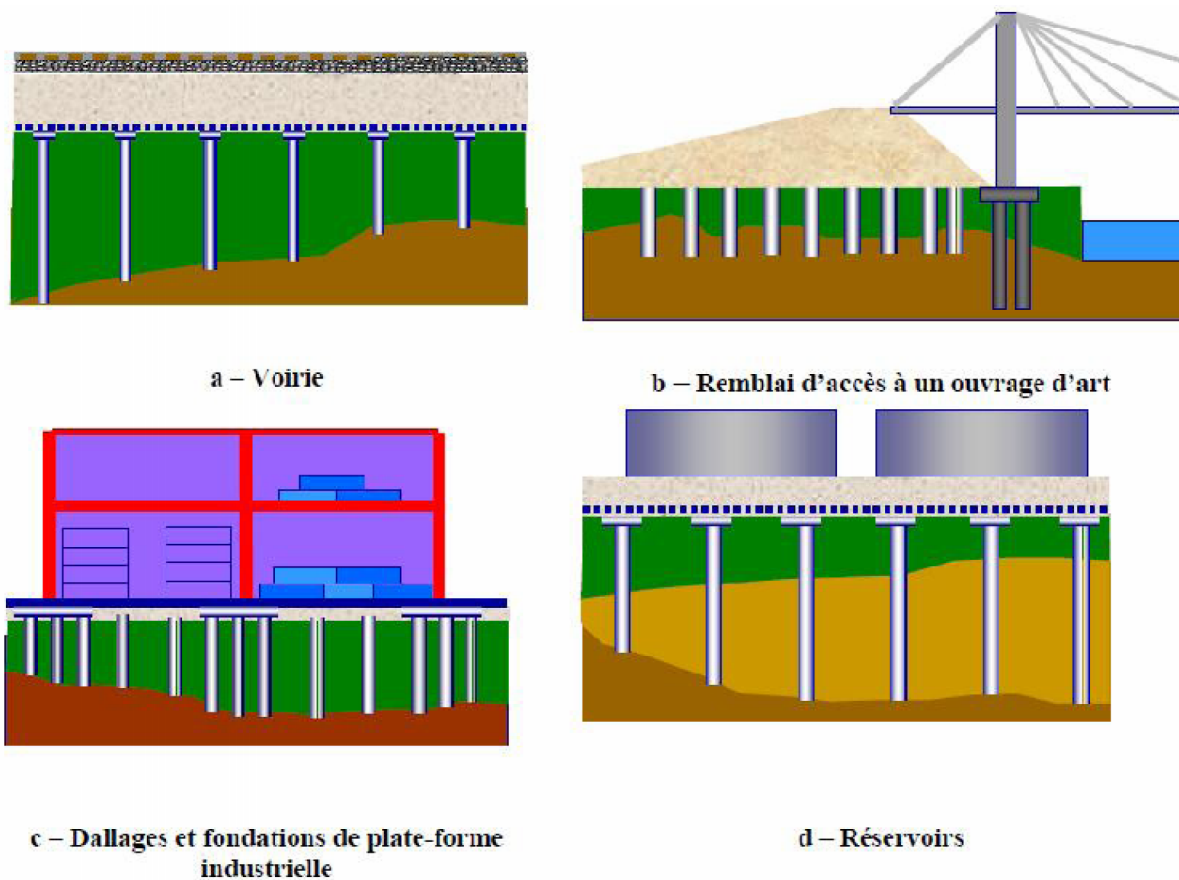


Figure I.10. *Domaine d'application des inclusions rigides (Orianne J. (2005)).*

I.7. Inclusions par mélange d'un liant avec le sol

Les inclusions par mélange d'un liant avec le sol dites "inclusions par mixing" permettent de réaliser des colonnes de sols stabilisés qui, étant donné les performances mécaniques généralement obtenues, peuvent s'apparenter aux inclusions rigides. Ces techniques ont été développées d'une part pour le renforcement des sols compressibles et d'autre part pour leur stabilisation, cette seconde application ne rentrant pas dans notre cadre d'étude.

Parmi les différentes méthodes de "mixing", qui peuvent être obtenues par différentes techniques: mécaniques, hydrauliques, avec ou sans air..., on trouve les dénominations suivantes:

- Jet Grouting;
- Soil Mixing ;
- Deep Cement Mixing (DCM);
- Deep Soil Mixing (DSM);

- Lime Columns (LC) et Lime Cement Columns (LCC) ;
- Colonne à module mixte.

L'objectif des méthodes de traitement des sols par "mixing" est de modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques en réalisant des colonnes rigides ou semi-rigides.

Le module d'élasticité et la résistance à la compression simple sont typiquement 5 à 10 fois inférieurs à ceux du béton. Tous les sols peuvent être traités, cependant les sols contenant plus de 10% de tourbe doivent être préalablement testés. Le tableau I.2 présente les caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités.

Tableau I.2. *Caractéristiques de résistance et de perméabilité de différents sols traités*

Type de sol	Ciment incorporé	Résistance à la compression simple	perméabilité
Vases, tourbes	240 à 400 Kg/m ³	70 à 350 KPa	1.10 ⁻⁶ cm/s
Limons organiques et argiles	160 à 260 Kg/m ³	350 à 1400 KPa	5.10 ⁻⁷ cm/s
Limons cohérents	120 à 240 Kg/m ³	700 à 2100 KPa	5.10 ⁻⁷ cm/s
Sables limoneux et sables	120 à 240 Kg/m ³	1400 à 3500 KPa	5.10 ⁻⁶ cm/s
Sables et graves	120 à 240 Kg/m ³	3000 à 7000 KPa	1.10 ⁻⁵ cm/s

I.7.1 Jet Grouting :

L'idée du jet grouting est née au Royaume-Uni à la fin des années 50, c'est un procédé de construction utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide. Il ne s'agit donc pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt de procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis visant à former un «béton de sol» in situ dans la masse du terrain.

Le traitement se déroule en trois (03) étapes essentielles à savoir le forage, le jet et l'injection comme c'est montré sur la figure I.11.

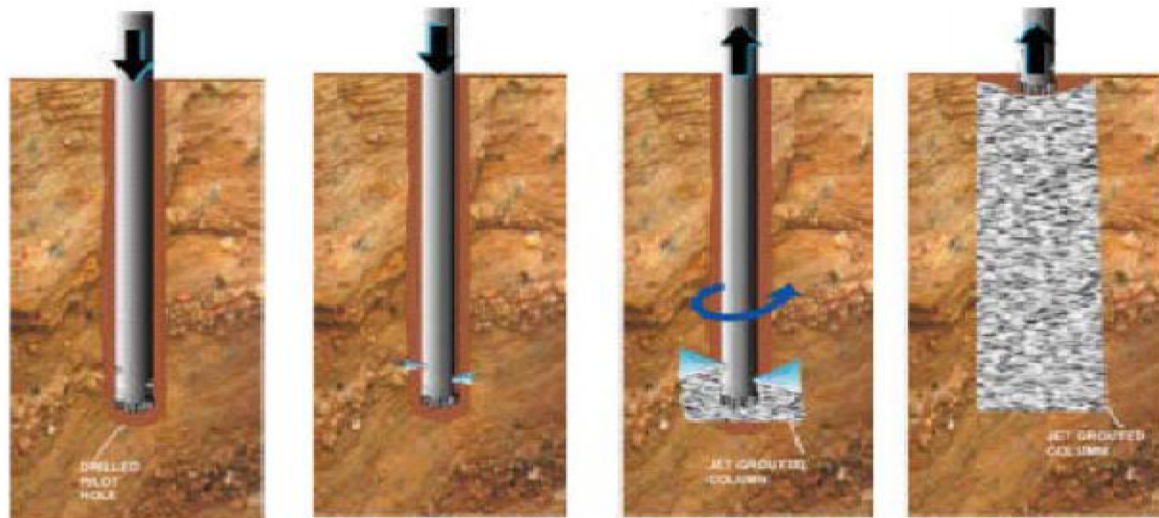


Figure I.11. *Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.*

Le jet grouting peut être réalisé de trois façons différentes (figure I.11) la méthode à utiliser est déterminée en fonction du type de terrain prédominant, ainsi que la qualité recherchée des éléments de jet grouting (jet simple, jet double et jet triple).

1.7.2 Deep soil mixing (DSM)

Définition

Elle consiste à mélanger mécaniquement le terrain en place avec un coulis injecté sous basse pression. Ceci est réalisé avec un ensemble de colonnes de sol stabilisé. La stabilisation du sol des colonnes est formée par une série de puits de mélange, guidée par une grue. (Grout, slurry) et pompée à travers la tige creuse de l'outil et injecté dans le sol à son extrémité. Cette technique utilise un système de tarière (une ou multiple) foré dans le sol (figure I.12). Les axes des tarières se chevauchent les uns dans les autres et forment un mélange continu de chevauchement de colonne (figure I.13). Le brassage continu avec l'outil malaxeur garantit une très bonne homogénéité de l'inclusion. Lorsque la profondeur est atteinte, l'outil est retiré et le processus de mélange est répété sur le chemin de la surface.

Objectif

- * L'amélioration de la capacité portante, ou la résistance au cisaillement du sol, d'où il sera capable de résister à des pressions hydrostatiques différentes et aux différents chargements effectués sur sol.
- * Modifier le sol afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques, en réalisant des colonnes rigides ou semi rigide.



Figure I.12. *Types d'équipement utilisés contenant trois tarières chevauchantes.*

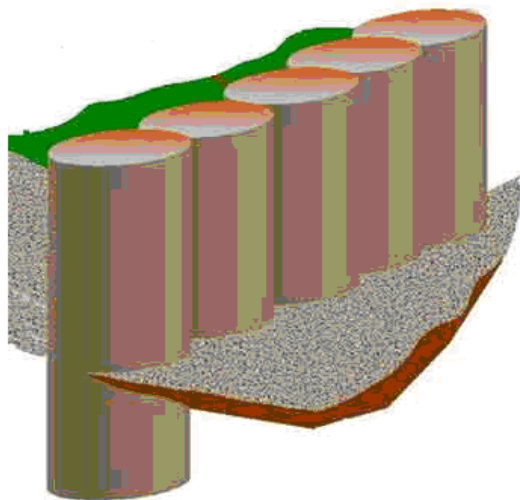


Figure I. 13. *Schéma illustrant les colonnes chevauchantes stabilisées de DSM.*

Domaine d'application

Deep soil mixing (DSM) est une technique d'amélioration des sols, utilisée pour la construction de murs de soutènement ou le traitement des sols mous in situ. Les colonnes ainsi obtenues servent au transfert en profondeur des charges de bâtiments, de remblais ou de digues et peuvent également être imbriquées pour fournir une paroi étanche in-situ stabilisée.

Technique de mise en œuvre

Le mélange de sol s'effectue comme suit (Figure I.14):

- Rotation d'un outil de mélange (Figure I.15), tout en forant dans le sol.
- Rotation inverse de forage, effectuée en même temps que le liant est injecté et mélangé avec le sol. L'outil reste sur le fond du trou, en tournant pour

approximativement 0.5 à 2 mn pour un mélange complet. Après il est élevé en continuant à pomper le liant à un taux réduit. Le retrait est à deux fois la vitesse de pénétration typiquement, 4pieds à 10pieds (1m à 3m) par minute.

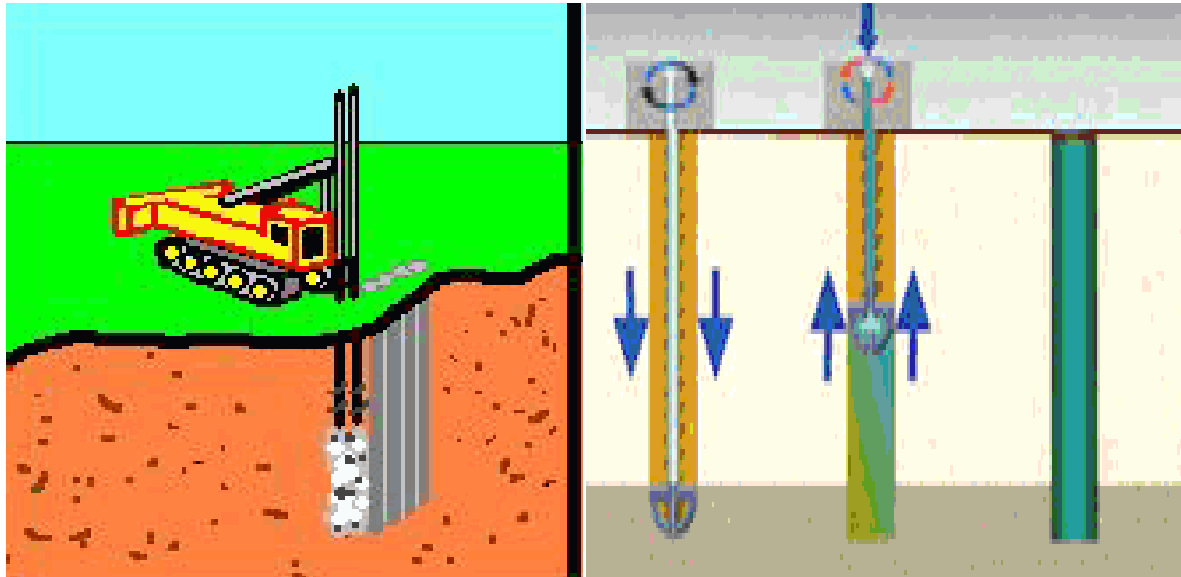


Figure I.14. *Technique de mise en œuvre de DSM.*

Dans le cadre du mouvement de rotation, le sol est mélangé avec le coulis et une réaction immédiate commence. Le diamètre de la colonne du mélange de sol varie entre 500 mm à 1000 mm et des longueurs jusqu'à 25m peuvent être construites de façon contrôlée, en hauteur et en profondeur.

La tarière est tournée dans la terre, typiquement à 10-20 tr/min, lentement et avancé de 2 à 5pieds (0.5 à 1.5m) par minute.



Figure I.15. *Vue de l'outil ancré dans le sol.*

On pourra aussi citer le Deep soil mixing à sec ;

Le mélange de sol à sec est un système de traitement de sol très efficace pour améliorer la performance d'argile molle, la tourbe et d'autres sols faibles. En variant la proportion de la chaux, du ciment et des adjonctions, une gamme de force gain peut être réalisée. Les plus grandes améliorations peuvent être réalisées dans des sols minéraux à faible teneur en humidité. Très bons résultats peuvent également être réalisés dans les argiles sensibles.

Tableau I.3. Principe et domaine d'application du DSM.

Résumé : Deep Dry Soil Mixing (DSM à sec)	
Principe	<ul style="list-style-type: none"> • La stabilisation des produits chimiques
Applicable aux sols	<ul style="list-style-type: none"> • Silt limon argileux ; • Argile marine ; • Argile sensible ; • Vase ; • Tourbes.
Effets	<ul style="list-style-type: none"> • Augmentation de la résistance au cisaillement ; • Augmentation de la rigidité.
Les applications	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation profonde ; • Routes et talus de chemins de fer ; • Murs de quai.
Profondeur	<ul style="list-style-type: none"> • 25 m

Avantages et Inconvénients

- Traitement des sols donc il en résulte de faible perméabilité ;
- Améliorer le support d'excavation ;
- S'adapter à plusieurs types de sol (argiles molles, tourbe,)

Cependant, il est limité aux moyens et aux grands projets à cause du coût élevé de la conception.

- 1) On remarque sur cette figure des poches sur un bloc de sol durci produites lorsqu'il y a eu un mélange insuffisant où le sol-ciment n'a pas été intentionnellement et soigneusement mélangé.

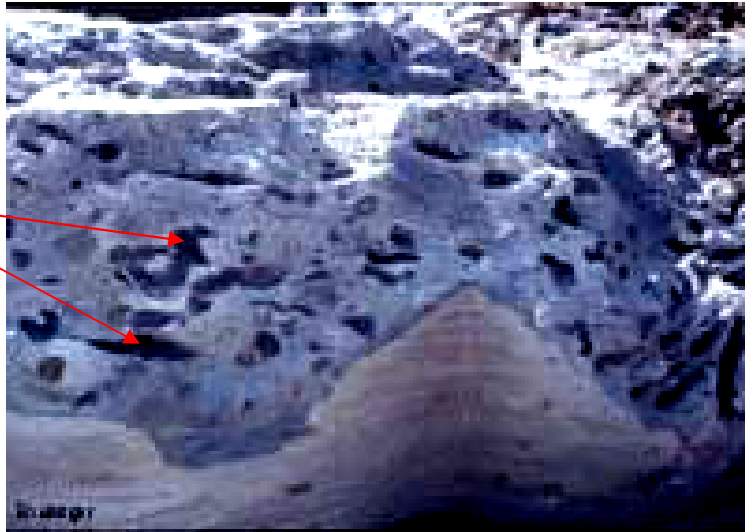
Poches

Figure I.16. *Poches sur un bloc de sol durci.*

- 2) Une faute de conception des colonnes ou un mauvais contrôle provoque un non chevauchement des colonnes, contrairement aux réglementations qui exigent un même et un chevauchement bien déterminé.

Non chevauchement

Figure I.17. *Non chevauchement des colonnes.*

I.7.3 Lime Cement Columns ou Deep Cement Mixing

Les colonnes de sol traitées à la chaux et au ciment (Lime Cement Columns) sont couramment utilisées dans les pays scandinaves. Une conférence internationale portant uniquement sur ce sujet a même eu lieu à Stockholm en 1999. Une présentation complète de cette méthode a été faite par Broms B.B. (2001). Une technique similaire, dénommée Deep soil Mixing (Deep Cement Mixing ou Deep Lime Mixing) a été développée au Japon. La réalisation d'une colonne de sol traitée à la chaux et au ciment passe par deux étapes :

- 1) l'instrument de malaxage (Figure 18a) est tout d'abord vissé dans le sol jusqu'à une profondeur correspondant à la longueur désirée des colonnes ; la longueur maximale est de l'ordre de 15 m ;
- 2) l'instrument est lentement retiré (avec une vitesse inférieure à 2,5 cm/tr) et la chaux vive et le ciment sont incorporés au sol par des trous localisés juste au-dessus de l'instrument.

La (figure 18b) présente une photographie d'une colonne excavée.



Figure : 18a



Figure : 18b

Figure I.18. Instrument de malaxage utilisé pour les Lime Cement Columns et colonne excavé.

Les deux courbes de la (figure I.19) illustrent d'une part l'efficacité des LCC en terme de tassement sous un remblai : le tassement total est réduit de 2/3 ou plus, et d'autre part en terme de gain de temps pour stabiliser l'ensemble puisque le temps de tassement complet est divisé par un facteur 4.

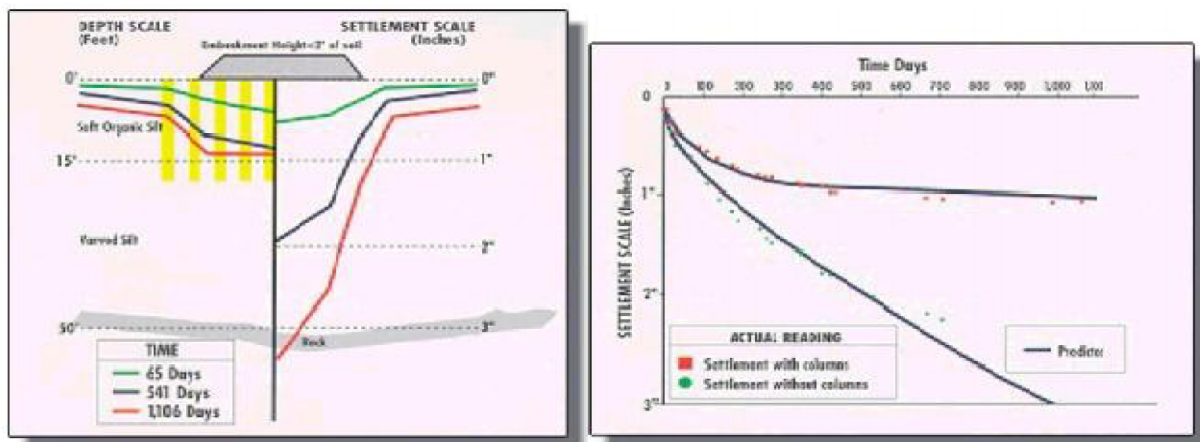


Figure I.19. Exemple de tassement sous remblais : comparaison avec et sans colonnes

Pour évaluer cette méthode, plusieurs expérimentations ont été réalisées. En particulier, une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée en France sur le site de Limay (78) entre 1981 et 1982 pour tester l'efficacité du renforcement de sol compressible par traitement de colonne à la chaux (Delfaut et Soyez, 1990). Cette expérimentation avait pour objectif de rassembler les données expérimentales en vue de déduire par extrapolation le maillage optimal à effectuer lors du traitement de sols compressibles susceptibles de supporter des installations industrielles ne tolérant que des tassements donnés sous une charge limite fixée par le maître d'œuvre.

Cette méthode de renforcement par colonnes traitées à la chaux s'est avérée efficace malgré une teneur en matière organique entre 4 et 6 %. La théorie sur le comportement du sol traité (similaire à une argile fissurée) élaborée par Broms et Boman (1978) a été vérifiée. En particulier la valeur de la contrainte de fluage $\sigma_{fl}^{col} = (3\text{à}5) \cdot C_{\text{comp-simple}}$ Où $C_{\text{comp-simple}}$ est la cohésion apparente dans un essai de compression simple.

Ce procédé s'est avéré séduisant du fait de la simplicité et de la rapidité d'exécution des colonnes et des faibles moyens en hommes et en matériel nécessaire pour la réalisation du programme d'essai.

I.7.4 Présentation d'une méthode de renforcement de sol par CMM

La colonne à Module Mixte également connue sous le nom de CMM est un procédé d'amélioration de sol breveté et entrant dans la gamme des procédés de l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES. L'ambition de cette nouvelle technique est de combiner les avantages des Colonnes Ballastées et des Inclusions rigides réalisées par refoulement.

a) Caractéristiques générales

Le principe CMM a été exclusivement élaboré et développé en 2006 par l'entreprise KELLER FONDATIONS SPECIALES après plusieurs années de recherches et d'essais effectués.

La Colonne à Module Mixte CMM est une technique de renforcement de sol combinant une inclusion rigide IR en partie inférieure et une colonne souple en gravier refoulé en partie supérieure (colonne ballastée), sur le ou les derniers mètres.

Cette association permet d'accumuler les performances des deux systèmes tout en évitant leurs inconvénients. De plus, elles semblent présenter des avantages pour la construction en zone sismique.

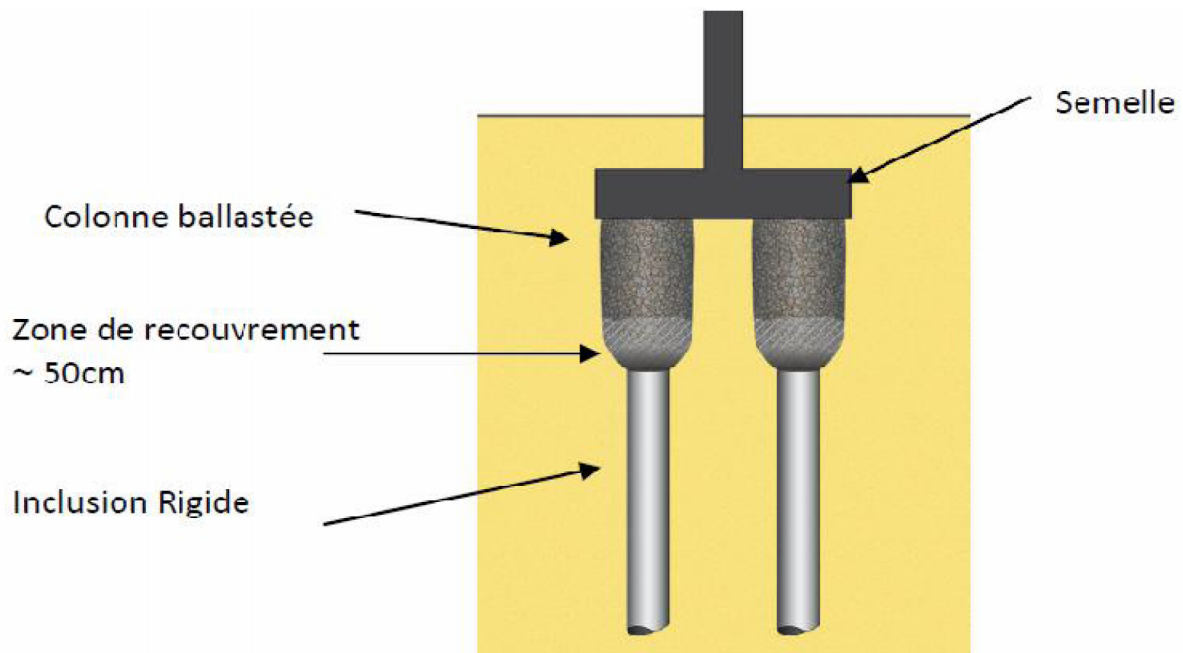


Figure I.20. Principe des CMM sous une semelle.

b) Principe de fonctionnement

Dans le cas des renforcements de sol par Inclusion Rigide, on a souvent l'obligation d'armer les IR par des cages d'armatures ou de les associer avec un matelas afin que le sol renforcé puisse supporter les sollicitations horizontales liées essentiellement au séisme.

Ces inconvénients peuvent être évités grâce à la réalisation de la partie supérieure en gravier refoulé de la CMM.

Celle-ci est plus déformable en interaction avec le sol en place et donc va se comporter comme une zone roulée dissipative qui transmet :

- Moins d'énergie **par effet direct** à la superstructure ;
- Moins d'énergie à la partie inférieure rigides des CMM **par effet inertiel**.

c) Avantages du procédé

Ce procédé améliore les performances du sol de fondation des ouvrages fondés superficiellement en répondant aux spécifications :

- Réduction des tassements du sol ;
- Reprise des efforts Horizontaux et des Moments sans réaliser de matelas intercalaire sous les semelles. La forte résistance au cisaillement de la partie supérieure permet ainsi de reprendre ces efforts horizontaux et moments. De plus en zone sismique, la partie supérieure en gravier permet de jouer le rôle de rotule plastique ce qui amène à dissocier les effets inertiels des effets cinématiques ;
- Augmentation de la capacité portante du sol, en général de 0.2 à 0.3MPa aux ELS ;
- Suppression du phénomène du point dur dans le cas d'un dallage.

Concernant les inconvénients, on arrive à les limiter grâce à la mixité des deux techniques.

Les IR n'ont pas besoins :

- D'être armées en tête car le cisaillement est repris pas les massifs de CMM en partie supérieure ;
- De recépage car les massifs ne reposent plus directement sur les IR. Quant aux semelles ou dallage, ils sont directement coulés sur les colonnes de graviers ;
- D'être surdimensionnées par l'effet des Moments. En effet, ces efforts présents dans la partie rigide de la CMM sont acceptables, les CB reprennent les mêmes efforts qu'un matelas de répartition de forte épaisseur.

d) Domaine d'application

Cette technique de renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction. De plus, le procédé s'applique à la majorité des sols cohérents et pulvérulents. En effet, même les sols de plus mauvaises qualités, constitués de remblais ou fortement organiques en partie inférieure, la CMM permet leur renforcement.

e) Caractéristiques mécaniques**❖ Partie supérieure de la CMM**

Les prescriptions relatives sont celles qui s'appliquent aux Colonnes Ballastées. Les matériaux d'apport doivent être de granulométries contrôlées. Mais le choix se portera uniquement sur les graves naturelles, roulées ou concassées.

Type de classe B de répartition comprenant maximum 5% de fines.

Les sols sont répartis en 4 classes :

Classe A : sols fins

Classe B : sols sableux et graveleux avec fines

Classe C : sols compressibles

Classe D : sols insensibles à l'eau

Le fuseau granulométrique le plus couramment utilisé doit se situer dans le fuseau caractéristique :

$$8\text{mm} \leq D_{\max} \leq 40\text{mm}$$

$$0,25\text{mm} \leq D_{\min} \leq 20\text{mm}$$

Quand aux matériaux de la classe F au sens de la norme NF P 11 300 et de la GTR 92 « sol organiques et sous-produits industriels » (matériaux de démolition F7, Mâchefers d'incinération d'ordure ménagère MIOM F6 ...), ils ne sont pas admis.

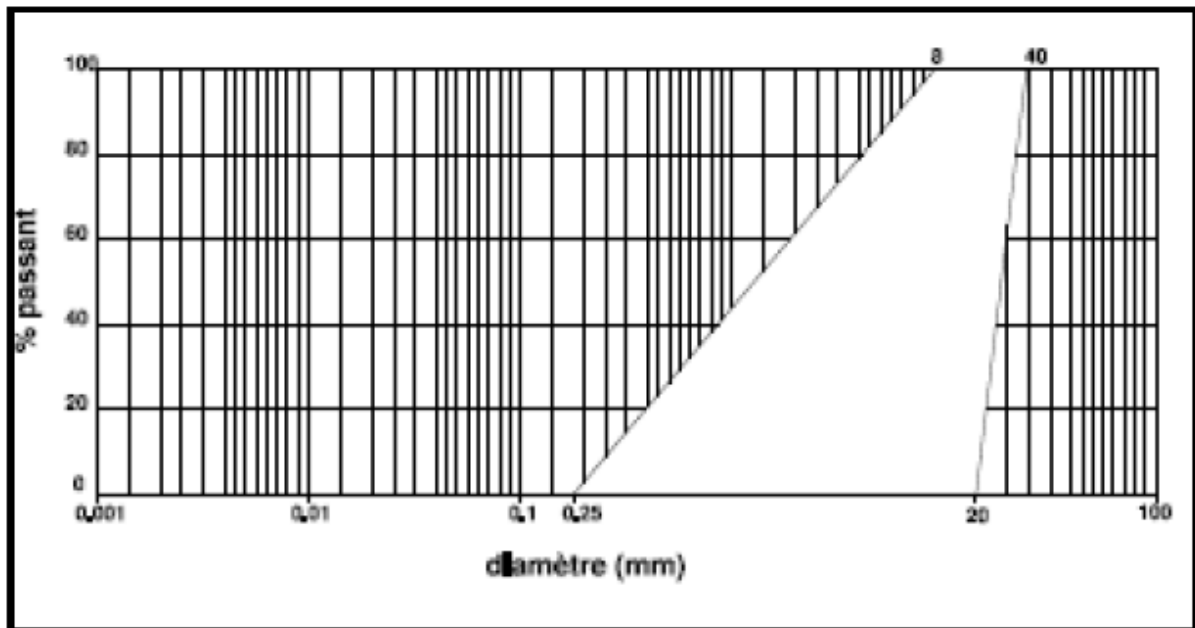


Figure I.21. *Caractéristiques du fuseau granulométrique des CB des CMM.*

Enfin le choix de la granulométrie va dépendre principalement du matériel utilisé. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont particulièrement sensibles. Une granulométrie inappropriée est la source de bouchon dans le tube.

En complément, ce matériau d'apport doit vérifier un certain nombre de caractéristiques validant sa dureté. Il présente les résistances :

$$LA < 35$$

$$MDE < 30$$

$$LA + MDE < 60$$

LA : essai Los Angeles d'après la norme NF P 18573

MDE : essai Micro Deval d'après la norme NF P 18572

❖ **Partie inférieure de la CMM**

Cette partie est constituée d'un béton prêt à l'emploi garantissant l'ouvrabilité et la résistance à la compression simple selon la norme NF EN206-1 (béton à propriétés spécifiques).

Les caractéristiques les plus courantes du béton doivent avoir :

- ✓ Une granulométrie 0-22,4mm
- ✓ Indépendamment de leur origine minéralogique, on classe les granulats en deux catégories qui doivent être conformes à la norme NF EN 12620 et la XP P 18-545 (granulats pour bétons) ;
- ✓ Une classe de résistance à la compression : C8/10 au minimum ;
- ✓ Une classe d'exposition : **X₀**. Cette classification concerne les bétons qui ne sont soumis à aucun risque de corrosion ni d'attaque. Elle ne peut concerner que les bétons non armés ou faiblement armés avec un enrobage d'au moins 5 cm, non soumis au gel ni à l'abrasion, ni à des attaques chimiques ;
- ✓ Une classe d'affaissement ou d'ouvrabilité ; type S3 ou S4.

Quant au choix du ciment, il tient compte de la nature du sol. Le ciment à utiliser doit être conforme à la norme NF EN 197-1. De ce fait, selon l'agressivité du sol en présence autour des CMM on pourra jouer entre différentes catégories :

- Classe 32.5 : CEM II/A, CEM II/B, CEM III/C, CEM V/A-ES
- Classe 42.5 : CEM I-ES, CEM II/A, CEM II/B, CEM III/A

Dans le cas des semelles reposant sur des CMM il n'est pas utile d'intégrer un matelas intercalaire, la partie supérieure en Colonnes Ballastées jouant déjà ce rôle. Ces dernières reposent directement sur les têtes de colonnes.

f) Autres Dispositions constructives

La distance minimale entre deux CMM est au moins égale à trois fois le diamètre de la partie inférieure des CMM et avec un minimum d'un mètre.

1) Phase 1 : Réalisation de la partie dite inférieure :

Cette partie est réalisée à l'aide d'un outil de refoulement développé par KELLER FONDATIONS SPECIALES, monté sur un porteur lourd pouvant être du type :

- Tarière à refoulement;
- Tube vibrofoncé à bout fermé;
- Vibreur Keller type Alpha ou Béta avec incorporation du matériau en base de l'outil servant de tubage provisoire pendant la réalisation;
- Tarière creuse.

Le diamètre de l'outil est à adapter en fonction des objectifs à atteindre. Lorsque l'outil a atteint la profondeur finale, un béton de consistance adaptée est pompé.

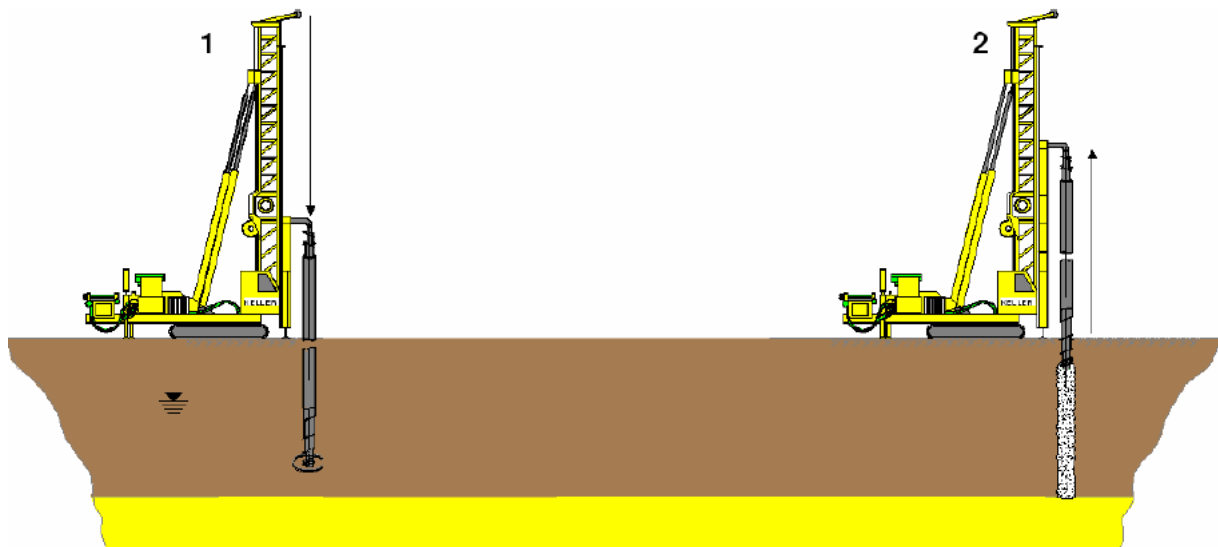


Figure I.22. *Etapes de réalisation 1 et 2.*

Du fait du refoulement, qui évite l'extraction de la terre, ce procédé permet d'obtenir un bon frettage du terrain et n'entraîne pas de remontée significative de déblais

Les arases avant la réalisation de la partie supérieure de la CMM sont contrôlées par la mesure du volume incorporé, ou l'arrêt mécanique du coulage. L'étalonnage est effectué par dégarnissage de la tête de colonne au démarrage du chantier.

Dans un premier temps le forage s'effectue en petit diamètre avec un outil à refoulement, jusqu'à la cote de dimensionnement souhaité. Puis on incorpore le béton pompable par l'âme centrale de la vis tout en remontant l'outil. On procède au contrôle du remplissage par la vérification du volume incorporé ou l'arrêt du coulage mécanique.

2) Phase 2 : réalisation de la partie dite supérieure :

Lorsque l'élément rigide est réalisé à la cote désirée, une Colonne Ballastée est mise en œuvre en partie supérieure de celle-ci. Elle est ainsi réalisée à l'aide d'un atelier spécifique de fabrication KELLER FONDATIONS SPECIALES conjuguant :

- Un vibreur muni d'un tube latéral amenant les matériaux à la pointe de l'outil caractérisé par une puissance limitée à 100 kW et une amplitude inférieure à 10 mm afin de ne pas déstructurer le sol.
- Le porteur est équipé d'un mat rigide garantissant la verticalité de l'outil et une parfaite mise en station dans l'axe de l'inclusion,
- Une poussée statique de l'outil pour permettre l'interpénétration des 2 parties afin d'assurer ainsi une zone de recouvrement garantissant une parfaite liaison.

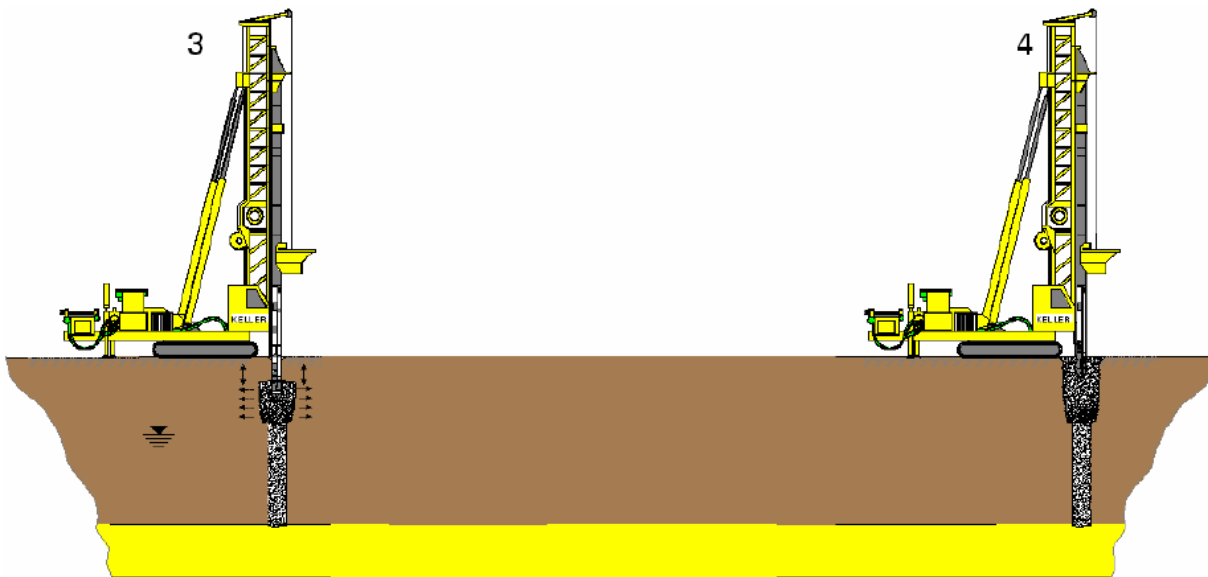


Figure I.23. *Etapes de réalisation 3 et 4.*

La réalisation de la zone de recouvrement se fait par la descente d'un vibreur de colonne ballastée dans le béton frais de l'inclusion rigide sur 0.50cm, ceci définit la hauteur de recouvrement (Zone de transition).

Les granulats sont alors incorporés, compactés et refoulés dans le sol par pénétration d'un vibreur. On procède ensuite par passes successives de l'ordre de 50cm en remontant le vibreur de façon à constituer une colonne continue ayant un diamètre variable suivant la consistance de la couche traversée.

I.7. Conclusion :

Ce présent chapitre nous a montré qu'il existe beaucoup de techniques d'amélioration des sols, qui ont pour but principal d'augmenter la capacité portante du sol en améliorant ses caractéristiques mécaniques. Et chaque technique développe un fonctionnement, un domaine d'application et des avantages et des inconvénients.

La technique de renforcement des sols par colonnes ballastées n'apparaît pas au premier chapitre car elle sera le titre du sujet du deuxième chapitre.

RENFORCEMENT DES SOLS**PAR COLONNES BALLASTÉES****II.1. Introduction**

Parmi les nombreuses méthodes pour renforcer les sols, la mise au point, la construction et le développement de la technique des colonnes ballastées sont intimement liés à la vibroflottation. Au début des années 1930, la vibroflottation a été développée afin de compacter des sables et des graviers, depuis la fin des années 1950 qu'une modification du matériel et de la technique originale a eu lieu, vu la variété des sols à traiter (pulvérulents à cohérents). C'est ainsi qu'une nouvelle technique permettant l'introduction d'un matériau pulvérulent, le ballast, et sa compaction dans des sols à traiter a été inventée et nommée « colonne ballastée ».

A l'origine, l'utilisation des colonnes ballastées était réservée à l'amélioration globale d'un sol cohérent, ou à passage cohérent, afin qu'il puisse supporter des charges réparties (remblais, dallages, radiers...) sans dommage pour la structure ainsi construite. La multiplication des points de compaction crée ainsi un réseau d'inclusions souples ou semi-rigides. De nombreuses publications font état de la réalisation de colonnes ballastées sous des ouvrages de grandes dimensions (Barksdale et Bachus, 1983, Degen, 1998, etc.) et de leur dimensionnement (Priebe, 1995), bien que sa théorie date de la fin des années 1970. Par ailleurs plusieurs auteurs ont étudié le comportement mécanique en grandeur réelle des colonnes ballastées sous des ouvrages souples (Mac Kenna et *al.*, 1975, Vautrain, 1980, Greenwood, 1991). Cependant, peu nombreux sont les auteurs qui ont étudiés en grandeur réelle des colonnes ballastées convenablement instrumentées et chargées par une fondation rigide (Watts et *al.*, 2000).

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes.

La réalisation de colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;

Lorsque les sols à traiter sont mous et compressible, purement organique ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage.

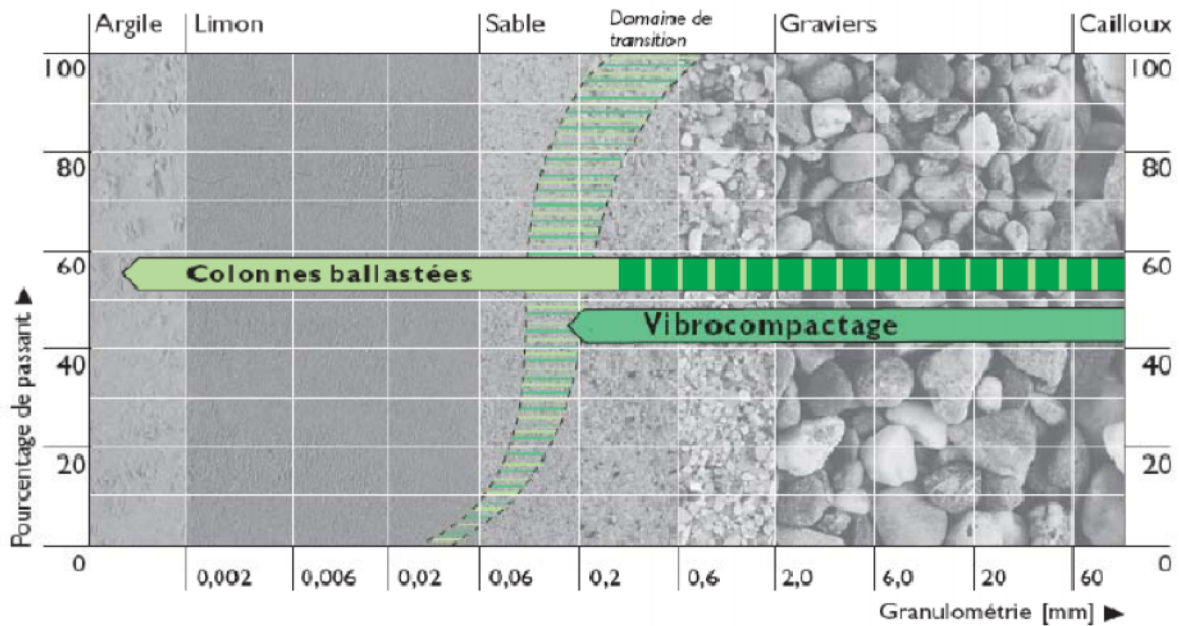


Figure II.1. *Domaine d'application des techniques d'amélioration des sols par colonnes ballastées [document Keller]*

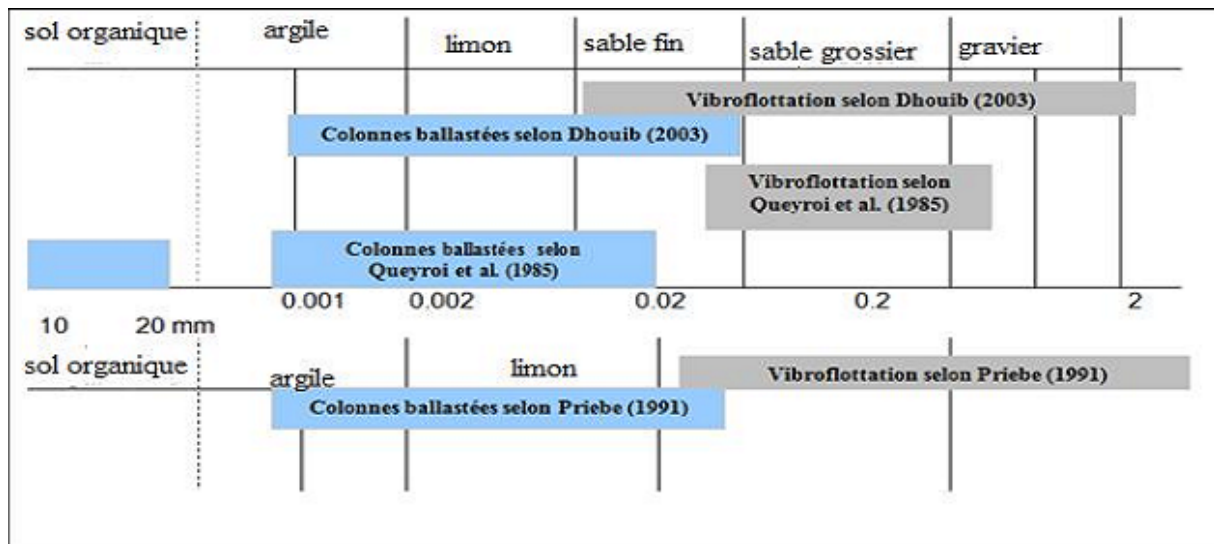


Figure II. 2. *Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol initial. [Gambin, 2000]*

II.2. Définition de l'amélioration des sols par colonnes ballastées

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

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

- l'augmentation de la capacité portante du sol ;
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation ;
- réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

II.3. Techniques de mise en œuvre

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.

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre selon l'une des méthodes suivantes :

II.3.1. Colonnes ballastées réalisés par voie sèche

La colonne ballastée est obtenue par le vibro-refoulement latéral du sol d'un vibreur radial avec l'utilisation d'un lançage à air jusqu'à la profondeur recherchée. Le matériau est introduit en le laissant tomber par gravité et par pression d'air constante. Il est refoulé dans le sol et compacté par ce vibreur à pression d'air constante, par passes successives de 20 à 50cm d'épaisseur. Les différentes étapes de la mise en place de la colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut sont données par la figure II.3.

L'énergie mise en œuvre et la vitesse de remontée sont adaptées au diamètre et à la compacité retenue dans le calcul. L'entraînement du vibreur peut être soit électrique, soit hydraulique. Par ailleurs, le remplissage s'effectue soit par la base, au moyen d'un tube latéral fixé au vibreur, soit par le haut.

Lors d'une alimentation par le haut, il faut veiller à ce que le ballast atteigne bien la base de la cavité, et elle suppose la tenue des parois latérales de la cavité. De plus, il faut veiller à ce que trop de sol ne vienne pas se mélanger avec le ballast, ce qui nuirait à la résistance de la colonne. Pour des colonnes ballastées de hauteur importantes (supérieures ou égale à 12m), la méthode d'alimentation par le haut est problématique, (parois difficile à maintenir, mélange sol/ballast trop important), la méthode dite à sas (ou alimentation par le bas) est alors utilisée. De plus en plus, la méthode d'alimentation par le haut est délaissée par les constructeurs au profit de la méthode à sas.

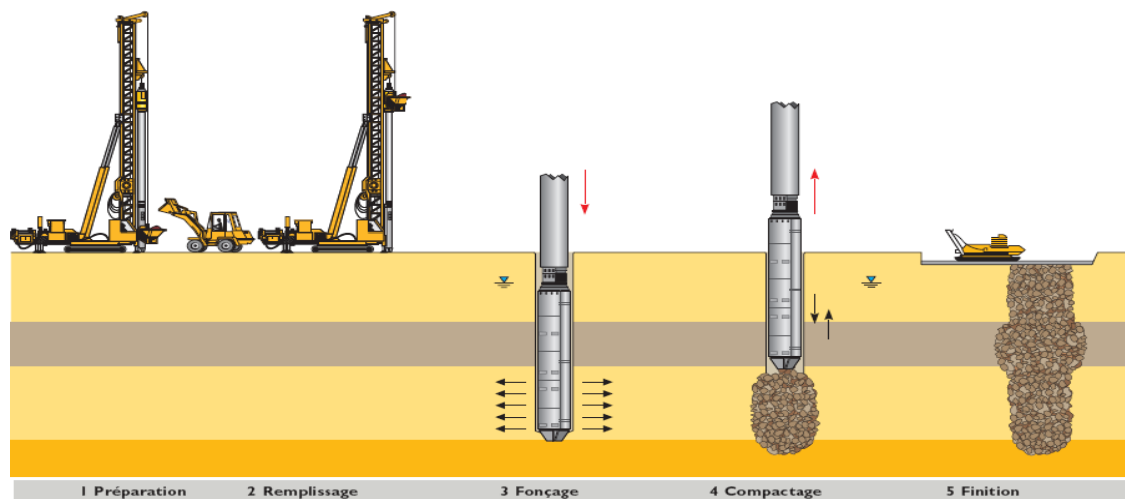


Figure II.3. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller).

II.3.2. Colonnes ballastées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro-replacement) est utilisé lorsque le sol est pulvérulent et que la stabilité des parois n'est pas assuré, elle consiste à :

- réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée (utiliser les coulis de bentonite-ciment pour si nécessaire pour maintenir les parois) ;
- remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable (utiliser un tube latéral si nécessaire) ;
- compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

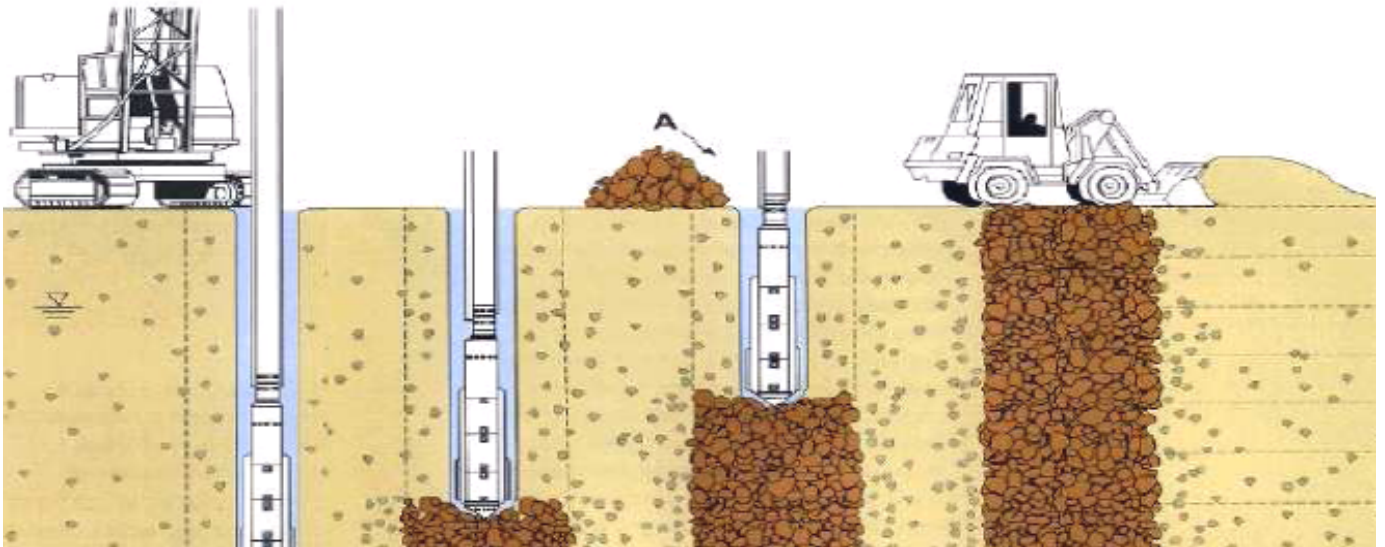


Figure II. 4. *Mise en place d'une colonne ballastée par voie humide, [Document Keller].*

II.3.3. 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. (Figure II.5).

Cette méthode est de plus en plus utilisée, cependant il faut veiller à ce que la dimension des grains du ballast n'excèdent pas 35mm au risque de bloquer le sas. Cette méthode peut être indifféremment exécutée par voie humide ou voie sèche.

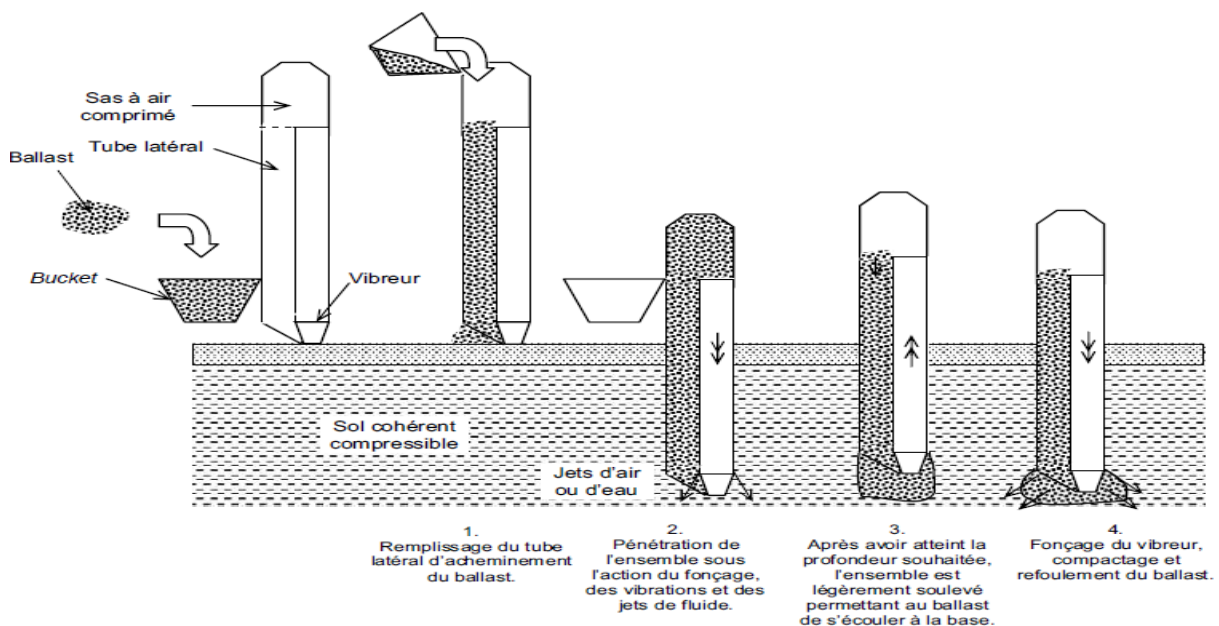


Figure II.5. *Principe de réalisation d'une colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le bas par vibreur à sas.*

II.3.4. Colonnes ballastées pilonnées

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sables, largement employées dès leur origine au Japon (Tanimoto, 1960, in Aboshi et *al.*, 1991, Barksdale, 1981, Barksdale et Takefumi, 1991). La procédure de construction (figure II.6) consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibro-fonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon d'une masse de 15 à 20 tonnes tombant en chute libre d'une hauteur de 10 à 30m, le matériau est préalablement déversé dans le tube. Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube. Cependant, les vibrations induites lors du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.

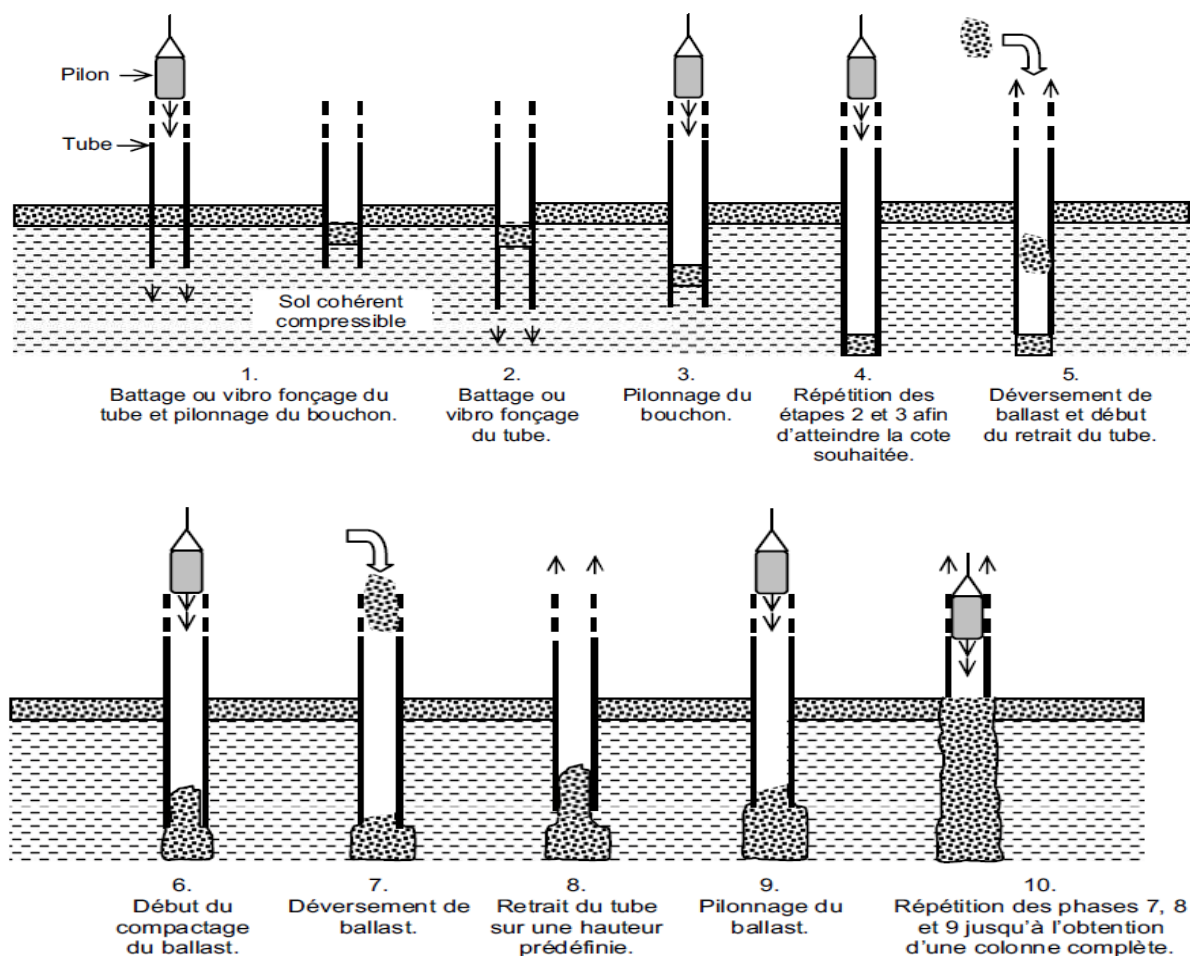


Figure II.6. Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée.

II.3.5. Plots ballastés pilonnés

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3m de diamètre *Figure II.7*, en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées *plots ballastés pilonnés*.

Plate forme de travail

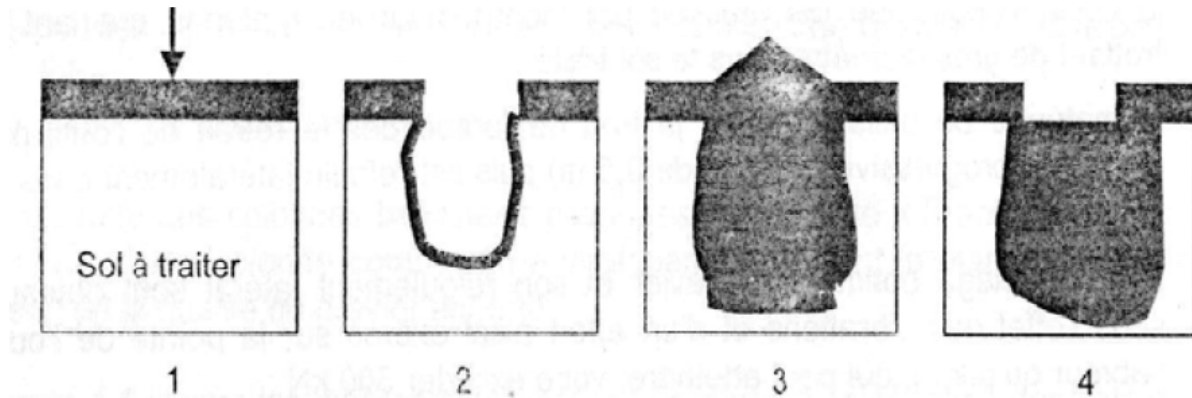


Figure II.7. Mise en œuvre des plots ballastés.

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



Figure II.8. Plot ballasté avant remblaiement type.

II.3.6. Cas particulier : colonnes ballastées réalisées dans un milieu aquatique :

Pour la réalisation de colonnes ballastées destinées, par exemple, à la fondation de murs de quai ou piles de ponts, un matelas de matériaux d'apport est disposé sur le fond avant le fonçage des vibreurs.

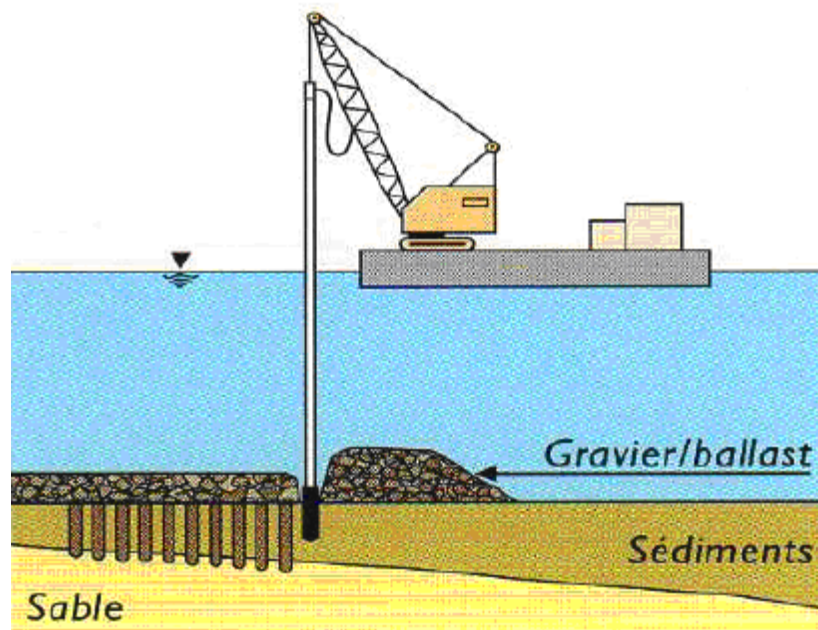


Figure II.9. Schéma de réalisation de colonnes ballastées en milieu aquatique.



Figure II.10. Chantiers de colonnes ballastées dans la mer.

II.4. Exigences techniques et facteurs influents dans la mise en œuvre

Le caractère déformable des colonnes ballastées les rend très fiables pour les ouvrages souples tels que les remblais sur les sols compressibles, les dallages et les radiers souples. Cependant l'application hâtive de procédé pour fonder des ouvrages lourds et sensibles peut entraîner, contrairement aux fondations profondes classiques (pieux, barrettes, micro-pieux), des désordres résultant de déformations excessives.

Pour se prémunir contre ces effets parfois lourds de conséquences, il est impératif de respecter les règles suivantes :

- ✓ Etude géotechnique approfondie du terrain à renforcer dont la profondeur d'investigation, la consistance de l'étude (type d'essai...) et les différents paramètres géomécaniques à mesurer dépendent de la géologie du site et de l'importance de l'ouvrage à construire ;
- ✓ Evaluation des descentes de charges des ouvrages à fonder ;
- ✓ Dimensionnement du projet de colonnes ballastées en tenant compte des tassements absolus et différentiels que l'ouvrage pourra supporter après son achèvement et sa mise en service ;
- ✓ Au niveau de la réalisation, une grande attention doit être accordée à l'implantation des colonnes suivant le plan de maillage, vérification de la profondeur de refus, suivi de la consommation du ballast et l'enregistrement des paramètres (ampérage, profondeur, nombre de godets...etc.) ;
- ✓ Qualité de l'atelier de vibro fonçage (verticalité, effort d'appui, équipement en enregistreur de paramètres...) ;
- ✓ Puissance du vibreur, qui joue un rôle primordial dans la qualité de la colonne (verticalité, continuité, compacité...) ;
- ✓ La qualité du matériau (ballast) employé : un matériau d'apport tendre peut générer selon la puissance du vibreur, des fines pendant les séquences de compactage et par conséquent réduire le pouvoir drainant de la colonne.

II.5. Domaines d'application

II.5.1. Ouvrages

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolué au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérente à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. La liste suivante, bien qu'exhaustive, rend compte de la variabilité des applications :

- remblai routiers, ferroviaires ;
- bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels comme des bureaux hangars, zones de production, silos, réservoirs, stations de traitement des eaux usées (bacs décantation, installations annexes) ;
- pistes d'aéroport ;
- stabilisation des talus.

Toutes ces applications peuvent se résumer en deux grandes catégories en fonction du mode de chargement par :

- fondations souples ;
- fondations rigides.

II.5.2. Sols concernés et exigences

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant un comportement évolutif dans le temps, notamment les décharges d'ordures ménagères, les sols organiques (tourbes, vase organique) et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%.

La stabilité de la colonne est assurée par le confinement qu'exerce le sol latéralement, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante tel que préconisé par la norme XP 94-047 ; recommandations colonnes ballastées, 2005.

Il est possible d'utiliser les colonnes en zones sismiques où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols ;

Ainsi, la technique des colonnes ballastées ne doit pas être utilisée lorsque l'épaisseur d'une couche de tourbe est supérieure à 2 voire 1 diamètre de colonne. Cependant cette condition peut être respectée si un nombre supérieur ou égal à deux vibreurs sont couplés pour réaliser des colonnes ballastées de plus grand diamètre que l'épaisseur de la couche. Barksdale et Bachus, 1983.

Le *Tableau II-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.

Tableau II.1. *Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étreinte latérale) [Dhouib et Blondeau- colonnes ballastées]*

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale (1)				Remarques
		P ₁ (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	25-50	-
Sable fin lâche	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non (3)	-	-	-	-	-
Remblai inerte	Oui (4)	200-500	0.6-1.6	-	-	Matériau évolutif
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

II.5.3. Charge appliquées et tolérances imposées

Le *Tableau II-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).

Tableau II.2. *Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées*

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

II.6. Caractéristiques des colonnes ballastées

a. 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.

b. Le diamètre :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

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

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

Par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau.

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

c. Le maillage :

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.

II.7. Choix des matériaux constitutifs**a. Matériaux constitutifs des colonnes**

Les matériaux d'apport doivent être de qualité, de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées et doivent être drainants. Selon la norme NF P 11-212 (DTU 13.2 « fondations profondes pour le bâtiment »), les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

1. La granulométrie du matériau d'apport doit vérifier les trois conditions : $d_5 > 0,1\text{mm}$; $d_{30} > 10\text{mm}$; $d_{100} > 100\text{ mm}$;
2. Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée ;
3. Le rôle porteur est accru par un fort pourcentage de cailloux. Le matériau d'apport peut être roulé ou concassé en fonction des disponibilités locales (roches, calcaire..);
4. La roche constituant les éléments du matériau d'apport doit avoir des caractéristiques mécaniques élevées ($R_c > 25\text{ MPa}$) et ne pas être dilatable ni sujette à l'attrition.

Les règles du DTU 13.2 ne distinguent pas les matériaux d'apport en fonction du mode d'exécution des colonnes (par voie humide ou par voie sèche). Par contre les «Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées» du COPREC (2004) tolèrent des diamètres d_{30} et d_{100} de cailloux d'apport plus importants pour la voie humide ($d_{30} > 40\text{mm}$ et $d_{100} > 160\text{mm}$). Les caractéristiques adoptées pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau (II.3) [Dhouib et Blondeau, 2005]

Tableau II.3. *Caractéristique du ballast pour colonnes ballastées [Dhouib et Blondeau, Colonnes ballastées].*

Caractéristiques	Ordre de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40/60 12/40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage %	>80	-
LA	<25-35*	Essai « Los Angeles » (Norme NF EN 1097-2)
MDE	<20-30*	Essai « Micro-Deval » (Norme NF EN 1097-1)
LA+MDE	<40-60*	-
Pourcentage des fines	<5%	-

b. Matériaux du matelas de répartition

Il est nécessaire de disposer un matelas de répartition (figure II.8) entre l'élément de fondation et le sol traité ; ce matelas a pour rôle d'assurer la répartition complémentaire des charges.

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.

Le texte du COPREC 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 0.4m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes, radiers).

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme. La couche de forme doit avoir une épaisseur minimale de 25cm de matériau autre que la classe F (norme NF P 11-300) et doit avoir un module d'élasticité supérieur à 50 MPa. Elle est réalisée avant les colonnes ballastées.

La couche de répartition peut être mise en place totalement ou partiellement avant exécution des colonnes ballastées : elle sert alors de plate forme de travail.

Le re-profilage, le compactage final, le retraitement avec éventuellement un complément de matériau d'apport pour régler l'épaisseur demandée, doivent être réalisés après l'exécution totale des colonnes ballastées, afin d'assurer un nivellement et des caractéristiques conformes aux éléments du projet.

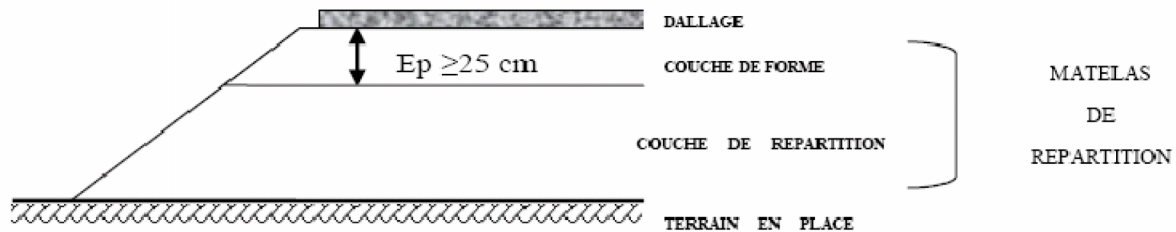


Figure II.11. Schéma des couches formant le matelas de répartition (Document COPREC 2004).

II.8. Données réglementaires (DTU 13.2)

Le DTU (document technique unifié) 13.2, relatif aux fondations profondes reste actuellement le règlement en vigueur. Néanmoins, apparaît de plus en 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.

II.8.1. Essai d'information

Les essais d'information consistent à tester une colonne sur 50 avec un minimum de trois colonnes par ouvrage. Les premiers essais d'information doivent être implantés de préférence à proximité des sondages de reconnaissance afin de vérifier la compatibilité des données sur les sols avec les moyens mis en œuvre.

Le tableau suivant définit le nombre d'essais en fonction de la profondeur à réaliser :

Tableau II.3 : essai d'information-nombre d'essais (DTU 13.2)

Essais	Nombre d'essais	Remarque
Coupe approximative des terrains rencontrés	$N \geq 1$ pour 50 colonnes	Le volume de matériau d'apport $\geq 1,5$ fois le volume de 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	

II.8.2. Essai de contrôle de compacité

Il est aussi réalisé à l'aide d'un pénétromètre statique (mesure continue) ou d'un pressiomètre (mesure discontinue). Ce contrôle doit descendre 1m sous la base de la colonne. Et les résistances minimales en tout point de l'axe de la colonne doivent être respectivement égales à [DTU 13.2] :

Tableau II.4. Essais de contrôle-Résistances minimales (DTU 13.2).

Essai	Résistance minimale	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	Rd = 15 MPa	Fixé par les documents particuliers du marché. Au moins égal au nombre d'essais d'information
Pénétromètre statique	Rp = 10 MPa	
Pressiomètre	P ₁ = 1,5 MPa	
SPT	N = 30 MPa	

L'essai au pressiomètre avec essai tous les mètres et l'essai au pénétromètre dynamique, sont d'utilisation plus délicate dans les matériaux de type ballast [Recommandations COPREC, 2004].

II.8.3. Contraintes de calcul à l'ELS

La contrainte admissible de calcul à l'état limite ultime $q_{adm}(ELU)$, correspond à l'application d'un coefficient de sécurité de 1,5 sur la contrainte verticale de rupture q_c .

$$q_{adm,ELU} = \frac{q_c}{1,5} \quad \dots\dots\dots (1)$$

Avec $q_c = \min(q_c \text{ de rupture par expansion latérale}, q_c \text{ de rupture par poinçonnement})$.

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 :

$$q_c = p \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = p \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

La contrainte admissible à l'ELS est calculée à partir de q_c avec un coefficient de sécurité supérieur à 2 (DTU 13.2).

$$q_{adm} = \frac{q_c}{2} \dots\dots\dots (3)$$

La valeur de l'étreinte latérale (p) 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.

II.7. Conclusion :

La technique d'amélioration des sols en place par colonnes ballastées a connu un grand développement depuis quelques décennies. Ce développement est lié aux performances du procédé, qui allie rapidité d'exécution et, par conséquent, coût de revient relativement bas.

Cette technique ne se réduit pas à une simple incorporation de « cailloux » dans le sol afin d'améliorer sa capacité portante, de réduire les tassements sous les fondations, d'accélérer la consolidation primaire par l'effet drainant du matériau de la colonne et de réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques. Toutes les études dans le domaine depuis les trente dernières années montrent que l'incorporation de ballast plus « rigide » que le sol encaissant conduit, à long terme, à un report de charge sur les colonnes et à une réduction des contraintes à la surface du sol.

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 pérenne dans le temps, ce qui exclut la réalisation des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe ou autres) et les matériaux de décharges ménagères.

Il convient, enfin d'insister sur le caractère « déformable » des colonnes ballastées qui, contrairement aux inclusions rigides ou semi rigides, ne constituent pas de « points durs » sous la fondation mais offrent tout simplement une amélioration globale du comportement du sol traité.

III.1. Introduction

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

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

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

III.2. Paramètres caractéristiques :

L'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées conduit à introduire les paramètres caractéristiques usuels suivant :

- le taux d'incorporation (ou coefficient de substitution), noté a ;
- le rapport de concentration des contraintes, noté n ;
- le facteur de réduction des tassements, noté β .

Rappelons d'abord, les équations qui régissant l'équilibre du modèle sol/colonne.

III.2.1. Principes élémentaires

En admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux colonnes du centre de réseau de colonnes ballastées, ce que suppose que la colonne est confinée, on peut introduire le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981, *Figure III.1*). La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol σ_0 se répartit, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La *Figure III.1* représente une charge répartie sur une fondation reposant sur un sol traité par colonnes ballastées, les paramètres caractéristiques d'un sol traité est défini comme suit :

L'aire de la colonne est donnée par :

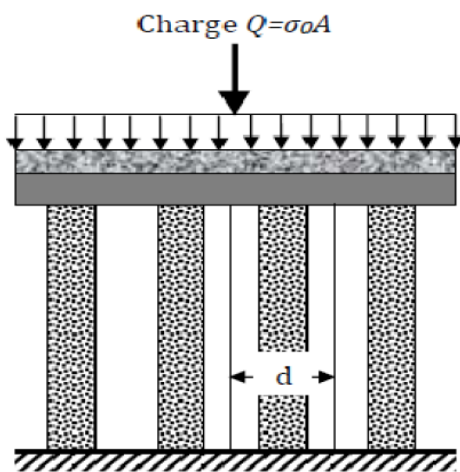
$$A_c = \frac{\pi}{4} D_c^2 \quad (III-1)$$

L'aire totale de la cellule unitaire est donnée par :

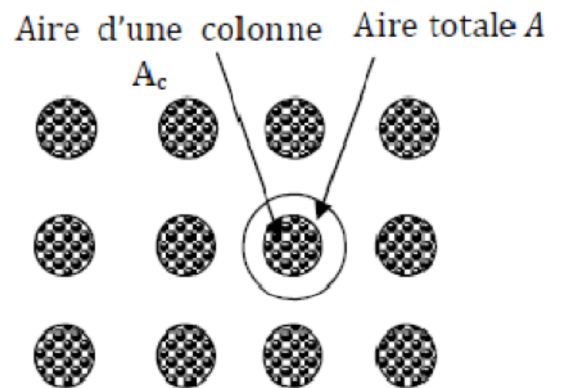
$$A = \frac{\pi}{4} d^2 \quad (III-2)$$

L'aire du sol est donnée par :

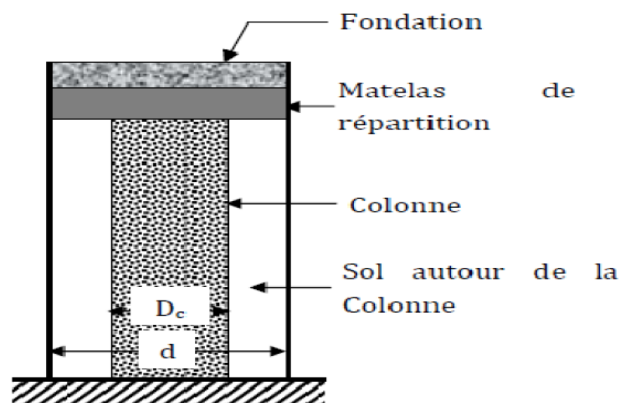
$$A_s = A - A_c \quad (III-3)$$



a- Réseau de colonnes ballastées



b- Vue en plan du réseau



c- Colonne isolée : principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

Figure III.1. Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée.

La relation entre la contrainte moyenne σ_0 appliquée sur l'aire totale A , la contrainte σ_c transférée à la colonne d'aire A_c et la charge σ_s supportée par le sol sur l'aire A_s peut s'écrire, en utilisant les notations des *Figure III.1* et *Figure III.2*, sous la forme :

$$\sigma_0 = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (\text{III} - 4)$$

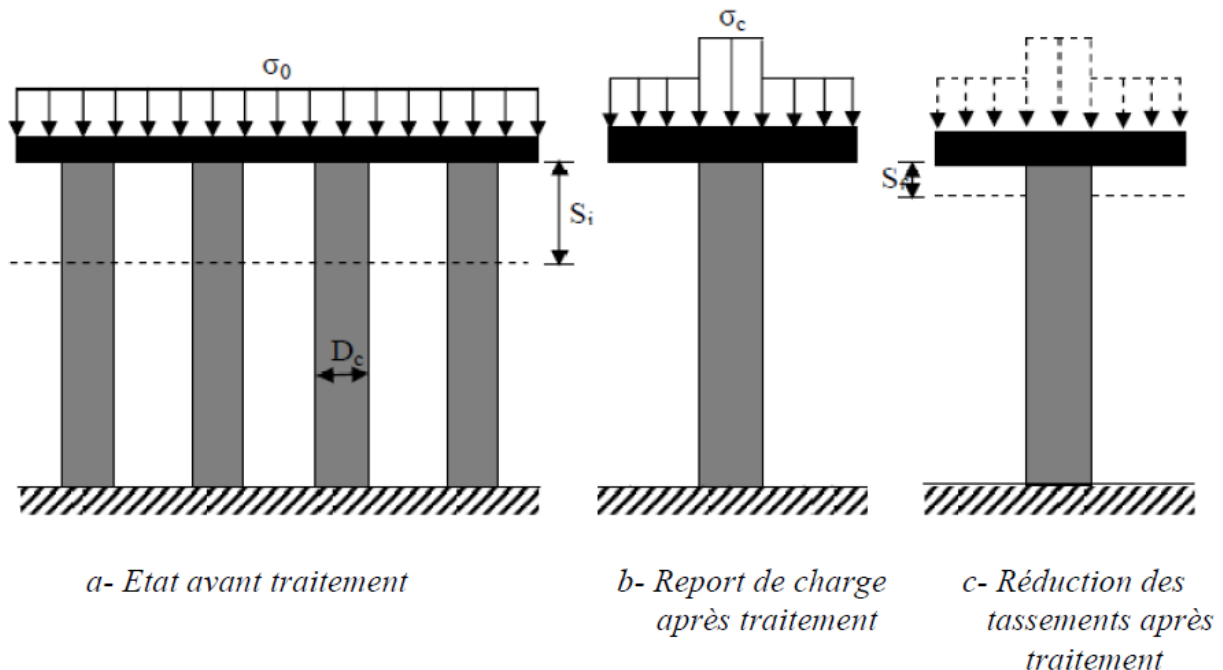


Figure III.2. Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib et Blondeau, 2005).

III.2.2. Taux d'incorporation

Le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide) ou le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie sèche) est le rapport a de l'aire de la colonne A_c à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire, *Figure III.1*), soit :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (\text{III} - 5)$$

III.2.3. Rapport de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont des résistances et modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe pour cette raison un mécanisme de transfert de la charge σ_0 qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes σ_c et à une réduction de la charge sur le sol σ_s .

Par définition le rapport de concentration des contraintes verticales noté n est le rapport de la contrainte apportée par la colonne σ_c à celle apportée par le sol après traitement σ_s .

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (\text{III- 6}).$$

III.2.4. Facteur de réduction des tassements :

La charge σ_0 appliquée par la fondation au sol d'assise produirait, avant le traitement de sol, un tassement moyen S_i . Après le traitement les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements β , qui désigne le rapport du tassement S_i du sol avant traitement au tassement S_f du milieu composite obtenu après traitement, soit :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \quad (\text{III- 7}).$$

III.2.5. Cas particulier : Relation entre paramètres caractéristiques

- 1) dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), les tassements en tête des colonnes, qui possèdent un module de déformation élastique E_c , et les tassements du sol entre les colonnes (de module de déformation élastique E_s) sont identiques,

Le rapport de concentration n est, dans ce cas, égal au rapport des deux modules de déformation, soit :

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (\text{III- 8}).$$

- 2) dans l'hypothèse (discutable) d'un comportement élastique linéaire du sol, ou les modules de déformation élastique E_s et volumétrique K_s du sol restent constants pendant la déformation, on peut aussi écrire le facteur de réduction des tassements β sous la forme :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (\text{III- 9}).$$

La combinaison des équations (III – 4), (III – 6) et (III – 9) conduit à l'égalité suivante :

$$\beta = (n - 1)a + 1 \quad (\text{III- 10}).$$

Dans le cas de la fondation rigide, on peut alors exprimer les deux contraintes σ_s et σ_c par :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)a + 1} \quad (\text{III- 11}).$$

Et,

$$\sigma_c = n\sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)a + 1} \frac{E_c}{E_s} \quad (\text{III- 12}).$$

Dans la pratique courante, le rapport des deux modules d'Young de la colonne et du sol (E_c/E_s) est proche de 10 (Balaam et Poulos, 1983 ; Greenwood, 1970 ; Schulze, 1978), ce qui conduit aux expressions simplifiées :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{9a + 1} \quad (\text{III- 13}).$$

Et,

$$\sigma_c = 10\sigma_s = \frac{10\sigma_0}{9a + 1} \quad (\text{III- 14}).$$

III.3. Comportement des colonnes ballastées au cours de temps

Le comportement des colonnes ballastées au cours du temps passe par trois phases essentielles :

- **La phase initiale** : elle correspond aux étapes de construction du remblai ou de la mise en place de la charge pour les autres ouvrages (radiers, dallages et semelles) ;
- **La phase de consolidation** : cette phase est accélérée par le caractère drainant des colonnes ;
- **La phase de fluage** : elle est en relation avec le caractère fluant ou non du sol encaissant.

La phase initiale :

Dans la phase initiale, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, il n'y a donc pas de transfert de charge et les tassements sont théoriquement négligeables, mais il peut se produire tout de même des tassements instantanés.

La phase de consolidation :

Dans la phase de consolidation, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent. On observe un report progressif de charge qui provoque, entre le temps initial t_i et un certain temps final t_f , une augmentation de la contrainte verticale σ_c sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale σ_s sur le sol. A partir d'un certain temps final t_f il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol.

La phase de fluage :

Le fluage, appelé généralement consolidation secondaire, est par définition le déplacement, ou la déformation, en fonction du temps sous un chargement constant ou une contrainte constante. Bell (2000) a réalisé un essai de chargement sur une semelle filante reposant sur cinq colonnes ballastées, à partir de cet essai l'auteur a conclu que les déformations des colonnes ballastées dues au fluage augmentent lorsque l'enfoncement de la fondation croit, ce qui peut expliquer la dégradation de la structure du sol traité. D'une manière générale ce phénomène de fluage est produit lorsqu'il y a un manque de l'étreinte latérale de sol encaissant les colonnes.

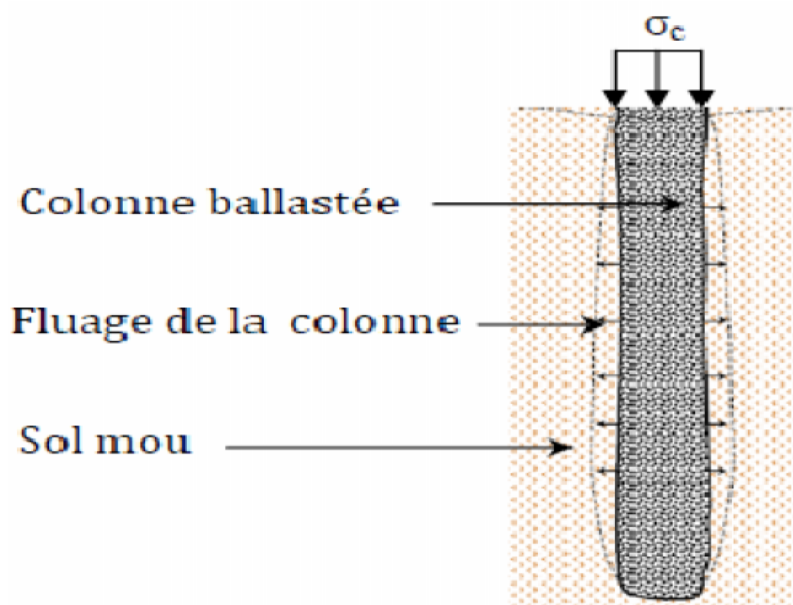


Figure III.3. *Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale.*

III.3.1. Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique verticale :

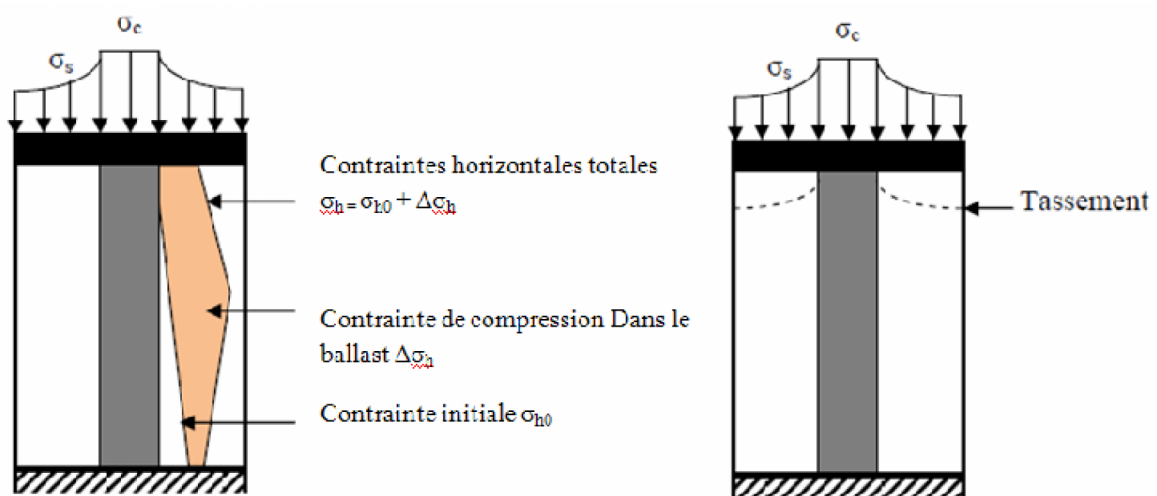
Une colonne ballastée peut tasser sous la charge appliquée mais le ballast, frottant et dépourvu de toute cohésion, peut également subir des déformations radiales avec un mécanisme d'interaction « sol/colonne » qui dépend de la rigidité relative de la fondation par rapport au sol qu'elle sollicite.

Les fondations souples et les fondations rigides sont les deux types de fondations qui peuvent construire sur les colonnes ballastées, pour ces deux types la concentration sur la colonne des charges transmises par l'ouvrage correspondent à un déchargement du sol autour de la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol, accélérée par le caractère drainant des colonnes.

a) Comportement de la colonne sous une fondation souple :

Sous la fondation souple (*Figure III.4-b*), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol σ_s et sur la colonne σ_c évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain, 1980) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

La contrainte horizontale σ_h qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol σ_{h0} et de la contrainte de compression exercée dans le ballast σ_h , elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (*Figure III.4-a*).



a- Répartition des contraintes horizontales de la colonne

b- Répartition des contraintes verticales et déformation axiale

Figure III.4. Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggstad, 1983).

b) Comportement de la colonne sous une fondation rigide :

A la base de la fondation rigide (*Figure III.5-b*), il y a une concentration de contraintes plus importante sur la colonne et un meilleur déchargement du sol et compte tenu du caractère indéformable de la fondation, les tassements en surface du sol et de la colonne sont identiques (Soyez, 1985 et Belcotec, 1985).

Pour ce type de fondation la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (*Figure III.5-a*).

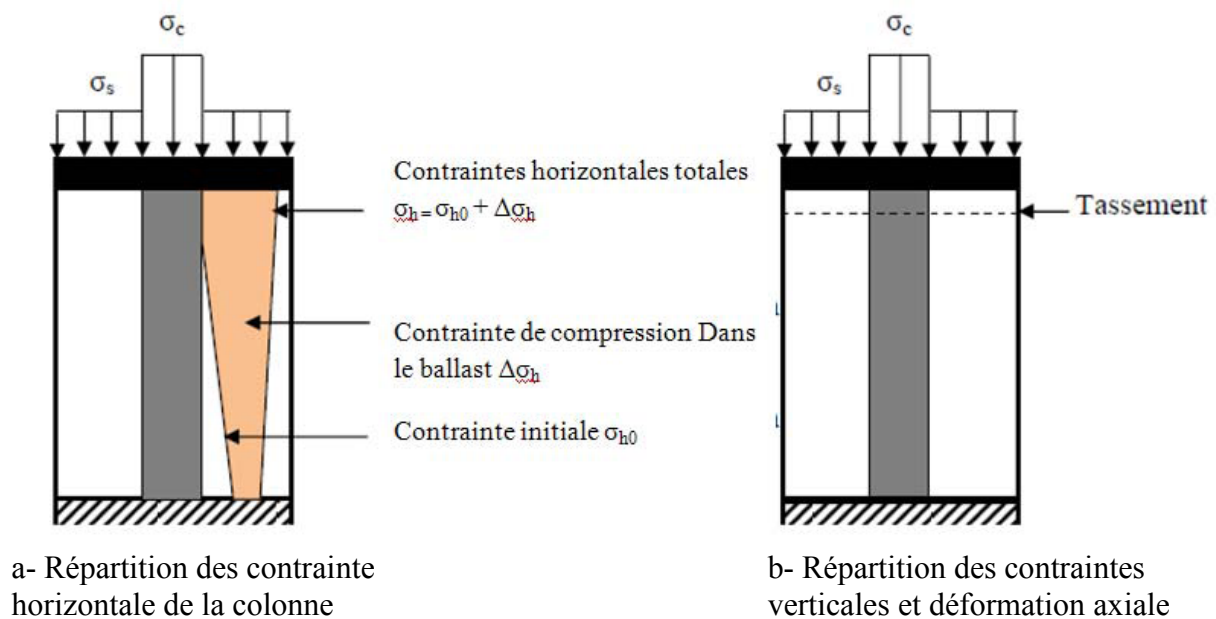


Figure III.5. Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggstad, 1983).

III.4. Mécanisme de rupture de la colonne ballastée

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite $\sigma_{c\lim}$ correspondent, d'après Datye (1982), aux trois configurations schématisées de la *Figure III.6*:

- Rupture par expansion latérale de la colonne;
- Rupture par cisaillement généralisé;
- Rupture par poinçonnement (colonne filante).

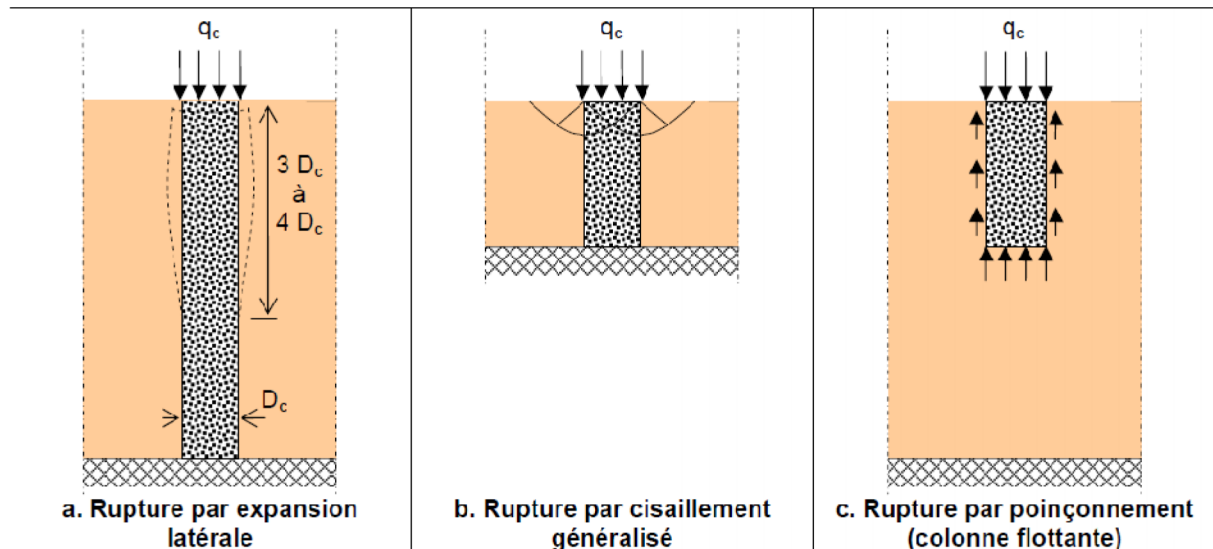


Figure III .6. Mécanismes de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982).

III.4.1. Rupture par expansion latérale

Un faible pourcentage de la contrainte appliquée en tête se retrouve à la base de la colonne. En effet au fur et à mesure que la colonne ballastée s'expande latéralement et que son sommet se tasse, le matériau granulaire est poussé dans le sol mou et transmet une partie des contraintes au sol ambiant sous forme de contrainte de cisaillement.[Sébastien Corneille, 2007].

La théorie de la rupture par expansion latérale est donnée par (Greenwood 1970). Elle consiste en l'assimilation de la colonne ballastée 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 que le sol ambiant est capable d'offrir à la profondeur où les caractéristiques mécaniques sont minimales. Au vue de la perméabilité du ballast on suppose que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée. D'après les hypothèses, q_c , K_p et P , sont respectivement la contrainte verticale agissant à la rupture, le coefficient de butée du ballast et la contrainte effective maximale mobilisée par le sol autour de la colonne. φ' angle de frottement du ballast.

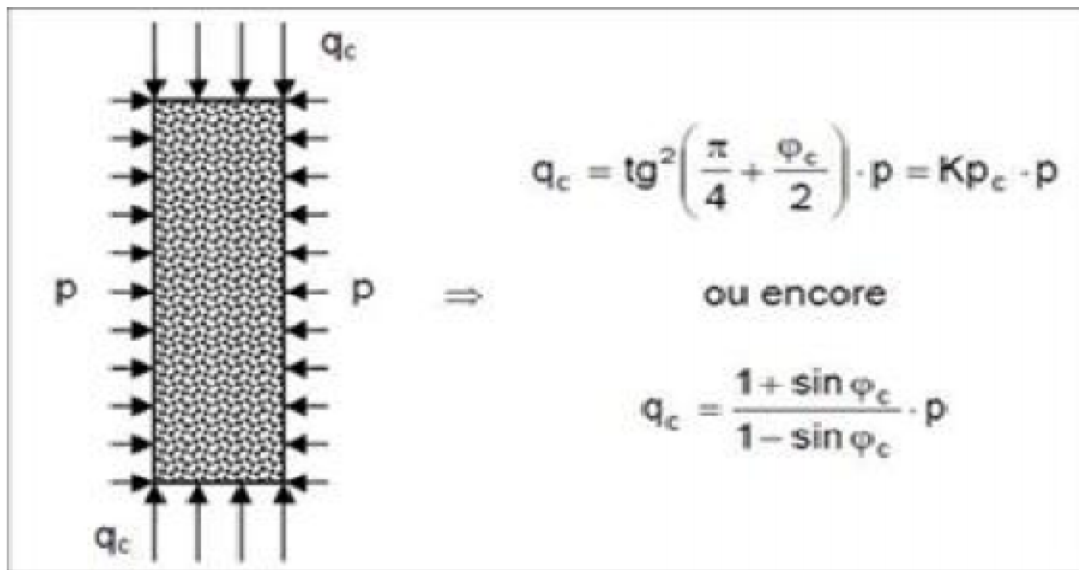


Figure III.7. Analogie colonne ballastées/éprouvette triaxiale.

P : correspond à la pression d’une sonde pressiométrique. Pression maximale mobilisable par le sol.

Pour déterminer q_c il faut pouvoir calculer p . Greenwood et Kirsh (1983) propose :

$$p = (\sigma'_{h_0} + u_0) + k c_u$$

Avec :

σ'_{h_0} : Contrainte effective horizontale maximale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne

k : Coefficient multiplicateur

Le tableau suivant donne la définition de « k », en fonction des propriétés du sol, I_r « Indice de rigidité » dépendant de la cohésion non drainé C_u , du module d’élasticité du sol E_s et du coefficient de Poisson ν_s .

Tableau III.1. Définition du coefficient multiplicateur k .

Expression de k	Auteurs	Remarque
$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot c_u}$	Hughes et Withers (1974) Wroth et Hughes ⁽¹⁾	⁽¹⁾ $k=4$: valeur conseillée au vu d'essais drainés réalisés avec un pressiomètre autoforeur de Cambrigde
$k = 1 + \ln I_r$ $I_r = \frac{E_{sol}}{3 \cdot c_u}$ ⁽¹⁾	Brauns (1978) Ghionna et Jamiolkowski (1981) ⁽²⁾ Nahrgang (1976) ⁽³⁾	⁽¹⁾ I_r : indice de rigidité pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée ⁽²⁾ E_s : Estimation à partir d'essai in situ au pressiomètre autoforeur ⁽³⁾ $k=6,18$: valeur donnée sur la base d'essais sur modèle réduit de colonnes

Une colonne ballastée peut rompre par expansion latérale si sa hauteur est supérieure à 2-3 fois son diamètre. Il a lieu généralement lorsque une couche profonde d'épaisseur supérieure ou égale au diamètre de la colonne ballastée a une rigidité très faible. En dessous de cette valeur de hauteur, la rupture est souvent due à un cisaillement généralisé.

Le paramètre fondamental de ce type de calcul est l'angle de frottement φ_c du matériau constitutif de la colonne (Soyez, 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).

III.4.2. Rupture par cisaillement généralisé

Il concerne le plus souvent des colonnes ballastées de petite taille, des colonnes ballastées reposant sur une couche à la résistance mécanique élevée, ou y étant faiblement ancrée ou si la couche de surface a une faible rigidité.

Brauns a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle avec l'horizontal, centré sur l'axe de la colonne et développe sur une profondeur h .

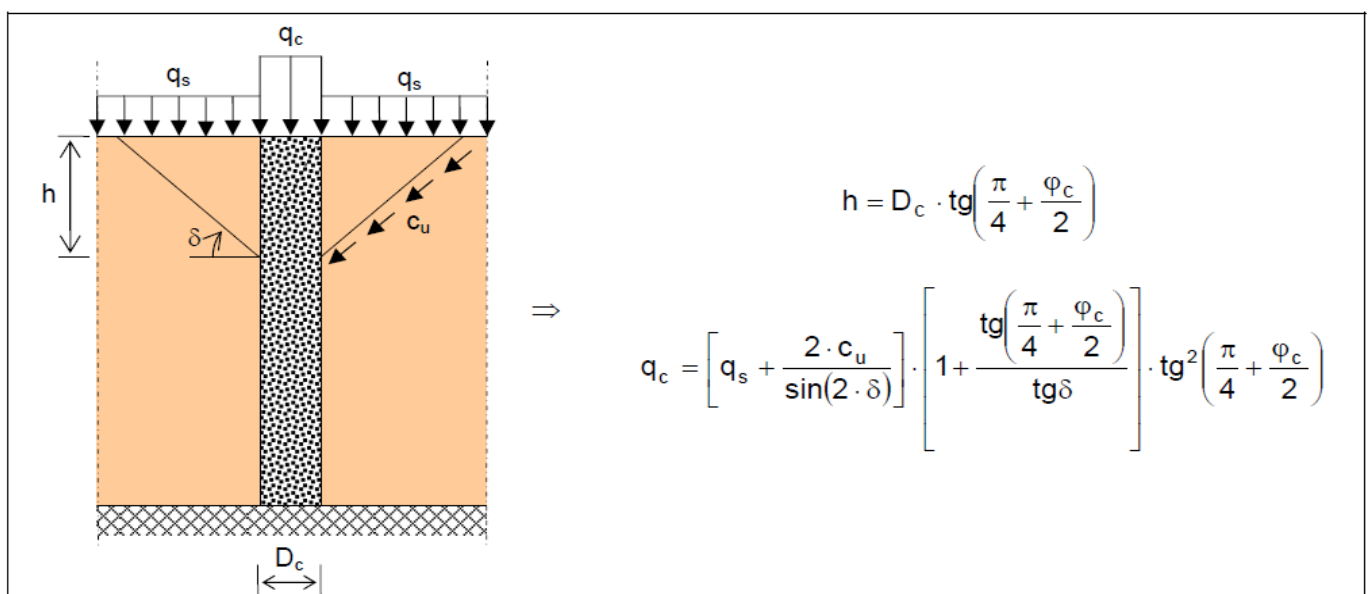


Figure III.8. Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé.

q_c : Surcharge appliquée sur la colonne.

q_s : Surcharge appliquée sur le sol.

Cette relation repose sur des hypothèses simplificatrices comme notamment l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes. De plus la cohésion non drainée du sol C_u est supposée constante sur toute la hauteur.

III.4.3. Rupture par poinçonnement

Ce mode de rupture concerne les colonnes ballastées flottantes de faible hauteur.

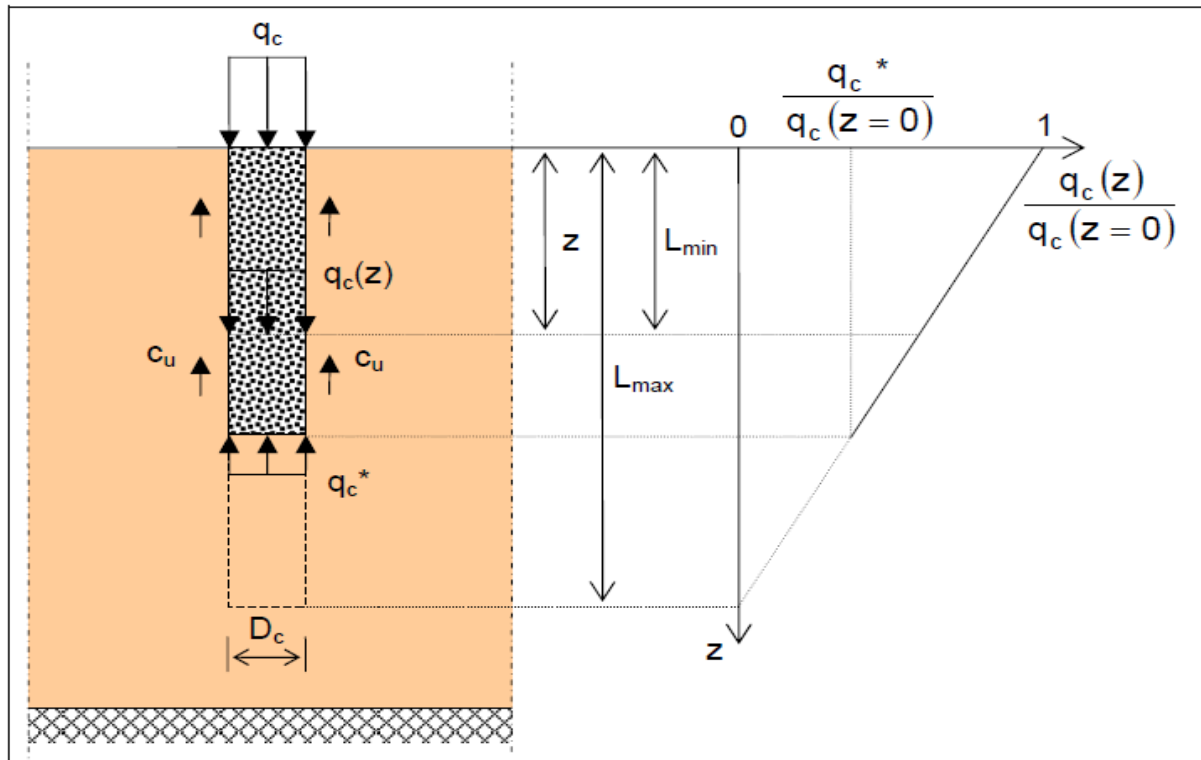


Figure III.9. Caractérisation de la surface de rupture par poinçonnement.

La théorie de ce mode de rupture proposée par Hughes et al (1975) et Brauns (1980), considère que la colonne travaille comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et un frottement latéral positif.

La contrainte $q_c(z)$ régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne :

$$q_c(z) = q_c + z \cdot \left(\gamma_c - 4 \cdot \frac{C_u}{D_c} \right) \quad (III - 15)$$

Pour éviter tout poinçonnement, la contrainte verticale $q_c(L_{\min})$, ne doit pas excéder la contrainte limite en pointe mobilisable dans la couche d'argile dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de $9 C_u$. En négligeant le poids du ballast, L_{\min} est donnée par la relation :

$$L_{\min} = \frac{1}{4} \cdot D_c \cdot \left(\frac{q_c}{c_u} - 9 \right) \quad (III - 16)$$

III.5. Interaction entre le sol et la colonne ballastée

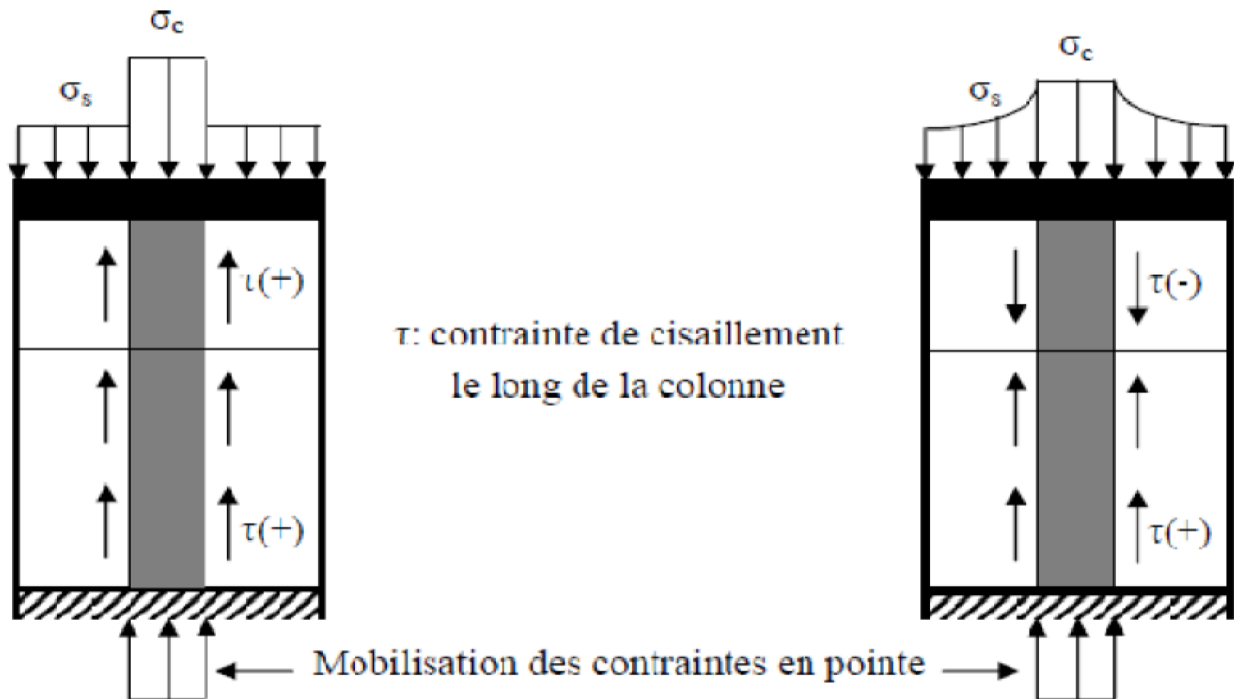
L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (*Figure III.10*) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. Eggestad (1983) note, dans le cas des colonnes courtes ou flottantes, que :

Dans le cas de la fondation souple, le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique ou les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif, Combarieu 1974, BELCOTEC, 1985) ;

Lorsque la fondation est rigide, les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identique ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif).

Lorsque la colonne atteint un horizon rigide (substratum), les contraintes verticales peuvent être équilibrées principalement en pointe de la colonne.

Il faut cependant noter que ces mécanismes d'interaction, calés sur le mode de fonctionnement d'éléments de fondation profonde rigide (pieux, inclusions rigides, barrettes, ...), ne sont pas directement applicables à l'interaction sol/colonne ballastées (même courte), qui dépend pour beaucoup de l'expansion latérale du ballast, (Dhouib et Blondeau, 2005).



a- Sous une fondation rigide

b- Sous une fondation souple

Figure III.10. Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggstad, 1983)

III.6. Modèle de comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées sous chargement statique verticale

III.6.1. Principe de la cellule unitaire

Sous les charges réparties apportées par des ouvrages de grandes dimensions, les colonnes sont suffisamment rapprochées et réparties très souvent selon un maillage régulier et on peut les assimiler à des colonnes isolées sous charge verticale. Cette colonne est appelée cellule unitaire (figure III.11). Le principe de la cellule unitaire [Ghionna et Jamiolkowski, 1981] s'applique parfaitement et on peut généraliser les règles de calcul et de dimensionnement des colonnes isolées sous charge verticale, aux réseaux de colonnes ballastées sous charge verticale.

Sous les charges centrées apportées par les semelles de fondation (isolée, filante), l'application du principe de la cellule unitaire n'est pas judicieuse car elle dépend de la disposition et du nombre de colonnes dans le groupe de colonnes adopté.

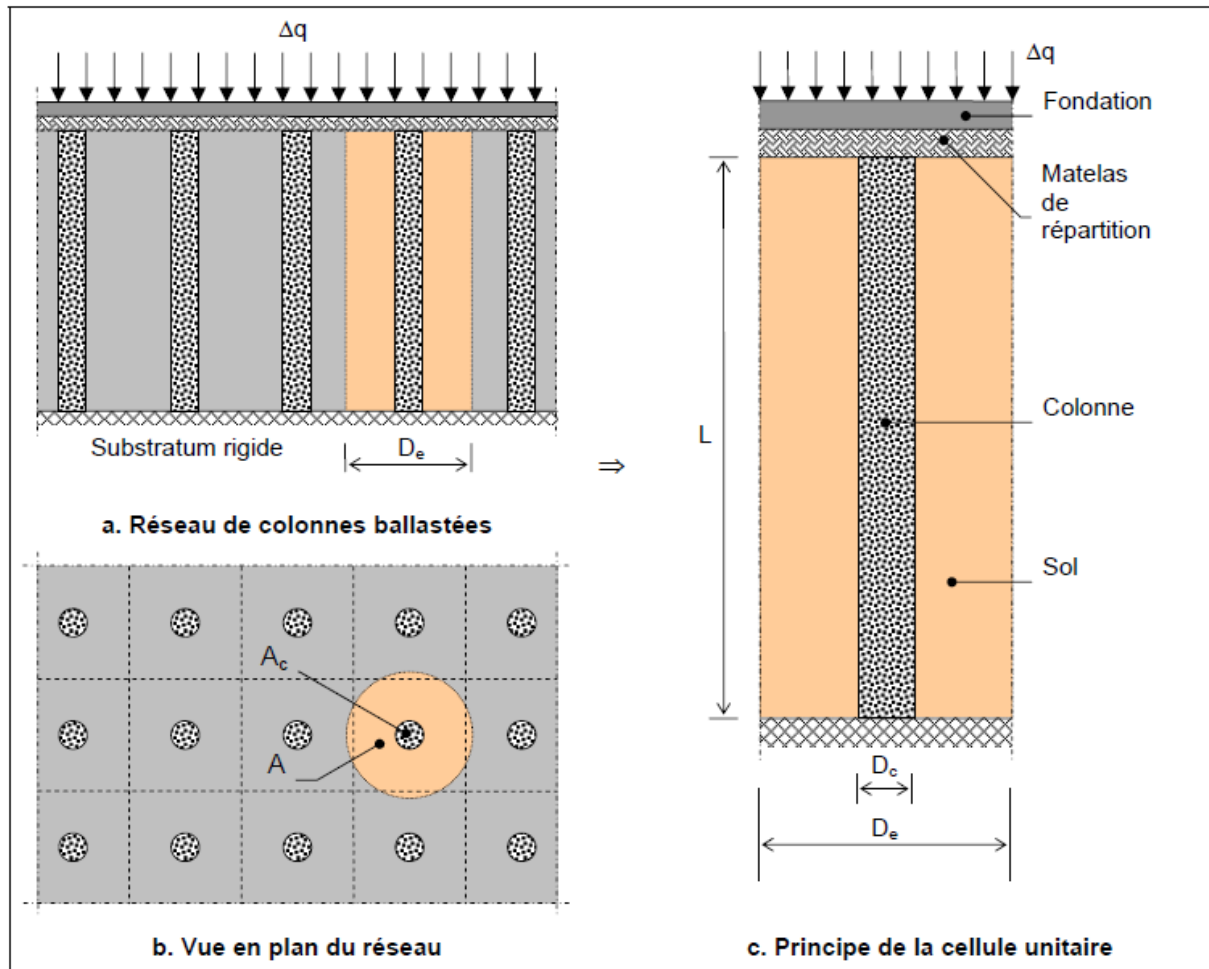


Figure II.11. Réseau de colonnes ballastées.

III.6.2. Disposition des colonnes ballastées :

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. (Revue française de géotechnique, N°111, 2ème trimestre 2005)

Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable, contrainte admissible et tassement admissible après traitement du sol.

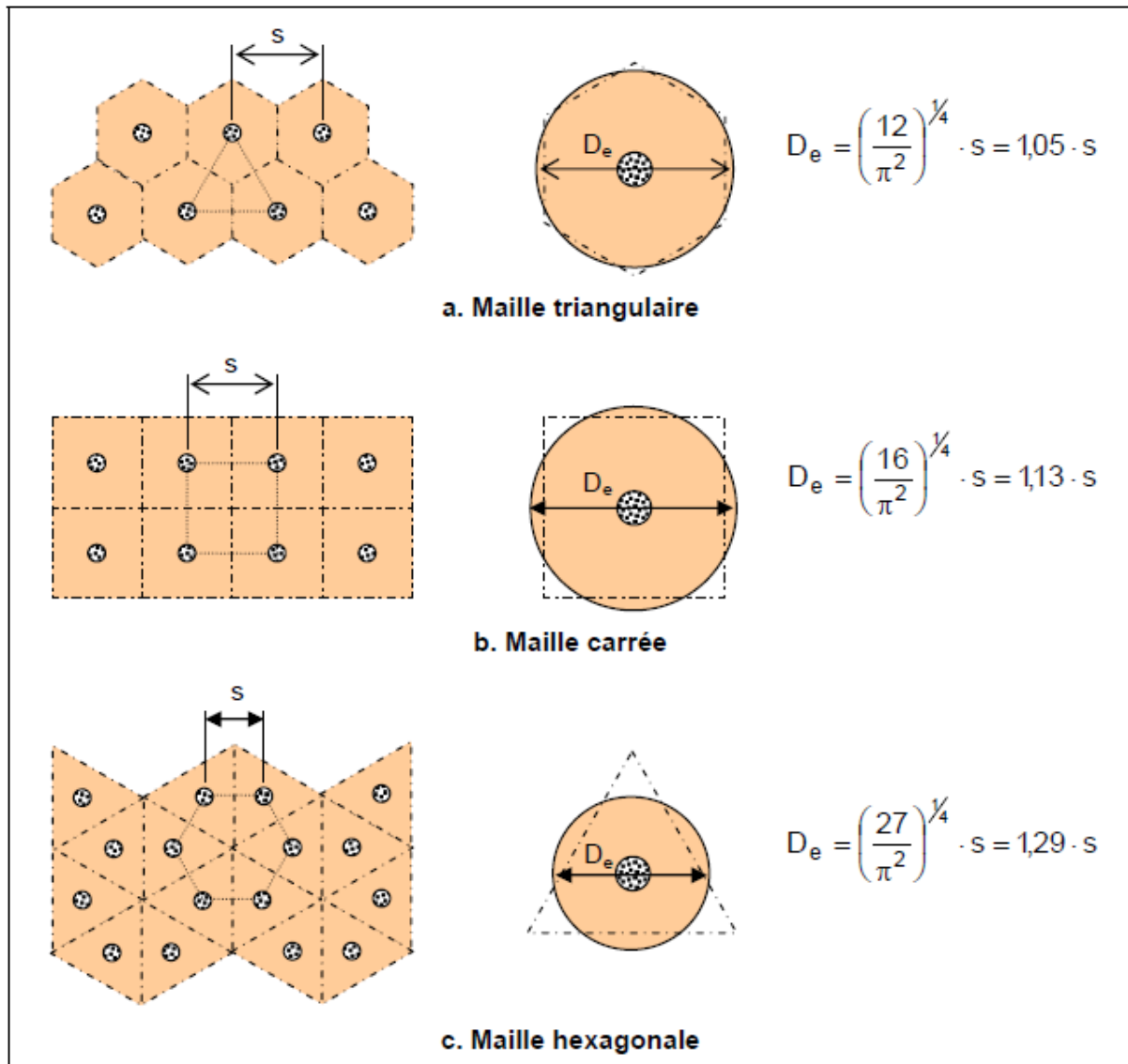


Figure III.12. Disposition des colonnes ballastées : domaine d'influence pour l'étude des réseaux de colonnes [Ballam et Poulos, 1983].

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (Figure III.12):

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

III.6.3. Propriétés du sol entre les colonnes :

D'une manière générale, l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins (limons et argiles) est faible entre les colonnes. Par contre, les sols sableux peuvent être densifiés entre les colonnes comme il l'a montré Chambosse en 1983 et Bell *et al.* En 1986.

Leurs travaux montrent clairement que les améliorations des propriétés mécaniques des sols fins pulvérulents sont possibles et essentiellement lorsque le maillage des colonnes est relativement serré.

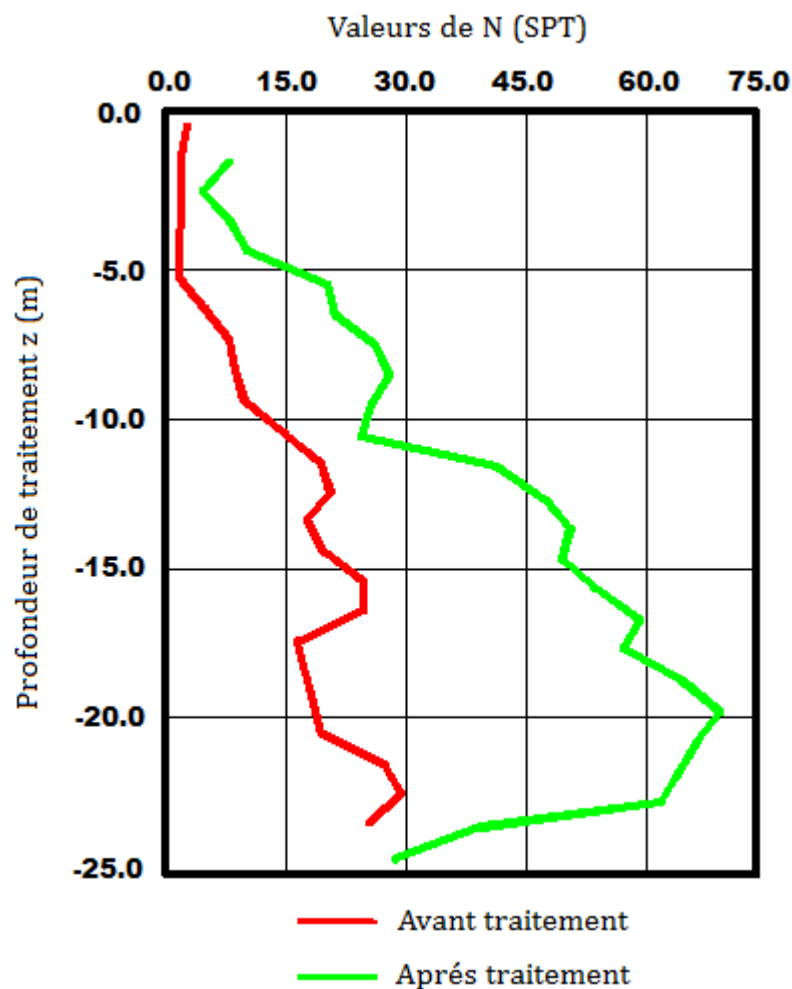
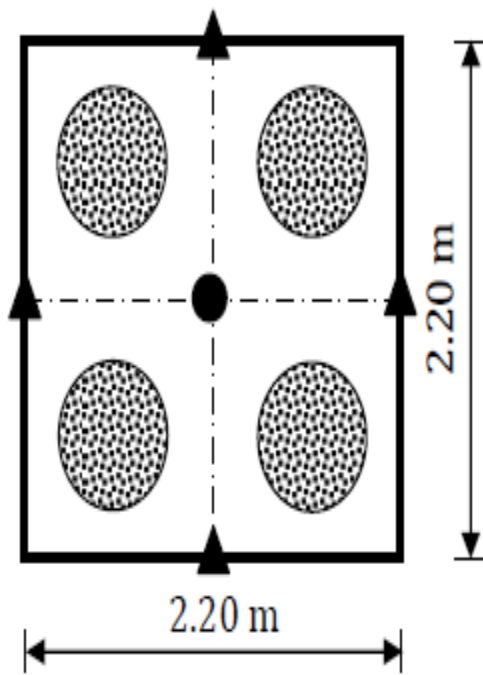
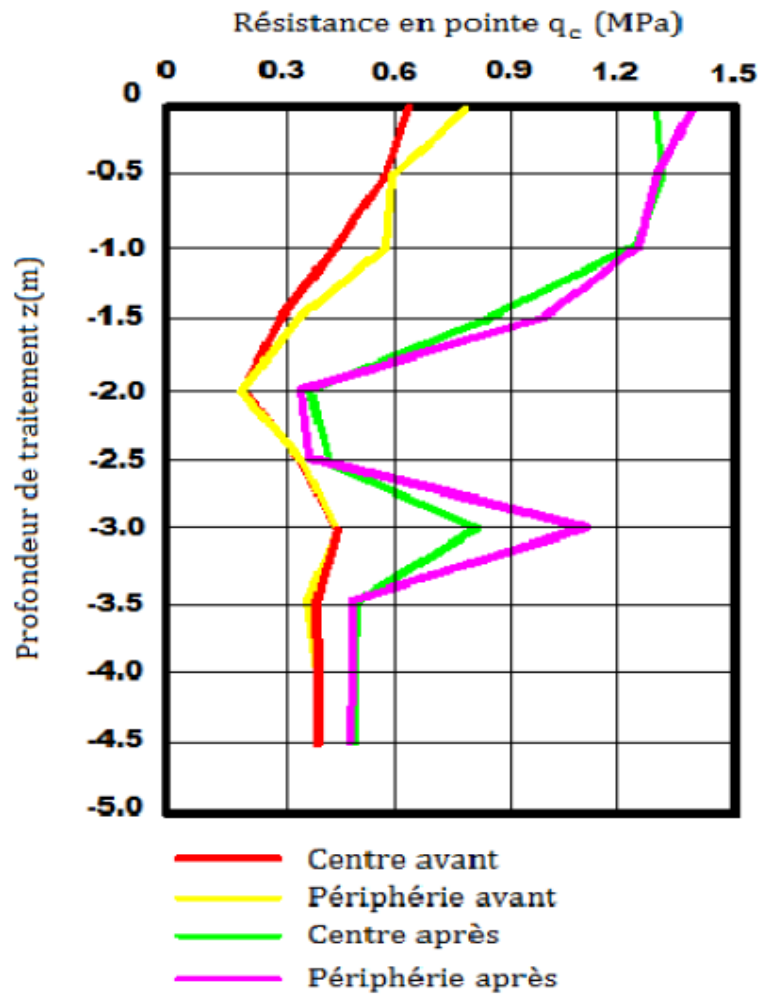


Figure III.13. Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983).



- Sondage CPT au centre de la semelle carrée,
- ▲ Sondage CPT en périphérie.

a- Disposition des colonnes ballastées et des sondages CPT



b- Résultat des sondages de pénétration statique CPT avant et après traitement

Figure III.14. Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986).

Bell et al. ont montré que le sol renforcé par colonnes ballastées présente une résistance en pointe, du pénétromètre statique au centre et en périphérie, plus élevée qu'avant traitement.

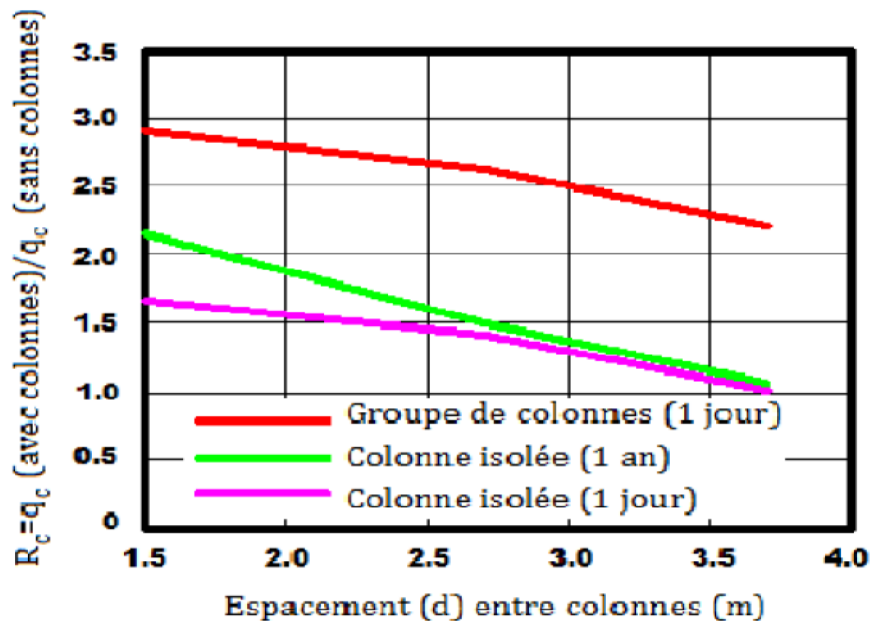


Figure III.15. Améliorations des propriétés mécaniques : rapport « R_q » des résistances en pointe q_c (après et avant traitement) en fonction de l'espacement « d » entre colonnes (Slocombe et al. 2000).

Slocombe et al. par leurs travaux qui ils ont fait en 2000, montrent que les colonnes en groupe conduisent à une meilleure densification des sols pulvérulents lâches et qu'il se produit un resserrage, dans le temps, des particules du sol après la dissipation des pressions interstitielles.

III.6.4. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple :

Pour les fondations souples, la mise en place du matelas de répartition est indispensable pour une meilleure répartition des contraintes.

Eggestad 1983, Wallays 1983, Soyez 1985 et Belcotec 1985 ont montré que le transfert de la charge sur la tête des colonnes est moins accentué lorsque la fondation est souple comme pour les remblais.

Le report de charge conduit à des tassements qui sont plus au moins proches (Vautrain 1980, Faure 1982, Soyez 1985) et comme pour une colonne isolée chargée en tête, la contrainte horizontale totale confinant le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol avant traitement et d'une contrainte supplémentaire de compression exercée dans le ballast (Eggestad 1983).

III.6.5. Incidence du matelas de répartition :

a) Incidence de l'épaisseur :

Pour les fondations « souples », la mise en place du matelas de répartition est indispensable pour une meilleure répartition des contraintes. Par conséquent, son épaisseur dépend de l'intensité de la charge apportée par l'ouvrage mais également de la qualité du sol d'assise.

D'une façon générale, on procède, en pratique courante, de la façon suivante :

- On détermine par des essais de chargement superficiel à la plaque (Mode opératoire LCPC, DUNOD, 1972) le coefficient de réaction de Westergaard K_{ws} du sol initial ;
- On détermine l'épaisseur H_m du matelas de répartition en fonction de K_{ws} et du coefficient de réaction K_{wm} demandé par le projet, à la surface du matelas de réparation, en fonction de la charge apportée par l'ouvrage.

L'estimation de l'épaisseur H_m du matelas de répartition peut être faite, entre colonnes, à partir de la formule empirique appliquée aux couches de forme des chaussées (Claesson et al, 1977), soit :

$$H_m = \left(\frac{1}{0,2} \times \frac{K_{wm}}{K_{ws}} \right)^{1/0,45} (H_m \text{ en mm}), \quad (III - 17)$$

Avec :

K_{wm} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface du matelas,

K_{ws} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface du sol.

La contrainte σ_0 apportée par l'ouvrage (remblai ou charge + dallage) et transmise au matelas de répartition s'écrit en fonction du coefficient de réaction K_{wm} déterminé à la surface du matelas et du tassement mobilisé S_m sous σ_0 :

$$\sigma_0 = K_{wm} S_m \quad (III - 18)$$

Entre colonnes, on peut considérer raisonnablement que le coefficient de réaction K_{ws} du sol traité n'est pas affecté par le traitement et que, par conséquent, le coefficient de réaction après traitement. Cela revient à formuler les contraintes et les tassements qui en découlent (Figure III.13) au moyen des équations :

$$\sigma_0 = K_{ws} S_i \text{ (avant traitement),} \quad (\text{III} - 19)$$

$$\sigma_0 = K_{ws} S_s \text{ (après traitement),} \quad (\text{III} - 20)$$

Et

$$\sigma_c = K_c S_c \text{ (} K_{wc} \text{ coefficient de réaction du ballast, } K_{wc} > K_{ws} \text{)} \quad (\text{III} - 21)$$

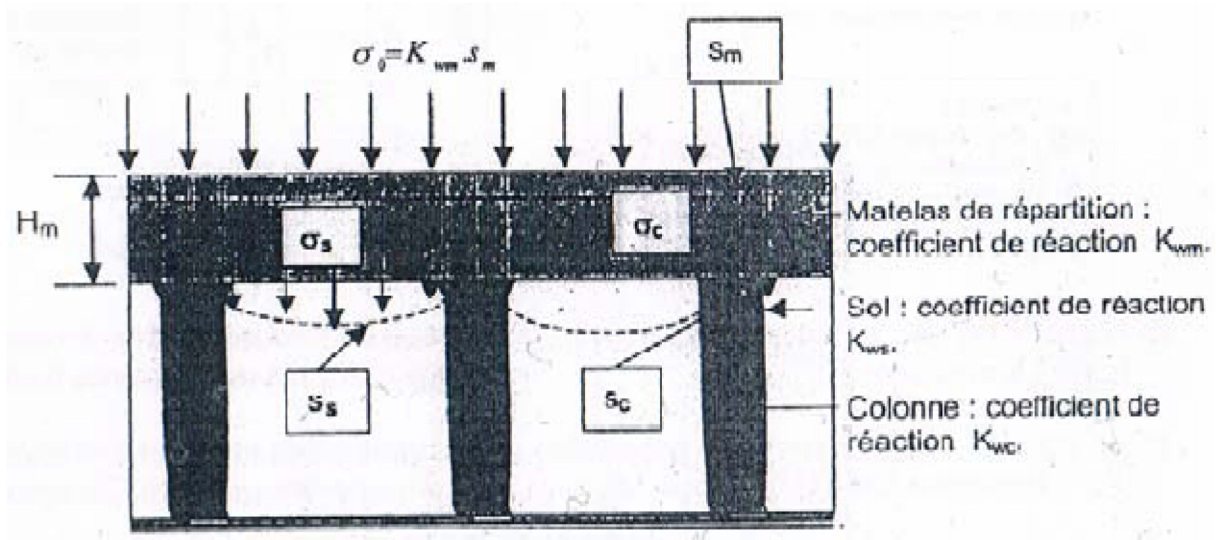


Figure III.16. Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonne et à la surface du sol sous les fondations souples.

Une autre méthode pratique, consiste à considérer un cône fictif développé dans le corps du matelas de répartition et à déduire l'épaisseur du matelas de l'espacement des colonnes, soit (Figure III.14) :

$$H_m = e + (d - D_c)/2 \cdot \tan \alpha \quad (\text{III} - 22)$$

En pratique, le majorant « e » est fixé arbitrairement par la condition :

$$0 \leq e \leq 0,5 \cdot (d - D_c)/2 \cdot \tan \alpha \quad (\text{III} - 23)$$

Et l'angle α est fixé à 45° (angle de frottement interne du matériau du matelas de répartition).

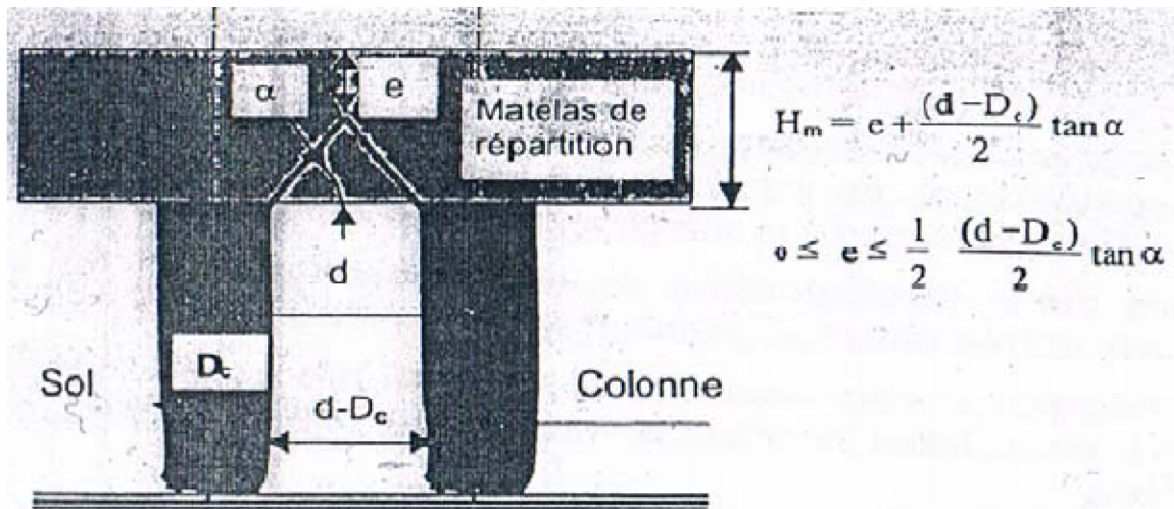


Figure III.17. Estimation empirique de l'épaisseur H_m du matelas de répartition.

b) Incidence de la qualité du matériau constitutif :

La qualité du matériau constitutif du matelas de répartition revêt une grande importance car un matelas exécuté avec un bon matériau et soigneusement compacté permet une meilleure transmission des charges en tête des colonnes et à la surface du sol.

Les caractéristiques minimales requises pour le matelas de répartition sont (Figure III.17) :

- Un module de déformation E_m largement supérieur au module E_s du sol traité ;
- Un module de déformation E_m supérieur à celui du ballast « confiné » E_c ;
- Un compactage soigné avec un degré de compactage (k_c) inférieur à 2,
- Une capacité de drainage analogue à celle des colonnes.

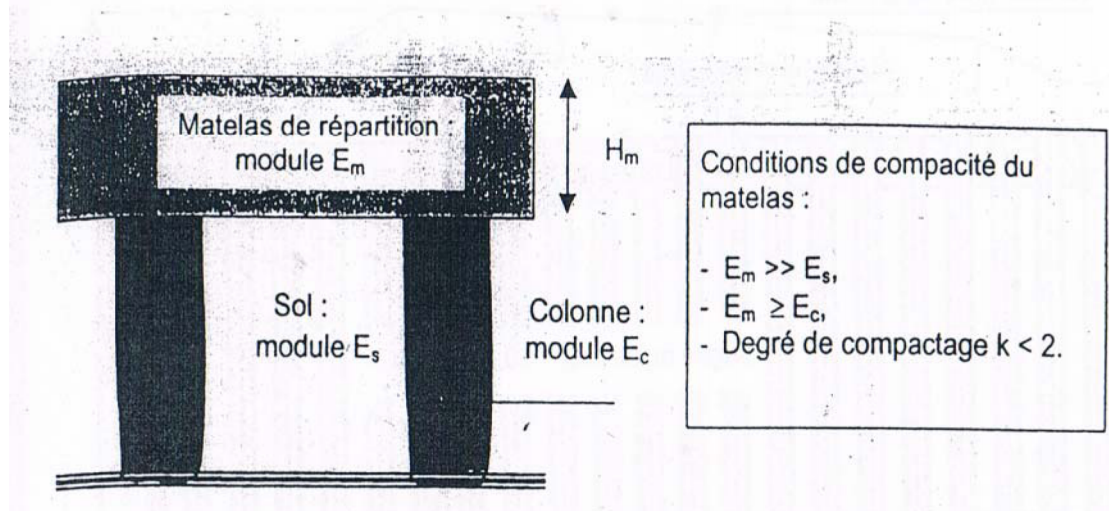


Figure III.18. Conditions de compacité du matelas de répartition.

III.7. Colonnes ballastées et liquéfaction

La liquéfaction se produit sous sollicitations cycliques et se traduit par la perte de résistance de cisaillement d'un matériau sableux fin lâche saturé en eau, elle est liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

Il convient de noter, que depuis son apparition le sujet de construction de colonnes ballastées contre le risque de liquéfaction a fait l'objet de plusieurs études, on cite les travaux :

- Engelhardt et Golding (1975), ont considéré la technique de renforcement par colonnes ballastées, comme une solution de fondation adéquate dans les zones de sismicité élevé, et ont réalisé des essais de grandeurs réelles pour démontrer entre autre que l'utilisation des colonnes ballastées, assure la densification des sables existant en profondeur contre le facteur de liquéfaction.
- Shenthan et al (2004), ont développé une méthodologie analytique pour évaluer l'efficacité de la technique des colonnes ballastées dans la prévention contre la liquéfaction des sables et silts non plastiques saturés, les paramètres de conception et les propriétés des sols qui affectent l'efficacité de cette technique, et les choix de la méthode de construction appropriés ont été également identifiés.

- Al-Homoud et Degen (2006), ont indiqué l'utilisation des colonnes ballastées dans le port de Patras en Grèce pour la prévention contre la liquéfaction d'une couche de loess et sable silteux, et ont utilisé les méthodes de Seed et Idriss (1971) et Priebe (1998) pour étudier la sécurité en se basant sur l'essai CPT.

III.8. Conclusion :

Les colonnes ballastées sont caractérisées par un nombre de paramètres tels que la section de la colonne « A_c », le taux d'incorporation du ballast « a », le rapport de concentration des contraintes verticales « n » et le facteur de réduction des tassements « β ». Ces paramètres sont essentiels pour comprendre le comportement des colonnes ballastées et faire leur dimensionnement.

Les tassements sous les fondations rigides sont identiques en tête des colonnes et en surface du sol, mais différent pour les fondations souples en raison du mode de répartition des contraintes en tête de colonne et à la surface du sol.

En plus de l'augmentation de la capacité portante du sol traité par le transfert des charges en tête des colonnes certains auteurs ont montré qu'il y a aussi une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol entre les colonnes.

En zone sismique, les colonnes ballastées agissent comme des drains et permettent de dissiper les surpressions interstitielles et d'atténuer, par conséquent, la contrainte de cisaillement induite par le séisme. En effet, cette contrainte se répartit entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonnes ballastées.

III.9. Méthode de 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).

III.9.1. Rappel des paramètres intervenant dans le dimensionnement :

a) Données du dimensionnement :

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

Paramètres géotechniques concernant 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 : poids volumique du sol γ_s , 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 degrés).

Contraintes :

- σ_0 : Contrainte apportée par la fondation de l'ouvrage;
- σ_{clim} : 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_L , 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).

b) 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 » ; et
- le facteur de réduction des tassements « β ».

III.9.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques :

a) 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 prédimensionnement 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 .19*).

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 m² 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 m². Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,50 et 1,20 m.

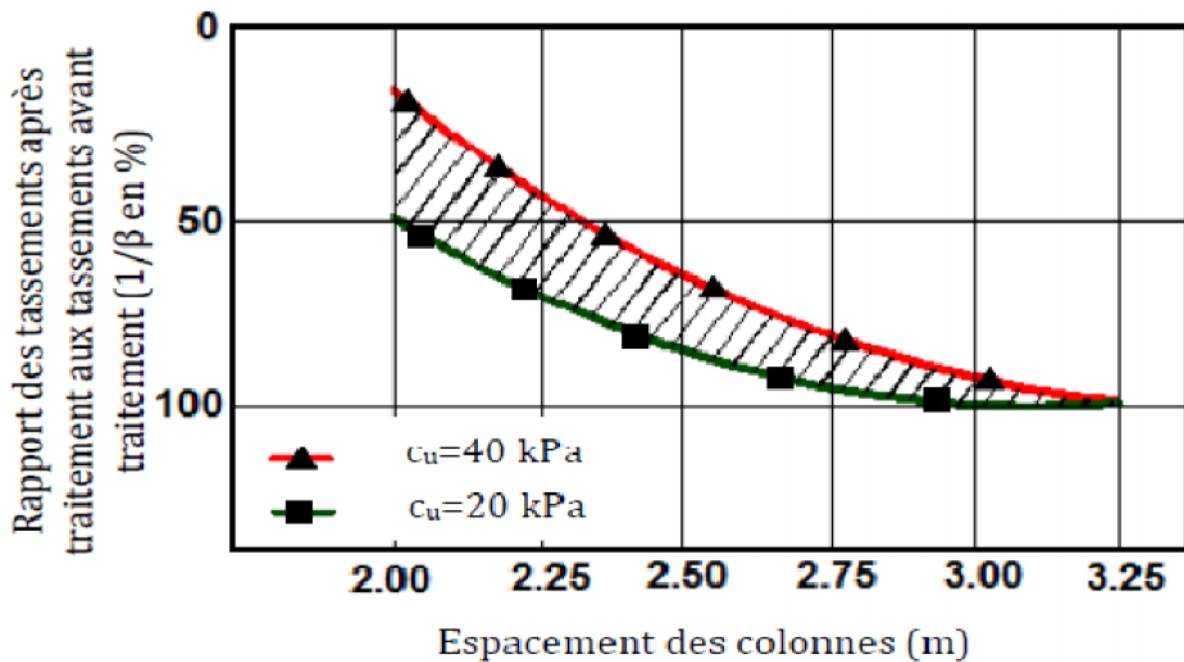


Figure III .19. Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970).

b) Prévion de la capacité portante et du diamètre de la colonne :

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique des colonnes ballastées, ils ont élaboré des abaques simples permettant la détermination du diamètre et la capacité portante de la colonne en fonction de la résistance du sol encaissant (Figure III.20).

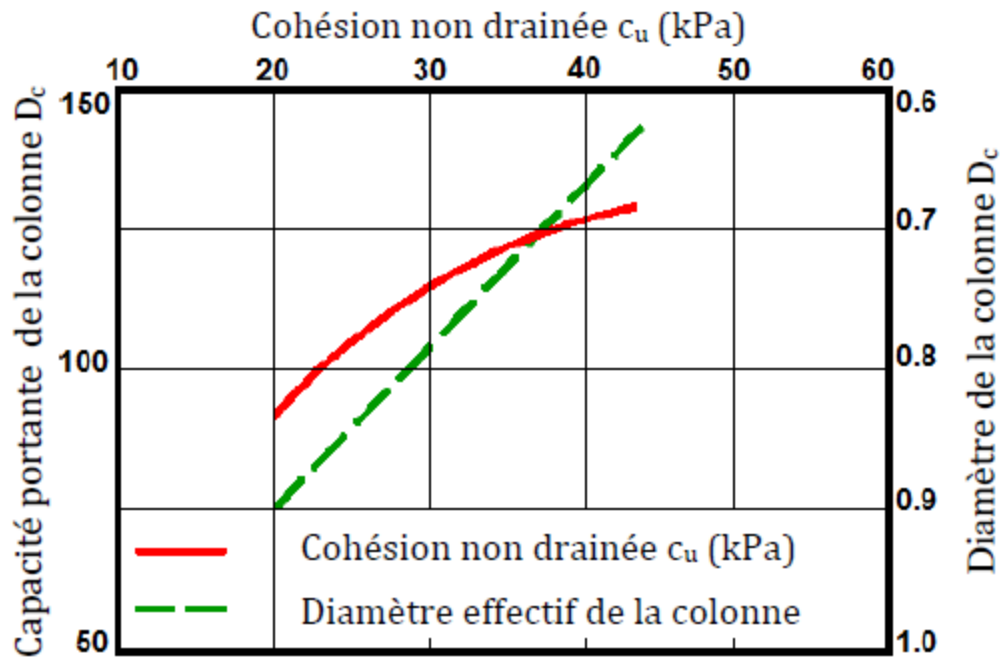


Figure III.20. Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975).

III.9.3. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques

a) Dimensionnement des colonnes ballastées « isolées » chargées en tête

❖ Charge limite en tête d'une colonne ballastée

Les colonnes dont la base repose sur un horizon raide doivent, selon que leur longueur est supérieure à quatre fois leur diamètre, être dimensionnées vis-à-vis d'une rupture par expansion latérale de la colonne.

La rupture par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes courtes reposant sur un horizon raide.

Les colonnes flottantes doivent quant à elles vérifier une condition supplémentaire de « non poinçonnement », à l'instar d'un pieu classique.

❖ *Mise en équation de la rupture par expansion latérale*

Cette théorie repose sur une analogie entre la colonne et une éprouvette de matériau pulvérulent (de même angle de frottement φ_c que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne, à la profondeur où ses caractéristiques mécaniques sont minimales.

Le caractère drainant du ballast fait que l'on raisonne en contraintes effectives à l'intérieur de la colonne, ce qui permet d'écrire :

$$\sigma'_{c_{lim}} = \sigma'_{h_{lim}} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{III} - 23)$$

On peut écrire aussi la relation précédente sous la forme :

$$\sigma'_{c_{lim}} = \sigma'_{h_{lim}} K_{pc} \quad (\text{III} - 24)$$

Où :

$\sigma'_{c_{lim}}$: La contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture.

$\sigma'_{h_{lim}}$: La contrainte horizontale effective maximale du sol.

φ_c : Angle de frottement interne du ballast.

K_{pc} : Le coefficient de butée du ballast.

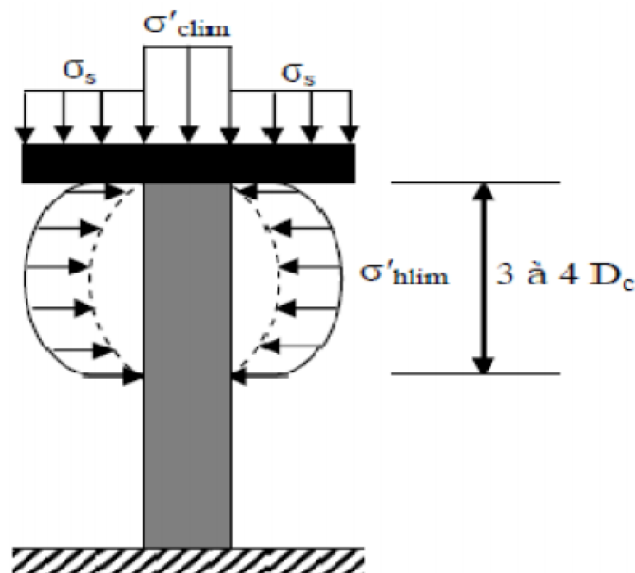


Figure III.21. *Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Greenwood, 1970).*

❖ *Mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé*

La contribution la plus connue, et certainement la plus utile, sur ce sujet est celle de Brauns (1978 a, 1978 b et 1980) qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « sol-ballast » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, ainsi que l'illustre la *Figure III.22*.

L'intérêt de la théorie développée par Brauns est de pouvoir prendre en compte une surcharge σ_s appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

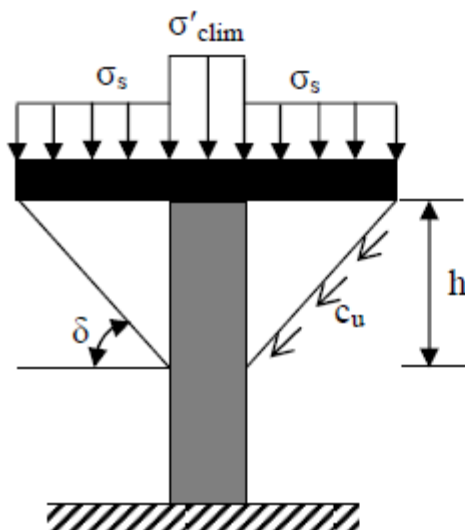
Moyennant quelques hypothèses simplificatrices (en particulier l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes) la contrainte verticale limite σ'_{clim} en tête de colonne vérifie l'équation :

$$\sigma'_{clim} = \left[\sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] [1 + \sin(2\delta)] \left[1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] K_{pc} \quad (\text{III} - 25)$$

Où :

c_u : La cohésion non drainée du sol, supposée constante sur toute la profondeur du traitement

δ : Angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.



$$h = 2D_c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right)$$

Figure III.22. Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978- b).

L'angle δ peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la *Figure III.23*. Dans le cas particulier où σ_s est égale à zéro, la courbe de la *Figure III.23* donne directement δ en fonction de φ_c .

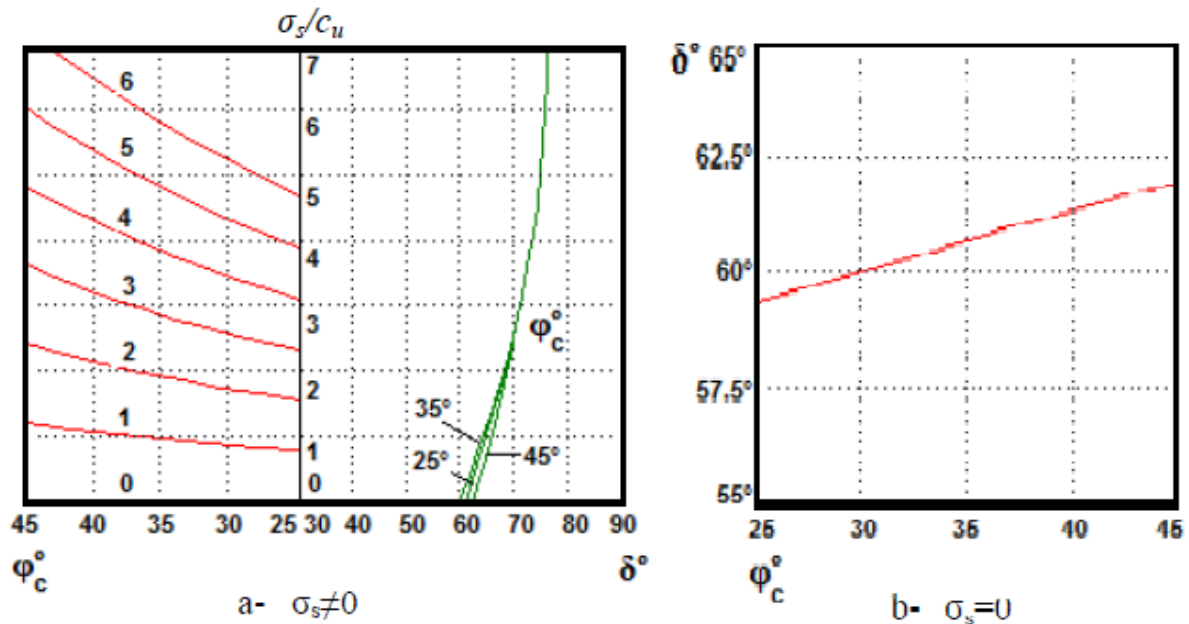


Figure III.23. Détermination pratique de δ (Brauns, 1978b).

❖ *Mise en équations de la rupture par poinçonnement d'une colonne flottante*

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement a lieu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ qui se transmet dans la colonne.

Hughes et al (1975) et Brauns (1980) ont considéré que la colonne travaillait comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et d'un frottement latéral positif. Ils ont fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement mobilisée sur la périphérie de la colonne est égale à la résistance au cisaillement non drainée C_u du sol. Dans le calcul, cette cohésion non drainée C_u sera supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible.

Considérons la colonne ballastée de la *Figure III.24*, caractérisée par un poids volumique γ_c et un diamètre initial D_{col} . La contrainte verticale σ_v régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne est :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left(\gamma_c - \frac{4 C_u}{D_c} \right) \quad (\text{III} - 26)$$

Cette équation permet de déterminer la longueur minimale ainsi que la longueur maximale de la colonne. La longueur minimale L_{cmin} correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement.

Si l'on assimile la colonne ballastée à un pieu flottant dans un sol homogène isotrope purement cohérent, la longueur minimale de la colonne L_{cmin} est, dans ces hypothèses, donnée par :

$$L_{cmin} = \frac{D_c}{2} \left(\frac{N_c C_u - \sigma_{clim}}{\gamma_c - 2C_u} \right) \quad (\text{III} - 27)$$

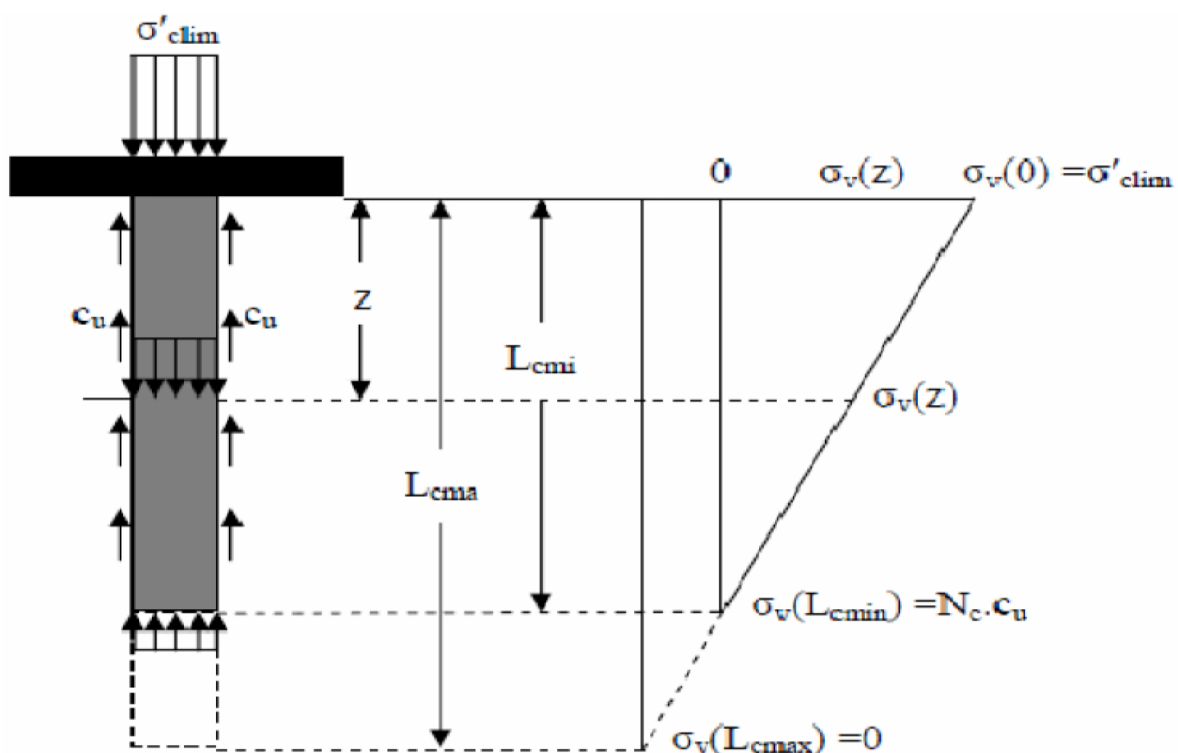


Figure III.24. Définition des longueurs L_{min} et L_{max} d'une colonne ballastée vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980).

La valeur de N_c usuellement utilisée pour le dimensionnement de pieux traditionnels.

Dans le même temps, il existe une longueur de traitement L_{max} , caractérisée par $\sigma_v(L_{max}) = 0$, au-delà de laquelle le traitement est inutile.

La valeur de longueur maximale de traitement L_{max} est donnée par la relation :

$$L_{cmax} = \frac{D_c}{2} \left(\frac{\sigma_{clim}}{2C_u - \gamma_c} \right) \quad (\text{III} - 28)$$

L'optimisation de la longueur L_c des colonnes flottantes doit vérifier la condition suivante :

$$L_{c_{\min}} \leq L_c \leq L_{c_{\max}} \quad (\text{III} - 29)$$

La *Figure III.24* illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution, en fonction de la profondeur z , de la contrainte verticale σ_v développée dans la colonne.

b) Tassement d'une colonne isolée chargée en tête :

❖ *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) 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 le module 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 :

$$S_i = \frac{Q_c}{L_c E_s} I_p \quad (\text{III} - 30)$$

Et,

$$S_f = \frac{Q_c}{L_c E'_s} I_p \quad (\text{III} - 31)$$

Où :

Q_c : 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 III-25*.

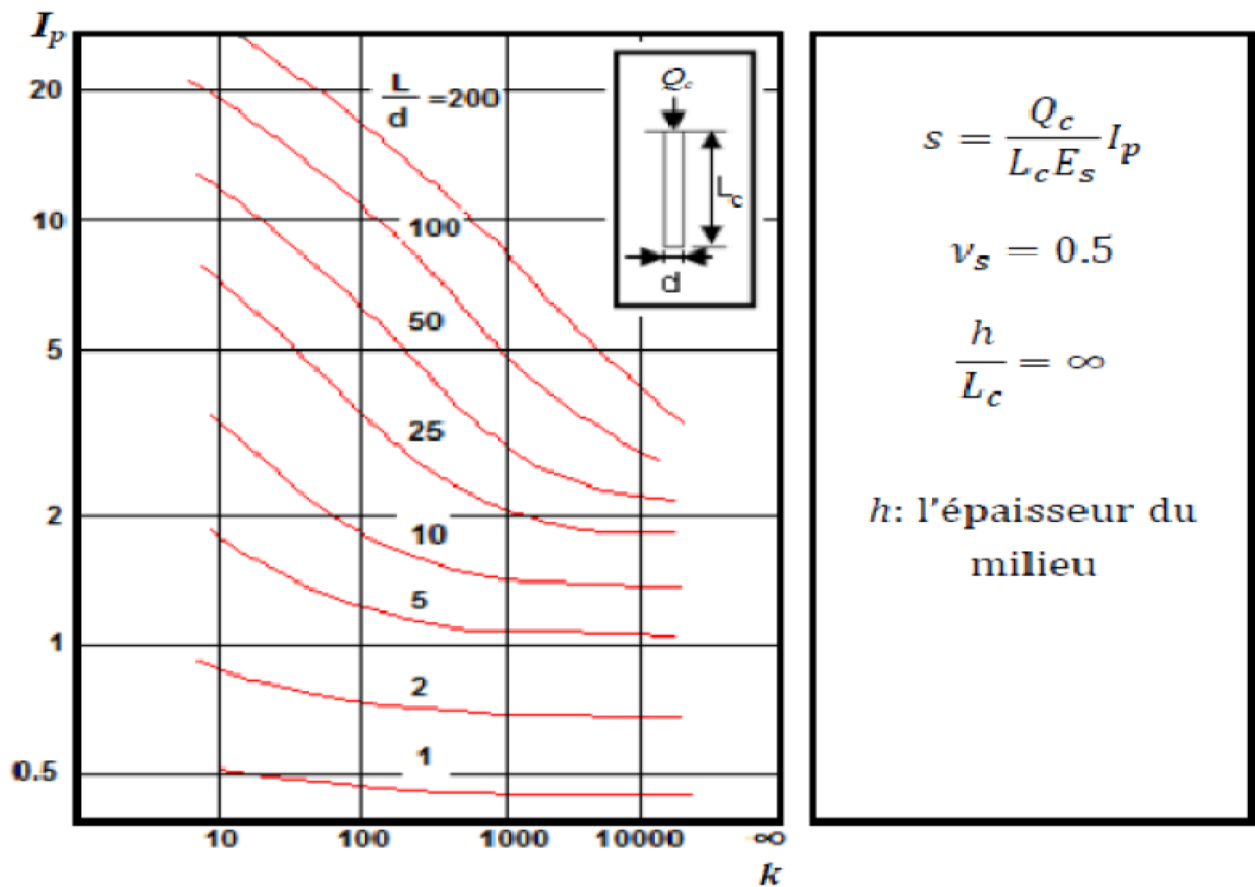


Figure III.25. Facteur d'influence des tassements I_p (Mattes et Poulos, 1969).

III.9.4. Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (Disposition des colonnes ballastées, *Figure III.12*):

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.

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 ($S_s = S_c$).

❖ Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées

L'approche 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.

❖ *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 :

$$\bar{E}' = \frac{E_c A_c + E_s (A - A_c)}{A} \quad (\text{III} - 32)$$

Où :

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

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

$$\beta = 1 + a \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (\text{III} - 33)$$

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.

❖ *La méthode de Priebe*

Dans laquelle la colonne à long terme plastifiée par mobilisation du cisaillement maximal, le sol subissant un processus de consolidation jusqu'à ce qu'un état d'équilibre en contraintes effectives soit finalement atteint ce modèle de simulation a été développé par Priebe (1976). La méthode de Priebe est jugée la méthode la plus complète dans le domaine du dimensionnement des colonnes ballastées (Dhouib et *al.*, 2004a), elle est basée la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique, dans laquelle l'ensemble « sol-colonne » est supposé vérifier les hypothèses suivantes:

- Les tassements en surface sont égaux ($S_{\text{sol}}=S_{\text{colonne}}$) à la fin de la consolidation primaire;
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre actif contenu ; les déformations de la colonne suivent celle du sol ;
- Le matériau de la colonne est incompressible ; les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E_{sol} et un coefficient de poisson ν_{sol} constant sur toute la profondeur.
- Il y'a conservation des sections planes. Par conséquent, les cisaillements le long du fût de la colonne ballastée sont négligeables voire nuls.
- Dans tous les cas, les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge q en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux, et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne.
- Chaque milieu est caractérisé, d'une manière générale, par les paramètres mécaniques suivant; $E_s, \nu_s, C_s, \sigma_s, E_c, \sigma_c, \nu_c$

Le comportement de la colonne ballastée dans le sol est assimilé par Priebe au principe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (Figure III.26) [Dhouib et Blondeau, 2005].

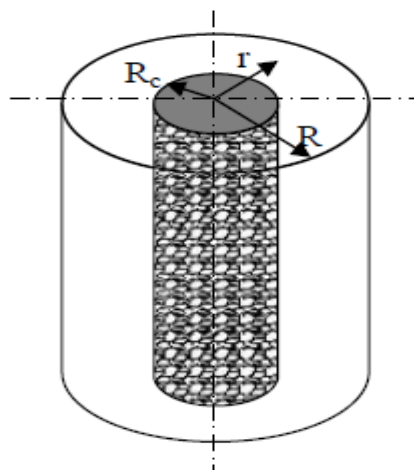


Figure III.26. *Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol.*

Dans son approche de dimensionnement des colonnes ballastées, l'auteur introduit trois critères principaux (Dhouib et al, 2004a):

- Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement ;
- Incidence de la compressibilité de la colonne ;
- Effet de la profondeur.

1) Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement

La prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement est caractérisée par le facteur d'amélioration n_0 donné par:

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} \right] \quad (\text{III} - 34)$$

Où :

v_s : désigne le coefficient de poisson du sol

$f(v_s, a)$: est une fonction donnée par

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - 2v_s) + a} \quad (\text{III} - 35)$$

K_{ac} : est le coefficient de poussée du ballast, exprimé par :

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{III} - 36)$$

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de profondeur au rapport des modules (E_c/E_s) divisé par celui des contraintes (σ_c/σ_s), soit :

$$f_d = \frac{E_c \sigma_s}{E_s \sigma_c} \quad (\text{III} - 37)$$

2) Prise en compte de la compressibilité de la colonne :

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur par un accroissement Δ_a de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative colonne/sol (E_c/E_s) ; cet accroissement est donné par Priebe (1995) :

$$\Delta_a + a = \bar{a} = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)} \quad (\text{III} - 38)$$

Où $(1/a = A/A_c)$ dépend directement du rapport des modules (E_c/E_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 (III – 34) afin de déterminer le facteur d'amélioration n_1 , soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{0,5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (\text{III} - 39)$$

La valeur de n_1 déterminée directement à partir de l'abaque (1) de l'annexe B, en fonction du rapport (A/A_c) majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_c)$.

3) Introduction de l'influence de la profondeur :

L'influence de la profondeur est caractérisée, d'après l'auteur, par un facteur de profondeur f_d donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \left(\frac{\sum_i^n \sigma_{si}}{\sigma_0} \right)} \quad (\text{III} - 40)$$

Où :

$\sum_i^n \sigma_{si}$: désigne la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n)

y : désigne le facteur d'influence qui est directement donné par l'abaque (3) de l'annexe (B) aussi en fonction du rapport (A/A_c) majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_c)$.

III.10. Conclusion

Dans ce chapitre, on a traité le comportement des colonnes ballastées isolées chargées en tête et leurs modes de rupture (rupture par expansion latérale, cisaillement généralisé, et par poinçonnement.), les réseaux de colonnes ballastées sont assimilées à une colonne isolée appelée cellule unitaire, les coefficients η (rapport de concentration des contraintes) et β (facteur de réduction des tassements) caractérisent l'efficacité du traitement par colonnes ballastées.

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

La capacité portante de la colonne peut être estimée de manière rapide et aisée à partir de l'abaque empirique de Thorburn (1975). L'espacement entre colonnes d'un réseau de colonnes ballastées peut être déduit de l'abaque de Greenwood (1970) en fonction de la cohésion non drainée C_u du sol.

La méthode de Priebe (1976,1995) est la plus utilisée, dont la justification mathématique repose sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique (Vesic 1972) est, de nos jours, la plus élaborée pour l'évaluation des tassements des colonnes ballastées, elle a l'avantage de proposer des abaques simples d'usage.

IV.1. Introduction

On présente dans ce le site sur lequel sera implanté le projet, ainsi qu'une synthèse des études géotechniques effectuées sur ce dernier.

Le projet traite le renforcement de sol par colonnes ballastées, pour qu'il puisse recevoir un bac de stockage de pétrole d'une capacité de 50 000 m³.

Notre zone d'étude se situe dans la plaine alluviale de Bejaia en Algérie, plus exactement dans le terminal marin où sont plantés les bacs de pétrole.

IV.2. Contexte géologique et géotechnique de la plaine alluviale de Bejaia

Le site d'étude fait partie de la plaine alluviale de Bejaia qui s'étend sur une superficie avoisinant 750hectares. Elle renferme la majeure partie des terrains situés aux embouchures des oueds Soummam et Seghir. Cette zone n'avait pas connu dans le passé de développement urbain à cause des différents aléas mis en évidence après des études hydrauliques et géotechniques réalisées dans la région.

Sur le plan hydraulique, le risque d'inondation par les crues de l'oued Soummam constitue une contrainte en matière d'urbanisation et nécessite des aménagements adéquats pour limiter les dommages. Le débordement de l'oued Soummam en 2003 avait causé d'énormes dommages aux infrastructures de base et aux équipements limitrophes (routes, aéroport et habitations).

Sur le plan géotechnique, il est constitué principalement d'anciennes alluvions marécageuses et compressibles du niveau inférieur d'âge Quaternaire sur une épaisseur de 25 à 30 m, qui n'ont pas encore atteint un degré de consolidation suffisant, par conséquent leur capacité portante est faible et leur compressibilité est élevée. Cette formation géologique meuble surmonte le crétacé supérieur formé de marnes grises et marno-calcaire compacts au delà de 30 m.

Le site est inondable, il est sujet à l'influence des crues des oueds Es-Sghir et Soummam et des courants marins (houles).

IV.3. Contexte géologique de la zone d'étude

La démarche à suivre pendant les études de sol est la suivante :

- Collecte de données géologiques et hydrogéologiques et relevé pathologique éventuel sur les bacs existant et la stabilité des versants suite à la visite de site ;
- Collecte de données auprès de SONATRACH sur les charges de l'ouvrage et éventuellement sur le phasages des travaux de terrassement ;
- La consultation d'archives et des observations géologiques sur site permettent d'arrêter une stratégie d'intervention géotechnique et de définir les types d'essais.

La ville de Bejaia s'est accrochée aux pentes du djebel Gouraya, puis s'est étendue vers le sud, dans la plaine alluviale de Bejaia, cette dernière est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne). La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interpénétrées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes [Sadaoui, 2006]:

❖ Alluvions anciennes

Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sable de plage emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise.

Ces alluvions provenant du démantèlement de formations anciennes qui s'observent à l'embouchure de l'oued Soummam sur la rive droite. Ces terrasses s'étendent sur plusieurs centaines de mètres.

❖ Alluvions marécageuses

Elles sont constituées par des éléments fins limoneux et vaseux avec intercalation de sables fins.

A cet effet, on retrouve à tous les niveaux des traînées, des filets finement sableux et des petits coquillages blancs. Il s'agit toujours de sols plus ou moins organiques brun-noirs d'aspect vasard.

❖ Alluvions récentes

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

❖ Remblais

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



Figure IV.1: Vue aérienne de la plaine alluviale de Bejaia (Google earth, 2014)

IV.4. Hydrologie locale

La morphologie et le climat de la région avait favorisé essentiellement la formation des cours d'eau et des ravinements à ruissellement intermittents. Le régime d'écoulement est irrégulier, il connaît parfois de forte crues en hiver à cause de la superficie des bassins versants qui s'y déversent et le plus souvent il est sec en été. Ces cours d'eau débouchent en majorité dans l'oued Es-Sghir excepte ceux situés au sud de djebel Boudraham qui déversent directement dans l'oued Soummam.

IV.5. Hydro climatologie

La présence de l'eau dans le sous sol a une influence importante sur son comportement mécanique et elle pose toujours des problèmes délicats de stabilité des constructions lourdes (tours, silos,...). L'eau peut contribuer à la dégradation des caractéristiques mécaniques d'un sol et par conséquent modifier la stabilité des terrains.

L'hydrologie présente un aspect complémentaire à l'étude géologique d'une région, elle contribue à la connaissance de l'origine, la distribution et les écoulements des eaux souterraines.

IV.6. Effets des séismes dans la zone d'étude

Les séismes algériens peuvent atteindre une magnitude assez grande et par conséquent entraîner des dégâts catastrophiques aux environs de leurs foyers.

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

Le dernier séisme ayant ébranlé la région de Bejaia est celui 19/05/2013 de magnitude enregistrée est de 5,5 sur l'échelle ouverte de Richter.

Le démantèlement des roches calcaires s'effectue après les répliques et les débris déchiquetés se mettent en chute libre jusqu'aux replats des pieds de falaises pour former des tas d'éboulis rocheux.

IV.7. Reconnaissance du site (la plaine de Bejaia)

Les projets importants requièrent un programme de reconnaissance spécifique qui est fonction des conditions locales de sites, des aléas mis en évidence (inondation, présence de cavités ou d'ancienne caves, sols sablonneux liquéfiable, sols gonflants,etc.), de l'importance des charges apportées et de la sensibilité de la structure de l'ouvrage par rapport à la déformabilité du sol support.

Le programme de reconnaissance géotechnique doit permettre la mesure de l'ensemble de paramètres de comportement des sols afin d'aboutir à un dimensionnement optimal des fondations sans compromettre leurs stabilité à long terme et en cas de la survenue d'un événement accidentel (séisme).

Les qualités mécaniques d'un sol sont caractérisées traditionnellement par deux (02) paramètres, l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c). Ces deux paramètres ne peuvent être mesurés qu'en laboratoire sur des échantillons intacts, soit par des essais de cisaillement direct, soit par des essais de compression triaxiale. Quant à la déformabilité, on la détermine également en laboratoire à l'oedomètre, ou à l'appareil triaxial.

Le coût élevé des sondages carottés et la concurrence rude incite actuellement les laboratoires à faire recours aux essais in situ sans se soucier parfois de leur adaptabilité aux conditions géologiques du site.

Parmi les essais in situ les plus utilisés on peut citer le pénétromètre statique et dynamique qui ne s'applique pas dans les formations traversées par une nappe phréatique ainsi que le pressiomètre.

L'objectif des essais sur les sols est :

- Identification et classement des sols rencontrés ;
- Définir la sensibilité des sols vis-à-vis des agents externes ;
- Définir l'agressivité des sols par rapport aux matériaux de fondations ;
- Définir le comportement des sols à court, moyen et long terme ;
- Définir les paramètres physico mécaniques pour le calcul de portance, tassement, et ligne de rupture pour le glissement des terrains.

IV.8. Campagne de reconnaissance géotechnique du site

Durant les mois de juillet -aout 1991, une campagne de sondage géotechnique sur le terrain de fondation des trois bacs pétroliers (R21, R13, C9) a été réalisée

Cette étude comporte les essais suivants :

- Deux (2) sondages carottés d'une profondeur de 27-40 mètres pour chaque bac cité dessus ;
- Trois (3) sondages au pénétromètre statique(CPT) d'une profondeur de 20 mètres pour chaque bac.

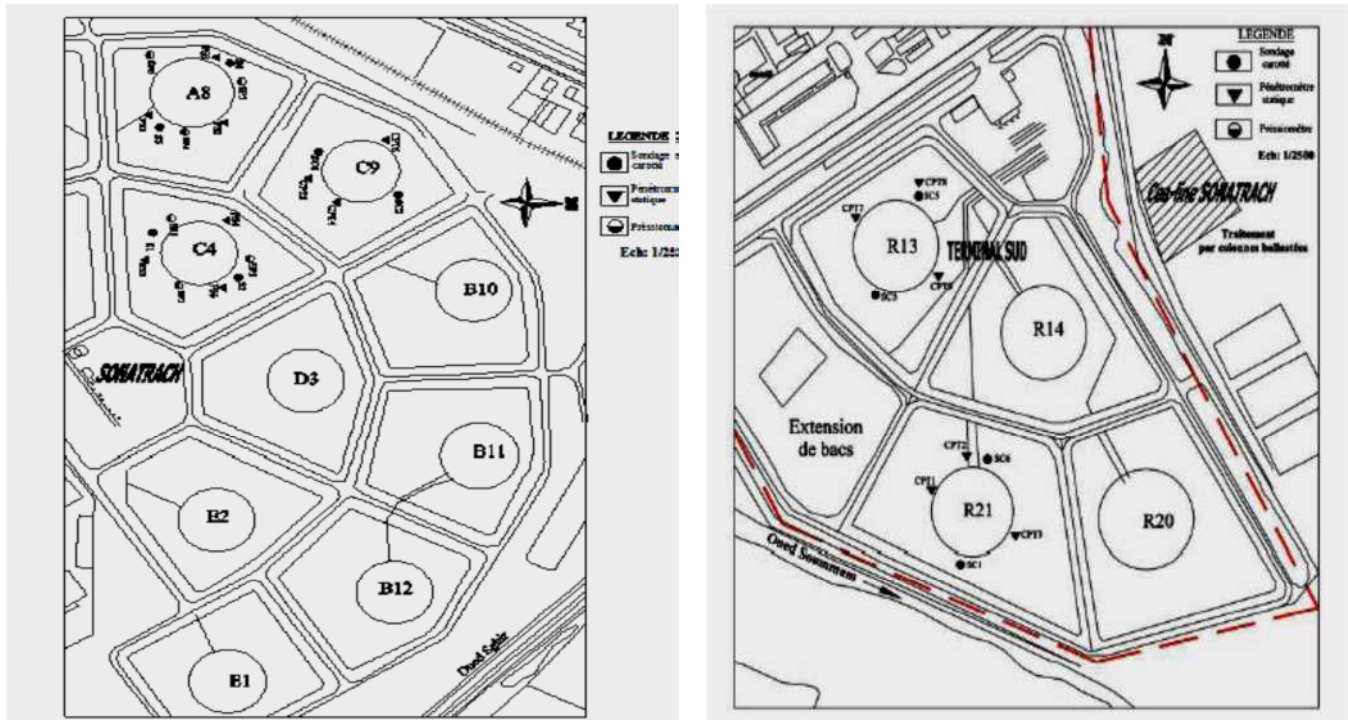


Figure IV.2 : Plan de masse du terminal nord et sud de stockage de pétrole et implantation des essais géotechniques.

❖ Description de l'ouvrage

Le terminal marin d'hydrocarbures de Bejaia renferme 16 bacs de stockage en acier de capacités variables de $35\,000\text{ m}^3$ à $50\,000\text{ m}^3$ respectivement de 56m et 67 m de diamètres, et 14.4 m et 16 m de hauteurs. Il est situé à l'extrémité Sud- Est de la ville de Bejaia (Algérie) et délimité par les oueds Seghir au Nord, Soummam au sud et la voie de chemin de fer (SNTF) à l'Est (voir figure IV.1). Les bacs sont constitués d'un radier souple de 12mm, d'une robe cylindrique d'épaisseur moyenne 20mm ($8\text{mm} \leq e \leq 32\text{mm}$) et d'un toit flottant en tôles avec un treillis tubulaire. La structure des bacs a été affectée dans un passé récent par des tassements différentiels importants ayant engendré des dommages d'instabilité (perte d'aplomb, ovalisation...)

Les bacs en question ont été mis en exploitation en 1959, en 1978 les premiers signes d'affaissements de sols ont été décelés sur la circonférence de quelques bacs. Les tassements différentiels ont engendré la *perte d'aplomb*, l'*ovalisation* de la robe et le *blocage* des toits flottant. Les tassements différentiels mesurés sur la circonférence des bacs (R13, R21, C9, A8, C4,...) ont atteint des *valeurs de 20 à 28 cm* et les relevés d'ovalisation de 1995 montrent que 8 bacs ont subi un déplacement radial positif ou négatif supérieur à 10 cm à l'exemple des bacs A8 (206 mm), C4 (136 mm), A7 (120 mm) et D3 (135 mm) [4]. Les bacs les plus vulnérables (R13, R21, C9, C4 et A8) ont été confortés en 1992 et 2004, d'autres bacs sont en instance de confortement.

Le projet consiste à faire une reprise sous œuvre de ces bacs et faire une étude de renforcement du sol par colonnes ballastées pour la réalisation d'autres bacs.

Les caractéristiques géométriques et les paramètres physiques et mécanique, des éléments du bac et du pétrole sont donnés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.1. Les caractéristiques géométriques du bac de stockage d'hydrocarbure de Bejaia

Diamètre du bac [m]	Hauteur du bac [m]	Hauteur de remplissage [m]	Hauteur de la Virole[m]	Epaisseur du radier [mm]
67	16	14.4	2.00	12.00

Tableau IV.2. Les paramètres physiques et mécaniques du bac et du pétrole

Poids moyen du toit [tonne]	Poids volumique de l'acier [KN/ m ³]	Module de Young de l'acier [MPa]	Densité du Pétrole [KN/ m ³]	Débit de remplissage et vidange (m ³ /h)
430	78.50	210000	8.20	1350

Détermination des charges et surcharges

➤ Les charges permanentes

élément	Le poids [tonne]	La charge [t/m ²]
Toit flottant	430	0.12
Radier souple	830	0.24
Les viroles	489	0.14
		Gt= 0.5

➤ la charge d'exploitation :

$$P = (\pi \times D^2/4 \times H \times \gamma_p)$$

$$P = 41610 \text{ t}$$

$$Q = P/S$$

$$Q = 11,80 \text{ t/m}^2$$

Avec :

$$D = 67\text{m} \quad H=14,4\text{m} \quad \gamma_p= 0,82 \text{ t/ m}^3 \quad S = 3524 \text{ m}^2$$

➤ Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 0,5) + (1,5 \times 11,8) = 18.375 \text{ t/m}^2 = 1.84 \text{ bars}$$

➤ combinaison de charge à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 11,8 + 0,5 = 12,3 \text{ t/m}^2 = 1,23 \text{ bars}$$

❖ **Sondage carottés**

Les six (6) sondages carottés dont l'implantation est précisée sur les figures 03-3 ont été réalisés jusqu'à 40 mètres.

La synthèse des résultats des six (6) sondages carottés de 40 mètres de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts, permet de révéler que le terrain est hétérogène et est caractérisé par une alternance dans les niveaux sableux, limoneux et argileux.

Les différents niveaux sont caractérisés par hétérogénéité latérale avec géométrie à lentille ou irrégulière avec, quelquefois, des fortes variations aussi bien dans les limites de quelques mètres.

Inférieurement aux dépôts sableux-limoneux-argileux, il y'a les roches de la sub-couche constituées par des marnes grises généralement compactés avec toit situé en profondeur se trouvant entre 25 et 30 mètres.

Le niveau statique de la nappe résulte être à une profondeur de 2,50 m environ.

En correspondance de chaque bac il a été exécuté une section lithologique schématique de la description des terrains inférieurement aux 3 bacs et a été indiqué dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. coupes lithologique des sondages carottés

	Profondeur [m]	Description géotechnique des couches
Bac R21	0-3	Argiles et limons
	3-27	Sable fin, quelquefois limoneux, avec rares niveaux graveleux et intercalations argileuses
	27-40	Marne (sub-couche)
Bac R13	0-6	Argiles et limons
	6-26	Sable fin avec intercalations argileuses
	26-40	Marne (sub-couche)
Bac C9	0-22/30	Alternance entre des niveaux en majorité argileux et niveaux sableux
	22/30-40	Marne (sub-couche)

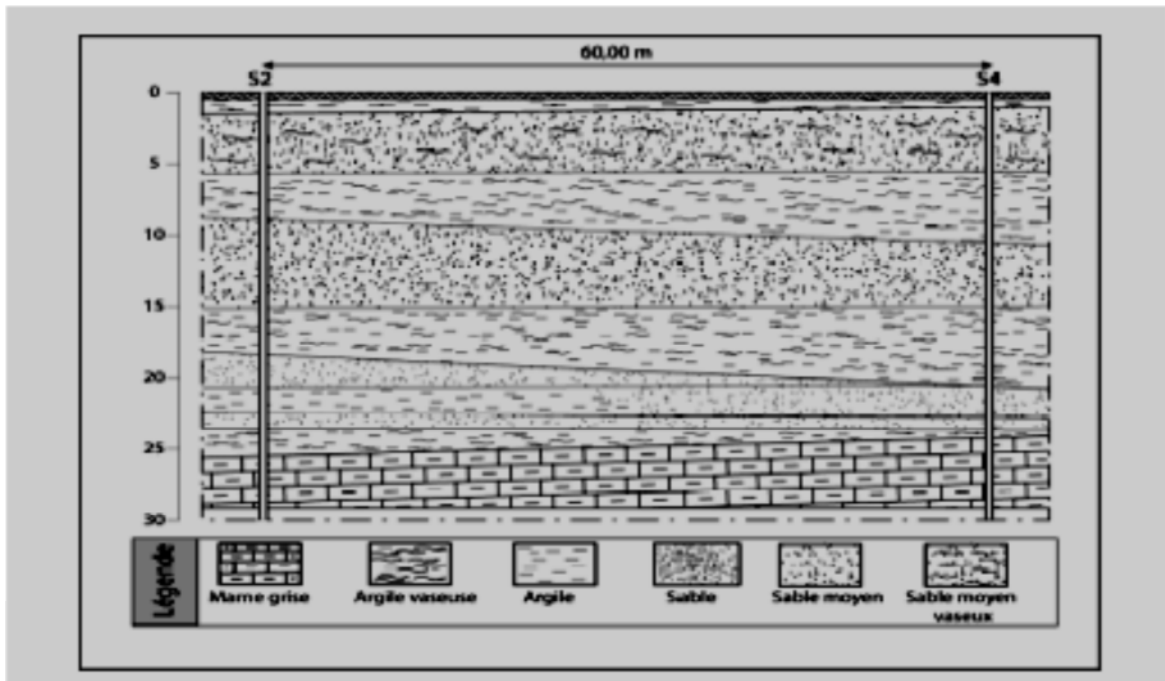


Figure IV.3. Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage C9. (Terminal marin nord à proximité d'Oued Es-Seghir).

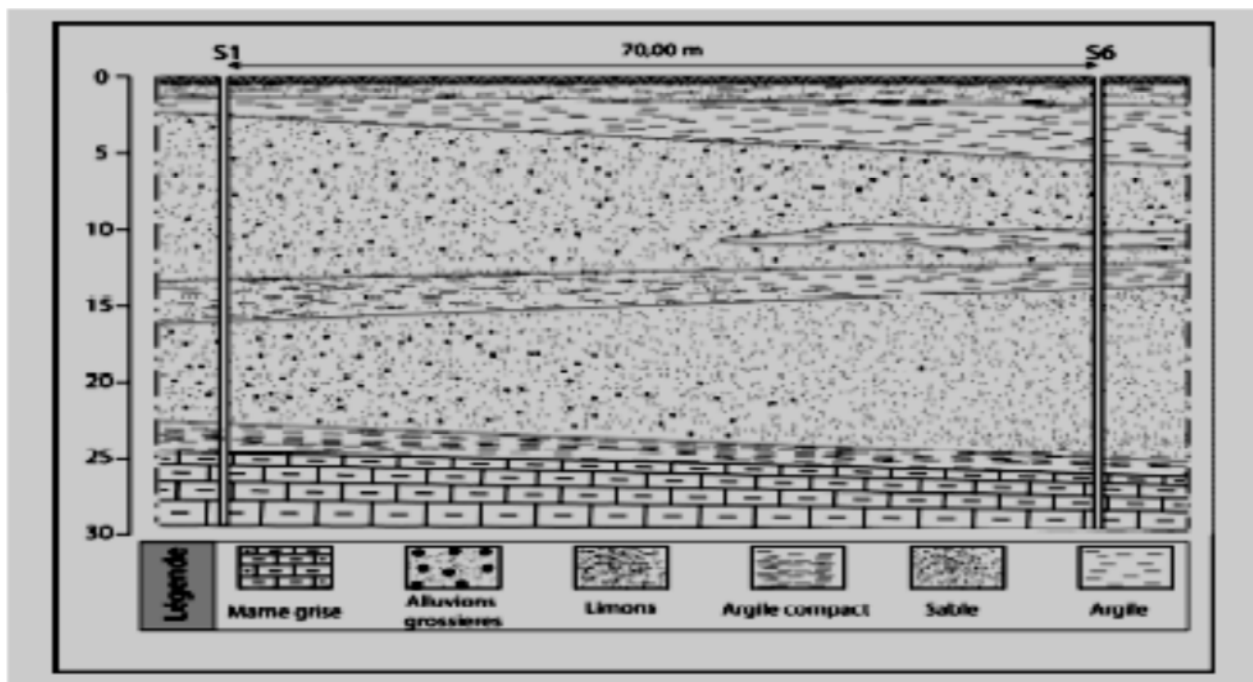


Figure IV.4. Profil géotechnique du sol au niveau du bac de stockage R21 (Terminal marin sud).

IV.9. Essais in situ

❖ Essai de pénétration statique

Neuf (9) essais de pénétration statique ont été réalisés sur le site. La localisation de ces essais est montrée sur la figure IV.2 et les résultats des essais sont présentés sous forme de diagramme avec :

- En ordonnées croissantes vers le bas, les profondeurs atteintes par la pointe ;
- En abscisses croissantes de gauche à droite, les résistances mesurées à diverses profondeurs.

Un pénétrogramme se compose généralement des courbes suivantes :

- Les résistances à la pointe spécifique ;
- Les résistances de frottement latéral.

Les profils de résistance en pointe du pénétromètre statique des essais réalisés in situ mettent en évidence la présence de couches de très faibles résistances jusqu'à des valeurs inférieures à 10bars, avec toutefois des pics qui dépassent les 50bars. Ces irrégularités de la résistance nous renseignent sur l'hétérogénéité des couches de sable traversées. Les résultats des essais au pénétromètre statique sont résumés sur des graphes donnant les résistances statiques en pointe (q_c) et au frottement (q_f) en fonction de la profondeur figure IV.5. L'exploitation de ces graphes montre une décroissance de la résistance en pointe jusqu'à des valeurs inférieures à 10bars au niveau de certaines couches notamment entre 2 et 5 m de profondeur pour le bac R21, et entre 16 et 18,5m de profondeur pour le bac C9.

Cela met en évidence l'intercalation de couches de faible résistance d'argiles molles ou de vases.

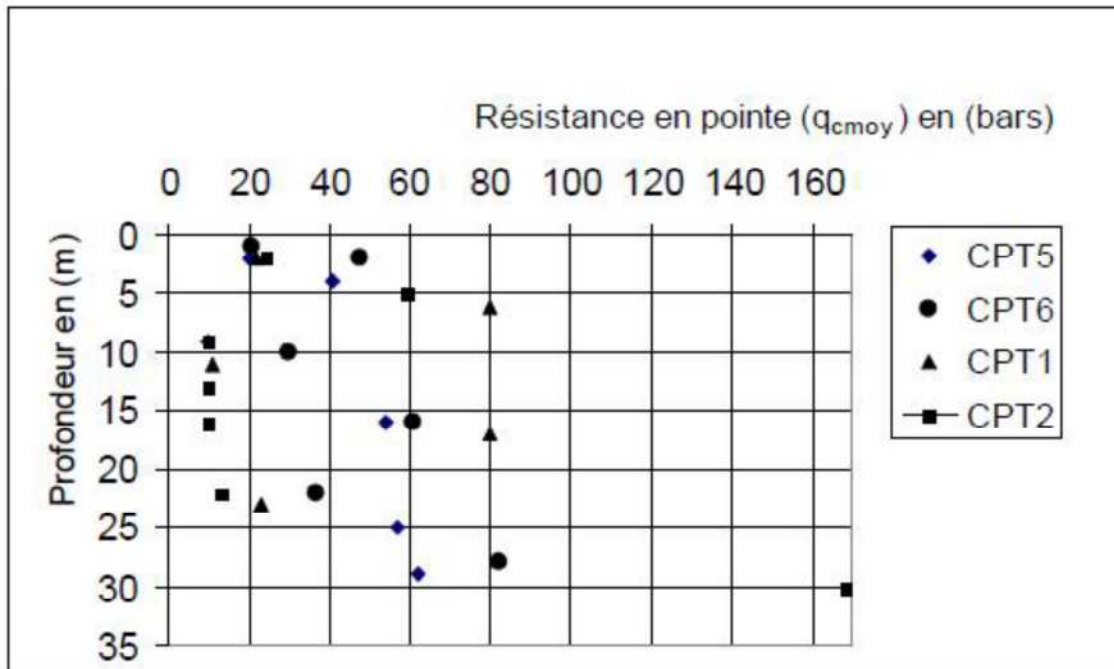


Figure IV.5. résistance en pointe q_c du pénétromètre statique

L'examen des différents graphes montre également l'allure en dents de scie assez prononcée des résistances en pointe avec la profondeur au niveau de tous les essais réalisés. Cette irrégularité de la résistance nous renseigne sur la différence de compacité et l'hétérogénéité des couches de sable voire une succession de couches de nature différentes (sable, argiles, limons, vases, alluvions grossières). Les pics de résistances en pointe (q_c) atteignent parfois 100 à 300 bars et subissent une décroissance subite jusqu'à 30bars.

La couche de marne n'a pas été atteinte par les essais au pénétromètre statique

Le tableau suivant montre les catégories conventionnelles de sols en fonction des résistances en pointe q_c .

Tableau IV.4. *Catégorie et structure des sols selon le sondage pénétrométrique. (Fascicule 62-V 93).*

Classe de sol	q_c (MPa)	Catégorie de sol
Argiles	< 3	Argiles et limons mous
	3-6	Argiles et limons fermes
	> 6	Argiles très fermes à dure
Sables	< 5	Lâches
	8-15	Moyennement compacts
	>20	Compacts

Calcul de la capacité portante

La formule générale qui traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumis à une charge vertical centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre est donnée par (fascicule 62-V, 1993) ;

$$q'_u = k_c \times q_{ce} + q_0$$

q'_u : Contrainte effective de rupture du sol sous la semelle ;

k_c : Coefficient de portance donné suivant les classes du sol ;

q_{ce} : Résistance en pointe équivalente du sol ;

q_0 : Contrainte verticale du sol au niveau de la fondation.

La résistance de la pointe moyenne autour de la base de la fondation, définie à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissées

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

Avec q_{cc} : résistance de pointe q_c écrêtées à $1.3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

Avec $a=B/2$ si $B>1m$
 $a= 0.5m$ si $B<1m$
 $b= \min (a, h)$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

Facteur de portance pénétrométrique :

Les valeurs de facteur de portance K_c sont données par le tableau ci-dessous en fonction du type et de la classe du sol.

Tableau IV.5. Les valeurs de facteur de portance K_c en fonction du type et de la classe du sol selon le CCTG-93 et Fascicule-62

Type de classe du sol	Expression de K_c
Argile et limon A et B, craies A	$0.32[1+0.35(0.6+0.4B/L)]De/B$
Sables A	$0.14[1+0.35(0.6+0.4B/L)]De/B$
Sables et graviers B	$0.11[1+0.50(0.6+0.4B/L)]De/B$
Sables et graviers C	$0.08[1+0.80(0.6+0.4B/L)]De/B$
Craies B	$0.17[1+0.27(0.6+0.4B/L)]De/B$

La contrainte admissible sera affectée d'un coefficient de sécurité ($F_s=3$ à l'ELU et $F_s=2$ à l'ELU) et s'écrit comme suit :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \gamma h + \frac{q'_u}{3}$$

AN :

$$q_c = 21 \text{ bars}$$

$$a=33,5m \quad b=1m \quad q_{cc}=27,3 \text{ bars} \quad q'_u=5,07 \text{ bars}$$

$$\sigma_a = 1,39 \text{ bar.}$$

IV.1. Transmission de contrainte répartie uniformément sur une surface circulaire

En se fondant sur la théorie de l'élasticité. Boussineq a développé une équation, permettant de calculer l'effet d'un chargement uniforme sous le centre d'une semelle circulaire.

$$\Delta\sigma_v = q_0 \times \left[1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{1,5}} \right] = q_0 \times I$$

Où

Z : profondeur sous le centre de la semelle (m) ;

r : rayon de la semelle ;

q_0 : Charge uniforme.

Le terme (I) de l'équation représente le coefficient d'influence calculé et donné dans le tableau suivant ainsi que la charge pour un point situé sous l'axe central de la semelle. Ce cas de chargement correspond aux semelles de fondation des silos et des gros réservoirs de forme cylindrique.

Calcul de $\Delta\sigma_v$

On a deux constantes la charge $q_0 = 1,3$ bar et le diamètre du bac $D=67$ m

Tableau IV.6. Résultats de calcul par la formule de Boussineq.

Sondages	Z(m)	I	$\Delta\sigma_v$ (bars)
01	0	1.00	1.30
	5	0.99	1.28
	15	0.93	1.21
	18	0.89	1.15
	25	0.78	1.01
	27	0.75	0.97
03	0	1.00	1.30
	2	0.99	1.28
	8.5	0.98	1.27
	23	0.82	1.06
	26	0.77	1.00

IV.10. Conclusion

Dans ce chapitre on a l'étude géotechnique et géologique du site en question, les essais in-situ et de laboratoire nous ont permis de définir les paramètres du sol γ_d , C , φ , E_s , E_c , σ , les caractéristiques géotechniques des couches du sol seront illustrées au chapitre suivant.

La synthèse des résultats de l'étude du site destiné à recevoir le bac de stockage de pétrole montre que le sol en place est constitué de dépôts d'origine alluvionnaire appartenant au comblement de la plaine de Bejaïa et reposant sur un substratum marneux profond rencontré à plus de 40m de profondeur. Ces dépôts sont représentés en masse par des sables fins lâches à moyennement compactes avec des passages de couche d'argile.

V.1. Introduction :

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique des colonnes ballastées, une étude numérique a été menée dans ce présent chapitre à l'aide du code de calcul **FLAC** en utilisant un modèle de référence basé sur le concept de la cellule composite (sol-colonne), les résultats obtenus sont comparés aux méthodes analytiques exposées dans le chapitre précédent.

Les modèles numériques font appels généralement à la méthode des éléments finis (Dhouib et Blondeau 2005) qui nécessite de définir un milieu fini avec des conditions aux limites en contraintes et en déplacements, et une loi de comportement pour le sol et la colonne. Cette méthode offre plusieurs avantages qu'on peut résumer comme suit :

- modélisation géométrique simple des colonnes et des sols ;
- possibilité de maillages variés pour affiner des zones critiques ;
- introduction assez facile des paramètres de calcul ;
- rapidité de l'exécution des calculs grâce aux développements informatiques récents ;
- représentation graphique des résultats pour connaître en tout point du modèle l'état des déformations et des contraintes ;
- analyse des zones de plastification de chaque matériau du modèle ;
- modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage

Malgré les avantages de la méthode des éléments finis, l'utilisateur de l'outil numérique est souvent confronté aux problèmes liés à l'hétérogénéité du milieu (sol-colonne et le sol éventuellement stratifié) ainsi les conditions hydrogéologiques du site.

V.1. Présentation de la méthode des différences finis :

La méthode des différences finis traite le milieu comme un massif continu, et le présente par une grille d'éléments rectangulaire, où chaque maille (élément) est dotée des propriétés mécaniques du milieu continu équivalent. Des lois de comportement et d'interaction associés à des relations de continuité et de compatibilité inter élément permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif.

Cette méthode permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équation est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équation (contraintes-déformations), en des lieux discrets dans l'espace.

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté réside dans la détermination des caractéristiques équivalentes et la taille des échantillons à prendre en compte pour le modèle numérique soit représentative du massif réel.

V.2. Calculs en déformations

L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. Si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un tunnel, etc.) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle. L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle s'expriment en Kilogramme.

En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative.

V.3. Présentation de FLAC :

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel créé par [Peter Cundall en 1986] et développé par la suite par ITASCA Consulting group.

FLAC est un logiciel de modélisation, développé pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoires, mais un grand nombre d'itérations. Car il ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grandes tailles, les équations sont reformulées à chaque pas.

Le code de calcul Flac s'applique dans des domaines différents tel que :

- Thermiques ;
- Dynamique ;
- Statique : éléments de structure, tel que la poutre, les câbles, les poteaux et piliers.

V.4.1. Ecriture d'un fichier FLAC :

Quelque soit le problème traité, l'écriture d'un fichier exécutable sous FLAC suit les étapes suivantes :

1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul) ;
2. Géométrie du problème ;
3. Choix de model de comportement et de ses paramètres ;
4. Détermination des différentes conditions initiales et limites ;
5. Spécifier les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur ;
6. Résolution du problème ;
7. Visualisation des résultats.

L'organigramme donné par la figure (V.1), montre le procédé général de résolution d'un problème géotechnique dans FLAC2D.

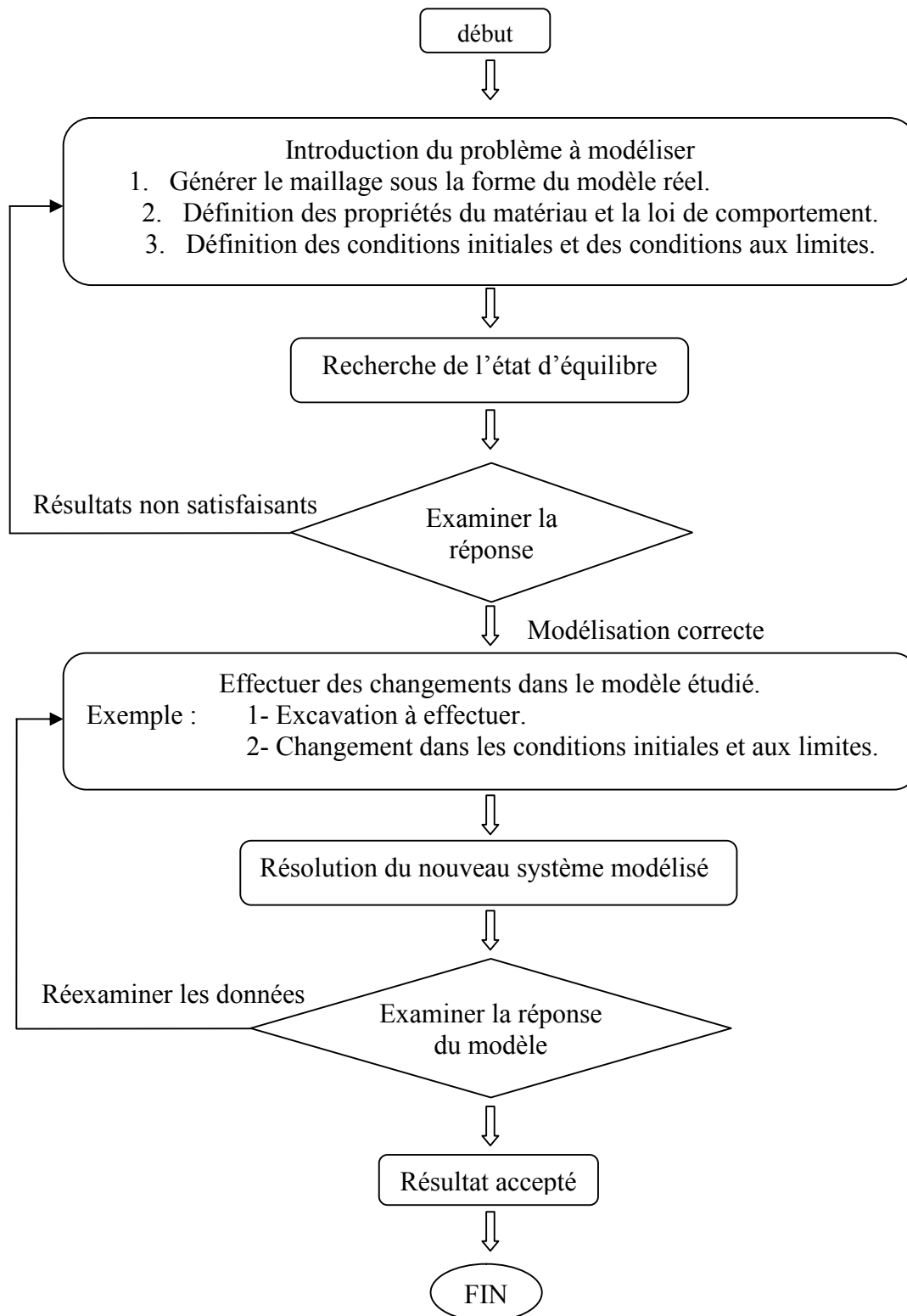


Figure V.1 : Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC2D.

V.4.2. Principe de calcul :

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. De plus, le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants, les chemins de contrainte et de déformations sont respectés à chaque pas.

V.4.2.1. Modèles de comportement pour les sols :

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les efforts intérieurs en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée comme suit :

$$\boldsymbol{\sigma}_{ij} = \mathbf{F} \boldsymbol{\varepsilon}_{ij} \quad (\text{V.5})$$

$\boldsymbol{\sigma}_{ij}$: Tenseur des contraintes ;

$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$: Tenseur des déformations ;

\mathbf{F} : Fonctionnelle.

Les lois de comportement sont souvent utilisés sous forme incrémentales comme suit :

$$\delta \boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \mathbf{G}(\delta \boldsymbol{\sigma}_{ij}) \quad (\text{V.6})$$

$\delta \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$: L'incrément de déformation

$\delta \boldsymbol{\sigma}_{ij}$: L'incrément de contrainte

\mathbf{G} : Fonction tensorielle

a) Elasticité :

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. Le modèle élastique est le modèle de matériau le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire – réversible et indépendante de l'histoire des sollicitations entre la contrainte totale et la déformation (loi de Hooke). On peut citer, L'élasticité linéaire isotrope et l'élasticité non linéaire.

❖ Elasticité linéaire isotrope :

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes, et la relation la plus courante est donnée par la relation de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{V.7})$$

$$\sigma_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu}{E} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{V.8})$$

δ_{ij} : Indice de Kronecker

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations suivantes :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{V.9})$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (\text{V.10})$$

b) Elastoplasticité de Mohr-Coulomb :

En réalité, très peu de matériaux ont un comportement élastique parfait. Au delà d'un certain seuil de contraintes, tout ou partie de la déformation additionnelle est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastiques intègrent ainsi un degré de déformation plastique permanente, caractérisé par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. Cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élastoplasticité qui sont :

- ✓ La partition des déformations : est caractérisée par la présence de déformations irréversibles en déchargement. Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique.
- ✓ La surface de charge : qui définit le seuil de contraintes au delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- ✓ L'écrouissage : qui permet de faire évoluer le domaine élastique.
- ✓ La règle d'écoulement plastique : qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Dans le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^e + d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p \quad (\text{V.11})$$

Toutefois, la composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_1 = \alpha_1\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_1^e + \alpha_2(\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_2^e + \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_3^e) \quad (\text{V.12})$$

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_2 = \alpha_1\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_2^e + \alpha_2(\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_1^e + \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_3^e) \quad (\text{V.13})$$

$$\Delta\boldsymbol{\sigma}_3 = \alpha_1\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_3^e + \alpha_2(\Delta\boldsymbol{\varepsilon}_1^e + \Delta\boldsymbol{\varepsilon}_2^e) \quad (\text{V.14})$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = \frac{(K+4G)}{3}$ et $\alpha_2 = \frac{(K-2G)}{3}$, où K et G désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau, exprimés en PASCALS. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson comme indiqué par les relations ci-dessus.

Le domaine plastique, quant à lui, est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

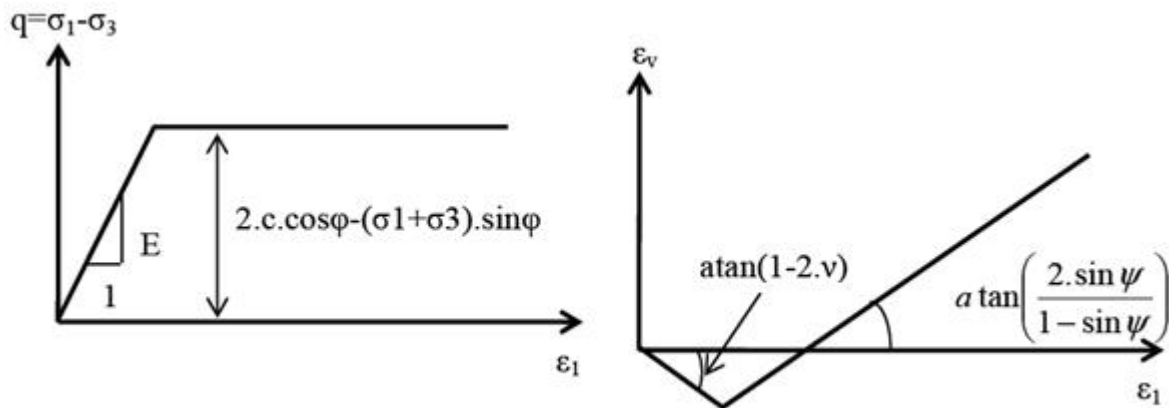


Figure V.3 : Modèle de Mohr-Colomb, essai triaxial.

❖ Le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 et σ_3 . La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3 \quad (\text{V.15})$$

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure IV.4) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \sqrt{N_\phi} + 2c \sqrt{N_\phi} = 0 \quad (\text{V.16})$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau, σ^t :

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 = 0 \tag{V.17}$$

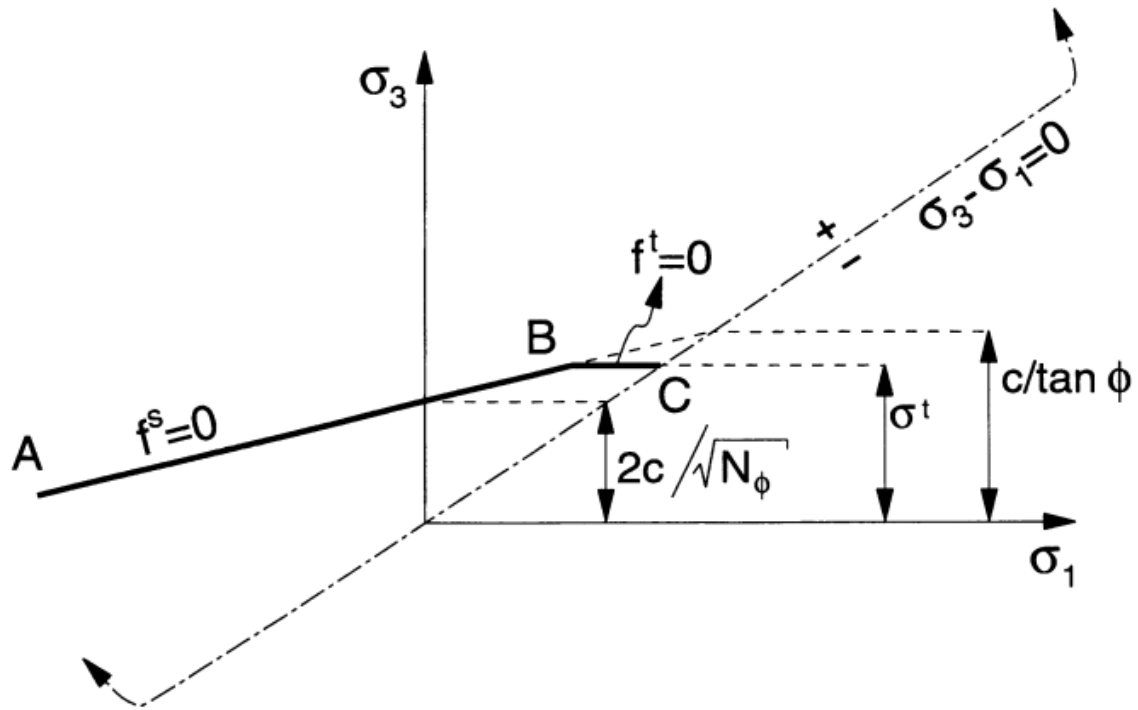


Figure V.4 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans FLAC, d'après ITASCA.

Les valeurs des paramètres N , σ^t et σ_{cm} peuvent être calculées à partir de celles de c et Φ (résistance à la compression du matériau) et inversement :

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tag{V.18}$$

$$\sigma_{cm} = 2C\sqrt{N_\phi} \text{ Ou } C = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{N_\phi}} \tag{V.19}$$

$$\sigma^t \leq \frac{c}{\tan \phi} \text{ Ou } C \geq \sigma^t \tan \phi \tag{V.20}$$

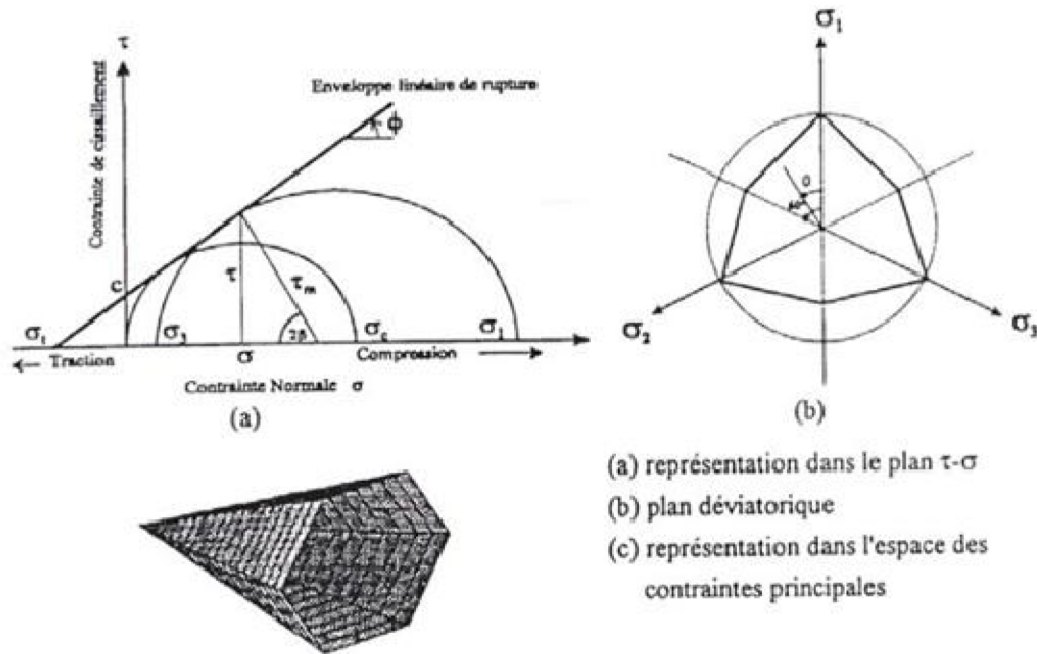


Figure V.5 : critère de rupture de type Mohr-coulomb

❖ La loi d'écoulement de Mohr-Coulomb :

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentielle plastique (règle d'écoulement) g , définie, dans le cas présent, par :

$$g(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \Psi \tag{V.21}$$

Avec : $N_\psi = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$

Où :

: est l'angle de dilatance du matériau.

L'amplitude des déformations élastoplastiques est alors déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge.

Elle s'exprime :

- Dans le cas d'une rupture en cisaillement :

$$d\varepsilon_i^p = \lambda^s \cdot \frac{\partial g^s}{\partial \sigma} \quad \text{Avec } i=1,3 \quad (\text{V.22})$$

- Dans le cas d'une rupture en traction :

$$d\varepsilon_i^p = \lambda^t \cdot \frac{\partial g^t}{\partial \sigma} \quad \text{Avec } i=1,3 \quad (\text{V.23})$$

λ^s et λ^t sont les multiplicateurs plastiques, respectivement en cisaillement et en traction, définis par les relations suivantes :

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1, \sigma_3)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi} \quad (\text{V.24})$$

$$\lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^1)}{\alpha_1} \quad (\text{V.25})$$

Où :

$$\sigma_i^1 = \sigma_i^1 + \Delta \sigma_i^1 \quad (\text{V.26})$$

Avec : $i=1,3$.

V.4.2.2. Implémentation des modèles de comportement mécanique dans le logiciel :

Un certain nombre de modèle de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en groupes :

- ✓ Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées ;
- ✓ Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaires isotropes et le modèle élastique transversalement isotrope ;
- ✓ Les modèles plastiques avec ente autre:
 - 1) Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr- Coulomb ;
 - 2) Le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay...etc.

V.5. Traitement des sols par colonnes ballastées

V.5.1. Justification du traitement par colonnes ballastées

La faible portance de la couche d'alluvion, nous conduit à écarter le principe de fondations superficielles sans la réalisation d'un traitement de sols.

Sachant que le sol en place est d'une nature cohésive et liquéfiable au niveau des couches sableuses, le recours aux actions mécaniques telles que le compactage dynamique, la vibroflottation et la consolidation par explosifs sont à écarter. La technique de pré-chargement avec incorporation des drains nécessite la mobilisation de grandes quantités de matériaux grenus vu la contrainte importante transmise par l'ouvrage, ainsi que les délais importants pour pouvoir éliminer toute l'eau et diminuer ainsi le tassement à des valeurs acceptables.

La coupe lithologique et les essais réalisés sur site, nous indiquent que le substratum se trouve à environ 27m de profondeur. L'application de la technique des fondations profondes (pieux) de plus de 40m pour pouvoir mobiliser la résistance en pointe sur une couche de bonne caractéristiques, nécessite des diamètres élevés pour éviter le risque de flambement, les pieux flottant ne sont pas applicables dans ce genre de formation à cause du risque de tassement différentiels.

Le choix de la technique des colonnes ballastées est justifié par les facteurs suivants :

- Amélioration globale des caractéristiques mécaniques du sol à traiter, vu l'étreinte latérale mobilisée ;
- Augmentation de la capacité portante du sol sous les ouvrages ;
- Réduction des tassements sous les charges appliquées ;
- Accélération du drainage vertical et la consolidation primaire du sol ;
- Réduction du risque de liquéfaction dans les zones sismiques ;
- Rapidité d'exécution, et disponibilité du matériau d'apport (ballast) au niveau de la région.

V.5.2. Caractéristiques du traitement par colonnes ballastées

L'assiette du bac de stockage de pétrole fait l'objet d'un traitement de sols par la technique des colonnes ballastées.

L'étude analytique pour un renforcement par colonnes ballastées de diamètre de 0,80 m, elles sont conçues à une profondeur 25 m effectuée avec la méthode de Priebe donne les résultats de tassements illustrés par les tableaux V.2, V.3. Dans ce projet, on a réalisé deux (02) maillages carrés de 1,20 m et 1.60 m entres axes.

V.5.3. Calcul analytique des colonnes ballastées par la méthode de Priebe

❖ Maille de 1.60 x1.60 m²

- Diamètre de la colonne : $\phi=0.80\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=25\text{m}$
- Maillage de : 1,60 x 1,60 m²
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=1.3\text{ bar}$

Le maillage à réaliser sur le terrain est régulier et de forme carré, avec une zone d'influence de 2,56m² et un entre axe de 1,60 x 1,60 [m²]. Ces dimensions représentent respectivement l'entraxe des colonnes ballastées dans le sens transversal et longitudinale. Le nombre total de colonnes sur une superficie de 3524m² est estimé à 1376 unités et la quantité approximative de ballast à utiliser est estimée aussi à 17 200m³.

Tableau V.1. Paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe

σ_0 (bars)	Ac (m ²)	A (m ²)	a (Ac/A)	β	f(v, a)	η	σ_s (bars)	σ_c (bars)
1.30	0.50	2.00	0.25	2.60	1.69	1.80	0.702	4.26

Les résultats obtenus par la méthode de Priebe sont synthétisés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Calcul de tassement avant et après renforcement par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.

Couche	Prof (m)	σ_0 (bars)	E _c (bars)	E _s (bars)	y	D _i (m)	S ₀ (m)	S _f (m)
Sable fin et gravier	0-5	1.29	150	40	0.50	5.00	0.1625	0.069
Argile limoneuse	5-18	1.16	150	40	0.50	13.00	0.4225	0.082
Sable fin et cailloux	18-23	1.06	150	4.7	0.50	5.00	0.138	0.077
Argile compacte	23-26	1.00	150	7	0.50	3.00	0.056	0.031
Marne	26-40	0.71	150	400	0.50	14.00	/	/
Σf							0.779	0.259

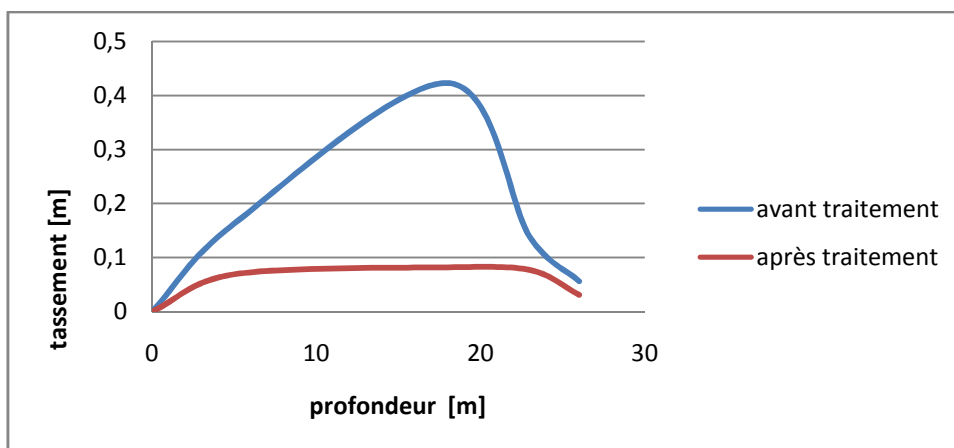


Figure V.6. Graphes de tassement : comparaison avec et sans colonnes ballastées

❖ **Maille de 1.20 x1.20 m²**

- Diamètre de la colonne : $\phi=0.80\text{m}$
- Longueur de la colonne : $L_c=25\text{m}$
- Maillage de : $1,20 \times 1,20 \text{ m}^2$
- Contrainte de sollicitation : $\sigma=1.3 \text{ bar}$

Le maillage à réaliser sur le terrain est régulier et de forme carré, avec une zone d'influence de $1,44\text{m}^2$ et un entre axe de $1,20 \times 1,20 \text{ [m}^2\text{]}$. Ces dimensions représentent respectivement l'entraxe des colonnes ballastées dans le sens transversal et longitudinale. Le nombre total de colonnes sur une superficie de 3524m^2 est estimé à 2447 unités et la quantité approximative de ballast à utiliser est estimée aussi à $30\,600\text{m}^3$.

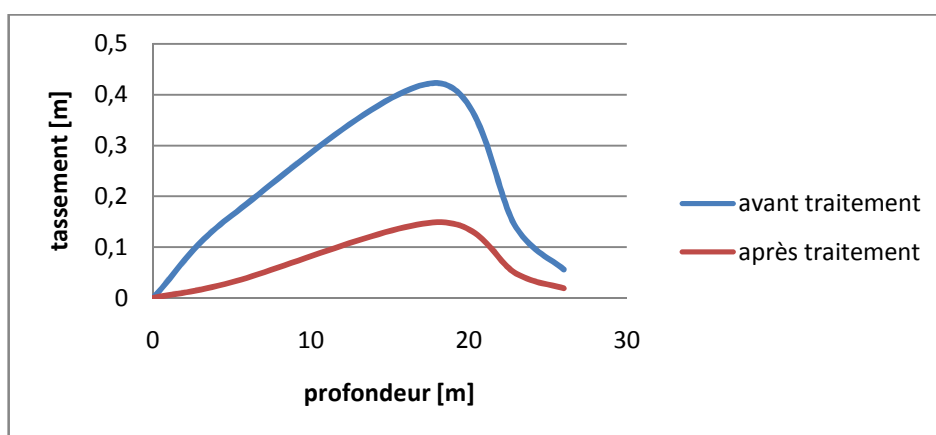
Tableau V.3. Paramètres du maillage réalisé en utilisant la méthode de Priebe

$\sigma_0(\text{bars})$	$A_c (\text{m}^2)$	$A (\text{m}^2)$	$a (A_c/A)$	β	$f(v, a)$	η	$\sigma_s(\text{bars})$	$\sigma_c(\text{bars})$
1.30	0.50	1.13	0.44	4.7	0.778	2.83	0.702	4.26

Les résultats obtenus par la méthode de Priebe sont synthétisés dans les tableaux suivants :

Tableau V.4. Calcul de tassement avant et après renforcement par colonnes ballastées en utilisant la méthode de Priebe.

Couche	Prof (m)	σ_0 (bars)	E_c (bars)	E_s (bars)	γ	D_i (m)	S_0 (m)	S_f (m)
Sable fin et gravier	0-5	1.29	150	40	0.50	5.00	0.1625	0.031
Argile limoneuse	5-18	1.16	150	40	0.50	13.00	0.4225	0.149
Sable fin et cailloux	18-23	1.06	150	4.7	0.50	5.00	0.138	0.048
Argile compacte	23-26	1.00	150	7	0.50	3.00	0.056	0.019
Marne	26-40	0.71	150	400	0.50	14.00	/	/
						Σf	0.779	0.247

**Figure V.7.** Graphes de tassement, comparaison avec et sans colonnes ballastées

V.5.4. Modélisation numérique

Pour effectuer nos calculs, nous considérons un profil géotechnique le plus défavorable possible obtenu à partir des essais effectués tableau V.5 :

Tableau V. 5. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.

Couche	Prof (m)	γ (t/m ³)	E (MPa)	ν	C (MPa)	φ (°)
Sable fin et gravier	0-5	1.4	4	0.33	0.046	13
Argile limoneuse	5-18	1.52	4	0.33	0.046	13
Sable fin et cailloux	18-23	1.88	4.7	0.33	0.03	34
Argile compacte	23-26	2.05	7	0.33	0.06	15
Marne	26-40	2.09	400	0.33	0.08	20
Colonnes ballastées**	0-25	2.00	150	0.33	0.001	40

** les caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées ont été données selon COPREC

L'analyse a été effectuée par la méthode des différences finis avec le code de calcul FLAC_{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

Il s'agit d'un radier circulaire, la modélisation est alors effectuée en 2D. La *figure (V.6)* décrit le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites. Dans le calcul on applique une pression sur la face du radier de 130KPa. Le radier du bac est de forme circulaire de 67m de diamètre, la modélisation est effectuée en axisymétrie.

Afin de faire une analyse sur l'influence des colonnes ballastées sur le tassement nous avons considéré deux types de modèle, le premier représente un massif soumis à un chargement sur sa surface supérieure sans présence de renforcement par des colonnes ballastées et le deuxième représente un massif soumis à un chargement avec présence des colonnes ballastées.

La base du maillage correspond au substratum avec l'hypothèse de l'indéformabilité de la couche de marne et étant le comportement du matériau constituant le sol est représenté par le modèle de Mohr Coulomb. Les contraintes géostatiques initiales ont été prises tout en considérant la présence de la nappe à 2m de profondeur.

a) Sans renforcement par des colonnes ballastées :

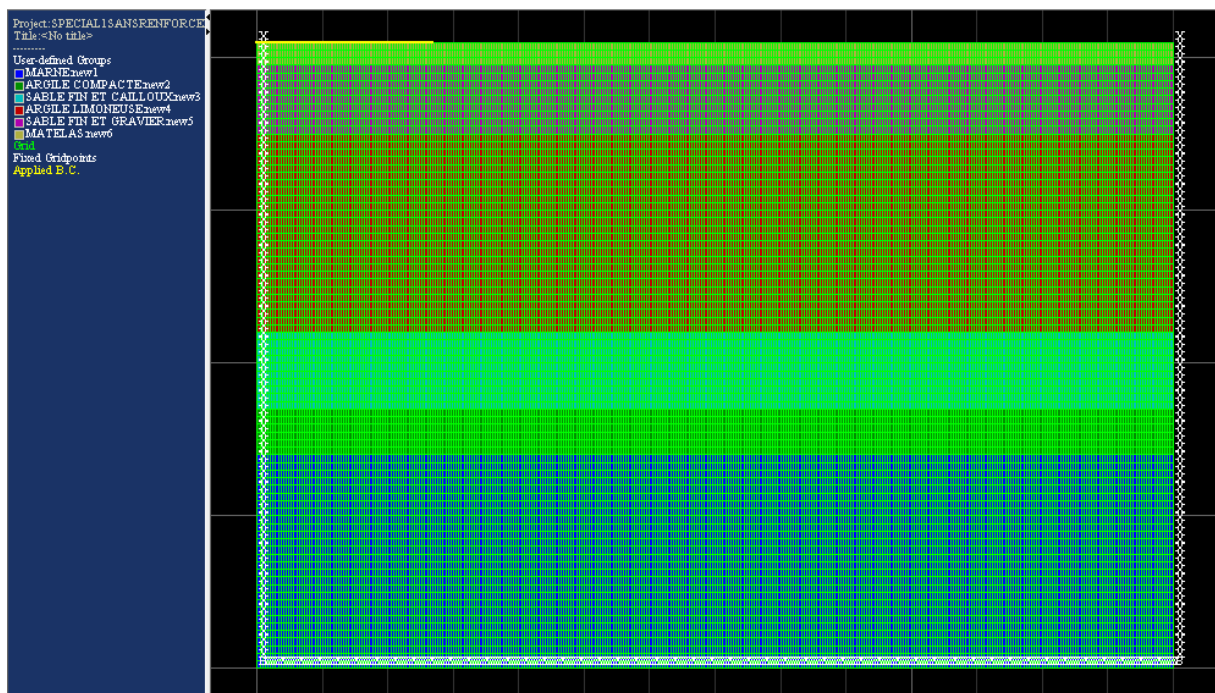


Figure V.8. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) sans renforcement.

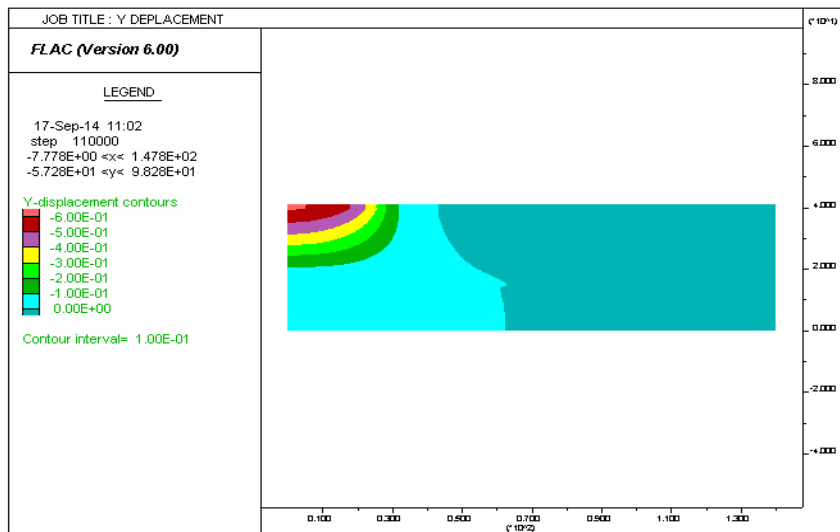


Figure V.9. Les valeurs du déplacement vertical.

La figure V.9 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 60cm, il est localisé au centre de chargement. Ce tassement est inadmissible pour la structure du bac de stockage d'hydrocarbure.

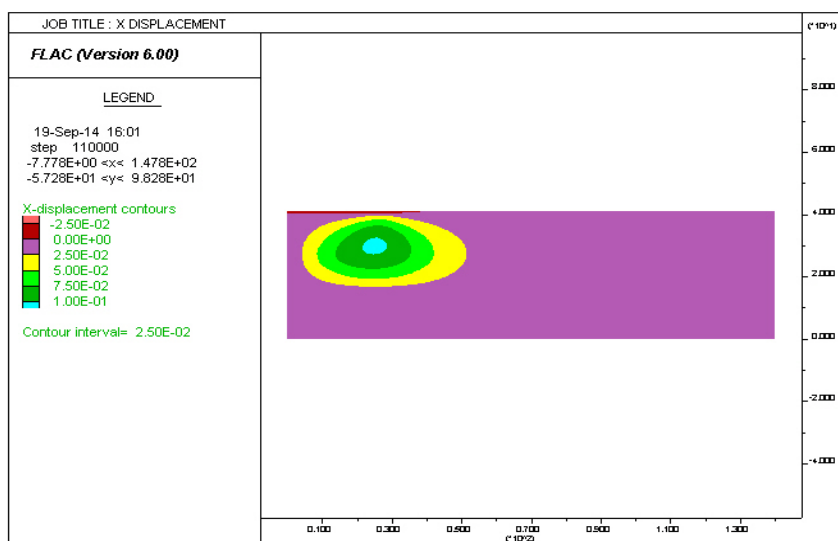


Figure V.10. Les valeurs du déplacement horizontal.

Sous l'effet du chargement le sol va se tasser horizontalement ce qui explique le déplacement horizontal. Il est de l'ordre de 10 cm vers l'extérieur du chargement.

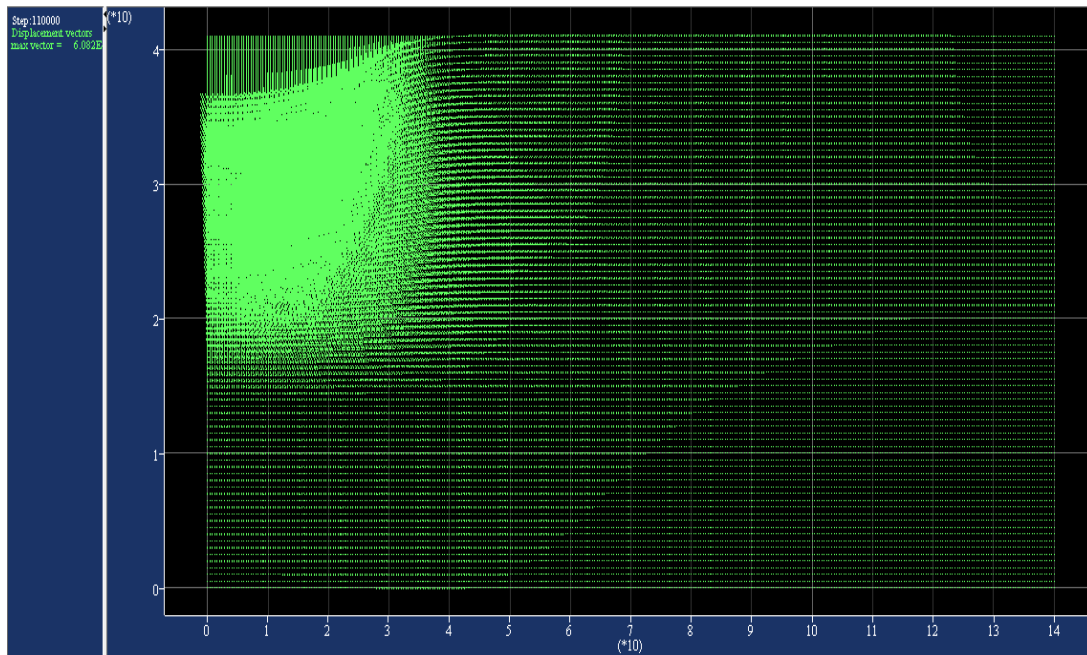


Figure V.11. Les vecteurs déplacements

Concernant les vecteurs déplacements (figure V.11), le sol se tasse bien évidemment du côté du chargement ce qui explique la direction des vecteurs et ont tendances à se condenser sous l'effet du chargement.

b) Avec renforcement par des colonnes ballastées sur le contour:

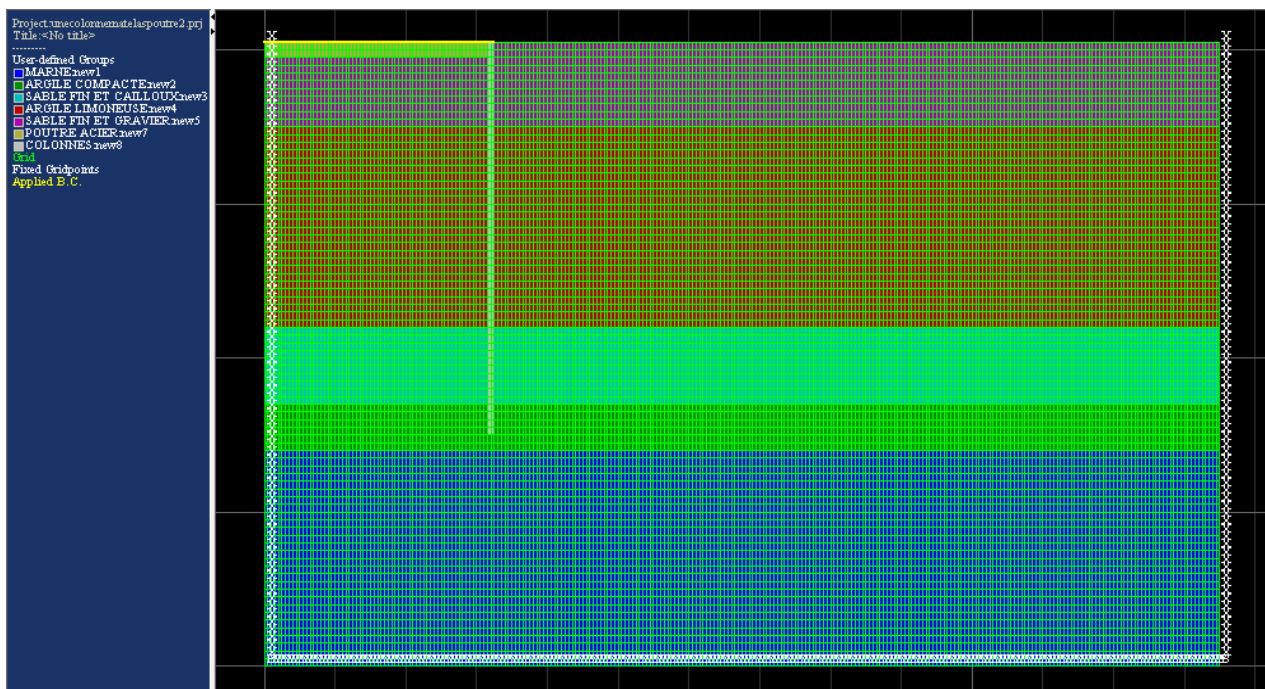


Figure V.12. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par colonnes sur le contour.

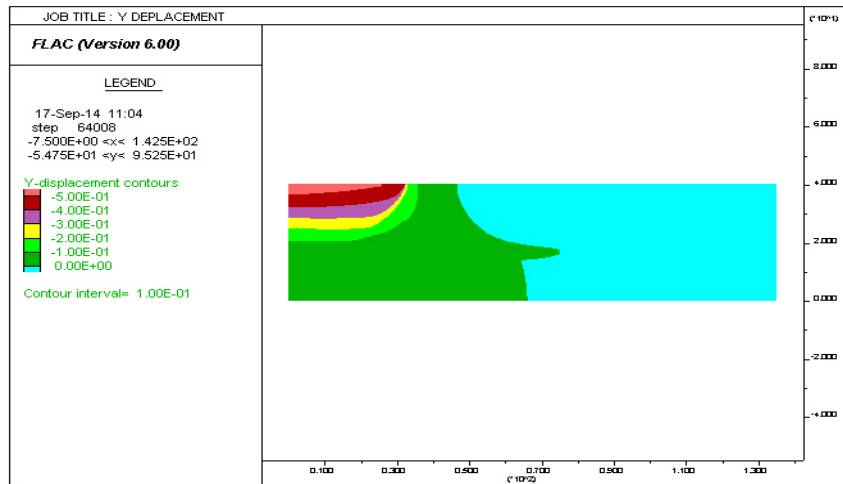


Figure V.13. Les valeurs du déplacement vertical.

La figure V.13 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 50cm, il est localisé au centre de chargement, il commence à se réduire étant proche de la colonne.

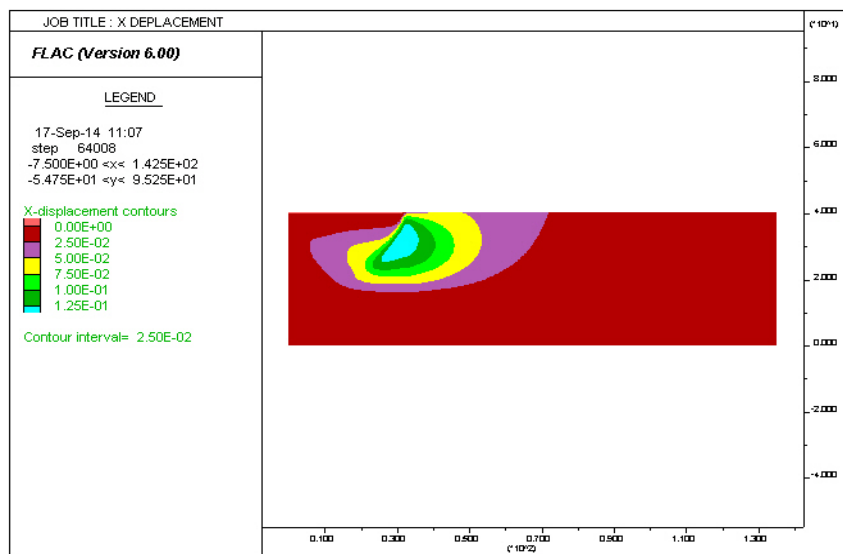


Figure V.14. Les valeurs du déplacement horizontal.

Sous l'effet du chargement le sol va se tasser horizontalement ce qui explique le déplacement horizontal. Il est de l'ordre de 12.5 cm autour de la colonne, et ce déplacement va du sens contraire de la paroi fixée initialement.

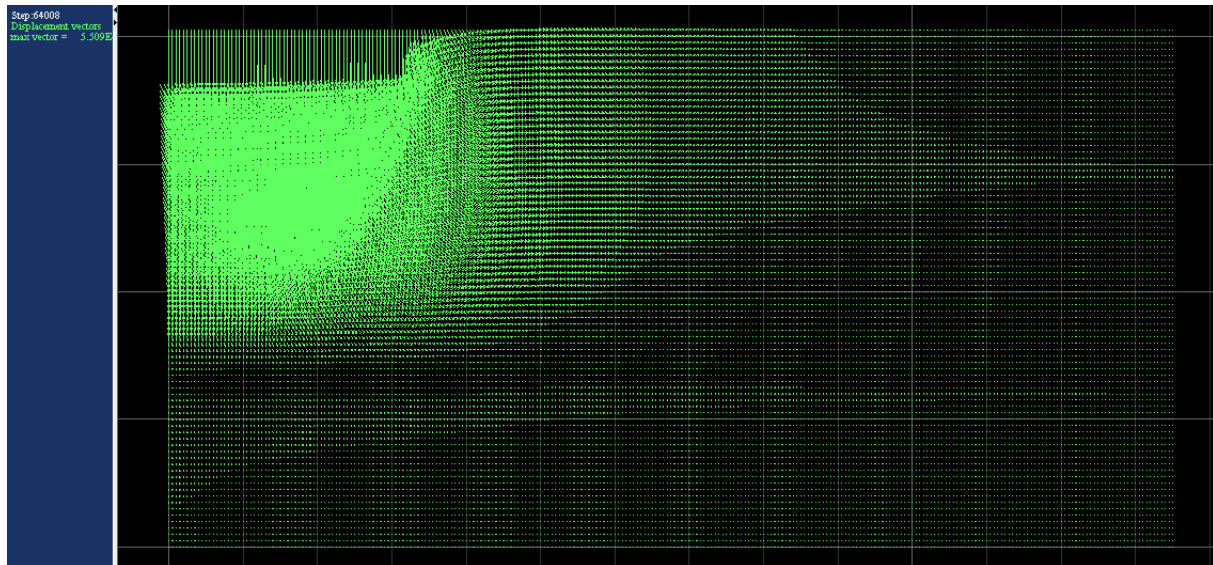


Figure V.15. *Les vecteurs déplacements*

Concernant les vecteurs déplacements (*figure V.15*), le sol se tasse bien évidemment du côté du chargement ce qui explique la direction des vecteurs. Les tassements sont importants sous le chargement.

c) Avec renforcement par un réseau de colonnes ballastées :

- ❖ Pour un diamètre des colonnes de 80cm et un entre-axe de 1.60m.

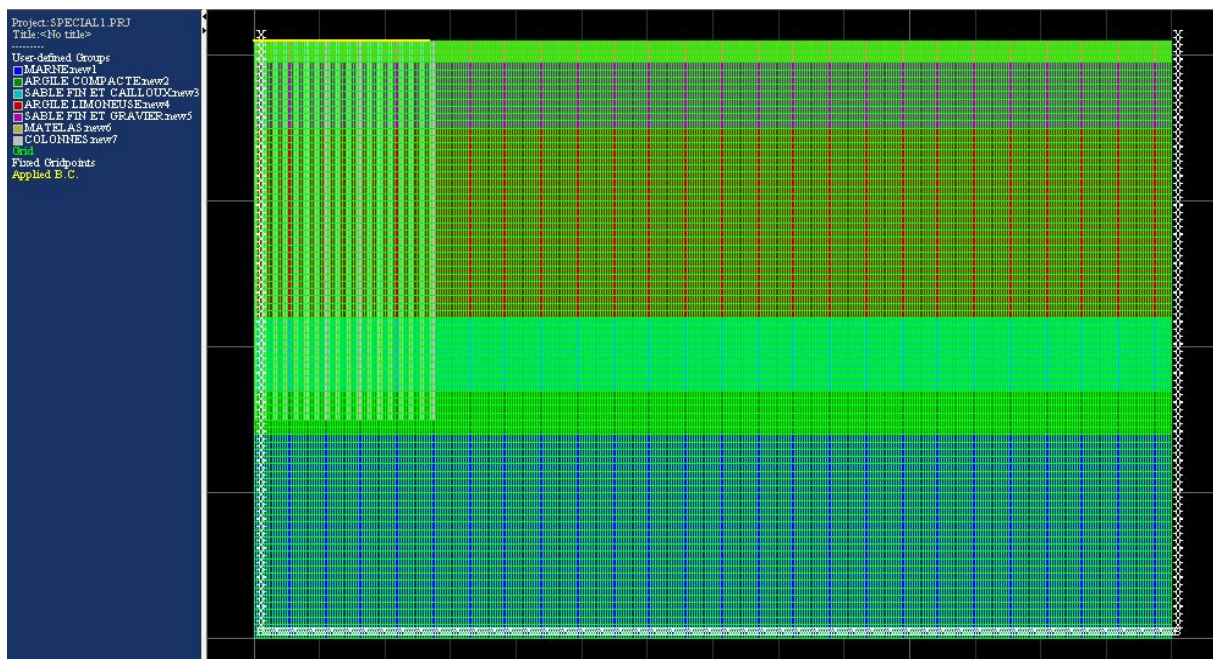


Figure V.16. *Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par un réseau de colonnes avec un entre-axe de 1.60*

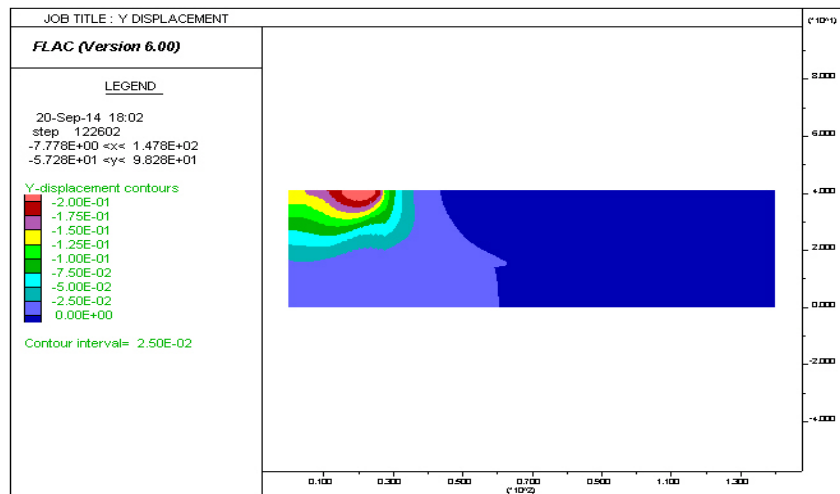


Figure V.17. Les valeurs du déplacement vertical.

La figure V.17 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 20cm pour des mailles de 1.60x1.60 m². Ce qui est admissible pour le bac.

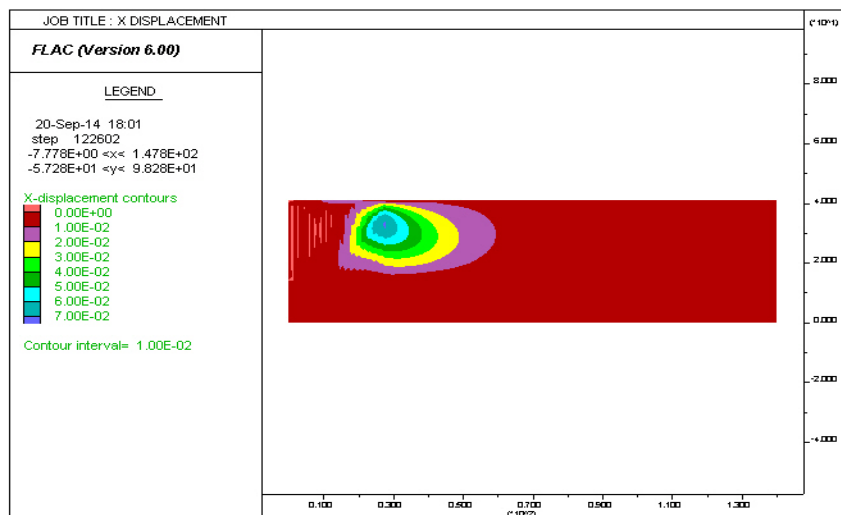


Figure V.18. Les valeurs du déplacement horizontal.

Sous l'effet du chargement, le sol va se tasser verticalement ce qui explique le déplacement horizontal. Il est nul entre les colonnes proches du côté fixé initialement puis déplacement du sol du côté intérieur et il va atteindre les 7 cm à la dernière colonne du réseau.

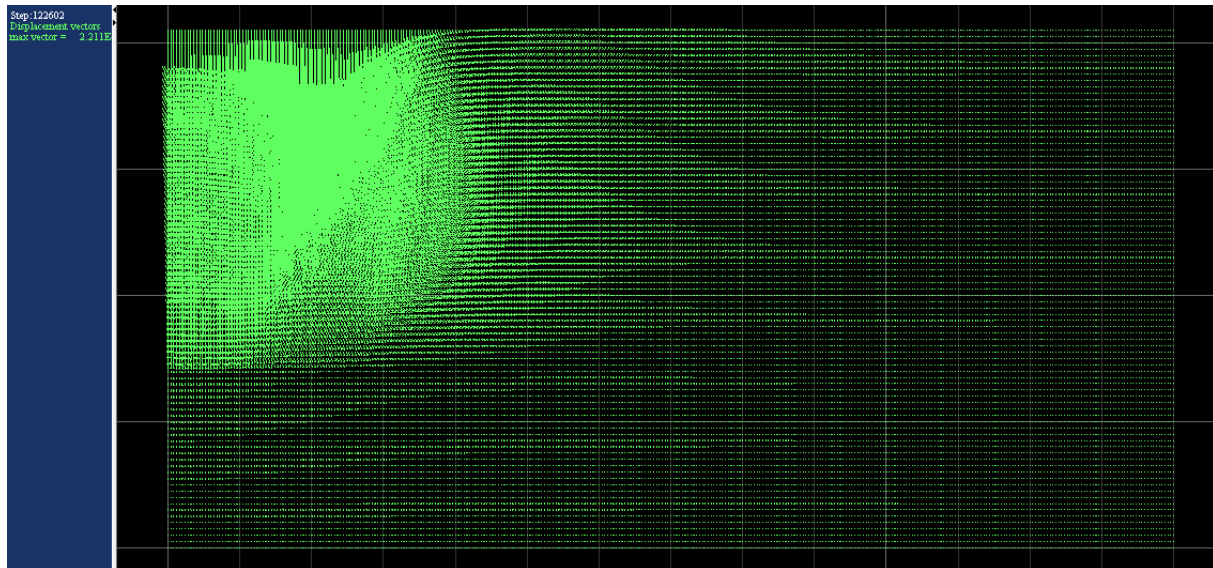


Figure V.19. Les vecteurs déplacements

Concernant les vecteurs déplacements (*figure V.19*), le sol se tasse bien évidemment du côté du chargement ce qui explique la direction des vecteurs. Les tassements sont importants sous le chargement, et apparition d'un léger soulèvement, cela est justifié par la présence du réseau de colonnes ballastées sous la surface de chargement.

- ❖ Pour un diamètre des colonnes de 80 cm, un entre-axe de 1.60m et un matelas de 1.00m

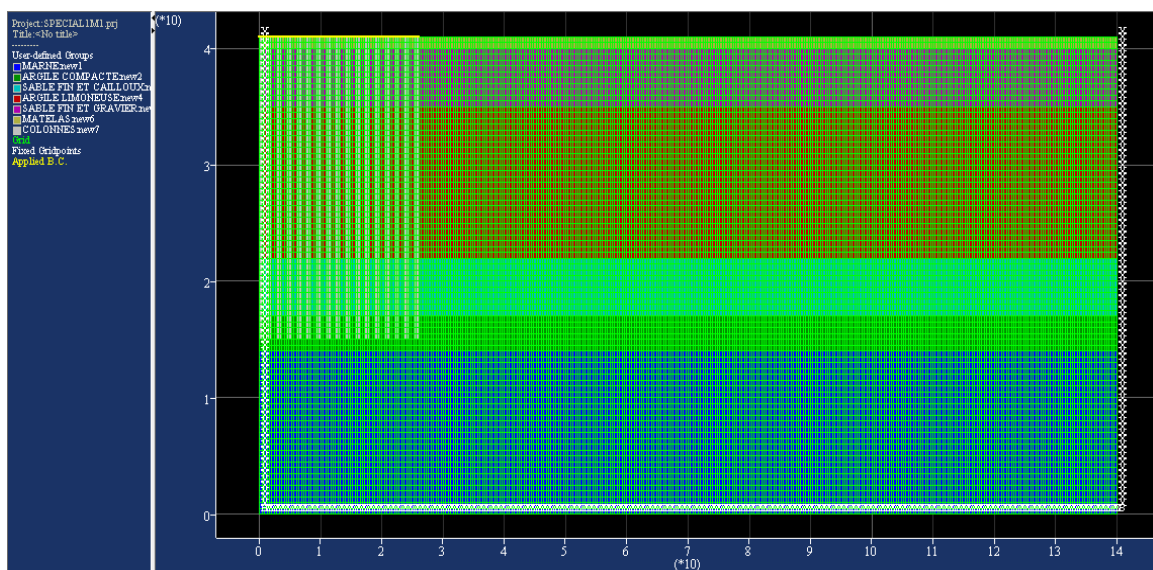


Figure V.20. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par un réseau de colonnes avec un entre-axe de 1.60 et un matelas de 1.00m

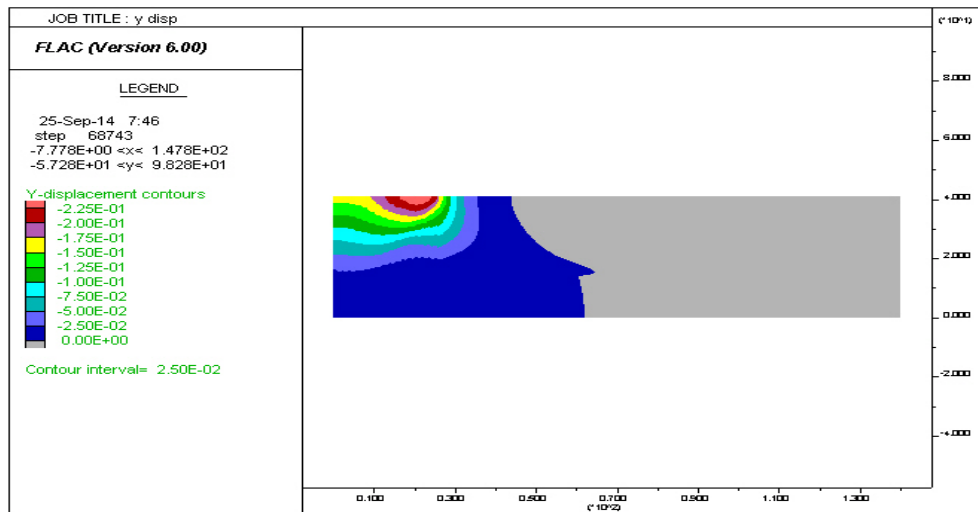


Figure V.21. Les valeurs du déplacement vertical.

La figure V.21 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 22.5cm pour des mailles de 1.60x1.60 m² et un matelas de répartition de 1.00 m. Ce qui est admissible pour le bac.

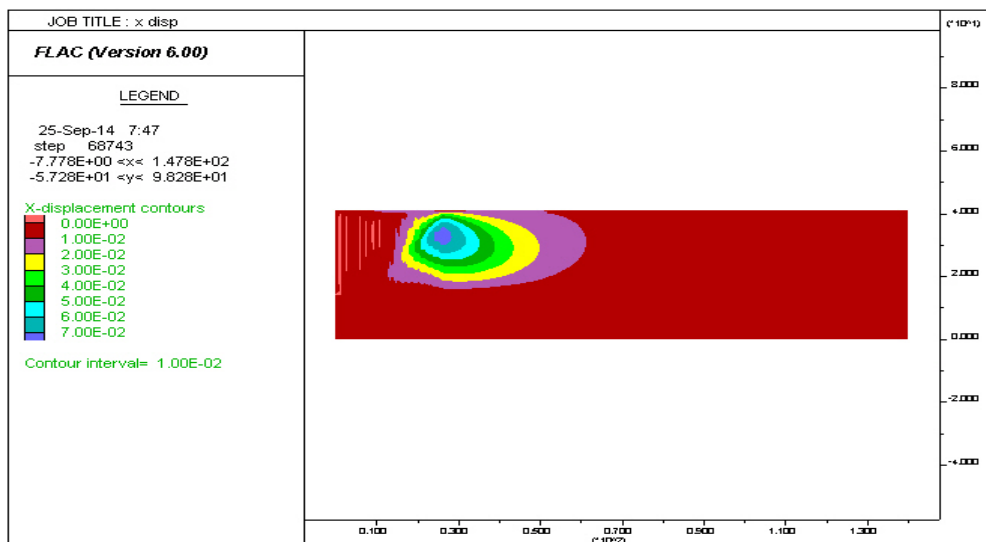


Figure V.22. Les valeurs du déplacement horizontal.

Sous l'effet du chargement, le sol va se tasser verticalement ce qui explique le déplacement horizontal. Il est nul entre les colonnes du milieu puis déplacement du sol du coté des colonnes de rive à l'intérieur et il va atteindre les 7 cm à la dernière colonne du réseau.

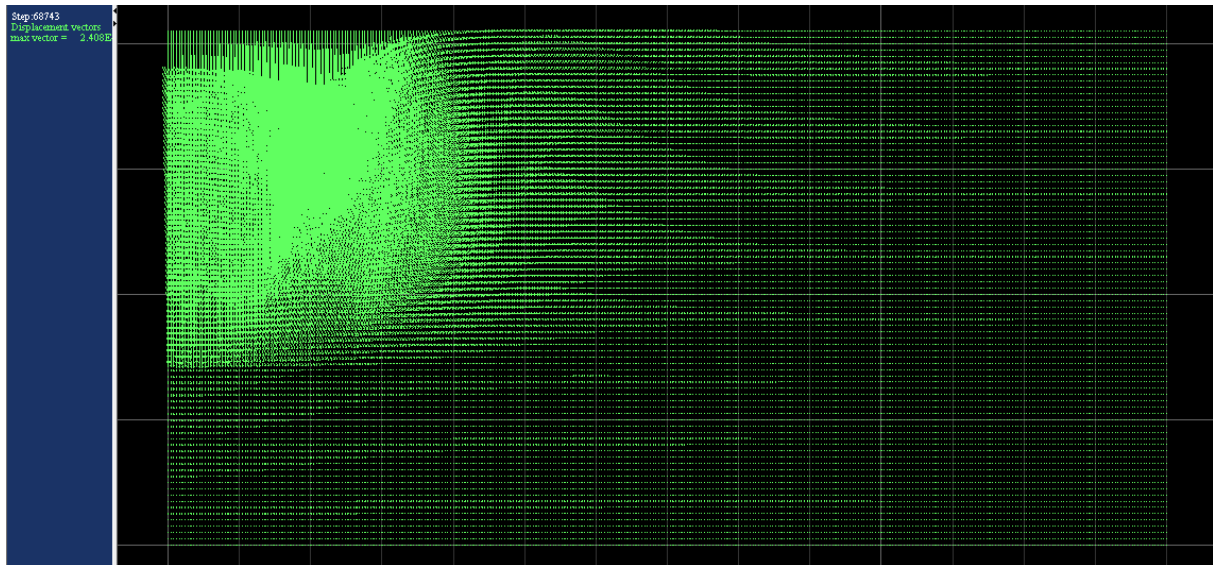


Figure V.23. Les vecteurs déplacements

Concernant les vecteurs déplacements (*figure V.23*), le sol se tasse bien évidemment du côté du chargement ce qui explique la direction des vecteurs. Les tassements sont importants sous le chargement, et apparition d'un léger soulèvement, cela est justifié par la présence du réseau de colonnes ballastées sous la surface de chargement.

❖ Pour un diamètre des colonnes de 80cm et un entre-axe de 1.20m.

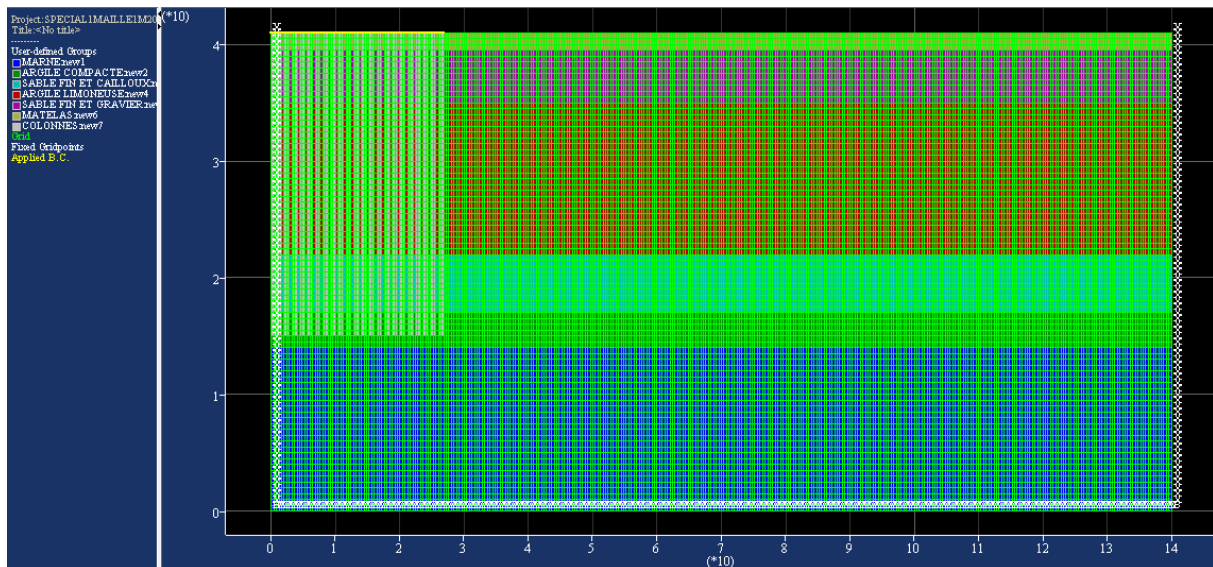


Figure V.24. Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) renforcement par un réseau de colonnes avec un entre-axe de 1.20.

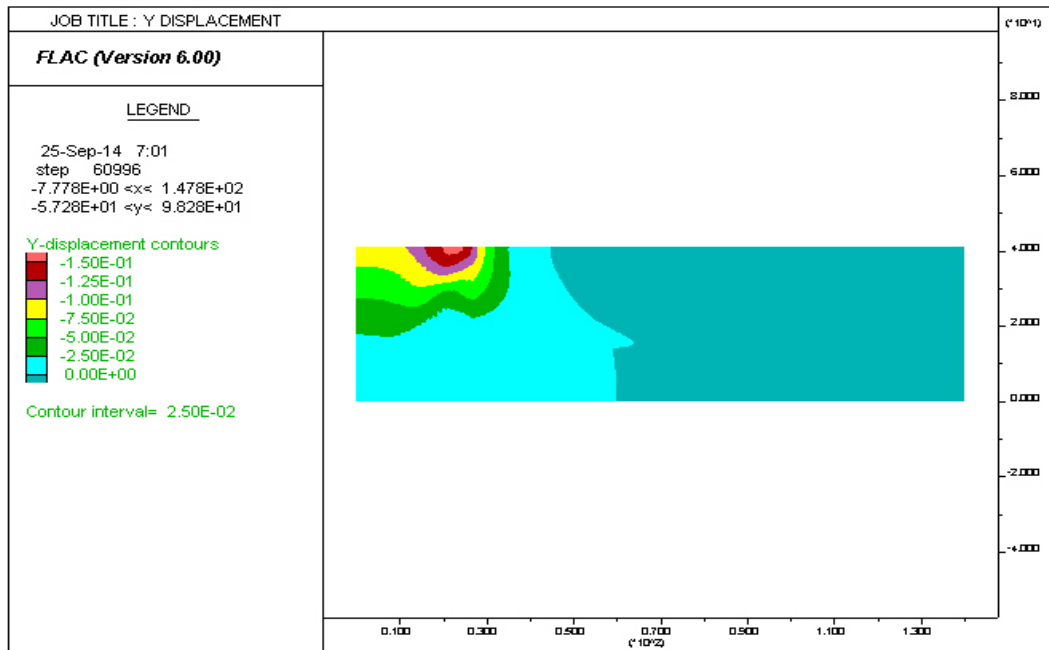


Figure V.25. Les valeurs du déplacement vertical.

La figure V.25 montre les valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte de 130KPa est de l'ordre de 15cm pour des mailles de 1.20x1.20 m². Ce qui est admissible pour le bac.

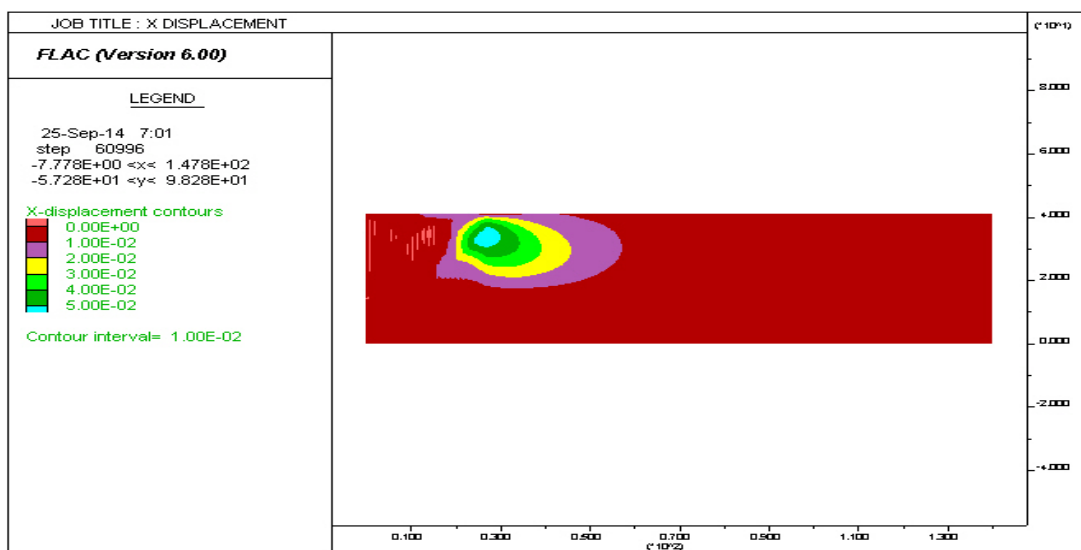


Figure V.26. Les valeurs du déplacement horizontal.

Sous l'effet du chargement, le sol va se tasser verticalement ce qui explique le déplacement horizontal. Il est nul entre les colonnes proches du côté fixé initialement puis déplacement du sol du côté intérieur et il va atteindre les 5 cm à la dernière colonne du réseau.

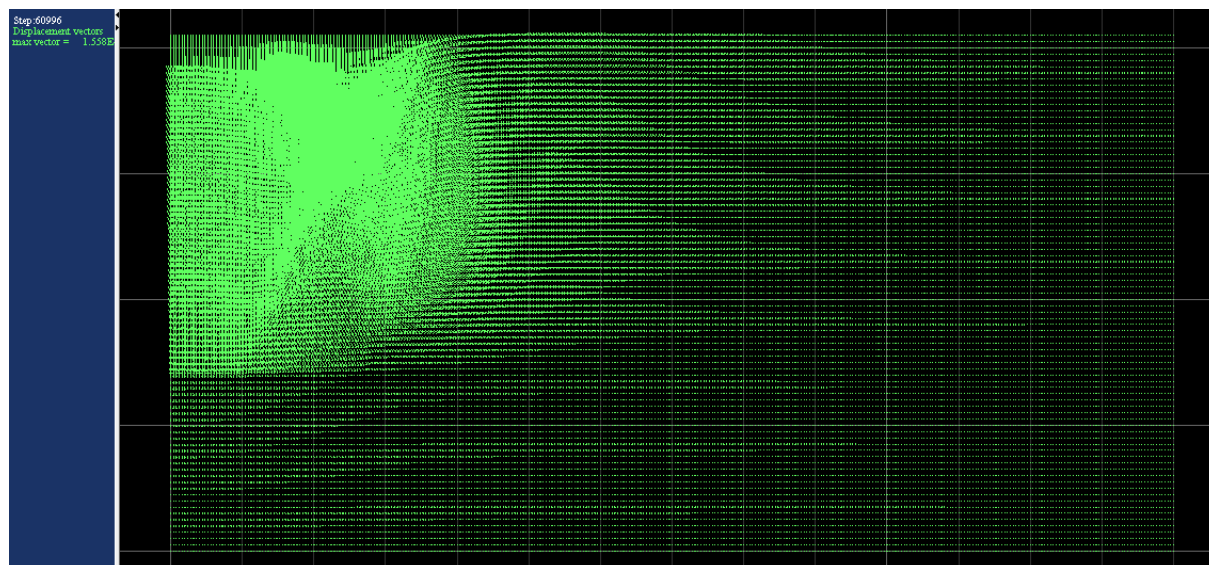


Figure V.27. *Les vecteurs déplacements*

Concernant les vecteurs déplacements (*figure V.27*), le tassement du sol va se produire du côté du chargement ce qui explique la direction des vecteurs. Ils sont importants sous le chargement, et apparition d'un léger soulèvement vers l'extérieur des colonnes, cela est justifié par la présence du réseau de colonnes ballastées sous la surface de chargement.

V.5.5. Résultats et discussion

On a effectué une étude analytique avec la méthode de Priebe, ainsi qu'une autre numérique avec FLAC 2D, en utilisant un modèle de comportement élastoplastique.

Les résultats obtenus montrent que les tassements résultants de calcul numérique sont très proches des tassements trouvés avec la méthode de Priebe.

Le calcul avec deux maillages différents montre que les tassements sont plus petits quand le maillage est resserré.

L'introduction du matelas élastique a une grande influence sur les tassements.

V.6. Conclusion

La faible portance de la couche d'alluvion ainsi que le tassement important trouvé nous conduit à écarter le principe de fondations superficielles sans la réalisation d'un traitement de sols. Le choix du procédé des colonnes ballastées est justifié par la nature cohésive et liquéfiable des sols en place et la profondeur importante du substratum.

La modélisation numérique, montre que le sol subit des tassements qui diminuent en fonction de la profondeur, du maillage, de la disposition des colonnes (sur toute la surface ou sur la périphérie), ainsi en fonction de l'épaisseur du matelas de répartition.

La comparaison des résultats des tassements par la méthode de Priebe (méthode analytique) avec ceux de la méthode numérique, ont montré une certaine concordance ce qui confirme que les paramètres retenus ainsi que la loi de comportement de type Mohr-Coulomb ont été bien choisis.

Références Bibliographiques

- [1] Bahar R., Sadaoui O., Analyse des tassements de silos fondés sur des sols compressibles renforcés par colonnes ballastées : cas de la zone portuaire de Bejaïa. International Conference Geotechnical Engineering, Tunisia, March 2008.
- [2] Bahar R., Sadaoui O., Khiatine M., Comportement des fondations d'ouvrages sur les sols mous de Béjaïa renforcés par des colonnes ballastées. Séminaire international, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction, Rabat, Maroc, 23-25 novembre 2011.
- [3] Bahar R., Sadaoui O., Tassement d'un bac d'hydrocarbures fondé sur sol mou renforcé par colonnes ballastées et micro-pieux. 3^{ème} Conférence Maghrébine en Ingénierie Géotechnique, Alger, 18 et 19 novembre 2013.
- [4] Bouafia A. (2004). Les essais in-situ dans les projets de fondations. Office des publications universitaires, Alger.
- [5] COPREC, 2004. Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiment et ouvrages sensibles aux tassements.
- [6] Corneille S. Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Thèse de doctorat en hydrosystèmes et géotechniques, institut nationale polytechnique de Lorraine, 2007.
- [7] Dhoub A., Blondeau F. (2005). Colonnes ballastées. Techniques de mise en œuvre, domaine d'application, comportement, justification, contrôle, Axes de recherche et de développement. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées de Paris.
- [8] Documents Techniques Unifiées (DTU n°13.2) (1978). Fondations profondes : Colonnes ballastées. Chap. VIII. Paris, pp.57-59.
- [9] Document Keller : compactage Horizontal statique (CHS) ou compaction grouting.
- [10] Document Keller : le procédé de jet grouting soil-crete.

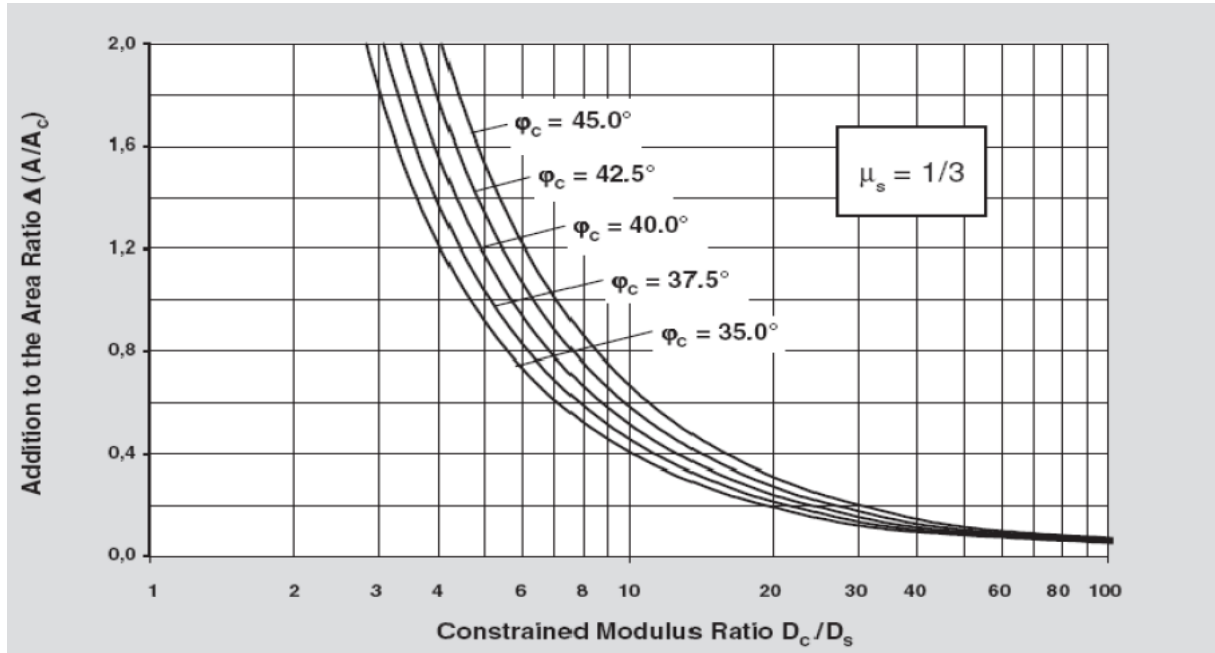
Références Bibliographiques

- [11] Document Technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48. «RÈGLES PARASSISMIQUES ALGERIENNES, RPA 99 / VERSION 2003. Ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- [12] Kara D., Bazizi H. Renforcement des sols par colonnes ballastées (cas de la zone portuaire de Bejaïa). Mémoire Master de l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2010.
- [13] Makoudi M. Analyse du comportement des sols de la zone portuaire de Bejaia soumis à la sollicitation sismique : cas du phénomène de liquéfaction. Mémoire Master de l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2011.
- [14] Noui A. Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts. Mémoire magister de l'université El Hadj Lakhdar Batna, 2012.
- [15] Priebe H.J., Le dimensionnement des colonnes ballastées, the design of vibro replacement, ASEP-GI 2004-vol.2. Magnan (ed.) 2004, presse de l'ENPC/LCPC, Paris
- [16] Vincent S. Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales. Thèse de doctorat de l'université des sciences et technologie de Lille, 2006
- [17] Zighmi I. Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Mémoire magister de l'université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2012.

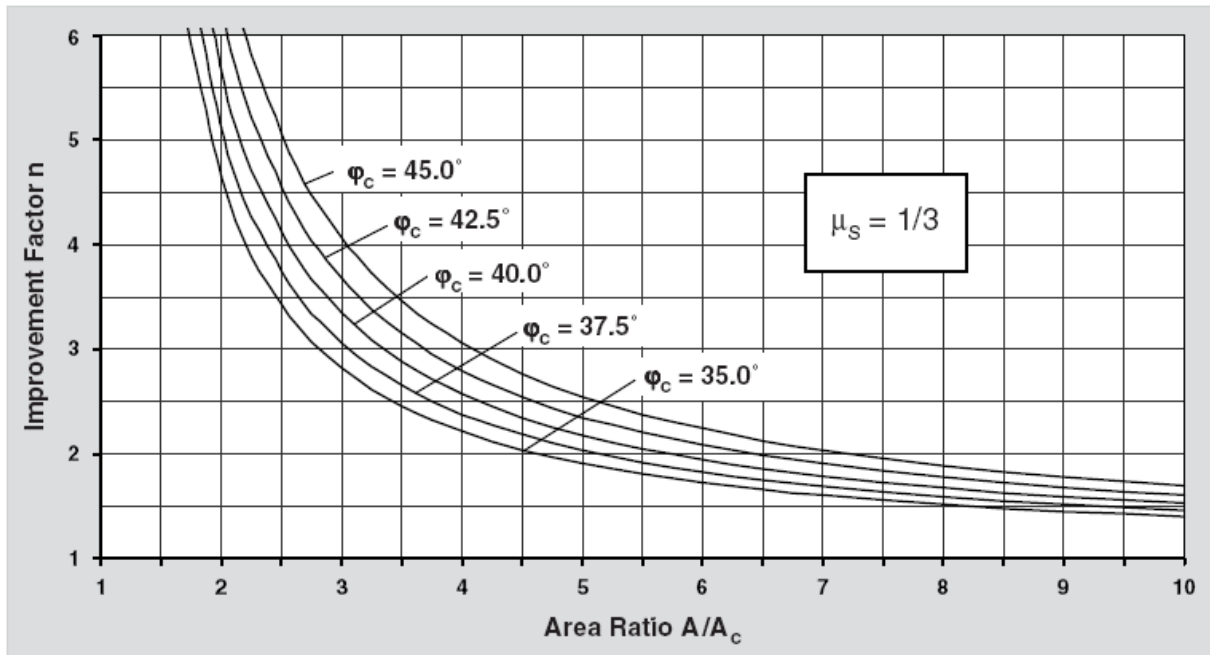
ANNEXE 1

Abaques de dimensionnement de Priebe (Priebe, 1995)

1.1 Abaques généraux

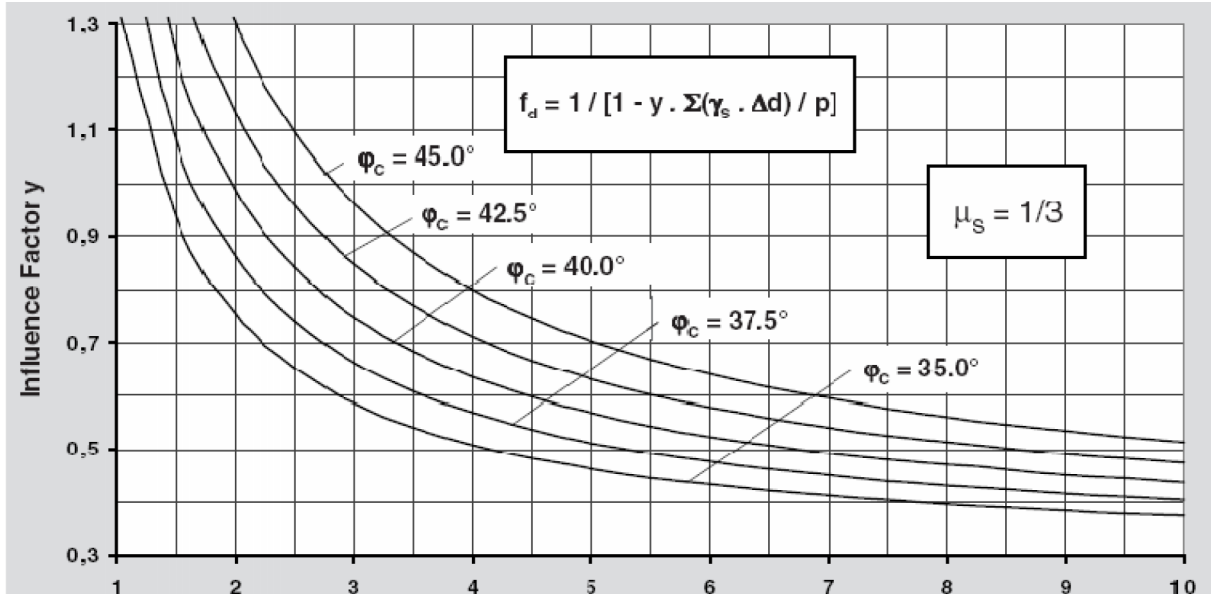


Abaque 1.1. Incidence de la compressibilité relative colonne/sol



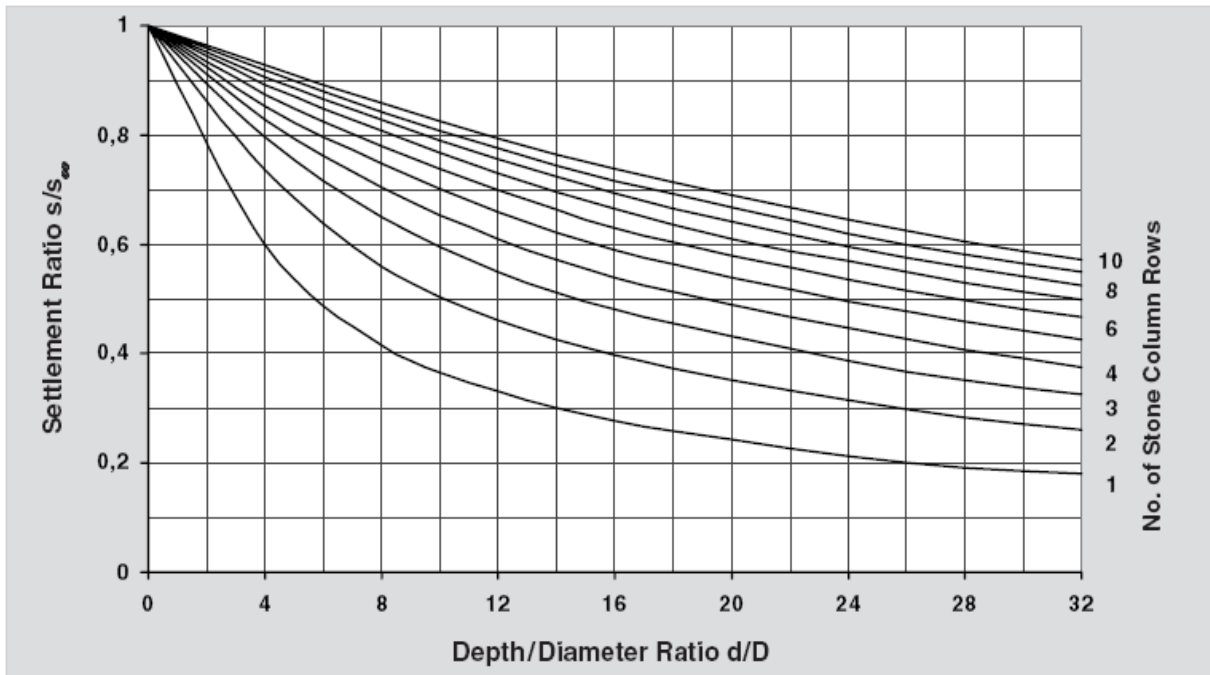
Abaque 1.2. Facteur d'amélioration n , en fonction du taux d'incorporation A/A_c .

ANNEXE 1



Abaque 1.3. Influence de la profondeur.

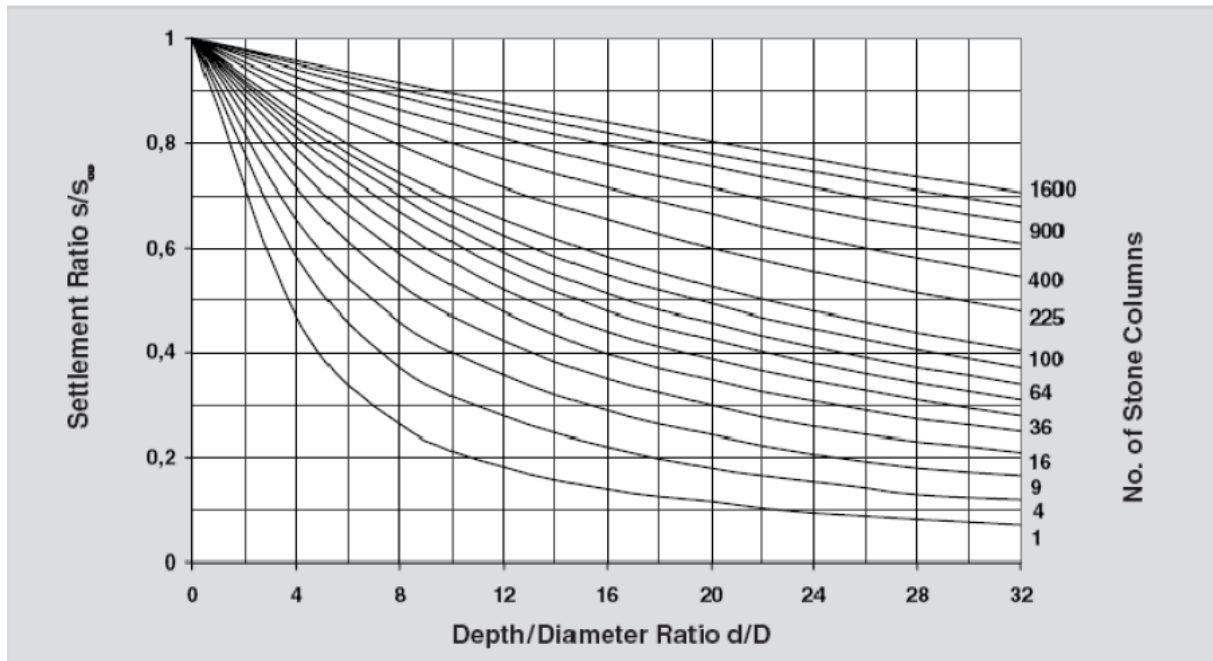
- ❖ **Abaques pour semelles sur colonnes ballastées**
 - *Semelles carrées*



Abaque 1.4. Rapport des tassements pour semelles isolées.

ANNEXE 1

➤ *Semelles filantes*



Abaque 1.5. *Rapport des tassements pour semelles filantes.*