



FILIERE : Génie Civil

**Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la
Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL



SPECIALITE : Géotechnique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master

Par : MANSOR RACHID & HAMRIT AYA & ABDELMOULA ALA

Thème

**Utilisation des colonnes ballast avec du sable
pour le renforcement des sols de faible
capacité : une approche novatrice**

Soutenu devant le jury composer de :

Dr. Mekki Lakhdar

Dr. Azzedine lahmadi

Dr. TALLAH Naoui

Azzedine abderaouf

Daghfal abderazzak

Sahraoui Lakhdar

MCB, Université de M'sila

MCB, Université de M'sila

MCB, Université de M'sila

Examineur

Président

Encadreur

Délégué startup

Directeur de la société, Golden Métal

Directeur de la société commerciale, Golden Métal

Promotion : 2022 / 2023

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Remerciements

Avant tout, je remercie Dieu tout puissant pour tous ses bienfaits, de nous avoir donné la vie et la force d'arriver à cette étape de nos vies et permis d'accomplir ce modeste travail.

En premier lieu, nous remercions Mr. TALLAH NAOUI, Maitre de conférence à l'Université de M'Sila et Mr. SEDDIKI AHMED do à l'Université de M'sila pour son aide précieuse, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet. Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail. A tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci.

Je voudrais également remercier mes parents, pour m'avoir donné le gout et l'ambition de faire des études,

Enfin, merci à mon mari pour ses encouragements, je remercie mon fils DAHAA parce qu'il était la principale motivation de mon désir de réussir.

الإهداء

الى من أفضلها على نفسي , تلك التي ضحت من أجلي

ولم تدخر جهدا في سبيل اسعادي على الدوام

(أمي الغالية)

الى صاحب الوجه الطيب والسيرة العطرة

(والدي العزيز)

الى زوجي وشريك حياتي و الى فلذة كبدي ابني مصدر سعادتني وشجاعتي

(سامي ودهاء)

الى أصدقائي وكل احبتي واساتذتي طوال مسيرتي الدراسية وجميع من وقفو معي وساعدوني

أقدم لكم هذا العمل , وأتمنى أن يجوز بدعواتكم

حمريط أية

ملخص

تعتبر تقوية التربة ذات السعة المنخفضة تحدياً كبيراً في الجيوتقنية، حيث تظهر هذه التربة غالباً قدرة ضعيفة على التحمل وحساسية متزايدة للاستواءات التفاضلية. بهدف اقتراح حلاً مبتكراً، تركز هذه الدراسة على استخدام أعمدة البالاست بالرمل لتقوية هذه التربة.

تعتبر أعمدة البالاست عناصر عمودية مكونة من مواد حبيبية، عادة حصى أو حجارة مكسرة، مرتبة في التربة الأساسية. الهدف الرئيسي لهذه الأعمدة هو تقليل الاستواءات وتحسين تحمل التربة. في هذه الدراسة، نقترح استخدام الرمل كمادة بديلة في بناء أعمدة البالاست.

يتمتع استخدام الرمل في أعمدة البالاست بالعديد من المزايا. أولاً وقبل كل شيء، يعتبر الرمل مادة متاحة بشكل واسع واقتصادية. بالإضافة إلى ذلك، يوفر الرمل نفاذية عالية، مما يسهل تصريف المياه الجوفية ويقلل من خطر تكتل التربة. بالإضافة إلى ذلك، يمكن ضغط الرمل بكفاءة، مما يسمح بالحصول على أعمدة بالاست صلبة ومستقرة.

ستتضمن هذه الدراسة اختبارات في المختبر لتقييم أداء أعمدة البالاست مع الرمل. سيتم قياس وتحليل المعايير الجيوتقنية مثل القدرة التحميلية والمقاومة للانزلاق والتشوه.

تُظهر نتائج هذه الدراسة تحسیناً واضحاً في مقاومة الانزلاق للتربة، بالإضافة إلى تقليل ملحوظ في الاستواءات.

الكلمات المفتاحية: أعمدة البالاست، الرمل، تقوية التربة، مقاومة الانزلاق، الاستواءات، الاختبارات في المختبر

Résumé

Le renforcement des sols de faible capacité est un défi majeur en géotechnique, car ces sols présentent souvent une mauvaise portance et une sensibilité accrue aux tassements différentiels. Dans le but de proposer une solution novatrice, cette étude se concentre sur l'utilisation des colonnes ballast avec du sable pour le renforcement de ces sols.

Les colonnes ballast sont des éléments verticaux constitués de matériaux granulaires, généralement du gravier ou des pierres concassées, disposées dans le sol de fondation. Leur objectif principal est de réduire les tassements et d'améliorer la portance du sol. Dans cette étude, nous proposons d'utiliser du sable comme matériau alternatif dans la construction des colonnes ballast.

L'utilisation de sable dans les colonnes ballast présente plusieurs avantages. Tout d'abord, le sable est un matériau largement disponible et économique. En outre, il offre une perméabilité élevée, favorisant ainsi le drainage des eaux souterraines et réduisant le risque de consolidation des sols. De plus, le sable peut être compacté de manière efficace, ce qui permet d'obtenir des colonnes ballast solides et stables.

Cette étude comprendra des essais en laboratoire pour évaluer les performances des colonnes ballast avec du sable. Les paramètres géotechniques tels que la capacité portante, la résistance au cisaillement et la déformation seront mesurés et analysés.

Les résultats de cette recherche démontrent une nette amélioration de la résistance au cisaillement du sol ainsi qu'une réduction significative du tassement.

Mots clés : colonnes ballast, sable, renforcement des sols, résistance au cisaillement, tassement, , essais en laboratoire.

Summary

Low-capacity soil reinforcement represents a major challenge in geotechnical engineering, as these soils often exhibit poor bearing capacity and increased sensitivity to differential settlements. To propose an innovative solution, this study focuses on the utilization of ballast columns filled with sand for the reinforcement of such soils.

Ballast columns are vertical elements composed of granular materials, typically gravel or crushed stones, installed within the foundation soil. Their primary objective is to reduce settlements and improve soil bearing capacity. In this study, we propose the use of sand as an alternative material in the construction of ballast columns.

The incorporation of sand in ballast columns offers several advantages. Firstly, sand is widely available and cost-effective. Additionally, it provides high permeability, facilitating groundwater drainage and reducing the risk of soil consolidation. Moreover, sand can be compacted effectively, allowing for the formation of solid and stable ballast columns.

This study will include laboratory testing to evaluate the performance of sand-filled ballast columns. Geotechnical parameters such as bearing capacity, shear resistance, and deformation will be measured and analyzed.

The findings of this research demonstrate a significant improvement in soil shear resistance and a considerable reduction in settlement.

Keywords : ballast columns, sand, soil reinforcement, shear resistance, settlement, laboratory testing.

Sommaire

Introduction générale.....	1
chapitre I: Synthèse bibliographique	
1. Introduction	3
1.1 Le préchargement	3
1.2 Les drains verticaux	4
2. Les techniques d'amélioration par vibrations profondes.....	5
2.1 Le compactage dynamique (ou pilonnage).....	5
2.2 Le vibrocompactage (ou vibroflottation)	6
2.2.1 Phase 1 : Fonçage.....	7
2.2.2. Phase 2 : Compactage.....	8
2.2.3. Phase 3 : Apport de matériaux.....	8
2.2.4. Phase 4 : Finition.....	8
3. Les techniques d'amélioration par inclusion (renforcement)	9
3.1 Le Jet Grouting "Soilcrete"	9
3.2 Les inclusions rigides	10
3.3 Les plots ballastés	12
3.4 Les colonnes à module contrôlé (CMC)	14
3.5 Les colonnes à module mixte (CMM)	15
4. Les colonnes ballastées.....	17
4.1 Techniques D'amélioration Par Inclusions Souples Et Conditions Geotechniques.....	18
4.2 Définition de l'amélioration de sol par inclusions souples:.....	18
4.3 Plot ballasté pilonné.....	20
4.4 Colonne pilonnée.....	20
4.5 Vibroflottation	21
4.6 Colonne ballastée vibrée.....	22
4.7 Domaines d'application :.....	27
4.8 Conditions géotechniques du sol :.....	28
4.8.1 Sols naturels :.....	28
4.8.2 Sols organiques.....	31
4.8.3 Sols anthropiques.....	32
4.9 Mode d'exécution :.....	33
4.9.1 Procédé par voie sèche :.....	33
4.9.2 Procédé par voie humide.....	35
4.9.3 Mécanisme de rupture des colonnes ballastées :.....	37
4.10 Ballast.....	39
5. Conclusion :.....	40

chapitre II :caractiresation du sol

1. Etude de sole et type de sole.....	41
1.1 RECONNAISSANCE TOPOGRAPHIQUES ET GEOLOGIQUES :.....	41
1.1.1 LOCALISATION DU PROJET:.....	41
1.1.2 SISMICITE :.....	42
1.1.3 CONTEXTE GEOLOGIQUE :.....	42
1.1.4 NORMES DE RÉFÉRENCES UTILISÉES :.....	42
1.2 RECONNAISSANCE DU SOL:.....	42
a)Reconnaissance In-Situ :.....	42
b) <i>Résultat des essais</i>	47
b).1 Granulométries	47
b).2 Plasticité	48
b).3 Poids Volumiques, Degré de Saturation et Indice des Vides.....	48
b).4 Activité.....	48
b).5 Analyse chimique du <i>sol</i>	49
1.3- TASSEMENTS ET CONTRAINTE ADMISSIBLE	50
2.Conclusion	54

Chapitre III : essai de renforcement du dol et analyse des résulta

1. Essais et Résultats de renforcement.....	
1.1 Introduction	55
1.2 Description des matériaux testés	55
1.2.1 Sol sans renforcement.....	55
1.2.2 Sol renforcé avec colonnes ballastées.....	55
1.2.3 Sol renforcé avec colonnes ballastées.....	56
1.3 Description du dispositif expérimental utilisé.....	56
1.4 Description de la procédure d'essais suivie	57
2. Programme d'essais réalisés.....	58
3. Analyse des résultats.....	59
Conclusion.....	62

Liste de figure

Fig : I.1- Principe de préchargement pour le contrôle des tassements.....	4
Fig : I.2 .- Chantier de réalisation des drains verticaux (Document de Géopac®).....	4
Fig : I.3. - Réseaux de drains de sable verticaux (1. Amélioration des sols).....	5
Fig : I.4. Exemple d'un pilon (à gauche) et l'empreinte laissée après sa chute (à droite) (Document de Geopac ®).....	6
Fig : I.5 - Domaine d'application du vibrocompactage (Document de Keller®).....	7
Fig : I.6. - Mode opératoire du vibrocompactage (Document de Keller®).....	7
Fig : I.7.- Le cône d'affaissement autour du vibreur (Document de Keller®).....	8
Fig : I.8 - Etat de compacité du sol avant et après traitement.....	9
Fig : I.9 - Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.....	10
Fig : I.10 - Réseau d'inclusions rigides (Document de Soletanche Bachy®).....	11
Fig : I.11 - Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales.....	11
Fig : I.12 - Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et ..al.(2003).....	12
Fig : I.13 - Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®).....	12
Fig : I.14 - Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)...	13
Fig : I.15 - Mise en œuvre des plots ballastés.....	13
Fig : I.16 - Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®).....	14
Fig : I.17 -Chantier de réalisation des Colonnes à Module Contrôlé.....	15
Fig : I.18 - Coupe d'une Colonne à Module Mixte CMM.....	16
Fig : I.19 - Types de sols à améliorer par colonnes ballastées.....	17
Fig : I.20 - Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.....	20
Fig : I .21 - Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée.....	21
Fig : I.22 - Schéma de principe de la vibroflottation.....	22
Fig : I.23 - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut.....	Error! Bookmark not defined.
Error! Bookmark not defined.	
Fig : I.24-a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (début).....	24
Fig : I.24-b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (fin).....	Error! Bookmark not defined.
Fig I.25-a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).....	25
Fig I.25-b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).....	Error! Bookmark not defined.
defined.	
Fig I.26. - Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes.....	26
Fig I.27 - Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflottation (Mitchell, 1970).....	28
Fig I.28 - Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflottation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991).....	29
fig I.29 . - Remarques ou conseils quant à l'utilisation des colonnes ballastées dans les sols organiques.....	32
Fig : I.30 –Exemple de vibreur Keller (voie sèche).....	33
Fig : I.31 - Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche (Document de Keller®).....	34
Fig : I.32 - Exemple de vibreur Keller (voie humide).....	35
Fig : I.33 - Phénomène de liquéfaction local.....	36
Fig : I.34 - Remplissage du trou par le ballast.....	36
Fig I.35 - Finition d'une colonne.....	37
Fig I.36 : - Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide (Document de Keller®).....	37
Fig : I.37 – Schéma illustratif sur le mode de rupture des colonnes ballastées.....	38

chapitre II

<i>Fig II 1: Pénétrromètre dynamique</i>	43
Fig II 2: photo de <i>terrain t</i> in site.....	46

chapitre III

Fig III 1 . Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.....	55
Fig III 2. Droite de Coulomb - critère de Mohr-Coulomb-.....	56
Fig III 3. Principe de l'essai de cisaillement direct.....	56
Fig III 4. Schéma de la boîte de cisaillement –Exemple avec la demi-boîte inferieure mobile.....	57
Fig III 5: essai de cisailment de sol sec.....	58
Fig III 6: essai de cisailment de ballaster.....	60
Fig III 7: essai de cisailment de ballaster + sable.....	61

Introduction générale

Le renforcement des sols constitue un aspect essentiel du génie géotechnique, en particulier lorsqu'il s'agit de sols de faible capacité présentant une mauvaise portance et une sensibilité accrue aux tassements (Smith, 2021; Johnson & Williams, 2022; Brown et al., 2023; Lee & Chen, 2023; Garcia et al., 2023; Wang & Li, 2023; Patel et al., 2023). Ces sols posent des défis considérables dans divers projets de construction, ce qui nécessite le développement de solutions novatrices pour améliorer leurs propriétés mécaniques. Une approche innovante consiste à utiliser des colonnes ballast remplies de sable pour le renforcement des sols.

Les colonnes ballast, des éléments verticaux construits à partir de matériaux granulaires tels que le gravier ou les pierres concassées, suscitent un intérêt croissant en tant que méthode efficace d'amélioration des performances des sols (Smith, 2021; Brown et al., 2023). En introduisant ces colonnes dans le sol de fondation, leur objectif principal est de réduire les tassements et d'améliorer la portance du sol. Cependant, l'utilisation du sable comme matériau alternatif dans les colonnes ballast présente une voie novatrice et prometteuse pour le renforcement des sols.

L'utilisation du sable dans les colonnes ballast présente de nombreux avantages qui contribuent à leur efficacité dans le renforcement des sols. Tout d'abord, le sable est largement disponible et économiquement viable, ce qui en fait un choix pratique pour les projets de construction à grande échelle (Lee & Chen, 2023). De plus, le sable possède une perméabilité élevée, facilitant le drainage efficace des eaux souterraines et réduisant le risque de consolidation des sols (Garcia et al., 2023). De plus, le sable peut être compacté de manière efficace, permettant ainsi la formation de colonnes ballast solides et stables (Wang & Li, 2023).

Dans ce travail, on vise à étudier l'utilisation des colonnes ballast remplies de sable comme moyen de renforcement des sols de faible capacité. L'étude comprendra des expériences en laboratoire afin d'évaluer les performances et le comportement des colonnes ballast remplies de sable dans différentes conditions géotechniques. Des paramètres clés tels que la capacité portante, la résistance au cisaillement et la déformation seront mesurés et analysés afin d'évaluer l'efficacité de cette technique novatrice de renforcement des sols.

Les résultats de cette recherche devraient démontrer des améliorations significatives de la résistance au cisaillement du sol ainsi que des réductions substantielles des tassements (Johnson & Williams, 2022; Patel et al., 2023). Ces conclusions contribueront à l'avancement des connaissances dans le domaine du renforcement des sols et fourniront des informations précieuses aux ingénieurs et aux professionnels géotechniques impliqués dans des projets liés aux sols de faible capacité.

En outre, cette recherche vise à combler les lacunes actuelles en matière de connaissances sur

l'utilisation des colonnes ballastées pour le renforcement des sols de faible capacité, notamment en ce qui concerne les dimensions. En effet, l'introduction de sable dans les colonnes permet d'augmenter leur résistance, ce qui permet de réduire leurs dimensions, offrant ainsi des avantages économiques considérables. De plus, les colonnes ballastées peuvent également résister à des sollicitations horizontales telles que les séismes.

Bien que cette technique ait déjà montré des résultats prometteurs, il reste encore des aspects à explorer et à comprendre en détail. Par conséquent, cette étude contribuera à l'avancement des connaissances en fournissant des informations précieuses sur les mécanismes de renforcement, les performances et les paramètres clés influençant l'efficacité du système de renforcement des sols (Brown et al., 2023 ; Lee & Chen, 2023 ; Garcia et al., 2023 ; Wang & Li, 2023 ; Patel et al., 2023). Ces recherches récentes de référence apportent des éclairages supplémentaires sur l'utilisation des colonnes ballastées et enrichissent le contexte scientifique dans le domaine du renforcement des sols de faible capacité.

Le mémoire se structure en trois chapitres distincts :

Le premier chapitre se consacre à une revue de la littérature approfondie sur l'utilisation des colonnes ballastées, en abordant leur fonctionnement, leur classification, ainsi que les principes de renforcement associés à leur conception et leur construction.

Le deuxième chapitre de cette étude présente les différents essais réalisés pour identifier et caractériser le sol étudié.

Le troisième chapitre expose les essais de renforcement effectués et présente les résultats obtenus, ainsi que l'analyse des essais réalisés pour différents scénarios envisagés dans le cadre de cette étude. Enfin, une conclusion générale récapitulant les résultats numériques est fournie.

Chapitre I :

Synthèse bibliographique

1.Introduction :

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

De récentes méthodes d'amélioration des caractéristiques des sols, comme les méthodes .d'injection, de pilonnage ou de congélation, sont connues et sont perfectionnées sans cesse, elles sont utilisées aujourd'hui comme un élément à part entière des projets.

Après l'amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de bâtir dans des sols qui étaient considérés inconstructibles voire médiocres, des ouvrages de plus en plus importants (aérodromes, hangars, silos de stockage, complexes industriels...).

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

Dans la première catégorie on trouve les techniques classiques connues et pratiquées depuis des décennies, leur efficacité a fait sa preuve dans le terrain, on ne citera que quelques unes, celles qui sont le plus utilisées (le préchargement et les drains verticaux.)

Dans la deuxième catégorie on trouve les techniques qui se basent sur le compactage de sol sans apport de matériaux. Elles conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol. On citera parmi ces méthodes, celles du compactage dynamique et du vibrocompactage.

Dans cette catégorie figurent les méthodes de renforcement de sol par incorporation d'un nouveau matériau de bonne résistance dont les caractéristiques sont connues. On citera alors le jet-grouting , les inclusions souples et les inclusions rigides

On présente dans ce chapitre un bref aperçu sur le mode d'action de chacune de ces catégories de renforcement de sol.

1.1. Le pré chargement :

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Elle consiste à appliquer sur le sol une charge égale à la charge définitive P_f majorée éventuellement d'une surcharge P_s qui a pour objectifs :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ;
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

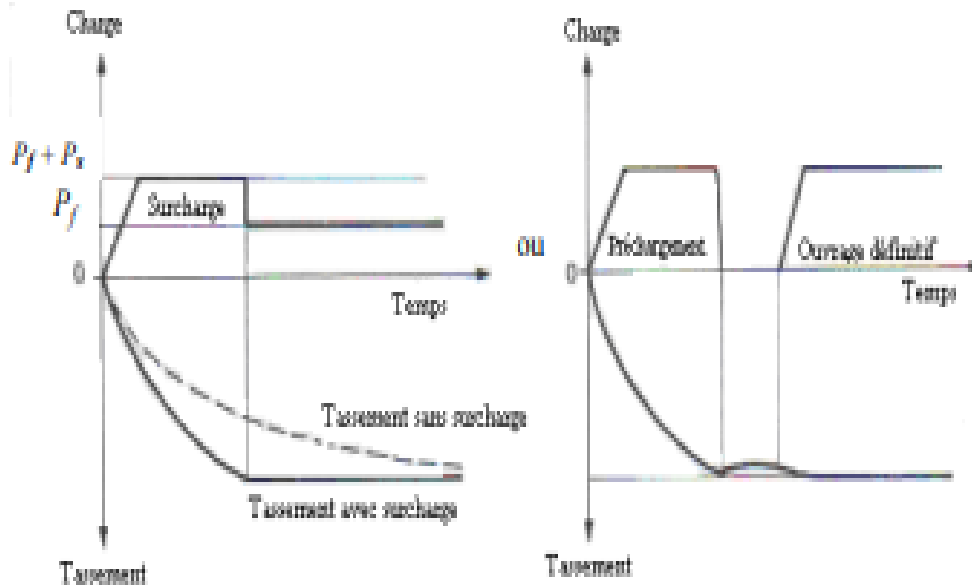


Fig : I.1- Principe de préchargement pour le contrôle des tassements

Le procédé peut rendre le sol ainsi traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants sous la construction.

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité). (1. Amélioration des sols).

1.2 Les drains verticaux :

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



Fig : I.2.- Chantier de réalisation des drains verticaux (Document de Géopac®)

Les drains de sable sont disposés sous l'ouvrage suivant un réseau triangulaire, hexagonal ou carré (Fig : I.3). Ils permettent la réalisation d'un écoulement horizontal de l'eau vers les drains, qui se superpose à l'écoulement vertical, accélérant le temps de consolidation du massif du sol.

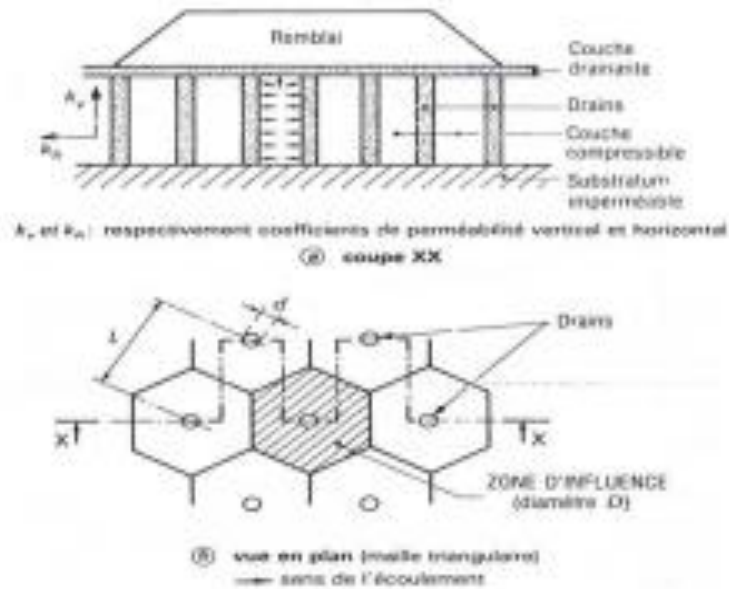


Fig : I.3. - Réseaux de drains de sable verticaux (1. Amélioration des sols).

2. Les techniques d'amélioration par vibrations profondes.

2.1 Le compactage dynamique (ou pilonnage).

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

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée de lourds pilons d'acier

(Fig : I.4.) sur la surface du sol à traiter. Les impacts qui en résultent provoquent le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques.



Fig : I. 4. Exemple d'un pilon (à gauche) et l'empreinte laissée après sa chute (à droite)
(Document de Geopac ®) .

Le compactage dynamique est notamment utilisé pour :

support fiable pour fondations superficielles de tous types de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères ;

assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargés, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;

réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;

- stabiliser pentes, barrages, digues, ...etc. ;
- réduire les vides dans les dépotoirs (décharges) ;
- défoncer cavernes et mines abandonnées ;
- densifier des sols marins et remblais placés sous l'eau, ...etc.

Par contre, cette technique reste peu courante du fait de l'encombrement qu'occasionnent les appareils et le bruit engendré par les impacts, et s'utilisera surtout sur des surfaces importantes à l'écart d'habitations. (2. Fondation profondes pour le bâtiment).

2.2 Le vibrocompactage (ou vibroflottation) :

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que les sables et graviers, les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles, qui met les grains du sol dans un état liquéfié (Fig : II.6). Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre ; il est défini après réalisation des planches d'essais. La maille retenue doit conduire à un traitement le plus uniforme possible. La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l'adéquation du type de vibreur.

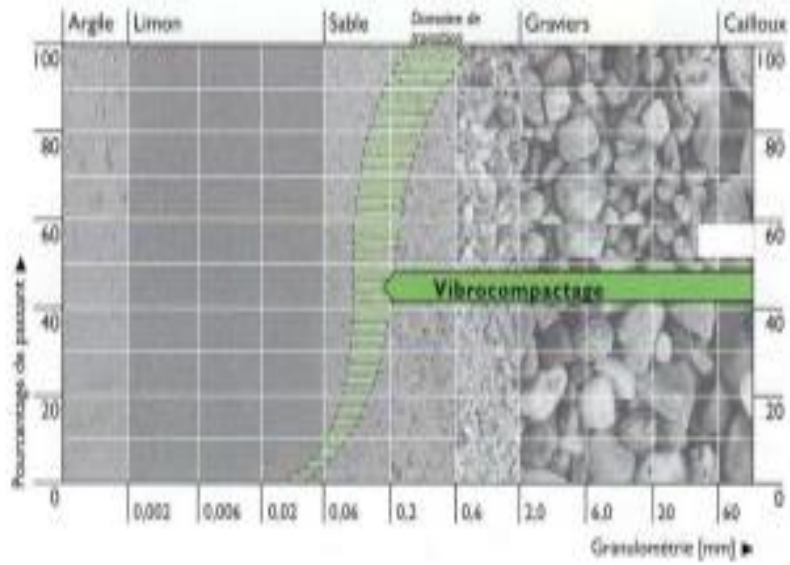


Fig : I.5 - Domaine d'application du vibrocompactage (Document de Keller®)

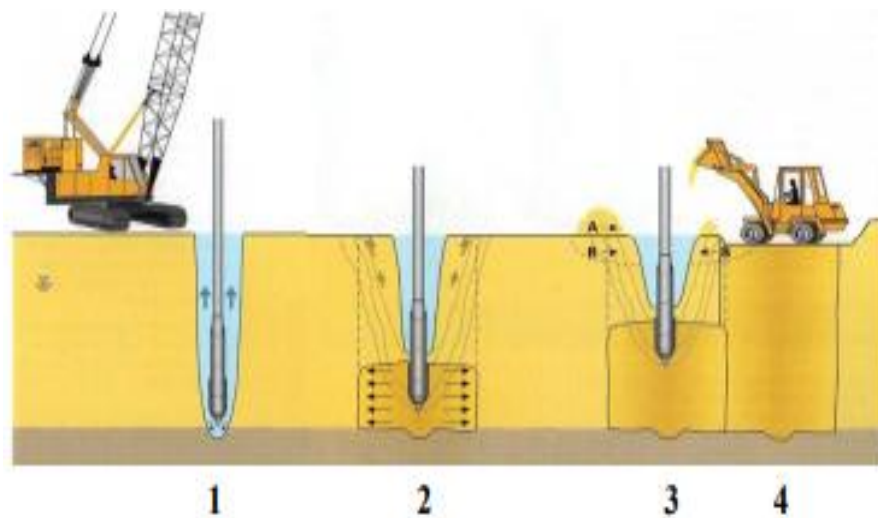


Fig : I.6. - Mode opératoire du vibrocompactage (Document de Keller®)

2.2.1 Phase 1 : Fonçage

On réalise le compactage en masse des sols grenus à l'aide de vibreurs spécifiques à basses fréquences. L'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, est foncé jusqu'à la profondeur finale à atteindre. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et de l'eau de lancement. Le débit d'eau est alors diminué. Les outils sont suspendus à des grues, mais peuvent aussi, pour de faibles profondeurs, être montés sur porteurs.

2.2.2. Phase 2 : Compactage

Le compactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut en remontant l'outil, selon des critères déterminés par des essais préalables. Le volume compacté est un cylindre de diamètre pouvant atteindre 5 m. L'augmentation progressive de l'intensité consommée par le vibreur permet de mesurer la croissance de la compacité du sol.

2.2.3. Phase 3 : Apport de matériaux

Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en décapant progressivement les matériaux du site (B). En fonction de l'état initial, on peut atteindre une quantité de 10 % de matériaux ajoutés par rapport au volume traité.

2.2.4. Phase 4 : Finition

Après traitement, la plate-forme est réglée et recompactée à l'aide d'un rouleau vibrant.



Fig : I.7.- Le cône d'affaissement autour du vibreur (Document de Keller®).

Les vibrations émises par l'outil permettent un réarrangement optimal des grains de sable, ou autres matériaux en place, de manière à ce qu'ils occupent le plus petit volume possible. Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place, ou réduction de la porosité. Il consiste non à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain (Fig : I.7), qui pourra alors être sollicité par des fondations superficielles

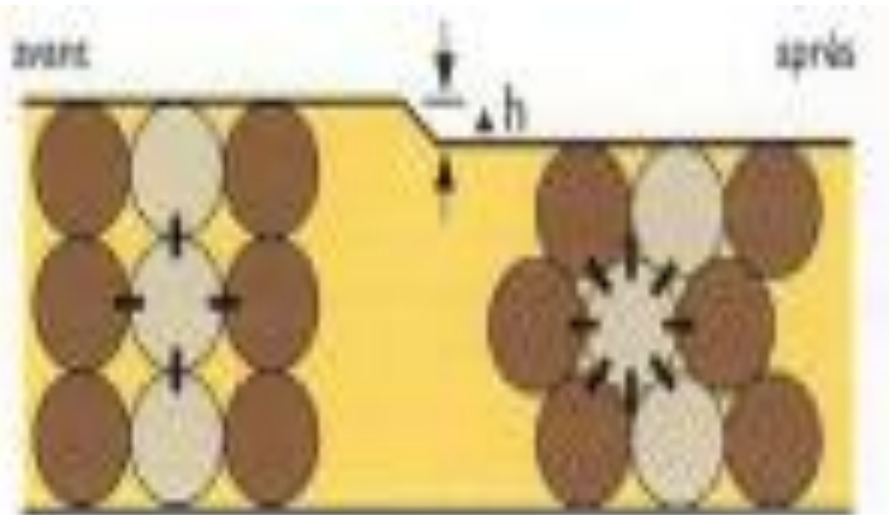


Fig : I.8 - Etat de compacité du sol avant et après traitement.

3. Les techniques d'amélioration par inclusion (renforcement) :

3.1 Le Jet Grouting "Soilcrete" ;

Le terme "Soilcrete" est la contraction des mots anglais "soil" et "concrete"; ce qui signifie en français "Béton de sol". Ce procédé se définit comme une stabilisation de sol à l'aide de ciment. Le sol est découpé grâce à des jets sous haute pression d'eau ou de coulis de ciment (éventuellement enrobés d'air), présentant des vitesses supérieures ou égales à 100m/sec en sortie de buse.

Le sol découpé autour du forage est mélangé au coulis de ciment. Ce mélange sol/coulis est en partie refoulé jusqu'en haut du forage par l'espace annulaire entre les tiges et la paroi du forage (Fig : I.9). Différentes configurations géométriques d'éléments de Soilcrete peuvent être réalisées. Or le rayon de découpage du jet, qui peut atteindre 2,50 m, varie en fonction du type de sol traité, du type de procédé Soilcrete et de la nature du fluide à haute énergie.

Les principales applications qui font appel à ce procédé sont :

- Reprise en sous-œuvre sous fondations existantes ;
- Murs de soutènement et cuvelages étanches ;
- Confortement d'excavations (tunnels) et étanchement de barrage ;

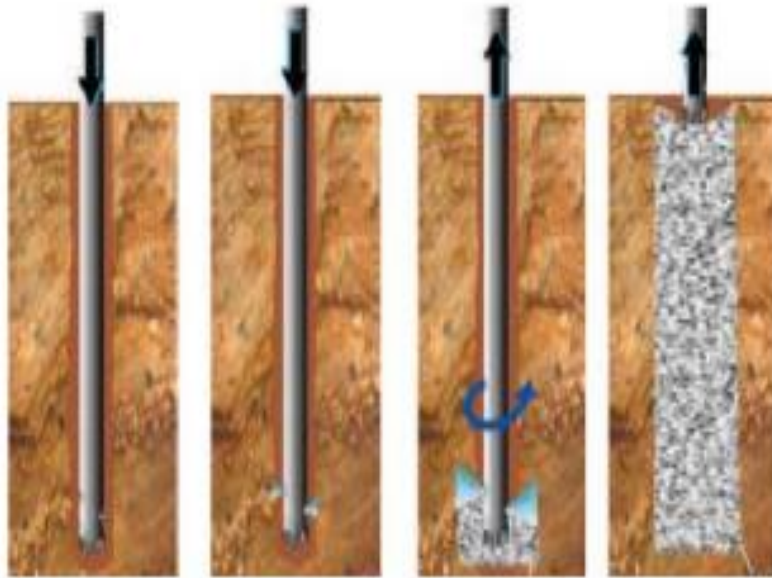


Fig : I.9 - Différentes étapes de la réalisation d'une colonne de Jet Grouting.

3.2 Les inclusions rigides :

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter l'ouvrage .On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage. Cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (Fig : I.10). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes. Ce type de renforcement peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondations traditionnelles. Le dimensionnement du réseau d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.



Fig : I.10 - Réseau d'inclusions rigides (Document de Soletanche Bachy®)

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Ces inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête ; mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage. (Fig : I.11)

La plateforme de transfert de charge 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; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis à vis du développement des mécanismes de transfert de charge.

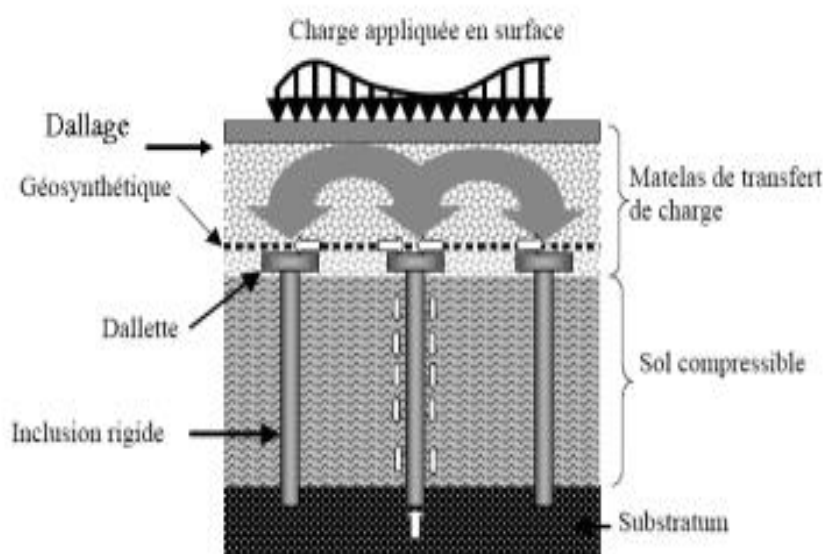


Fig : I.11 - Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales

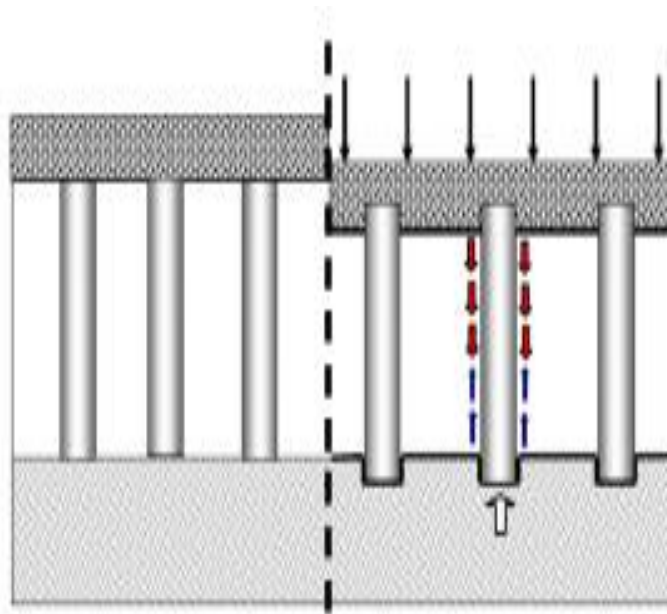


Fig : I.12 - Réseau d'inclusions soumis à un chargement d'après Berthelot et al.(2003).

3.3 Les plots ballastés :

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3m de diamètre (Fig : II.13), en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés.



Fig : I.13 - Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)

La mise en oeuvre s'effectue à l'aide d'engins spécialisés (Fig : II.14), proches de ceux utilisés pour le compactage dynamique. Les deux techniques sont fréquemment employées de manière complémentaire sur les mêmes chantiers.



Fig : I.14 - Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)

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

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes : (Fig : I.14)

- 1- création d'une plate-forme de travail en ballast ;
- 2- poinçonnement de la plate-forme avec un pilon descendu d'une hauteur de chute variable (15 à 30 m) et compatible avec le matériel employé ;
- 3- après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- 4- reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable.

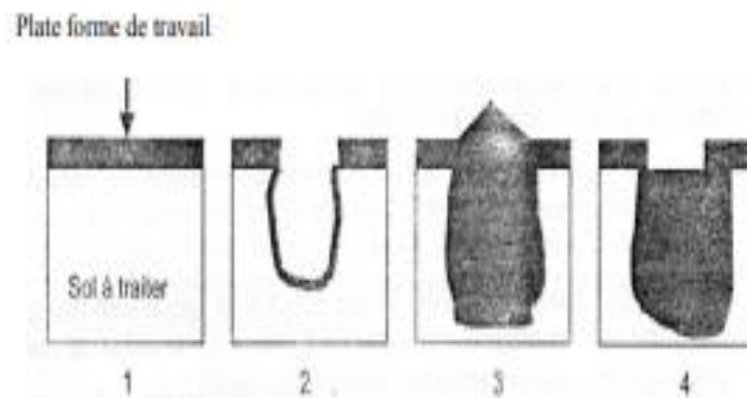


Fig : I.15 - Mise en œuvre des plots ballastés

Les plots ballastés présentent l'avantage d'être réalisés 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.



Fig : I.16 - Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®)

3.4 Les colonnes à module contrôlé (CMC) :

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

Les CMC présentent les caractéristiques suivantes :

- procédé de réalisation : matériau cimenté mis en place à la tarière creuse;
- module de déformation : de 100 à 2 000 fois plus grand que celui du sol;
- méthode de traversée du sol : à la vis refoulante, sans déblais;
- effet sur le sol : amélioration des terrains entre les colonnes si elles sont assez rapprochées;
- diamètre des colonnes : diamètre de l'outil de forage;
- fabrication du matériau : en centrale.



Fig : I.17 -Chantier de réalisation des Colonnes à Module Contrôlé

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

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

Les colonnes à module contrôlé permettent de réaliser des dallages sur terre-plein grâce à la mise en place d'une couche de répartition en tête des inclusions. Elles permettent également de reprendre les semelles de fondation ou des radiers à l'exclusion des efforts horizontaux et de soulèvement.

D'autre part, les CMC présentent l'avantage de ne pas générer de vibrations ce qui permet de travailler en toute sécurité le long d'ouvrages mitoyens. (3. Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé)

3.5 Les colonnes à module mixte (CMM) ;

Une Colonne à Module Mixte ou CMM® (® : KELLER) se décompose en deux parties : (Fig:I.18)

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

partie inférieure : une inclusion rigide exécutée par refoulement.



Fig : I.18 - Coupe d'une Colonne à Module Mixte CMM

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

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

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

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

Le domaine d'application du procédé CMM s'étend à l'ensemble des sols cohérents et pulvérulents ainsi qu'aux remblais. (4. Les procédés de vibration profonde des sols)

4. Les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme drain vertical. Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables, limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes, etc...). (Fig : I.19)

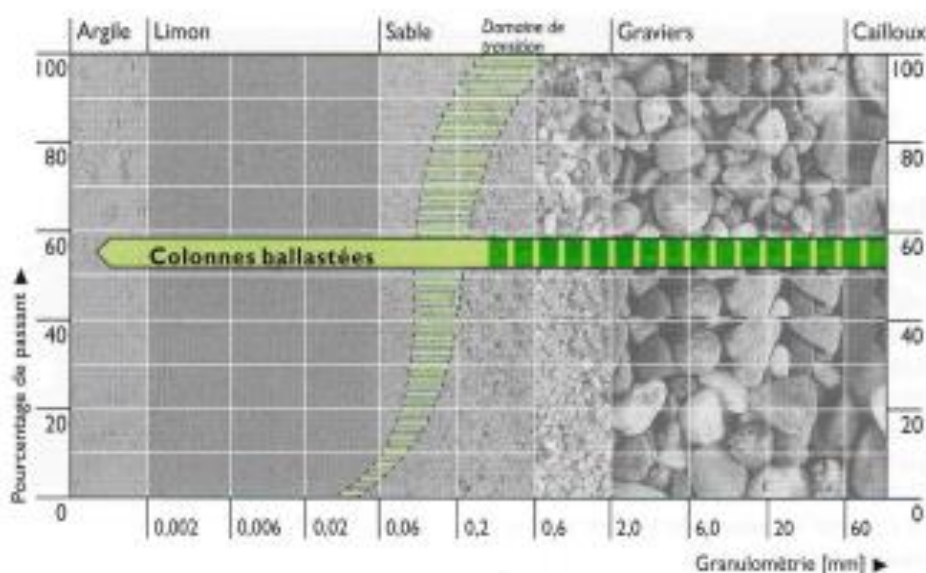


Fig : I.19 - Types de sols à améliorer par colonnes ballastées

Le but de toute réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radier dallage, ouvrages en terre,...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation. Le traitement du sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- Amélioration de la portance,
- Réduction des tassements,
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques,
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants,

Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation) .(4.Les procédés de vibration profonde des sols)

4.1 Techniques D'amélioration Par Inclusions Souples Et Conditions Géotechniques

La première partie de ce chapitre concerne la définition même de l'amélioration de sols par inclusions souples ainsi que ses objectifs visés à court et à long terme. Puis, les techniques de mise en œuvre de ce type d'inclusion seront présentées et comparées. Ce n'est qu'à partir de cette deuxième étape que nous nous focaliserons sur les techniques de colonnes ballastées vibrées et sur la vibroflottation. Enfin, une synthèse bibliographique permettra de déterminer les conditions géotechniques quant à l'utilisation et la mise en œuvre de ces inclusions.

4.2 Définition de l'amélioration de sol par inclusions souples :

Les inclusions souples, au sens le plus large du 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 de sols par inclusions souples sont :

- l'augmentation de la capacité portante du sol ;
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- la diminution des tassements ;

l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Par ailleurs, dans les zones potentiellement soumises aux séismes, une atténuation du potentiel de liquéfaction des sables lâches saturés est induite par la mise en place d'un réseau de colonnes. En effet, compte tenu du pouvoir drainant du matériau constituant les colonnes, les surpressions interstitielles créées lors d'un séismes peuvent être dissipées avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes.

L'amélioration de sol par inclusions souples doit prendre en compte de nombreux paramètres intervenant dans le dimensionnement, la mise en œuvre, le comportement mécanique...à la fois des

inclusions mais aussi de la structure. En effet, on ne peut concevoir une amélioration de sol sans se préoccuper du mode de chargement qui sera réellement mis en place.

Contrairement aux pieux qui sont reliés aux semelles par le biais de ferrillages, les inclusions souples ne le sont pas. Dans le cas des dallages un matelas dit drainant et de répartition des charges est mis en place entre le complexe sol-colonne et la superstructure, ce qui n'est pas le cas pour les semelles.

De même, ces inclusions souples ne sont pas des éléments indépendants du sol à améliorer. L'interaction sol-colonne est un des aspects les plus délicats à traiter et ne saurait se résumer à un simple calcul de pieux ou d'inclusion rigide. Leur mode de fonctionnement, de comportement, s'établit en étroite collaboration avec le sol environnant qui ne peut être occulté, même si les caractéristiques géotechniques du sol sont médiocres, voire mauvaises.

Procédés

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples (Dhouib et Blondeau, 2005) que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées). Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées :

- plot ballasté pilonné
- ;colonne pilonnée ;
- vibroflottation ;
- colonne vibrée.

Les techniques des plots ballastés pilonnés ainsi que de la vibroflottation sont évoquées dans ce paragraphe bien que le terme de colonne ballastée au sens strict soit lié aux deux autres techniques (colonnes pilonnées ou vibrées).

4.3 Plot ballasté pilonné

Le principe de cette technique (figure I 20) est le renforcement du sol cohérent compressible par la création de colonnes, jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, en matériaux frottants très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents. Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré-excavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

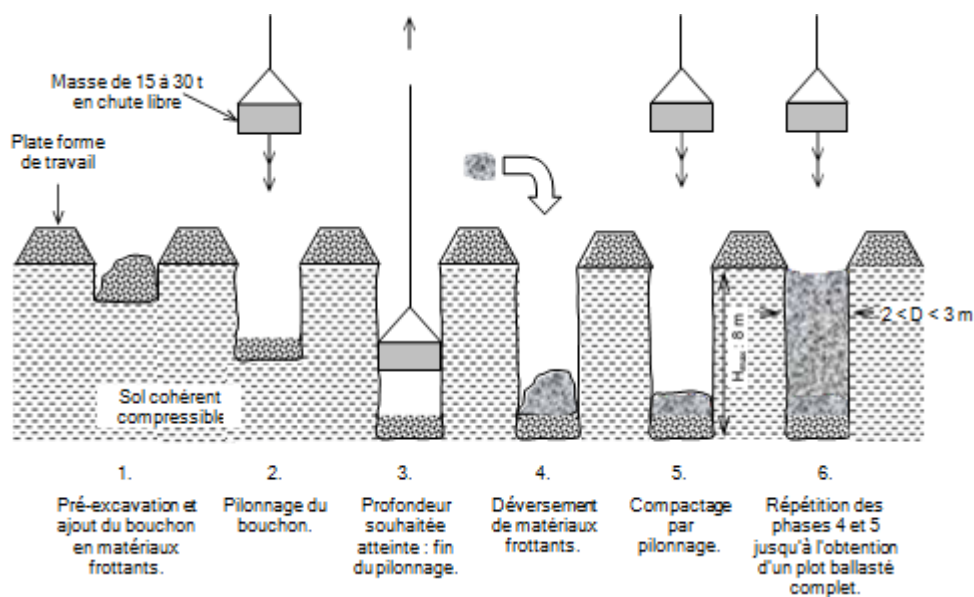


Fig I 20 - Schéma de principe de la réalisation d'un plot ballasté pilonné.

4.4 Colonne pilonnée

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sable, largement employées dès leur origine au Japon (Tanimoto, 1960 *in* Aboshi *et al.*, 1991, Barksdale, 1981, Barksdale et Takefumi, 1991). La procédure de construction (fig I.21.) 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, un mélange de sable et de ballast 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.

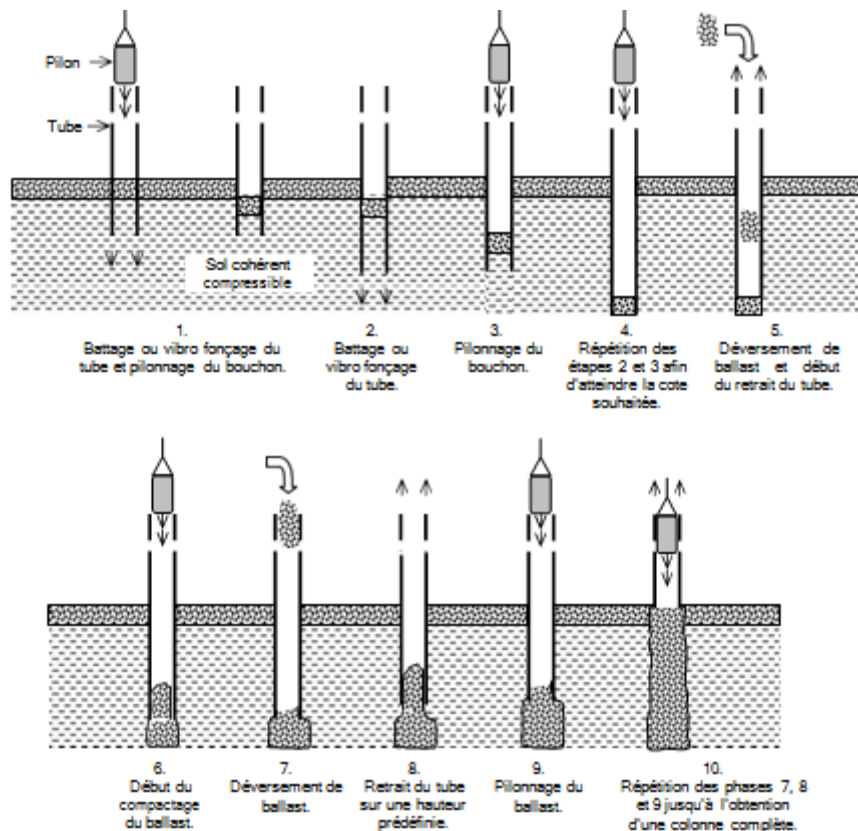


Fig I.21 - Schéma de principe de la réalisation d'une colonne pilonnée

4.5 Vibro flottation :

Le terme vibroflottation est à associer aux termes anglais de vibroflotation ou vibro-compaction, car ce procédé est employé afin de densifier les sols pulvérulents lâches. En effet, sous l'action de la vibration du vibreur (rotation de poids excentriques alimentés par un moteur électrique ou de manière hydraulique), les sols pulvérulents lâches vont se liquéfier et après la dissipation de l'excès de pression interstitielle engendré par l'introduction du vibreur, les grains vont se réarranger en un état plus dense. Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales du sol et des objectifs à atteindre. Cette technique est réservée aux sols pulvérulents ayant moins de 10 à 15% de fines car au-delà de ces pourcentages, les fines diminuent le phénomène de liquéfaction et donc de densification. On lui préfère alors la technique des colonnes ballastées vibrées.

La fig I.22 présente le principe de réalisation de la vibroflottation. Le vibreur est descendu jusqu'à la profondeur souhaitée sous l'action des vibrations, de son propre poids et de celui du train de tubes, ainsi que par l'utilisation d'un fluide de lancement (air ou eau) qui aide à la déstructuration du sol à l'aplomb du vibreur. L'utilisation de l'eau à la place de l'air comme fluide de lancement, produit une désagrégation du sol au voisinage du vibreur plus importante. Les vibrations engendrent une liquéfaction provisoire du sol et permettent aux particules de se réarranger en un état plus dense après dissipation de l'excès de pression interstitielle. Un matériau pulvérulent sableux est généralement déversé du sommet de la plate forme de travail et incorporé au sol lors du processus afin de compenser la diminution de volume due à la densification du sol.

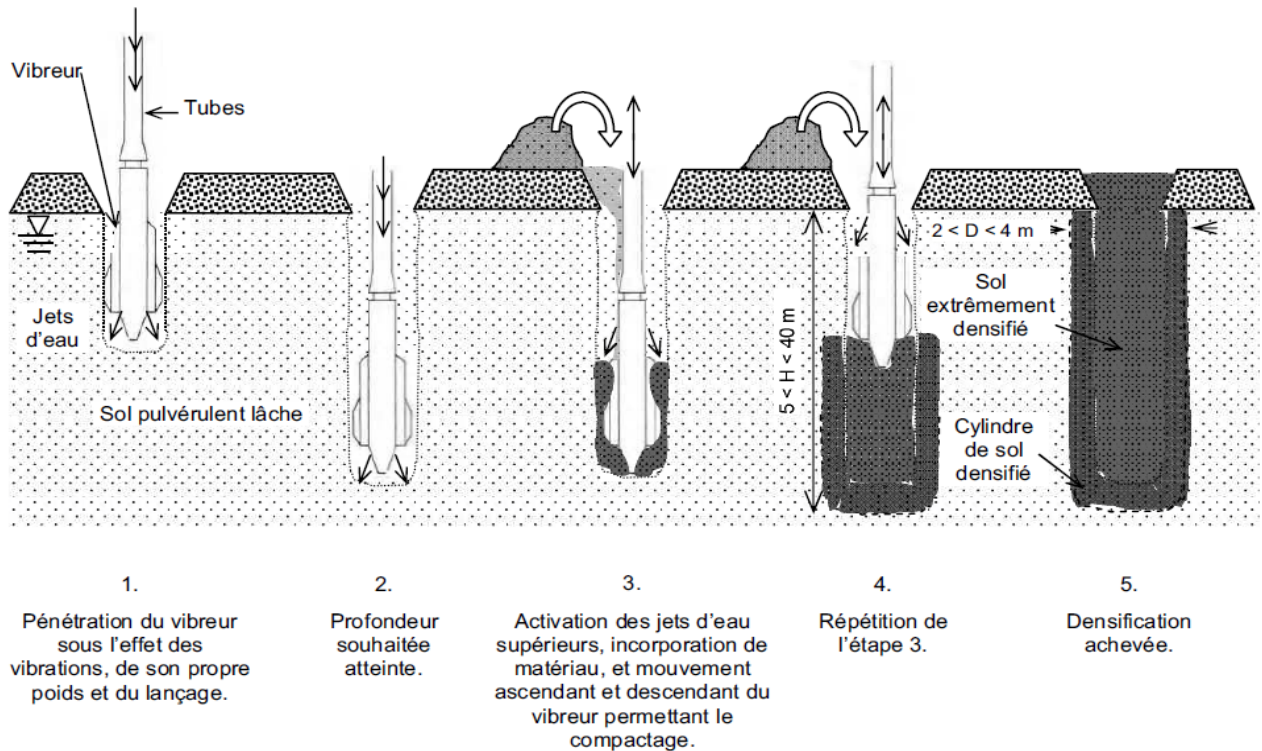


Fig I 22 - Schéma de principe de la vibroflotation.

4.6 Colonne ballastée vibrée

Le terme de colonne ballastée vibrée est à associer au terme anglais de vibrated stone column

ou vibro stone column. Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire (ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol. Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes.

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau, et du mode d'alimentation du ballast, soit par le haut, soit par la base du vibreur :

- colonne ballastée par voie sèche et alimentation par le haut (fig I .23) ;
- colonne ballastée par voie humide et alimentation par le haut (fig I 24-a et fig I 24-b) ;
- colonne ballastée par vibreur à sas, voie sèche ou humide et alimentation par la base (figures II 25a et II 25b).

L'eau est utilisée comme fluide de lançage lorsque le sol est pulvérulent et avec une nappe haute, ou si le sol est cohérent mais que l'auto-stabilité de la paroi de l'orifice n'est pas assurée. L'air est utilisé dans les autres cas.

Dans le premier procédé, le vibreur est introduit dans le sol par l'utilisation de jets d'air et le matériau est refoulé dans le sol et compacté par le vibreur par passes successives remontantes. L'alimentation du ballast s'effectuant par le haut (top feed) du trou. Le deuxième procédé utilise le même matériel et matériau que le premier, mais le fluide de lancement est de l'eau.

L'alimentation par le haut est utilisée si la tenue des parois n'est pas problématique mais il faut néanmoins s'assurer que le ballast atteigne bien la base du trou et qu'aucun mélange excessif entre le ballast et le sol ne se produise. Pour des trous supérieurs à 12 m de profondeur, la capacité de celui-ci à rester ouvert et le fait que le ballast atteigne bien le fond sont deux conditions difficiles à surveiller. Depuis plusieurs années, cette méthode d'alimentation par le sommet est délaissée au profit de la méthode dite du vibreur à sas, par approvisionnement du ballast par la base du vibreur, qui permet de s'affranchir des problèmes de tenue des parois du trou.

La seule contrainte dans cette deuxième méthode vient du fait que le diamètre maximal du matériau constituant le ballast ne doit pas excéder 35 mm environ, ceci afin d'éviter tout risque de blocage. La colonne ballastée par vibreur à sas est réalisée par voie sèche ou humide, par l'introduction du matériau à la base du vibreur, tout en maintenant une pression d'air constante sur le ballast lors du compactage de ce dernier. Lors de la phase d'introduction du vibreur dans le sol sous l'action des vibrations, de son propre poids et du fluide de lancement, le sol n'est pas extrait du trou mais uniquement refoulé (déplacé) latéralement. Cette action de refoulement produit une densification du sol selon sa nature.

Cette technique peut être mise en œuvre dans des sols cohérents ou pulvérulents. Lorsque le vibreur atteint la profondeur souhaitée, il est légèrement remonté (0,5 m) permettant ainsi au ballast de s'écouler à la base du vibreur. Le ballast est aussi poussé par la pression d'air comprimée du sas. Ce dernier est alors foncé dans le matériau afin de le compacter et de le refouler dans le sol compressible. La répétition successive de ces phases de soulèvement du vibreur et de compactage du ballast par passes de 0,5 m permet de créer une colonne ballastée vibrée dont le diamètre est fonction de la résistance du sol et de la puissance du vibreur.

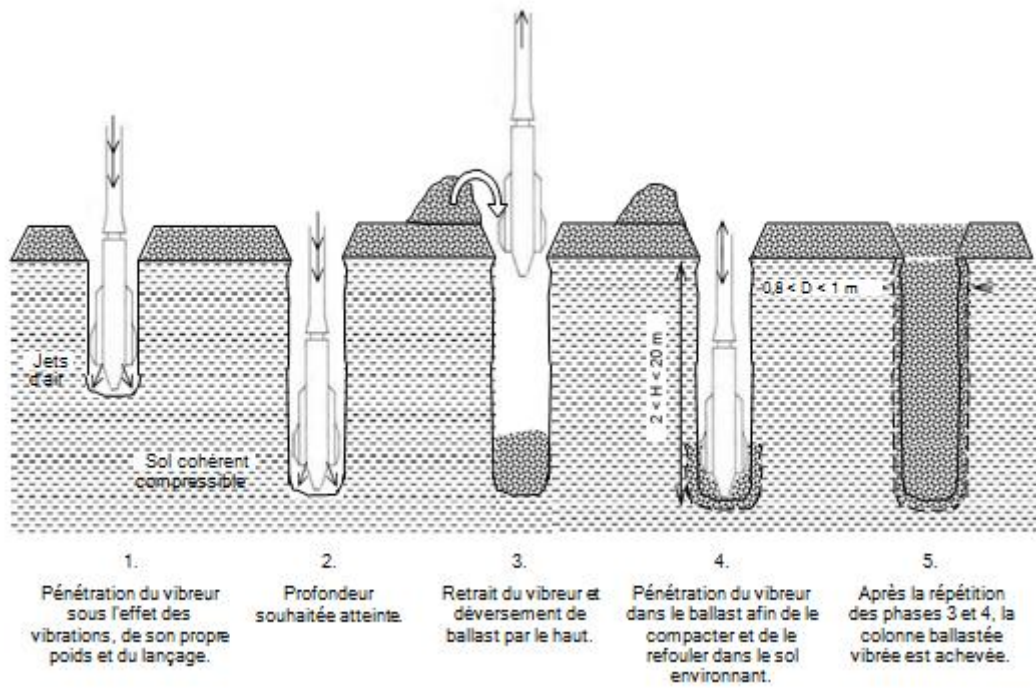
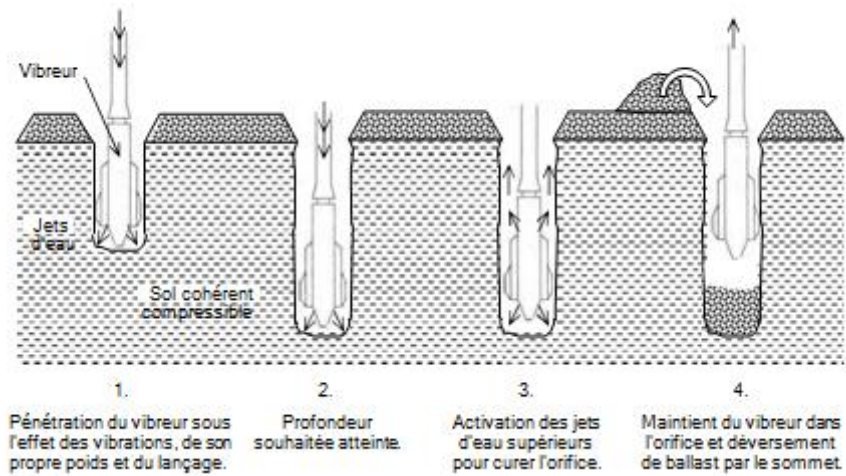


Fig I.23 - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le haut



FigI.24-a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibréepar voie humide et alimentation par le haut (début).

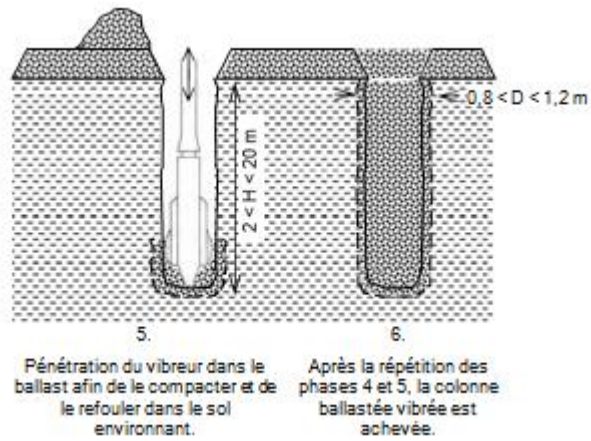


Fig I.24-b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie humide et alimentation par le haut (fin).

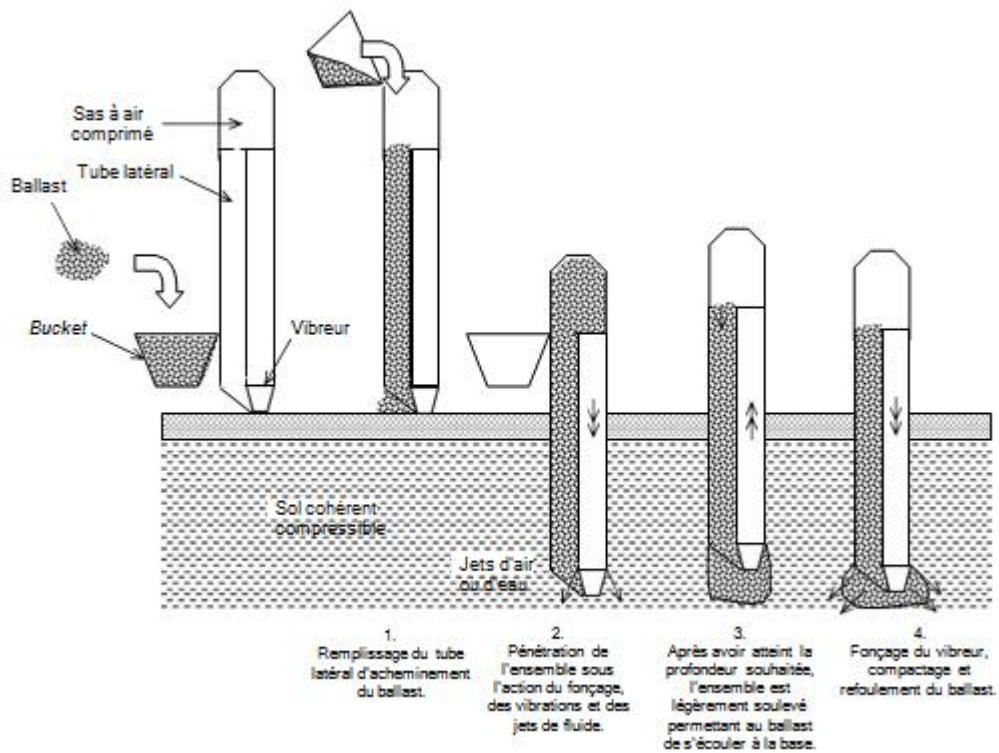


Fig I.25-a - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (début).

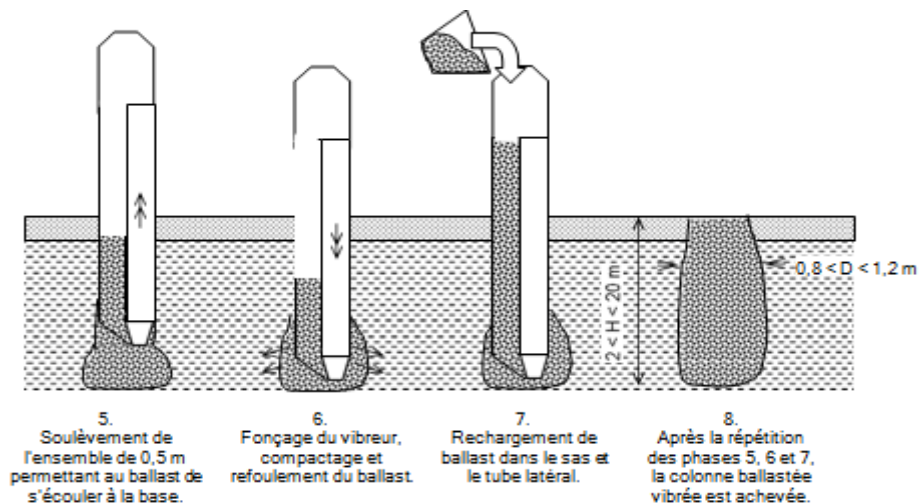


Fig I.25-b - Principe de réalisation d'une colonne ballastée vibrée par voie sèche et alimentation par le bas, par vibreur à sas (fin).

Figure II. 26. présente la hauteur des passes selon divers auteurs. Cette hauteur dépend du type de sol traité, de la qualité souhaitée (plus la hauteur de la passe est importante, et moins la compacité du ballast sera homogène), de la méthode employée ainsi que de la puissance du vibreur. Il indique la disparité des pratiques en matière de hauteur des passes mais ne permet pas d'apporter d'information complémentaire sur une éventuelle recommandation pratique. Des documents normatifs ou réglementaires (Recommandations Colonnes Ballastées (2005) ou D.T.U.13.2, 1978)) n'apportent aucune information sur cette hauteur.

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

Fig I.26. - Hauteur des passes selon la nature du sol et la méthode de mise en place des colonnes.

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

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

4.7 Domaines d'application :

Ouvrages

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

- remblais 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 de décantation, installations annexes) ;
- pistes d'aéroport ;
- stabilisation de talus.

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

- fondation souple ;
- fondation rigide.

Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté et le complexe sol-colonne.

Par ailleurs, le mouvement latéral des sols mous sous l'application d'une charge par remblai n'est pas prise en compte dans le schéma de la fondation flexible mais est un cas particulier qu'il conviendra de traiter à part. En effet, il y a un fluage latéral du sol qui se produit en bordure d'ouvrage (Barksdale et Bachus, 1983). Par ailleurs, la stabilisation des talus par colonnes ballastées est due à l'augmentation de la résistance au cisaillement globale du sol apportée par le matériau pulvérulent mis en place.

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

4.8 Conditions géotechniques du sol :

Les conditions idéales, à savoir une couche uniforme homogène isotrope, reposant sur un substratum compétent au sein duquel la colonne pourra être posée voire ancrée, n'existent que rarement dans la réalité. Par ailleurs, les premiers sols à avoir été améliorés par vibroflottation ont été les sols pulvérulents au début des années 1930 (Degen, 1998). C'est avec la multitude des sols à traiter, notamment cohérents, que des vibreurs spécifiques ont été construits et que des procédés d'exécution ont été mis au point et développés depuis la fin des années 1950 (Barksdale et Bachus, 1983). La technique des colonnes ballastées par alimentation par la base a été développée en 1972 (Degen, 1998).

Mitchell (1970) présente le fuseau granulométrique le plus adapté selon l'entreprise Vibroflotation Foundation Company, à l'époque, pour le traitement des sols pulvérulents par vibroflottation (fig I.27). Par ailleurs, il précise que les sols lâches dont la courbe granulométrique est comprise dans ce fuseau, peuvent atteindre une densité relative d'au moins 70 % entre points de vibrocompactage en fonction du maillage choisi.

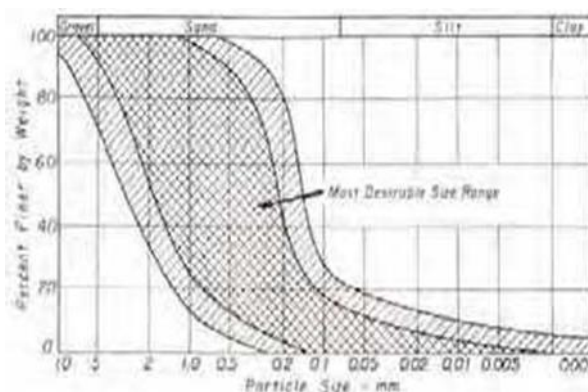


Fig I.27 - Fuseau granulométrique préférentiel pour la vibroflottation (Mitchell, 1970).

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

4.8.1 Sols naturels :

Les trois types de sols naturels présentés ci-après sont les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

4.8.1.1 Sols pulvérulents

Les sols pulvérulents ont été les premiers à être densifiés par vibration et par incorporation de matériau compte tenu de l'existence de la technique du vibrocompactage. La figure II.28 présente, selon Massarsch

(1991 b), la densification des sols pulvérulents en fonction des résultats d'essais de pénétration statique (Cone Penetration Test). La distinction des trois zones se fait de la manière suivante :

- zone 1 : sol compactable par simple vibration ; zone 2 : sol de faible compactibilité ;
- zone 3 : sol non compactable par simple vibration.

La vibroflotation est donc bien adaptée aux sols de la zone 1 alors que les colonnes ballastées sont privilégiées pour les sols des deux autres zones.

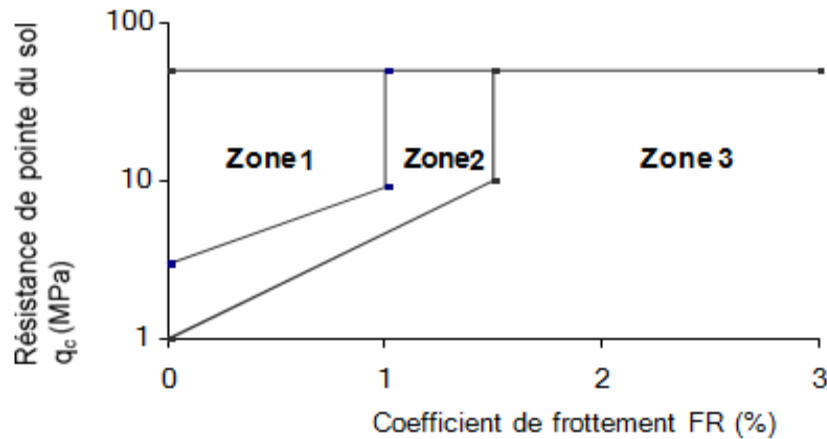


Fig I.28 - Critère de densification des sols pulvérulents par vibroflotation, en fonction des résultats d'essais pénétrométriques statiques (d'après Massarsch, 1991 b).

Le coefficient de frottement FR (*Friction Ratio*) de la figure I 10 est défini par la relation [1] :

$$FR = \frac{f_s}{q_c} \times 100$$

avec :

\$f_s\$: frottement latéral ;

\$q_c\$: résistance de pointe.

Le tableau II.26. (annexe 1) présente une synthèse de quelques références de chantiers faisant état de l'utilisation de colonnes ballastées dans des sols pulvérulents. Ces références ont été classées selon le type de fondation et d'ouvrage, la nature du sol pulvérulent, son épaisseur, ses paramètres physiques et mécaniques. Ce tableau indique que :

les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes) ;

la nature des sols est à dominante pulvérulente bien qu'une fraction de celle-ci soit polluée par des limons et argiles, voire des tourbes, Watts et al. (1991) ;

l'épaisseur des sols à traiter varie de 3 à 18 m ;

la valeur du nombre de coups par 30 cm varie de 2 à 30, c'est-à-dire que les sols sont lâches (N_{10}) à moyennement denses ($10 < N < 30$) ;

la valeur de la résistance de pointe varie de 0,1 à 25 MPa, c'est-à-dire que les sols sont lâches ($q_c < 5$ MPa) à denses ($q_c > 20$ MPa) ;

les essais de laboratoire sont surtout réalisés afin de déterminer le pourcentage de fines ;

- les méthodes employées pour la réalisation des colonnes sont celles décrites précédemment. La technique la plus fréquemment employée est celle de la voie humide, par alimentation par le haut. Cependant,

4.8.1.2 Sols cohérents :

Les sols cohérents traités par colonnes ballastées sont des limons, des argiles, avec des pourcentages variables de matériau pulvérulent, ainsi que des sols organiques. Le tableau II.26. (annexe 1) présente une synthèse de quelques références de chantiers faisant état de l'utilisation de colonnes ballastées dans des sols cohérents. Le nombre de publications faisant état de colonnes ballastées mises en place dans les sols cohérents est plus important que celui faisant référence à des sols pulvérulents. Ces références ont été classées selon le type de fondation et d'ouvrage, la nature du sol cohérent, son épaisseur, ses paramètres physiques et mécaniques. Ce tableau indique que :

- les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes) ;
- les colonnes ballastées sont parfois utilisées pour la stabilisation des talus, Goughnour et al. (1991) ;
- l'épaisseur des sols à traiter varie en général de 2 à 15 m, exceptionnellement 27 m. Deux références de chantiers de Slocombe et Moseley (1991) ne sont pas répertoriées compte tenu du peu d'information apporté par les auteurs. Cependant, c'est l'une de ces références qui a permis de déterminer la valeur la plus faible (2 m) pour l'épaisseur du sol à traiter ;
- les sondages par SPT sont rarement réalisés dans ce type de sol ;
- la valeur de résistance de pointe varie de 0,1 à 4 MPa, c'est-à-dire que les sols sont mous ($q_c < 3$ MPa) à fermes ($3 < q_c < 6$ MPa) ;
- la valeur de la cohésion non drainée mesurée par des essais scissométriques in situ varie de 11 (très molle) à 51 kPa (ferme) ;
- les sondages pressiométriques réalisés indiquent des valeurs de pression limite nette comprises entre 0,1 et 0,5 MPa pour des modules pressiométriques de 0,3 à 5 MPa ;
- lorsqu'ils sont réalisés, les essais de laboratoire sont des essais œdométriques, de cisaillement et des limites d'Atterberg ;
- les méthodes employées pour la réalisation des colonnes sont celles décrites précédemment, bien que le forage ait été employé par Goughnour et al. (1991) préalablement à la mise en place et au compactage du ballast.

4.8.2 Sols organiques

Bien que certains auteurs aient montré l'utilisation de colonnes ballastées dans des sols organiques (tourbes, vases), avec ou sans succès, ces inclusions sont aujourd'hui proscrites dans ces types de sols. McKenna et al. (1975) indiquent que leur remblai d'essai a subi des tassements inadmissibles d'environ 1,75 m et une rupture circulaire, Rathgeb et Kutzner (1975) présentent un remblai sans indiquer si la mise en place des colonnes a été ou non un succès, quant à Vautrain (1980), il présente un remblai ayant subi des tassements admissibles de 30 à 50 cm. Bien que Watts et Charles (1991) indiquent des tassements admissibles, inférieurs à 1 cm, pour des semelles posées sur des colonnes réalisées dans un sable avec une couche de tourbe d'épaisseur inférieure ou égale 0,35 m, Dhouib et al. (2006 a) présentent le cas de semelles rigides, posées sur des colonnes réalisées dans un limon avec de la tourbe de 1 à 4 m d'épaisseur, subissant des tassements inadmissibles. En effet, la technique des colonnes ballastées n'est pas adaptée au traitement de cette catégorie de sols qui subit des tassements secondaires importants et incontrôlés. L'étreinte latérale offerte par ces sols n'est pas assez importante pour garantir une capacité portante suffisante et assurer ainsi un tassement acceptable par les structures. Par ailleurs, Watts et Charles (1991) indiquent que les essais de chargement à court terme ne peuvent pas prévoir les tassements dus à la biodégradation. Compte tenu du chargement imposé, McKenna et al. (1975) supposent que c'est effectivement la trop faible résistance du sol qui est à l'origine de la rupture des colonnes et du tassement excessif mesuré. Le tableau 4 présente, selon divers auteurs, les recommandations qu'ils formulent quant à l'utilisation ou non de colonnes ballastées lorsque l'étude de sol a permis de mettre en évidence des sols organiques. Alors que les Recommandations Colonnes Ballastées (2005) conseillent de ne pas utiliser les colonnes ballastées dans les sols organiques, le European Standard EN 14731:2005:E (2005) n'est pas aussi catégorique et le DTU 13.2 (1978) n'évoque même pas ces sols.

Auteurs	Remarques ou conseils
Dhouib et al. (2006 a)	Les colonnes ballastées ne doivent pas être employées dans des sols organiques recevant des structures sensibles aux tassements (semelles).
European Standard EN 14731:2005:E (2005)	Certaines conditions de sol nécessitent une considération particulière incluant la : <ul style="list-style-type: none"> • localisation et l'extension de la tourbe et des sols organiques ; • présence de remblais biodégradables y compris les ordures ménagères.
Recommandations colonnes ballastées (2005)	Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans des terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieure à 5 %, au sens de la norme XP 94-047. [...] Les sols fortement compressibles (vases et argiles molles) d'épaisseur supérieure à 0,5 m et présentant des caractéristiques faibles ($c_u < 20$ kPa ou $q_c < 300$ kPa) nécessiteront une étude particulière et des dispositions constructives spécifiques : par exemple, préchargement, consolidation.
Degen (1998)	Une couche de tourbe dont l'épaisseur est supérieure à 1 m n'est pas tolérable pour la qualité de la colonne. Par ailleurs, les 3 m supérieurs de la colonne ne doivent pas être dans de la tourbe.
Watts et Charles (1991)	Les essais de chargement à court terme ne peuvent pas prévoir les tassements dus à la biodégradation.
Barksdale et Bachus (1983)	Ne pas utiliser la technique des colonnes ballastées 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.

fig I.29 . - Remarques ou conseils quant à l'utilisation des colonnes ballastées dans les sols organiques.

4.8.3 Sols anthropiques

Concernant les sols anthropiques, nous avons distingué les décharges d'ordures ménagères et les remblais.

4.8.3.1 Décharges d'ordures ménagères

Ce type de décharge est à considérer comme les sols organiques qui subissent des tassements secondaires importants et non contrôlés. La technique des colonnes ballastées n'est donc pas adaptée aux décharges d'ordures ménagères. Nous n'avons trouvé aucune publication traitant des colonnes ballastées réalisées dans ce type de matériau.

4.8.3.2 Remblais

Le terme de remblai est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition, stériles de charbon, etc. Les zones remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols. Watts et Charles (1991) montrent que même en ayant effectué un essai de chargement sur le site, les capacités et les performances à long terme des fondations superficielles placées sur colonnes ballastées ne sont pas nécessairement celles prévues par l'essai.

- les fondations concernées sont à la fois souples (remblai et réservoir) et rigides (dallage, semelles isolées et filantes) ;

- l'épaisseur des sols à traiter varie de 3 à 12 m ;
- les essais in situ réalisés sont des CPT, des sondages de pénétration dynamique ainsi que des essais scissométriques, et parfois des sondages à la pelle mécanique ;
- les essais de laboratoires pratiqués sont des analyses granulométriques, des teneurs en eau, des limites d'Atterberg, des essais de cisaillement ainsi que des essais œdométriques;
- les méthodes employées pour la réalisation des colonnes sont celles décrites précédemment.

4.9 Mode d'exécution :

Alors que le compactage du sol se mesure relativement facilement par des sondages, les effets des colonnes ballastées ne peuvent être contrôlés que par des essais de chargement in situ. Pour cela, des méthodes de dimensionnement ont été développées qui prennent en compte la géométrie des colonnes ballastées et l'angle de frottement du matériau d'apport.

4.9.1 Procédé par voie sèche :



Fig I.30 – Exemple de vibreur Keller (voie sèche)

4.9.1.1 Préparation

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

4.9.1.2 Remplissage

Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux contenu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie. (Fig : II.31 étapes 1)

4.9.1.3 Fonçage

Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil (Fig : II.31 étape 2)

4.9.1.4 Compactage

Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expandre le matériau latéralement dans le sol et le compacter (Fig : II.31 étape 3)

4.9.1.5 Finition

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle (Fig : II.31 étape 1)

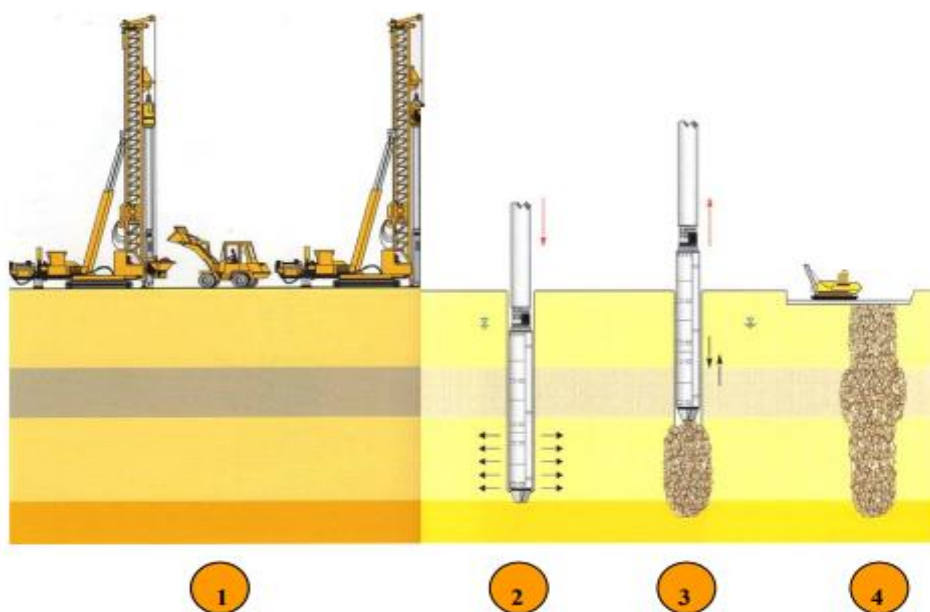


Fig I.31 - Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche (Document de Keller®)

4.9.2 Procédé par voie humide



FigI.32 - Exemple de vibreur Keller (voie humide)

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

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point central de la colonne à implanter ;
- Démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement ;

Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur) (Fig : II.33).

- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend dans le sol sous l'effet de son propre poids. La vitesse de descente est variable d'un sol à un autre. Elle est relativement rapide dans les sols sableux et limoneux par rapport aux terrains argileux ou vasards ;

Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur.



Fig I.33 - Phénomène de liquéfaction local

riaux d'apport sont alors introduits dans le trou à l'aide d'un chargeur ou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.



FigI.34 - Remplissage du trou par le ballast

En remontant et descendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives (passes de l'ordre de 50 cm) jusqu'au niveau de la plate-forme, le ballast est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée. L'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur jusqu'à une valeur critique traduit le serrage du terrain et permet de vérifier que le compactage optimal a été atteint



Fig I.35 - Finition d'une colonne

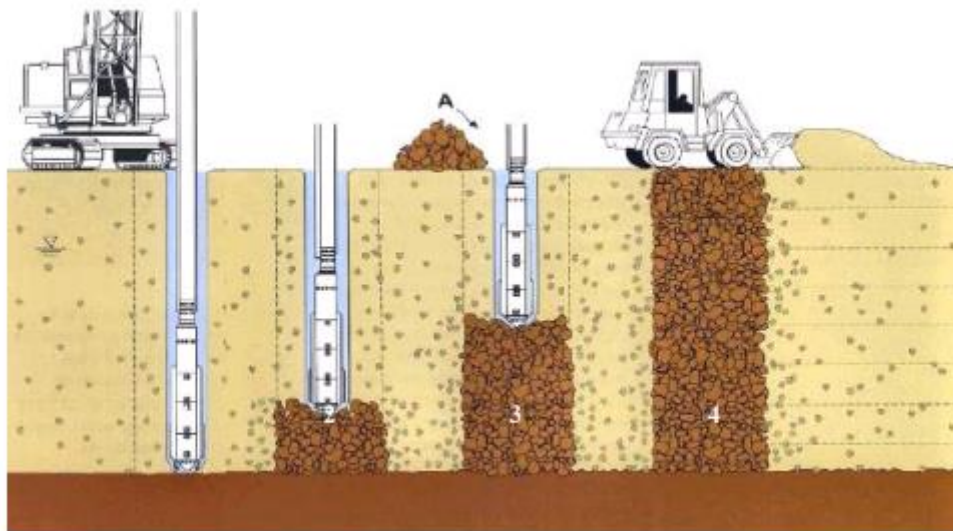


Fig I.36 - Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide
(Document de Keller®)

4.9.3 Mécanisme de rupture des colonnes ballastées :

Le calcul de la contrainte maximale admissible consiste d'abord à déterminer la contrainte verticale de rupture Q_{rp} d'une colonne isolée à partir des caractéristiques des colonnes et du sol après traitement et ce selon les schémas de rupture possibles suivants (Fig : II.37)

4.9.3.1 Rupture par expansion latérale

Si la pression limite du sol est faible, la colonne a tendance à s'expansé latéralement. dans le cas présent, le réseau de colonnes comprime latéralement le sol, les déformations dévia toriques sont empêchées. il n'y a aucun risque de rupture par expansion

4.9.3.2 Rupture par cisaillement

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

4.9.3.3 Rupture par poinçonnement :

la contrainte vertical régnant au sein de la colonne est maximal en tête de la colonne et décroît en fonction de la profondeur . dans un milieu caracteriser par la cohésion non drainer C_u , la contrainte vertical de rupture vis-à-vis du poinçonnement est calculée selon la formule suivante

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

γ_c : poids volumique de la colonne, +

L_c : longueur de la colonne,

R_c : rayon moyen de la colonne.

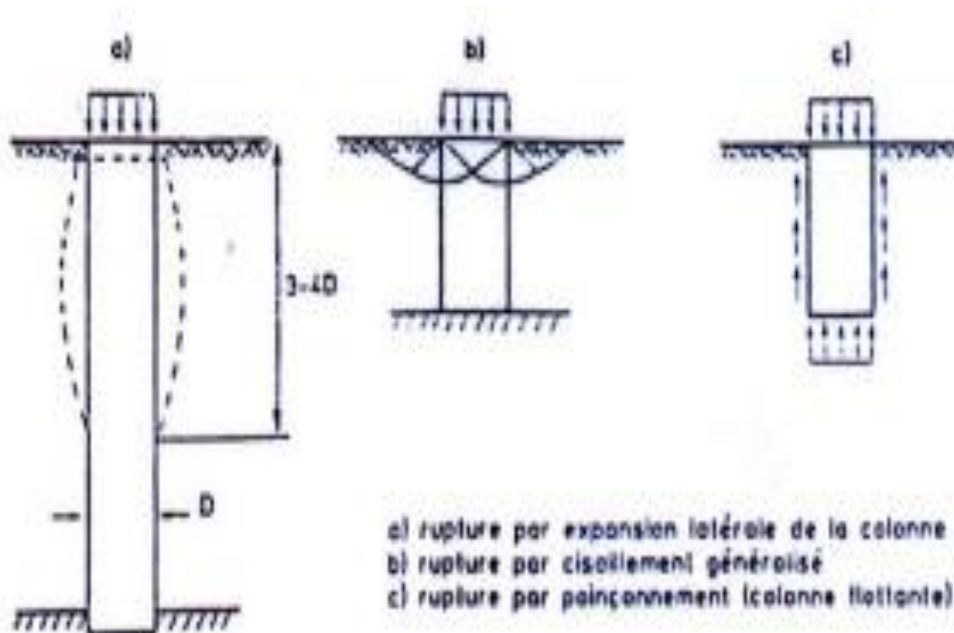


Fig I.37 – Schéma illustratif sur le mode de rupture des colonnes ballastées

4.10 Ballast

Selon l'ATILF (Analyse et Traitement Informatisé de la Langue Française), <http://www.atilf.fr/>, en 1375, le mot ballast signifie en terme de marine marchande le « lest composé de gravier et de cailloux ». Puis, il est emprunté au mot allemand ballast « lest » attesté dans la 2e moitié du XIVe siècle peut-être par l'intermédiaire du mot néerlandais ballast attesté en 1399. Le mot allemand ballast est un terme de la Hanse teutonique, emprunté aux langues nordiques à la faveur des relations entre cités marchandes de Basse Allemagne et pays nordiques riverains de la Baltique, notamment à la suite de l'établissement de la Hanse à Visby (ville actuellement classée au Patrimoine Mondiale de l'UNESCO) dans l'île de Gotland au début du XIIIe siècle et de la signature du traité de Stralsund en 1370 entre le Danemark et les villes hanséatiques. Le mot suédois et norvégien barlast (1re moitié du XIVe siècle), littéralement « charge simple, inutile » est composé de bar, berr « nu, simple » et de last « lest ».

Il est aujourd'hui employé dans la marine en tant que water-ballast, composé de water « eau » et de ballast « lest », c'est-à-dire le poids d'eau mis à bord pour assurer la stabilité d'un navire qui n'a pas la cargaison suffisante pour lui donner la stabilité voulue. Pour le chemin de fer, le ballast est un des éléments support de la voie. Il est composé d'une couche de roches concassées et assure, entre autre fonction, l'ancrage latéral et longitudinal de la voie. Il permet la transmission et la répartition des charges statiques et dynamiques du rail vers la plate forme ainsi que le drainage des eaux pluviales. Le mot ballast est employé dans la suite de ce mémoire en tant que matériau frottant mis en place et compacté dans le sol afin de réaliser les colonnes ballastées. Il est caractérisé par :

- son angle de frottement interne ;
- son module d'élasticité ;
- sa granulométrie et sa nature ;
- sa densité à l'état lâche ;
- sa densité en place (compactée).

5. Conclusion

Après une définition de la colonne ballastée, cette première partie a permis de présenter les différentes techniques de réalisation d'inclusions souples telles que les plots ballastés, les colonnes pilonnées, la vibroflottation et les colonnes vibrées. Ce sont ensuite les applications des colonnes ballastées qui ont été mises en avant ainsi que les conditions géotechniques permettant leurs utilisations.

La mise en place des colonnes ballastées peut être effectuée dans la majorité des sols (frottants ou cohérents) alors que la vibroflottation est réservée aux sols frottants ayant un pourcentage de particules fines ($80\ \mu\text{m}$) inférieur à 15 %. Les colonnes ballastées ne sont d'ailleurs qu'une évolution technique de la vibroflottation. Cette dernière, qui permet de supprimer temporairement les liaisons inter-granulaires, va être efficace dans les sols pulvérulents lâches grâce à la seule action des vibrations engendrées lors de sa mise en œuvre.

Chapitre : II

caractérisation du sol

Du Sabkha dans la zone de M'cif

Wilaya de M'sila

1. ETUDE DE SOL

1.1 RECONNAISSANCE TOPOGRAPHIQUES ET GEOLOGIQUES :

1.1.1 LOCALISATION DU PROJET :

Le terrain étudié est situé dans la ville de M'cif:



Localisation par satellite

1.1.2 SISMICITE :

La région de M'cif W-M'sila est classée **zone I**, de faible sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, d'après le règlement parasismique Algérien en vigueur « RPA99 version 2003 ».

Par ailleurs et toujours selon la classification du RPA, et en basant sur les résultats des essais du pénétromètre, le terrain étudié est classé comme étant un sol très meuble de catégorie **S4**

1.1.3 CONTEXTE GEOLOGIQUE :

Selon la carte géologique de l'Algérie la région de M'Cif est constituée d'une terrain sédimentaire composés par du Limon, argile fin et sable

1.1.4 NORMES DE RÉFÉRENCES UTILISÉES :

- *Analyse granulométrique* NFP 94-056
- *Essais Pénétromètre dynamiques* NFP 94-115
- *Analyse chimique du sol* NFP 18-011
- *Limite d'Atterberg* NF P 94-051
- *Cisaillement direct :* NF P 94-071-1
- *Compressibilité :* NF P 94-090-1
- *Teneur en Eau* NF P 94-050

1.2 RECONNAISSANCE DU SOL :

a) **Reconnaissance In-Situ :**

Le programme de reconnaissance comporte :

- 1) *Un (01) sondage ;*
 - 2) *Deux (02) essais à la pénétration dynamique.*
- Le sous-sol du terrain est constitué de **limons sableux**.*

Nous reproduisons ci-dessous les coupes lithologiques du sondage :

SAONDAGE A CIEL OUVERT :

Un (01) Sondage a été réalisé sur site :

Sondage à ciel ouvert N° 01:

- *0.00m - 0.30m : Terre végétale ;*
- *0.30 m – 10.00m : limons sableux;*

Après examen du train de tiges du pénétromètre dynamique, nappe phréatique a été constatée à partir de 3,00m de profondeur.

L'Essai au pénétromètre dynamique :

- *Matériel utilisé :*

Pénétromètre dynamique lourd de marque (BORRO) de type B2.



Fig II.1 : Pénétromètre dynamique

- *Principe de l'essai :*

L'essai dynamique à la pénétration consiste à enfoncer, dans le sol, un train de tiges métalliques muni d'une pointe conique, par l'intermédiaire de coups donnés à l'aide d'un mouton de masse déterminée, tombant d'une hauteur déterminée.

Au cours de l'essai, à chaque palier de 20 cm, le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer le train de tiges sur la longueur du palier est enregistré.

En tenant compte du poids des différents éléments du train de tiges, on obtient alors la résistance de pointe dynamique R_p , cette résistance est donnée par la formule suivante (formule des Hollandais) :

$$R_p = \frac{M^2 \times H}{A} \times \frac{1}{M + P_z} \times \frac{N}{E}$$

Où :

M : la masse du Mouton en daN =63.5

A : Section de la pointe en cm² =15.90

P_z : Poids des tiges en daN à la profondeur z

E : enfoncement de référence en cm $e=20$ cm

H : Hauteur de chute du mouton en cm $H=50$ cm

N : Nombre de coup nécessaire pour enfoncer la pointe d'une profondeur E

R_p : résistance dynamique de pointe en daN/cm²

On exprime R_p en fonction de z généralement on prend un pas Δz=20cm

- **Résultats** :

Les résultats des essais au pénétromètre sont représentés par des diagrammes qui montrent la variation

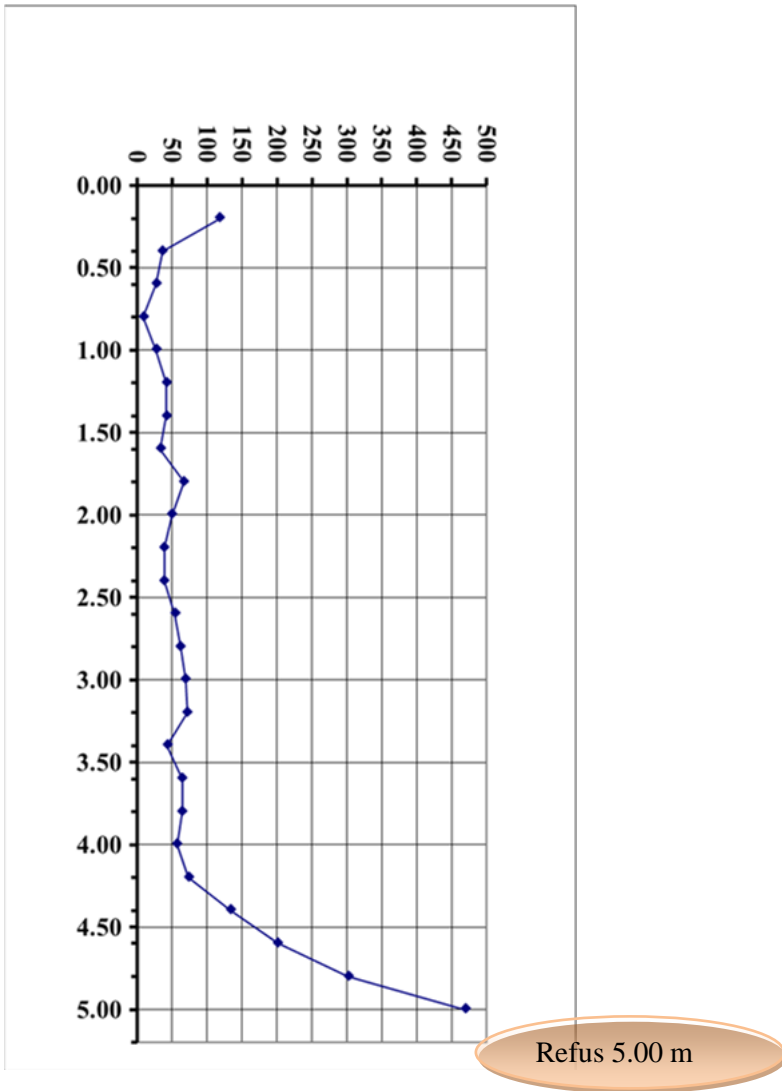
Ces diagrammes seront donnés en annexe dans le rapport.

L'objet essentiel des deux (02) essais de pénétration dynamique, effectués sur site, est de déterminer l'épaisseur de la couche de recouvrement et de déduire le niveau de la couche résistante qui servira à l'ancrage des fondations de l'ouvrage.

de la résistance de pointe (R_p) en fonction de la profondeur.

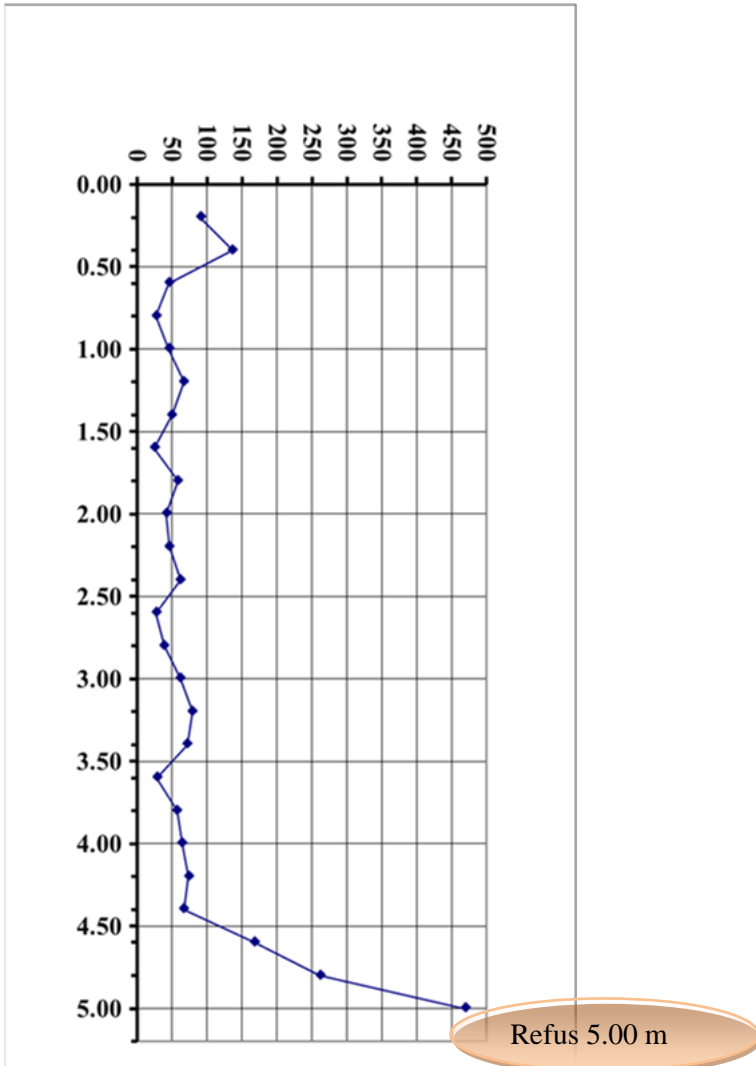
→ Dans notre cas, l'allure des diagrammes de pénétration obtenue, indique l'existence d'une seule formation géologique selon les résistances de pointe de nature de limons sableux qui atteignent plus de 460 bars à 5.00 m de profondeur.

Essai N° : P 01



Profondeur (m)	Résistance de Pointe (DaN/Cm2)
0,20	118.25
0,40	36.38
0,60	27.29
0,80	9.10
1,00	27.29
1,20	41.77
1,40	41.77
1,60	33.41
1,80	66.82
2,00	50.12
2,20	38.61
2,40	38.61
2,60	54.06
2,80	61.78
3,00	69.50
3,20	71.80
3,40	43.08
3,60	64.62
3,80	64.62
4,00	57.44
4,20	73.80
4,40	134.18
4,60	201.27
4,80	301.91
5,00	469.63

Essai N° : P 02



Profondeur (m)	Résistance de Pointe (DaN/Cm2)
0,20	90.96
0,40	136.44
0,60	45.48
0,80	27.29
1,00	45.48
1,20	66.82
1,40	50.12
1,60	25.06
1,80	58.47
2,00	41.77
2,20	46.33
2,40	61.78
2,60	27.03
2,80	38.61
3,00	61.78
3,20	78.98
3,40	71.80
3,60	28.72
3,80	57.44
4,00	64.62
4,20	73.80
4,40	67.09
4,60	167.73
4,80	261.65
5,00	469.63

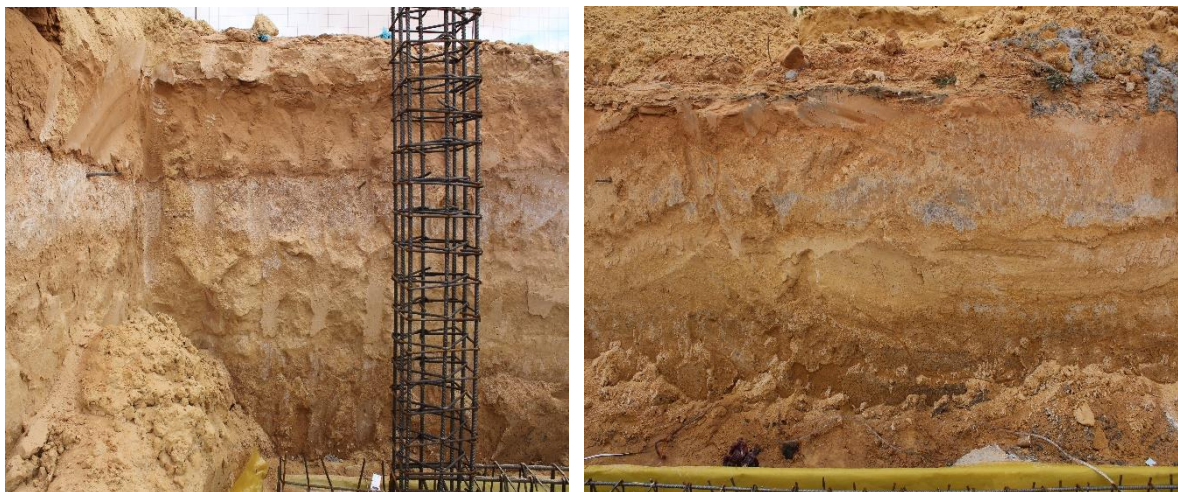


Fig II.2 : photo de terrain in site

Sondage carotté N°01											
Echelle en (m)		Diamètre et type d'outillage			Carottage nature prélèvement					COUPE	DESCRIPTION
cote (m)	Prof (m)	tuba	Rota	Batt	0 25	25 50	50 75	75 100	Eech paraf		
											-0.00-0.30 : <i>Terre végétale</i>
1.00											-0.30 - 9.00: <i>limons sableux (Niveau d'eau décelé à 3.00 m de profondeur).</i>
02											
03.00											
04											
05											
06											
07											
08.00											
09.00											
10.00											

b) Résultat des essais :

- un (01) échantillon remanié prélevé du sondage S1 à 1,70 m de profondeur, a fait l'objet de quelques essais physiques.

b).1 Granulométries :

<i>Echantillon prélevé des sondages à 1.70m de profondeur</i>	
<i>Diamètre des tamis (mm)</i>	<i>Tamisats (%)</i>
	Sg1
20	100
10	96.4
5	92.3
2	86.1
1	80.8
0.4	77.2
0.2	72.6
0.1	65.9
0.08	50.1

Le pourcentage des éléments inférieur à 80 μ est : 50.1 % \Rightarrow Dans notre cas on a un « Sol fin ».

b).2 Plasticité :

Les Caractéristiques de plasticité :

	Profondeur (m)	Nature du terrain	W	WL	Wp	Ip
Sondage N°01	1.70	limons minéraux de faible compressibilité et limon organique	15.47	29.18	23.97	5.21

b).3 Poids Volumiques, Degré de Saturation et Indice des Vides:

	Poids Volumiques Humide γ_h (KN/m ³)	Poids Volumiques Sec γ_d (KN/m ³)	Degré de Saturation S_r (%)	Indice des Vides e (%)
Sondage N°01	18.26	16.79	48.9	67.5

b).4 Activité :

Les limites sont mesurées sur le mortier, c'est-à-dire sur l'ensemble des grains de dimensions inférieures à 0.4mm. Parmi ces grains, seuls les grains les plus fins présentent des propriétés colloïdales.

On conçoit donc que la valeur des limites va dépendre en tout premier lieu de l'importance relative des grains les plus fins au sein du mortier.

On définit la teneur en argile comme le rapport du poids (sol sec) des grains de dimensions inférieures à 2 microns au poids total du mortier.

Par définition, l'activité est le rapport de l'indice de plasticité e (%) à la teneur en argile exprimée pourcentage également.

Et pour clarifier ce qui précède, nous présentons ci-dessous l'activité de certains minéraux :

Les Minéraux	L'Activité
Le Quartz	0
Le Calcite	0.18
Le Kaolinite	de 0.33 à 0.46
L'Illite	0.90
Le Montmorillonite Ca	1.5
Le Montmorillonite Na	7.2

Skempton a proposé en outre d'appeler (inactives) les argiles dont l'activité était inférieure à 0.75, ce sont principalement des argiles à base de kaolinite ou contenant extrêmement peu de minéraux plus actifs, ces argiles ont souvent été formées par dépôt en eau douce. Les argiles (normales) ont une activité comprise entre 0.75 et 1.25. Les argiles (actives) ont une activité supérieure à 1,25.

Compte tenu de ce qui précède :

La teneur en argile de notre échantillon :

$$T_A = \frac{\text{Poids} < 2\mu\text{m}}{\text{Poids Total sec} (< 0.4\text{mm})}$$

$$\Rightarrow TA1 = 65/100 = 0.65$$

D'où l'activité de l'argile de notre échantillon :

$$A_c = \frac{I_p}{\text{Teneur en argile}}$$

$$\Rightarrow A1 = I_p/TA = 5.21/68 = 0,080$$

\Rightarrow Dans notre cas le sol est **inactif**

($A = 0,080 < 0.75$, d'après SKEMPTON)

b).5 Analyse chimique du sol :

Des échantillons de sol ont été soumis à des analyses chimiques afin de déterminer le potentiel des ions SO_4^{--} agressifs présent dans le sol de fondations

- RESULTATS DES ANALYSES CHIMIQUES DE SOL DE FONDATION :

Désignation Des échantillons	Teneur en ions de sulfate SO_4^{--} % dans le sol sec
Echantillon N°01 prélevé à 1.7 m	0,6329

- Classification des environnements Agressifs selon la norme NF P 18-011 :

La Norme NF P 18-011 donne cinq (05) types d'environnements Agressifs

(Non agressif, faiblement agressif, moyennement agressif, Fortement agressif et très fortement agressif)

	<i>Classification des environnements Agressifs</i>		<i>Classification de notre sol</i>
<i>Pourcentage du SO4-- dans le sol sec</i>	<i>< 0.24</i>	<i>Environnement non agressif</i>	
	<i>0.24 - 0.60</i>	<i>Faiblement agressif</i>	
	<i>0.60 – 1.20</i>	<i>Moyennement agressif</i>	<i>X</i>
	<i>1.20 – 2.4</i>	<i>Fortement agressif</i>	
	<i>> 2.40</i>	<i>Très fortement agressif</i>	

D'Après les analyses chimiques effectuées sur l'échantillon prélevé, on remarque que le sol de fondation est **Moyennement agressif**, donc **le ciment résistant aux sulfates (CRS)** est nécessaire pour la confection de béton de l'infrastructure.

Classification des sols :

Pour classer les sols analysés, nous utilisons : la Classification GTR92 (Norme NFP 11-300).

Selon la classification GTR92 (Norme NFP 11-300), le sol testé appartient à la catégorie de **Sols fin**.

Cisaillement direct :

Sur limons sableux, l'essai de cisaillement a fait ressortir pour le couple : Cohésion (C_u) et l'angle de frottement interne (ϕ_u) non drainées, des valeurs respectivement de 0.03 bars et de $27,10^\circ$.

De tels seuils indiquent que les sols sont doués d'une faible à moyenne cohésion et d'angle de frottement interne qui l'emporte sur cette dernière, grâce à la présence de grains beaucoup plus frottant que cohésifs. D'après la plage de variation de la cohésion, la consistance peut être considérée comme étant molle à moyenne.

Compressibilité :

Effectué sur les mêmes échantillons limons sableux, l'essai de compressibilité a révélé une pression de consolidation est de **2.08 bars**, un indice de compression de l'ordre de **16,24 %** et un indice de gonflement de **0.19%**. Selon la norme géotechnique, limons sableux étaient en place dans un état sur consolidé ; d'après la plage de variation de l'indice de compression et de gonflement, celles-ci peuvent être qualifiées de sols moyennement compressibles et non gonflants.

1.3- TASSEMENTS ET CONTRAINTE ADMISSIBLE :

a - Stabilité de l'ensemble :

L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparent ou de type glissement de terrain, toutefois, il serait toujours utile de rappeler la nécessité de réaliser le projet en question suivant les règles de BAEL 91.

b-Type de fondation :

Vu la nature géologique du sol et son faible comportement vis-à-vis la pénétration dynamique, nous proposons de fonder l'ouvrage sur des fondations superficielles de types **semelles Filantes rigidifiées par des longrines dans les deux directions.**

c - Calcul de la contrainte admissible :

Les praticiens de plus en plus nombreux ont recours à des essais in-situ afin de déterminer, d'une part le niveau d'assise le plus favorable pour la fondation et d'autre part, les contraintes admissibles correspondantes.

c.1 - A l'aide du pénétromètre dynamique :

L'évaluation de la contrainte admissible pour une fiche de fondation au moins égale à la largeur de la fondation dans les sols pulvérulents, étant déduite de la formule de battage des hollandais avec un coefficient de sécurité de l'ordre de 3 est définie par la formule suivante :

$$q_l = \frac{R_{p \min}}{\alpha}$$

Avec : $-q_l$: Contrainte limite de calcul.

- R_{pmin} : Résistance dynamique minimale en pointe ($R_{pmin} = 27.03 \text{ bars}$)

- α : Coefficient pris égal entre 5 et 7 (on prend $\alpha = 6$)

D'où la contrainte limite de calcul est de l'ordre de **4,50 bars**

D'où la contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{q_l}{F_s}$$

Avec $F_s = 3$ (coefficient de sécurité).

On prend un ancrage de **1,70m** de profondeur.

D'où $q_{adm} = 4,50/3 = 1,50 \text{ bars}$.

Autre méthode de calcul de la contrainte admissible :

$$q_l = \frac{R_{p \min}}{\alpha}$$

R_{pmin} : Résistance dynamique minimale en pointe ($R_{pmin} = 27.03 \text{ bars}$)

α : Coefficient de réduction

- $\alpha=25$: pour les sols meubles et les sols argileux
- $\alpha=30$: pour les sols graveleux

Dans notre cas on prend $\alpha = 25$

→ $q_{adm} = 27.03/25 = 1,08$ bars

Pour plus de sécurité vis-à-vis les tassements et afin qu'elle soit compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, on retient une contrainte admissible de l'ordre de :

$Q_{adm} = 1.00$ Bars

c.2- Calcul de capacité portante avec la méthode de TERZAGHI

Partant d'une fondation directe du type « semelle isolée » et sur la base des caractéristiques géotechniques du laboratoire pour chacune des formations rencontrées ;

Sondages	Couches n°	γ t/m ³	C_u /bar	ϕ	e°	$W_n\%$
Sondage N°01	2	1.679	0.03	27.1	0.675	15.47

Et de caractéristiques dimensionnelles $B=1.50$ m et $D=1.7$ m, la capacité portante est déterminée par l'application de la Relation de Terzaghi pour deux systèmes de couches : tri-couche et bicouche définis ci-après, dont les notes de calcul sont données ci-après

Relation de Terzaghi :

$$Q_{adm} = \gamma D + (0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g + \gamma D \cdot (N_q - 1) + (C \cdot N_c) / F_s$$

(Le cas de semelle filante)

< **RAPPORT RECAPITULATIF DES RESULTATS** >

Profondeur d'ancrage : (D) = 1,70 mètres

Largeur de la fondation : (B) = 1,50 mètres

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DELA COUCHE :

Couches n°	Profondeur (m)	Φ	C_u (bars)	Densité (t/m ³)
2	1.70	27.1	0.03	1.679

RESULTATS DES CALCULS POUR CHAQUE COUCHE

Couche N°	D (m)	B (m)	L (m)	N_γ	N_q	N_c	Q_{adm} (bars)
2	1.70	1.50	1.50	13.95	13.3	24.2	1.78

CONTRAINTE ADMISSIBLE RETENUE = 1.78 bars

Avec : N_g, N_q, N_c : Facteurs de portance

B = Largeur de la fondation. / D = Profondeur d'ancrage.

C = Cohésion du sol support. / Q_{adm} = Densité du sol.

En conclusion on adopte la contrainte admissible $\sigma_{adm} = 1,00$ Bars

(Cas le plus défavorable) déterminé à partir des essais in-situ

$Q_{adm} = 1.00$ Bars

d- Calcule des tassements:

Les tassements sont calculés à partir de la relation suivante:

$$DH = \sum \Delta Hi = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} * hi$$

e_0 et e_i sont des indices des vides respectivement à l'état initial et final déduit des graphes oédométriques

hi : Epaisseur des couches considérée.

La valeur du tassement est calculée dans un cas d'une semelle superficielle avec un taux de travail de 1.00 bars.

→ Tassement: Le tassement calculé est de l'ordre de 3.95 cm.

2. Conclusion :

De l'examen des résultats des essais de sol effectués sur votre terrain, il ressort que :

- Le sol de fondation de l'ouvrage est composé d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire composé essentiellement de limons sableux , ce type du sol possède une capacité portante faible.
- * La région **de M'cif** est classée **zone I**, de faible sismicité, pour le calcul dynamique de l'ouvrage, d'après le règlement parasismique Algérien en vigueur « RPA99 version 2003 ».
- Par ailleurs et toujours selon la classification du **RPA**, et en basant sur les résultats des essais du pénétromètre, le terrain étudié est classé comme étant un sol très meuble de catégorie **S4**
- *Les résultats de l'analyse chimique révèlent un sol moyennement agressif vis-à-vis le béton de l'infrastructure selon la norme NF.P 18-011 du 06/92.
- A cet effet l'utilisation d'un Ciment Résistant aux Sulfates (**C.R.S**) pour le béton de l'infrastructure est **nécessaire**.
- Au vue des résultats obtenus des essais au pénétromètre dynamique et laboratoire nous vous suggérons le type de fondation suivant :

- Des fondations superficielles type Semelles Filantes rigidifiées par des longrines dans les deux directions.
- Un taux de travail admissible du sol de fondation de l'ordre de **1,00 bars**.
- L'ancrage des semelles est à **1,70m** de profondeur à partir du niveau du terrain naturel.
- Les essais mécaniques montrent que le sol de fondation possède des caractéristiques géotechniques moyennes :Il s'agit d'un sol surconsolidé , moyennement compressible et non gonflant.
- Le **tassement** calculé est de l'ordre de 3,95 cm.
- *Présence d'eau (nappe phréatique) à partir de 3.0 m de profondeur.

Chapitre III :
Essais de renforcement
du sol

1. Essais et Résultats de renforcement

1.1 Introduction

Après description des matériaux utilisés et de la procédure d'essais suivie, ce chapitre donne la liste des essais de cisaillement direct sous cisaillement monotone et cyclique réalisés.

Trois matériaux ont été utilisés pour simuler les colonnes ballastées : un sol sans renforcement, un sol renforcé avec colonnes ballastées et sol renforcé avec colonnes ballastées avec l'introduction du sable.

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés en utilisant une boîte de cisaillement comparable dans le principe à celle de Casagrande.

Le nombre et le type d'essais effectués ont été définis pour permettre d'étudier l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface sable-plaque : densité du sable, rugosité de la surface et contrainte de confinement

1.2 Description des matériaux testés

Trois matériaux ont été utilisés pour simuler les colonnes ballastées : un sol sans renforcement, un sol renforcé avec colonnes ballastées et sol renforcé avec colonnes ballastées avec l'introduction du sable. Ces matériaux sont décrits ci-après.

1.2.1 Sol sans renforcement

Les essais ont été réalisés avec le sol Sabkha de la zone de Mcif (wilaya de M'sila) (figure 2.1).



Fig III.1: Vues (Sabkha M'cif W.M'sila)

1.2.2 Sol renforcé avec colonnes ballastées

Dans ce cas on va introduire des colonnes ballastées pour renforcer le sol, donc les dimensions de la boîte on va introduire 04 trous remplis du gravier 03 concassé, pour s'adapter à l'échelle de l'essai.

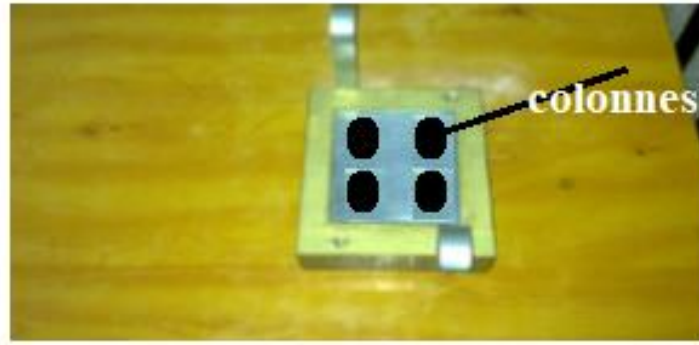


Fig III.2: schéma représentative pour le principe des colonnes.

1.2.3 Sol renforcé avec colonnes ballastées

Le même principe avec le sol renforcé avec ballast mais on ajoute du sable pour remplir le vide qui reste entre les grains du ballast

1.3 Description du dispositif expérimental utilisé

La boîte de cisaillement utilisée est semblable à celle de Casagrande. Elle est de forme cubique (6 cm de côté et 2.5 cm de profondeur) et constituée de deux demi-boîtes (figure 2.4) :

- une demi-boîte supérieure mobile remplie de sol ;
- une demi-boîte inférieure fixe remplie du même sol

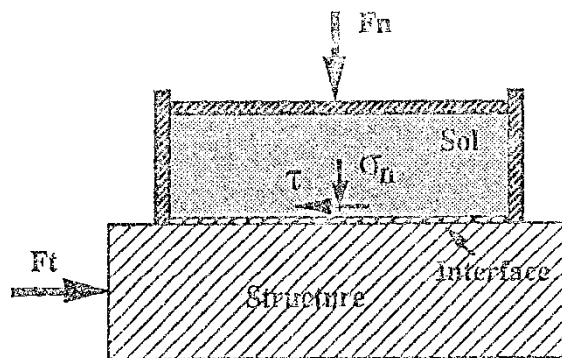


Fig III.3: Principe de la boîte de cisaillement direct

La machine de cisaillement utilisée est dotée d'un actionnement électromécanique raffiné qui se compose d'un moteur "pas à pas", d'un réducteur de précision et d'un étage final "vis-écrou" dont le jeu est réduit. Ces dispositifs sont conçus pour obtenir des mouvements linéaires micrométriques à vitesse constante et indépendante de la force qui a été développée.

La centrale électronique de contrôle permet la sélection de la vitesse dans les deux sens de marche de 0,00001 à 12 mm/minute sans solution de continuité. Une interface RS232 pour PC. Afficheur graphique, rétro-éclairé. Les éventuels cycles pour mesurer la résistance résiduelle peuvent être programmés en termes de nombre, de vitesse à l'allée, de vitesse au retour et de déplacement absolu. L'input des instructions est requis sous forme séquentielle depuis l'écran ; la programmation est directe au moyen du clavier numérique. Il existe également les poussoirs de marche rapide et d'essai, les poussoirs d'arrêt et de reset, les voyants des alarmes (fin

de course mécanique et saturation dynamométrique).

Cette machine est connectée à un micro-ordinateur pour l'acquisition des mesures. Elle présente les spécifications suivantes (figure ,2.5) :

- Force maximale pouvant être développée : 6 kN.
- Gamme de vitesse : 0,00001 – 12 mm/minute.
- Possibilité de sélectionner des vitesses différentes pour l'allée et le retour.
- Limitations vitesse /chargement : aucune.
- Vitesse rapide à vide: 12 mm/minute.
- Course: programmable jusqu'à 20 mm.
- Nombre de cycles: programmable au choix.
- Arrêts cycliques de fin de course et saturation du dynamomètre.
- Levier d'amplification du chargement vertical (x 9, x 7.92, x 6.125).
- Manivelle de soutien /libération du chargement vertical.
- Supports pour les capteurs, les comparateurs et les dynamomètres



Fig III.4: Appareil de cisaillement direct (Université de M'sila, Département de Genie civil, Faculté de Technologie)

1.4 Description de la procédure d'essais suivie

Après préparation de l'échantillon, chaque essai est constitué des phases successives suivantes :

- emplacement de la boîte dans l'appareil,
- réglage des paramètres de l'essai,
- application de la contrainte normale souhaitée,
- cisaillement direct selon le mode de cisaillement effectué,
- arrêt de l'essai proprement dit,
- démontage du piston de la boîte de cisaillement,
- extraction de la partie supérieure de l'échantillon de sable,
- démontage du piston de la boîte de cisaillement,
- extraction de la partie supérieure de l'échantillon de sable.



Fig III.5: Vues (Préparation des essais Laboratoire G.Civil U.Msila)

Phase de cisaillement direct

On a donc un seul chemin qui peut être réalisé à cause des moyens limités, essais à chargement monotone. C'est le chemin à contrainte normale constante. On applique la contrainte normale σ_n et on procède au cisaillement à une vitesse de déplacement constante en mesurant l'évolution de la contrainte de cisaillement τ , du déplacement relatif normal u et du déplacement relatif tangentiel w .

2. Programme d'essais réalisés

Selon le mode de cisaillement effectué, le programme d'essais réalisé est présenté ci-après. Quelques essais de qualification ont d'abord été réalisés afin de mettre au point la procédure expérimentale suivie avec l'appareillage disponible au laboratoire (calibrage de l'appareillage, répétabilité des essais).

- le niveau de contrainte appliquée : 50, 100, 200 kPa

Type de sol	Contrainte normale σ_n (kPa)		
	50	100	200
Sol sans renforcement	SSR50	SSR100	SSR200
Renforcement colonnes ballastées	SCB50	SCB100	SCB200
Renforcement colonnes ballast+sable	SCB+S50	SCB+S100	SCB+S200

Tableau 2.1 Programme des essais de cisaillement monotone

3. Analyse des résultats

a) Contrainte de cisaillement

On constate Lors de l'analyse de la contrainte de cisaillement, il est remarqué que les deux types de renforcement, que ce soit avec du ballast seul ou avec du ballast et du sable, entraînent une augmentation significative de la contrainte de cisaillement par rapport au cas sans renforcement. Cette constatation démontre l'efficacité des techniques de renforcement dans l'amélioration de la résistance du sol.

Dans le cas du renforcement par le ballast seul, on observe une augmentation de l'angle de frottement du sol. Plus précisément, l'angle de frottement passe de $22,71^\circ$ (cas sans renforcement) à $39,93^\circ$ (cas avec renforcement par ballast). Cette augmentation de l'angle de frottement indique une meilleure capacité du sol à résister aux forces de cisaillement, ce qui contribue à renforcer sa stabilité.

Parallèlement, on constate une diminution de la cohésion du sol dans le cas du renforcement par le ballast seul. La cohésion représente la résistance interne du sol aux contraintes de cisaillement. Dans ce cas, la diminution de la cohésion peut être attribuée à la redistribution des contraintes sur les colonnes ballastées, ce qui entraîne une diminution de l'effet de cohésion dans le sol environnant.

En revanche, dans le cas du renforcement par des colonnes de ballast et de sable, on observe à la fois une augmentation de l'angle de frottement et une augmentation de la cohésion du sol. L'angle de frottement passe à $33,08^\circ$, tandis que la cohésion atteint une valeur de $c=29$ kPa. Ces résultats indiquent une amélioration significative des propriétés mécaniques du sol renforcé, avec une meilleure résistance aux forces de cisaillement et une plus grande cohésion interne.

Ces observations démontrent l'efficacité des deux techniques de renforcement dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du sol. Cependant, il est important de souligner que l'utilisation du sable en combinaison avec le ballast conduit à des améliorations supplémentaires des propriétés mécaniques du sol, notamment en termes d'angle de frottement et de cohésion.

Ces résultats mettent en évidence l'importance de choisir la combinaison optimale de matériaux et de dimensions des colonnes de renforcement pour obtenir les performances souhaitées. Les données obtenues à partir de ces analyses de contrainte de cisaillement fournissent des informations précieuses pour la conception et la construction de structures renforcées, garantissant ainsi une plus grande stabilité et durabilité des ouvrages géotechniques. Que la contrainte de cisaillement est deux fois plus élevée pour les deux types de renforcement, que ce soit avec du ballast seul ou avec du ballast et du sable, par rapport au cas sans renforcement. Dans le cas du renforcement par le ballast seul, on observe une augmentation de l'angle de frottement, passant de $22,71^\circ$ à $39,93^\circ$, ainsi qu'une diminution de la cohésion. En revanche, dans le cas du renforcement par des colonnes de ballast et de sable, on observe une augmentation de l'angle de frottement à $33,08^\circ$ et une augmentation de la cohésion à $c=29$ kPa.

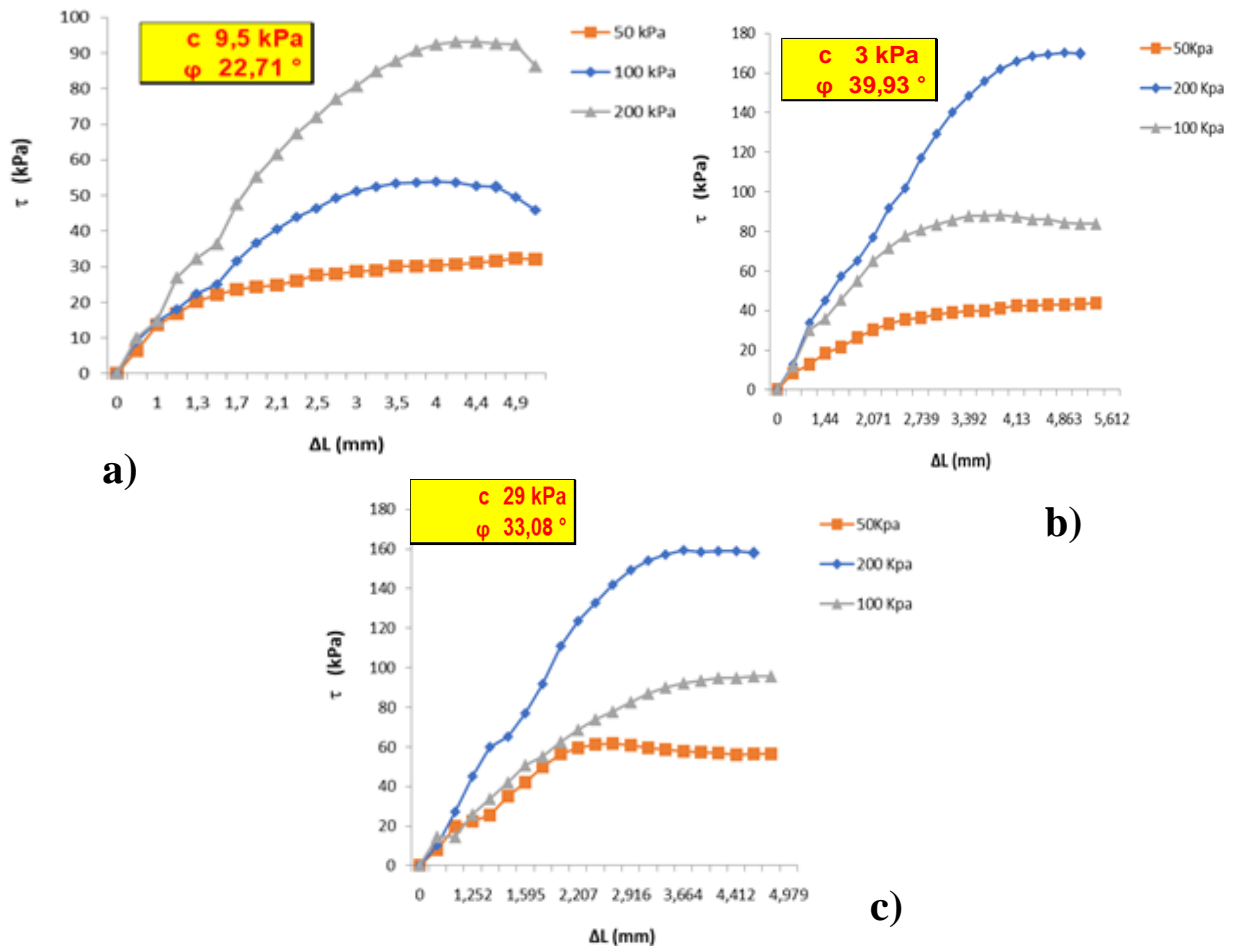


Fig III.6: Contrainte de cisailment a) sol sans renforcement, b) colonnes ballastées, c) colonnes ballastées + sable

b) Déformation verticale

Lors de l'analyse des déformations verticales, une différence significative est observée entre le cas du sol non renforcé et le cas du sol renforcé, en particulier dans le cas du sol renforcé avec des colonnes ballastées remplies de sable. Il est remarqué que lorsque la charge est faible, par exemple avec une charge de 50 kPa, le sol renforcé présente un comportement de gonflement limitant ainsi les tassements des fondations.

Cette observation met en évidence l'efficacité du renforcement des sols par l'utilisation de colonnes ballastées remplies de sable. En ajoutant ces éléments de renforcement, la capacité portante du sol est améliorée et sa déformation sous charge est réduite, ce qui permet de limiter les tassements différentiels et de garantir une plus grande stabilité des fondations.

Il convient de noter que cette amélioration du comportement du sol renforcé est principalement due à la combinaison des propriétés du ballast et du sable. Le ballast assure une meilleure répartition des contraintes sur les colonnes, tandis que le sable, en plus de renforcer mécaniquement le sol, contribue à l'amélioration de sa perméabilité, favorisant ainsi le drainage des eaux souterraines.

Cette constatation met en évidence l'importance de choisir correctement les matériaux utilisés dans les colonnes ballastées pour obtenir les performances souhaitées. La combinaison optimale de matériaux et de

dimensions des colonnes ballastées doit être déterminée en fonction des caractéristiques du sol et des charges appliquées, afin d'obtenir les meilleurs résultats en termes de limitation des tassements différentiels et d'amélioration de la stabilité des fondations.

Ces résultats confirment l'intérêt croissant pour l'utilisation des colonnes ballastées remplies de sable dans le renforcement des sols de faible capacité. Des études supplémentaires sont nécessaires pour approfondir notre compréhension des mécanismes de comportement de ces systèmes de renforcement et pour optimiser leur conception dans différentes conditions géotechniques.

Cela souligne l'importance de poursuivre la recherche dans ce domaine afin de développer des méthodes de renforcement des sols plus efficaces, économiques et durables, contribuant ainsi à l'avancement des connaissances en génie géotechnique.

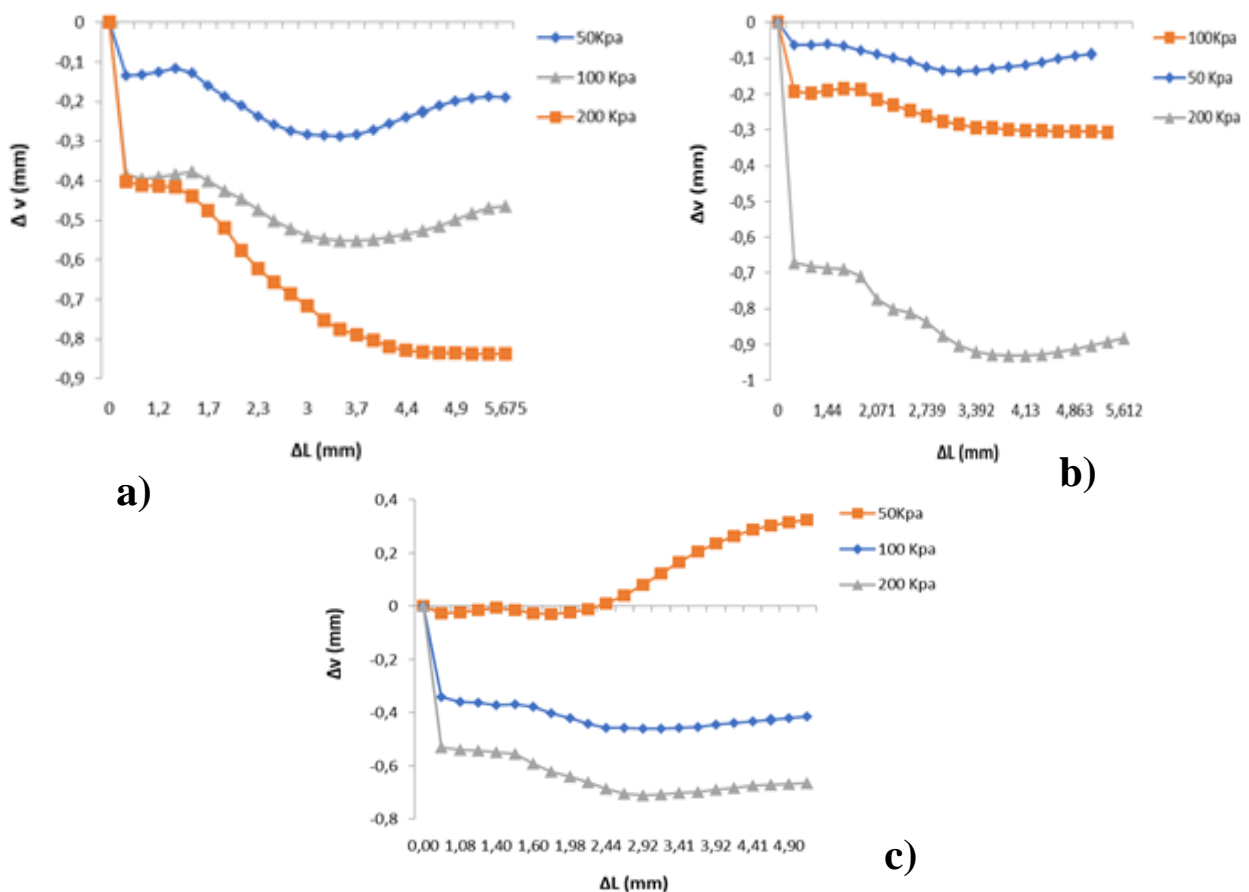


Fig III.7: déformation verticale a) sol sans renforcement, b) colonnes ballastées, c) colonnes ballastées + sable

Conclusion

Cette étude vise à démontrer l'efficacité du renforcement des sols de faible portance en utilisant des colonnes en ballast et du sable. Les résultats des essais et de l'analyse confirment l'efficacité de ces techniques de renforcement dans l'amélioration de la résistance du sol. Les deux types de renforcement, avec du ballast seul ou avec du ballast et du sable, ont considérablement augmenté la contrainte de cisaillement par rapport au sol non renforcé. Cela démontre une meilleure capacité du sol à résister aux forces de cisaillement et renforce sa stabilité.

Le renforcement par le ballast seul a augmenté l'angle de frottement du sol, améliorant ainsi sa résistance aux forces de cisaillement. Cependant, la cohésion du sol a diminué en raison de la redistribution des contraintes sur les colonnes ballastées. En revanche, le renforcement par des colonnes de ballast et de sable a entraîné à la fois une augmentation de l'angle de frottement et de la cohésion du sol, renforçant ainsi davantage ses propriétés mécaniques.

L'analyse des déformations verticales confirme également l'efficacité du renforcement par des colonnes ballastées remplies de sable. Le sol renforcé présente un comportement de gonflement qui limite les tassements des fondations, en particulier avec de faibles charges. Cela améliore la capacité portante du sol et réduit sa déformation sous charge, assurant ainsi une plus grande stabilité des fondations.

L'utilisation de colonnes ballastées remplies de sable offre une combinaison optimale de propriétés mécaniques et de perméabilité du sol. Le ballast assure une meilleure répartition des contraintes sur les colonnes, tandis que le sable renforce mécaniquement le sol et favorise le drainage des eaux souterraines. Il est donc essentiel de choisir soigneusement les matériaux et les dimensions des colonnes ballastées pour obtenir les meilleures performances en termes de limitation des tassements différentiels et d'amélioration de la stabilité des fondations.

Ces résultats soulignent l'intérêt croissant pour l'utilisation de ces techniques de renforcement dans les sols de faible capacité. Des recherches supplémentaires sont nécessaires pour approfondir notre compréhension des mécanismes de comportement de ces systèmes de renforcement et pour optimiser leur conception dans différentes conditions géotechniques.

En conclusion, l'utilisation de colonnes ballastées remplies de sable constitue une solution efficace, économique et durable pour le renforcement des sols, garantissant une plus grande stabilité et durabilité des ouvrages géotechniques. Cela ouvre la voie au développement de méthodes de renforcement des sols plus efficaces, contribuant ainsi à l'avancement des connaissances en génie géotechnique.

Références

Bouazza, A., Singh, R. M., & Gaudin, C. (2019). Design and construction of sand columns for soft soil improvement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(2), 04018107.

Bouazza, A., & Singh, R. M. (2017). Sand columns for soft soil improvement: A review. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(12), 04017086.

Castro, J., et al. (2018). Experimental study of sand columns with different geometries for soil improvement. *Soils and Foundations*, 58(5), 1255-1267.

Chen, Y., et al. (2021). Numerical investigation of the behavior of sand columns under cyclic loading. *Geotechnical and Geological Engineering*, 39(6), 5807-5822.

Deng, Y., et al. (2019). Experimental study on the behavior of sand columns under vertical and horizontal loads. *Soils and Foundations*, 59(6), 2134-2146.

El Naggar, H. M., et al. (2019). Behavior of sand columns with different configurations for ground improvement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 145(7), 04019025.

Han, J., & Ye, S. (2018). Centrifuge modeling of sand columns for soft soil improvement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(10), 04018085.

Jafari, M. K., et al. (2020). Influence of sand column properties on the behavior of stone column improved ground. *Computers and Geotechnics*, 118, 103326.

Li, X., et al. (2021). Experimental study on behavior of sand columns under vertical vibration. *Soils and Foundations*, 61(3), 624-634.

Liu, S., et al. (2020). Numerical investigation of the behavior of sand columns under lateral loads. *Computers and Geotechnics*, 125, 103634.

Lloret-Cabot, M., et al. (2021). Full-scale field testing of sand columns for ground improvement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(6), 04021021.

Mohammed, A. M., et al. (2017). Numerical investigation of the behavior of sand columns in soft soil. *Geomechanics and Engineering*, 14(5), 583-594.

Mukherjee, A., et al. (2019). Laboratory study on the behavior of sand columns under cyclic loading. *Geotechnical Testing Journal*, 42(4), 862-872.

Onalp, A., & Birleşik, A. (2019). Experimental study on the bearing capacity and settlement behavior of sand columns reinforced with geotextile encasement. *Soils and Foundations*, 59(2), 546-558.

Puppala, A. J., et al. (2021). Performance evaluation of sand columns under cyclic loading using large-scale laboratory testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 147(4), 04021009.