République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la recherche scientifique
Université de Dr Yahia FARES –MEDEA
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la matière
Filière: Génie civile
Option : géotechnique



Mémoire de fin d'étude en vu de l'obtention du diplôme de Master en Géotechnique

Thème :

Etude numérique et analytique de comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées. Application à la fondation d'un silo de 80 000 t de la région au niveau du port de Bejaia.

Présenté par :

- ***BOURAKI Younes***
- ***GUETTIOUI Mohamed Rafik***

Encadré par

Mr. KHAYATINE Mohamed

Promotion: 2015

Remerciements

« Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieures et en particulier le directeur de ce mémoire M. Khaiatine mohamed .

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail. »

Dédicaces

Au nom d'Allah le Miséricordieux le très miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail :

-A toute la famille, mon père, ma mère, et mes frères et sœurs,

à toute les amis et proches et à tous personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

- A tous les enseignants du primaire aux études supérieure et les étudiants de département de génie Civil d'université « **Dr YAHIA Farés** de **Médéa** »

Bouraki younes

Dédicaces

Au nom d'Allah le Miséricordieux le très miséricordieux.

Je dédie ce modeste travail :

-A toute la famille, mon père, ma mère, et mon frère et ma sœur,
à toute les amis et proches et à tous personne ayant contribué à ce travail près ou de loin.

- A tous les enseignants du primaire aux études supérieure et les étudiants de département de génie Civil d'université « **Dr YAHIA Farés** de **Médéa** »

Guettioui mohamed rafik

ملخص

الأعمدة الحجرية هي تقنية مهمة جداً لتحسين التربة التي لها خصائص رديئة. هي إدراج مادة حبيبية تتألف من الصابورة في التربة للحصول على مركب وسيلة ذات خصائص أفضل من التربة غير المعالجة.

الدراسة الرقمية التي أجريت سمحت بملاحظة أن في حالات التحميل الضعيف، يمكن للحل المرن توفير نهج مناسب. يؤثر التحميل على التقاريرη وβ بسبب اللدونة التدريجية للعمود، و تحقيق الاستقرار عند العمود الملدن تماما . وأظهرت الدراسة أيضا أن التوسع في العمود يحدث في الرأس. مع التأكيد على حصر يزيد عمق يعكس تأخر في الحمل أكثر أهمية في الجزء السفلي من العمود. القيم العليا من زاوية الاحتكاك φ_c، من زاوية ديلاتانسي (dilatance) للصابورة Ψc ، من معامل يونغ للصابورة E_c ، قطر العمود D_c، معامل الأرض في راحة k0 تعزيز فعالية العلاج، يظهر تأثير القطر من العمود ومعامل يونغ كعوامل رئيسية. دراسة مقارنة لأساليب تصميم الأعمدة الحجرية المسموح بها لإظهار أن طريقة التجانس المبسطة و بلام وبوكر (Balaam et Booker) يمكن أن تشكل بديلاً عن نهج عنصر محدود حيث يتم تنفيذ العمليات الحسابية في منطقة مرنة. لإجراء عملية حسابية في منطقة بلاستيكية، يوفر الأسلوب غيونا (Ghionna)نتائج قريبة جداً من عملية حسابية عددية.

الكلمات الرئيسية:

طريقة معالجة التربة غير المستقرة ، الأعمدة الحجرية،النمدجة الرقمية، طرق تصميم الأعمدة الحجرية.

Résumé

Les colonnes ballastées constituent une technique très intéressante pour l'amélioration des sols qui ont des caractéristiques médiocres.Un matériau granulaire constitué de ballast est incorporé dans le sol afin d'obtenir un milieu composite ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

L'étude numérique menée a permis de constater que pour des cas de chargement faible, la solution élastique peut fournir une approche convenable. Le chargement influe sur les rapports η et β en raison de la mise en plasticité progressive de la colonne, ils se stabilisent lorsque la colonne est entièrement plastifiée. L'étude a aussi montré que l'expansion de la colonne s'effectue en tête. Avec la profondeur la contrainte de confinement augmente traduisant ainsi un report de charge plus important en pied de la colonne. Des valeurs élevées de l'angle de frottement du ballast φ_c, de l'angle de dilatance Ψc, du module de Young du ballast Ec, du diamètre de la colonne Dc, du coefficient de poussée des terres au repos k0 favorisent l'efficacité du traitement, l'influence du diamètre de la colonne et le module d'Young apparaissent comme les facteurs majeurs. L'étude comparative des méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées a permis de montrer que la méthode de l'homogénéisation simplifiée et de Balaam et Booker peuvent constituer une alternative à l'approche en éléments finis dans le cas où les calculs sont effectués dans un domaine élastique. Pour un calcul plastique, la méthode de Ghionna offre des résultats très proches par rapport au calcul numérique.

Mots clés :

Méthode de traitement des sols instables, colonnes ballastées, modélisation numériques, méthodes de dimentionnement des colonnes ballastées.

Summary

The stone columns constitute a very interesting technical for the improvement of the soils which have poor characteristics. A granular material made up of stones is incorporated in the ground in order to obtain a composite medium having global characteristics better than the ground untreated.

The undertaken numerical study made it possible to note that for weak cases of loading, the elastic solution can provide a suitable approach. The loading influences the reports η and β because of the progressive setting in plasticity of the column, they are stabilized when the column is entirely plasticized. The study as showed as the expansion of the column is carried out at the head. With the depth the constraint of containment increases thus representing a more significant carryforward of load into column base. High values of the angle of friction of the ballast φ_c angle of dilatancy Ψ_c Young modulus of the ballast E_c diameter of the column D_c Ccoefficient of pushed grounds at rest K0 support the effectiveness of the treatment, the influence of the diameter of the column and the modulus Young seems the major factors. The comparative study of the dimensioning methods of the stonew columns made it possible to show that the method of the simplified homogenisation and Balaam and Booker can constitute an alternative to the approach in finite elements if calculations are carried out in an elastic range. For a plastic design, the method of Ghionna offers very close results compared to numerical calculation.

Key words:

Method of unstable soil stabilization, stones columns, numerical modeling, methods of dimensioning of the stones columns.

Sommaire

Introduction générale …….. 01

Chapitre I : Techniques d'amélioration des sols

I.1. Introduction …….. 04
I.2.Domaines d'application des Technique d'amélioration des sol…… 04
I.2.1. Substitution des sols…….. 04
I.2.2. Le préchargement ……. 07
I.2.3. Compactage dynamique ……... 09
I.2.4. Vibroflottation (vibrocompactage) ……. 11
I.2.5. Compactage statique ……. 15
I.2.6.Jet Grouting ……... 17
I.2.6.1. Jet simple …….. 18
I.2.6.2. Jet double ……..... 18
I.2.6.3. Jet triple …… 18
I.2.7. Colonne des sols traitées à la chaux ……. 19
I.2.8. Compactage en profondeur par l'explosif …… 20
I.3. Conclusion …… 21

Chapitre II : Traitement des sols par colonne ballastées
II.1. Introduction …… 23
II.2. Technique de mise en œuvre…… 23
II.2.1. Colonnes exécutées par voie humide …….. 23
II.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche ……. 24
II.2.3. Colonnes ballastées pilonnées ……. 25
II.3. Domaines d'application …….. 27
II.3.1. L'ouvrage …… 27
II.3.2. Sols concernés ……. 27
II.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées …….. 29
II.4. Caractéristiques des colonnes ballastées ……. 29
II.5. Les colonnes ballastées en zone sismique ……... 30
II.6. Les colonnes ballastées isolées chargées en latérale ……... 31
II.6.1. Mode de rupture …….. 32
II.6.1.1. Rupture par expansion latérale …… 34
II.6.1.2. Rupture par cisaillement généralisé ……... 34
II.6.1.3. Rupture par poinçonnement …… 35
II.6.2. Contrainte admissible de calcul aux états limites (COPREC, 2004) …….. 36
II.7. Les réseaux de colonnes ballastées …… 36
II.7.2. Disposition des colonnes ballastées ……... 36
II.7.3. Définition de taux d'incorporation ……. 37
II.7.4. Rapport de concentration des contraintes …….. 38
II.7.5. Facteur de réduction des tassements …….. 39
II.7.6. Relation entre les paramètres n et β ……... 40
II.8. Méthodes de calcul des colonnes ballastées …… 41
II.8.1. Méthodes empiriques ……. 41
II.8.1.1. Abaque de Grenwod …… 41
II.8.1.2. Courbes de Thorburn ……... 42
II.8.1.3 Abaques de Besançon ……. 42

II.8.1.4. Abaques de Mattes et Poulos ……. 43
II.8.2. Méthodes en élasticité linéaire ……... 45
II.8.2.1. Homogénéisation simplifiée ……... 45
II.8.2.2. Méthode de Balaam et Booker ……... 46
II.8.3. Les méthodes élasto plastiques …… 46
II.8.3.1. Méthode de Baumann et Bauer …….. 46
II.8.3.2. Méthode de Priebe (1976, 1995) …… 47
II.8.3.3 Méthode de Gionna et Jamiolkowski …….. 54
II.8.4. Les méthodes numériques ……..... 59
II.9. Conclusion……... 60

Chapitre III : Synthèse et données géotechniques du terrain destinés à recevoir le projet d'un silo d'une capacité de stockage de 80 000 t

III.1. Introduction ……... 62
III.2. Contexte géologique …… 62
III.3. Synthèse géotechnique …… 63
III.3.1. Coupe géotechnique …….…… 65
III.3.2. Essais au pénétromètre statique ……. 66
III.3.3. Essais pressiomètriques (PMT) ……. 67
III.3.4. Essais Down-hole …….. 68
III.3.5. Essais de pénétration au carottier …….. 70
III.3.6. Essais de laboratoire ……. 70
a)Analyse chimique de l'eau …… 70
b) Caractéristiques physiques et mécaniques du sol ……. 71
III.4. Synthèse générale ……. 73
III.5. Description de l'ouvrage …… 73
III.6. Dimensionnement des colonnes ballastées ……... 74
III.6.1. Mailles de référence …….. 74
III.6.2. Dimensionnement du réseau de colonnes ballastées ……. 74
III.7 Conclusion……... 75

Chapitre IV : Etude numérique et analytique .Application à la fondation d'un silo de 80 000 t au niveau du port de Bejaia

IV.1 .Introduction …….. 77
IV.2. Les Méthodes analytiques …….. 77
IV.2.1. Homogénéisation simplifié ……... 77
IV.2.2. Méthode de Balaam et Booker ……. 77
IV.2.3. Méthode Priebe ……. 78
IV.2.4 Méthode de Ghionna et Jamiolkowski ……. 78
IV.3. Méthode numérique (modélisation avec logiciel Plaxis) ……..... 79
IV.3.1.Introduction ……... 79
IV.3.2. Présentation du logiciel Plaxis ……. 79
IV.3.3. Les points forts de Plaxi …… 79
IV.3.4. La démarche de modélisation avec Plaxis …… 79
IV.3.4.1. Géométrie ……. 79
IV.3.4.2. Conditions aux limites ……. 80
IV.3.4.3. Définition des paramètres des matériaux …… 80

IV.3.5. Maillage ……. 81
IV.3.6. Les conditions initiales …….. 81
IV.3.7. Phase de calcul …….. 82
IV.3.8. Visualisation des Résultats …… 82
IV.4. Calcul PLAXIS ……..... 83
IV.4.1. Calcul numériques des colonnes ballastées ……... 83
-Pour le sol sans colonnes ballastées ……. 84
-Pour le sol avec un réseaux des colonnes ballastées ……... 86
-Comparaison des résultats avec un modèle élémentaire ……... 90
IV .5. Conclusion ……..... 92

Conclusion générale …….. 94
Notation …… 96
Références bibliographiques ……. 98

Liste des figures .

Figure I.1 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols.. (Dhouib et Blondeau., 2005). **…….** 06
Figure I.2 : Principe du préchargement pour le contrôle de tassements…….. 07
Figure I.3 : Chargement par un remblai ou par un réservoir …….. 08
Figure I.4 : Consolidation atmosphérique ……. 09
Figure I.5 : Principe du compactage dynamique …… 09
Figure I.6: Compactage dynamique de sables silteux /argileux pour la fondation des réservoirs Pétroliers de Malongo à Cabinda (Dhouib et Liausu, 2005)…… 10
Figure I.7 : Compactage de sables des dunes aux Emirats Arabes Unies …….. 11
Figure I.8 : Les phases de traitement de sol par vibrocompactage ……. 12
Figure I.9 : Vibrocompactage des Alluvions de Rhin ……... 14
Figure I.10 : Les étapes de mise en œuvre de la CHS ……... 16
Figure I.11 : Maillage du traitement ……... 16
Figure I.12 : Les colonnes secondaires en intermaille ……... 16
Figure 1.13 : Les étapes de mise en œuvre de Jet Grouting ……. 17
Figure I.14 : Les différents procédés du Jet Grouting ……... 18
Figure I.15 : Schéma des opérations de réalisation des colonnes de sol traité ; (Cartier et al., 1986) …… 19
Figure I.16 : Phases de formation d'un pieu de sable au moyen d'une explosion**.** (Arquie et Morel, 1988) …… 20

Figure II.1: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (document hydraulik services)…… 24
Figure II.2: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche(document keller) ….. 24
Figure II.3: Principe de réalisation des plots ballastés (document de Ménard Soltraitement)……... 25
Figure II.4 : Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés(document de Ménard sol traitement) …… 25
Figure II.5 : Mise en œuvre des plots ballastés …….. 26
Figure II.6 : Plot ballasté avant remblaiement type (document de G.T.S) …… 26
Figure II.7: Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (document keller) …….. 28
Figure II.8: Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargé en tête (Datye,1982) ……..... 32

Figure II.9 : Analogie de la colonne ballastée avec l'éprouvette triaxiale…….. 32
Figure II.10 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé. (Brauns, 1978)…….. 34
Figure II .11 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée. (Brauns, 1980)…….. 35
Figure II.12 : Principe de la cellule unitaire dans un réseau de colonnes ballastées …… 36
Figure II.13 : Les dispositions des colonnes ballastées - diamètres des domaines d'influences équivalents. (Balaam et poulos, 1983) …… 37
Figure II.14 : Mécanisme de transfert de charge …… 38
Figure II.15 : Tassement des sols traités et non traités …… 40
Figure II.16 : Réduction des tassements sous des fondations de grandes dimensions reposant sur des argiles molle homogènes. (Greenwood, 1970) ……. 41
Figure II.17: Prévision de la charge admissible en tête et le diamètre en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol. (Thorburn, 1975)……... 42
Figure II.19: Facteur d'influence des tassements Ip. (Mattes et Poulos, 1969) ……. 44
Figure II.20: Principe de l'homogénéisation simplifiée. (Dhouib et Blondeau, 2005 Bouassida, 2001) …….. 45
FigureII.21 :Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement…… 48
Figure II.22 : Déformation axiale de la colonne « suivant » les déformations du sol …… 49
Figure II.23 : Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement …… 49
Figure II.24 : Définition du facteur d'amélioration de base β0. (Priebe, 1995)……. 50
Figure II.25 : Considération de la compressibilité de la colonne. (Priebe, 1995)…….. 51
Figure II.26 : Répartition de la pression interne Δp …….. 52
Figure II.27 : Détermination du facteur de profondeur. (Priebe, 1995) …… 53
Figure II.28 : Décomposition de l'étreinte latérale sur colonne ……... 55
Figure II.29 : Décomposition de l'étreinte latérale sur colonne …… 56
Figure II.30 : Décomposition de la cellule en tronçon ……... 57
Figure II.31 : Présentation d'un tronçon de cylindre …… 57

Figure III.1 : Implantation des essais in-situ …… 64
Figure III-2: Coupe géotechnique du terrain rencontré …… 65
Figure III-3: Pénétrogramme ……. 66
Figure III-4: Profil pressiométrique …….. 68
Figure III-5-a: Photo du silo …….. 73
Figure III-5-b: Base du silo …… 74

Figure IV. 1 : Modèle géométrique sur plaxis …… 84
Figure IV.2 : Description du modèle (maillage, matériaux, conditions aux limites) ….. 84
Figure IV.3 : Les iso valeurs du déplacement vertical sous σ = 421.2 KPa …… 85
Figure IV.4 : Les iso valeurs du déplacement horizontal sous σ = 421.2 KPa ……. 86
Figure IV.5: Modèl géométrique sur plaxis …….. 87
Figure IV.6 : Description du modèle ……. 87
Figure IV.7 : Les iso valeurs du déplacement vertical sous σ = 421.2 KPa ……. 88
Figure IV.8 : La déformée du radier sous une contrainte de σ = 421.2 KPa …… 89
Figure IV.9 : Les iso valeurs du déplacement horizontal sous σ = 421.2 KPa 89
Figure IV.10 : Maillage et matériaux ……. 91
Figure IV.11 : Tassement sous σ=421.2 KPa…….. 91

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Vibrocompactage des remblais du port de la Condamine à Monaco …… 13
Tableau II.1 Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étreinte latérale) (DHOUIB - colonnes ballastées)…….. 28
Tableau II-2: Limites d'application des colonnes ballastées : charges appliquées et tolérances imposées…… …… 29
Tableau II.3 : Valeurs des paramètres usuels des colonnes ballastées entrant dans les calculs. (COPREC, 2004) …… 31
Tableau II.4: Valeurs de la pression interstitielle……... 33
Tableau II.5 : Valeur du coefficient multiplicateur k …….. 33
Tableau II.6 : Définition des aires et du taux d'incorporation …… 38
Tableau II.7 : Définition des paramètres n et β ……. 40
Tableau II.8 : Définition des conditions aux limites …….. 57

Tableau III-1: Résultats des mesures des paramètres dynamiques par essai down-hole dans le sondag S1 ……... 69
Tableau III-2: Résultats de l'analyse chimique du sol…… 71
Talbleau III-3: Caractéristiques physiques et mécaniques …… 72
Tableau IV.1 Tassement obtenu par la méthode de l'homogénéisation simplifiée ……. 77
Tableau IV.2. Tassement obtenu par la méthode de Balaam et Booker …… 77
Tableau IV.3. Tassement obtenu par la méthode de Priebe …….. 78
Tableau IV.4. Tassement obtenu par la méthode de Ghionna …… 78
Tableau IV-5. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées …. 83

INTRODUCTION GENERALE

Dans le contexte géologique, il existe différents types de sols. La construction sur n'importe quel sol nécessite une étude pour définir ses caractéristiques mécaniques afin d'optimiser le choix du type de fondation de l'ouvrage à construire sur ce sol.

Les sols compressibles ou pulvérulents lâches issus des dépôts alluvionnaires récents (vallées et autour des fleuves), où se développent les réseaux routiers et ferroviaires. La construction sur de tels sols fait appel à des techniques d'amélioration des caractéristiques mécaniques de ces sols. Ces techniques connaissent actuellement un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement des projets.

La technique d'amélioration par colonnes ballastées est souvent employée en génie civil dans le cas des ouvrages situés sur des sols mous, tels que les remblais, les fondations des réservoirs et les ouvrages ayant des charges moyennes. La technique des colonnes ballastées est intimement liée aux procédés de vibration profonde, dont le point commun entre ces procédés est l'exécution des travaux avec un vibreur.

La colonne ballastée est réalisée par la pénétration d'un vibreur « torpille » du type Keller ou équivalent par refoulement latéral du sol lâche à l'aide d'un fluide de lançage (air ou eau) afin de compacter le ballast. Les vibrations entrainent une liquéfaction du sol et par conséquence la dissipation des surpressions interstitielles s'effectue et engendre la densification, donc il s'agit d'un réarrangement des grains de sol dans un état plus compact.

Le traitement d'un sol par colonne ballastée a pour effets :

- l'amélioration de la portance,
- la réduction des tassements totaux et différentiels,
- l'homogénéisation des caractéristiques géotechniques,
- l'augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants,
- l'augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation).

Le but de ce mémoire est améliorer nos connaissances sur le comportement mécanique des colonnes ballastées en utilisant des méthodes analytiques et une modélisation par la méthode des éléments finis(Plaxis).

Ce mémoire est organisé comme suit :

Une introduction générale.

Le premier chapitre traite les techniques de traitement des sols instables et leur domaine d'application, Certaines de ces méthodes sont anciennes, comme l'utilisation des pieux pour reprendre Les charges appliquées par l'ouvrage et les transmettre vers le substratum, mais il arrive que ce dernier soit très profond ou on a affaire à un sol liquéfiable en zone sismique, dans ce cas, leur utilisation impose un financement onéreux. Aujourd'hui, on a pu confronter ces difficultés grâce a des nouvelles méthodes comme : la substitution des sols, le compactage statique et dynamique ; le rechargement, la vibroflottation, les colonnes de sol traitées à la chaux, les colonnes ballastées.

Le deuxième chapitre est consacré aux techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées (Colonnes ballastées réalisées par voie humide, sèche, colonne pilonnées), et leur domaine d'applications. Ce chapitre traite aussi le comportement des colonnes en zone sismique. A la fin de ce chapitre, on expliquera le comportement des colonnes isolées puis disposées en réseaux chargées en tête et les méthodes de dimensionnement existantes à savoir les méthodes analytiques (méthodes empiriques, élastiques et élasto-plastiques) et les méthodes numériques.

Le troisième chapitre : c'est un cas d'étude, le projet traite du renforcement de sol par colonnes ballastées, pour qu'il puis recevoir un silo métallique à sucre d'une capacité de 80 000 tonnes. Ce projet de silo entre dans le cadre de l'extension des installations CEVITAL dans la zone portuaire de BEJAIA.

Le quatrième chapitre : présent principalement une étude numérique et analytique d'un sol renforcé par des colonnes ballastées. Enfin, une estimation des tassements a été effectuée par la méthode des éléments finis (Plaxis) et les méthode analytique (Homogénéisation simplifié, Méthode de Balaam et Booker, Méthode Priebe, Méthode de Ghionna et Jamiolkowski**)**. Les résultats obtenus par logiciel Plaxis ont été comparés et validés par les méthodes analytiques.

Chapitre I

Techniques d'amélioration des sols

I.1. Introduction

Depuis l'antiquité, l'homme a été confronté aux dangers de la nature qui se manifeste d'une manière violente et imprévisible : séisme, glissements des terrains, inondation, poinçonnement,…, se qui l'induit à choisir un bon sol pour fondé sa maison. Le terme « bon sol » signifie que le sol d'assise d'un ouvrage peut supporter les charges transmises par la fondation sans subir des tassements excessifs ou de poinçonnement.

Aujourd'hui, la croissance démographique a induit à une rareté des sites convenant à des projets industriels ou à des habitations, ce qui a incité les entreprises spécialisées dans la construction des ouvrages géotechniques à innover dans les techniques de traitement des sols pour exploiter des terrains qu'on considérait antérieurement comme inconstructible à cause des risques de tassements.

Certaines de ces méthodes sont anciennes, comme l'utilisation des pieux pour reprendre les charges appliquées par l'ouvrage et les transmettre vers le substratum, mais il arrive que ce dernier soit très profond ou lorsqu'on a affaire à un sol liquéfiable en zone sismique, dans ce cas, leur utilisation impose un financement onéreux. Aujourd'hui, on a pu confronter ces difficultés grâce a des nouvelles méthodes comme : la substitution des sols, le compactage statique et dynamique ; le préchargement, la vibroflottation, les colonnes de sol traitées à la chaux, les colonnes ballastées.

Le traitement des sols a pour but d'augmenter la capacité portante du sol en améliorant ses caractéristiques mécaniques.

I.2. Domaines d'application des Techniques d'amélioration des sols

Le choix de la méthode de traitement dépond essentiellement de la granulométrie des sols à traiter. Les sols fins mous et compressibles se caractérisent par des tassements excessifs, tassements différentiels, et déformations à long terme. Dans le cas des sols grenus (sables), la forte perméabilité fait que l'on n'observe d'augmentation des pressions interstitielles dans ces sols que dans le cas de la liquéfaction, généralement provoquée par des sollicitations sismiques. Les problèmes de sols grenus sont donc essentiellement des problèmes d'amplitudes de tassement (sables lâches), ainsi que des problèmes de résistance à la liquéfaction.

L'expérience acquise dans le domaine de traitement des sols a permis de tirer les conclusions suivantes :

1. Il est possible de procéder à des compactages dynamique, statique (dit aussi compactage horizontal statique : CHS) ou par vibration radiale (vibroflottation ou vibrocompactage), ou d'effectuer des colonnes de mortier sol- ciment (Jet- Grouting) dans des matériaux sablo-graveleux plus ou moins fins ;
2. Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrique des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol chaux- ciment. Il demeure évidemment que la réalisation des colonnes ballastées est subordonnée à l'existence d'une étreinte latérale suffisante et pérenne mobilisable par le milieu traité pour éviter l'expansion latérale du ballast dépourvu de cohésion (matériau grenu) ;
3. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, renfermant des matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne au refoulement (expansion latérale de la colonne ballastée). Dans ce cas, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas nécessaire ;
4. Dans le cas des sols organiques caractérisés par des teneurs élevées en eau naturelle, une solution de colonnes chaux - ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptée ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible cette technique peut être employée par voie humide (Deep soil mixing).
5. La figure I.1 illustre la structure des domaines d'application des méthodes de traitement de sols en référence aux classes granulométriques et aux résistances de cône qc au pénétromètre statique.

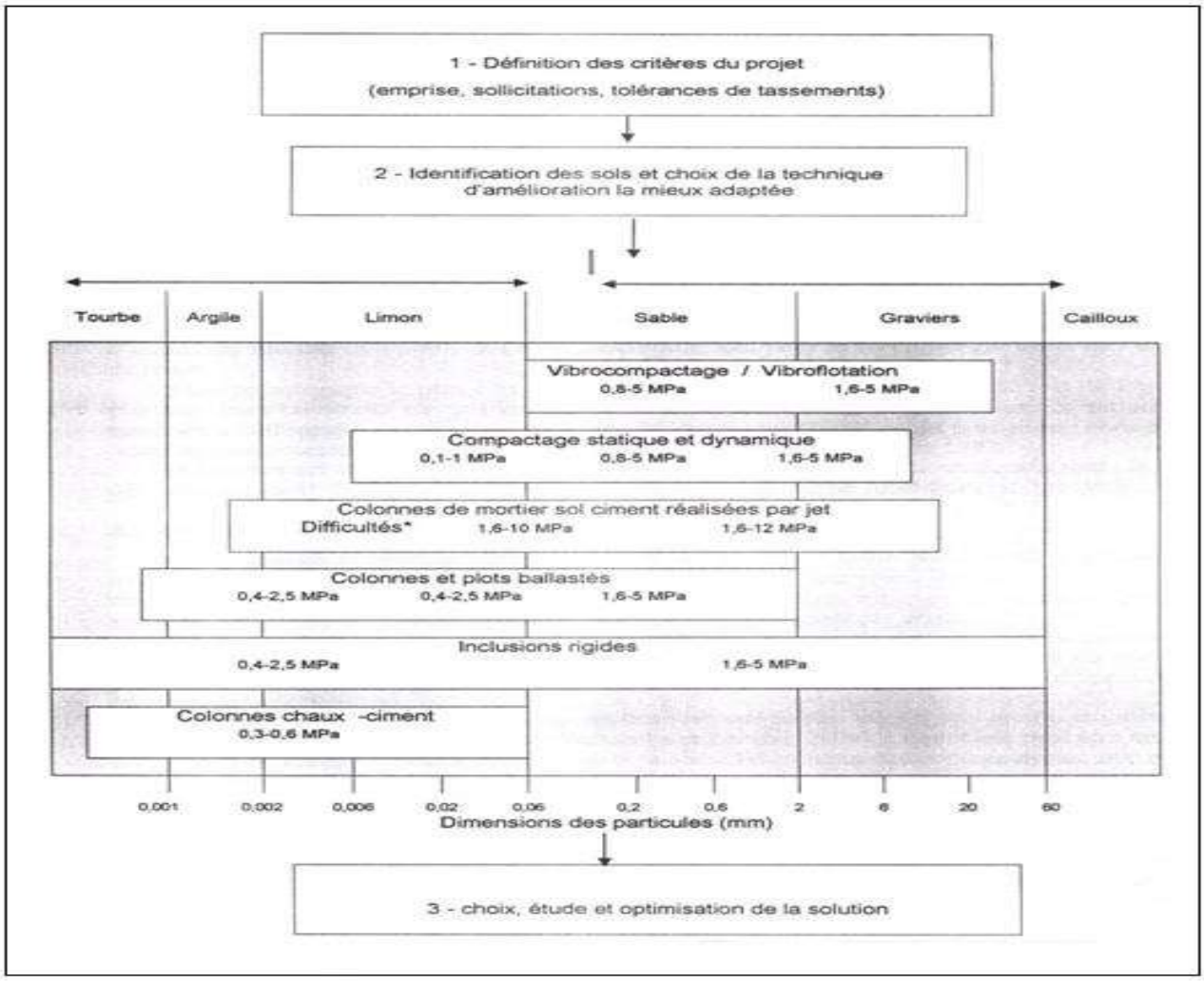


Figure I.1 . Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols. (**Dhouib** et **Blondeau., 2005).** (Les chiffres indiqués sur la figure sont les résistances de cône qc).

I.2.1. Substitution des sols

Cette méthode consiste à retirer les couches médiocres de faibles caractéristiques mécaniques et de les substituer par un matériau d'apport de meilleures qualités. Le matériau de substitution est choisi d'une façon à ce qu'il ne subi pas de tassements excessifs et ne contient pas une fraction argileuse. Généralement, on utilise des matériaux d'une nature pulvérulente (TVO, Tuf,…).

La réalisation de ce procédé débute par l'excavation des mauvais terrains, puis on étend un géotextile qui permet une meilleure répartition des contraintes et évite la contamination du remblai. Ensuite la mise en place d'un remblai sablo-graveleux s'effectue par couches successives (20cm) fortement compactées.

La substitution peut être totale ou partielle selon le cas : lorsqu'il s'agit d'une couche médiocre de faible épaisseur (4 à 5m) la substitution est totale. Si la couche est profonde (supérieur à 6m), on procède à une substitution partielle, dans ce cas, l'ouvrage doit être léger et la couche de substitution doit couvrir une étendue supérieure à l'emprise de la construction, faute de quoi, le sol de substitution risque de se comporter plutôt comme une surcharge plus importante que le sol enlevé et également comme un drain facilitant la remontée des eaux modifiant ainsi le comportement intrinsèque du site.

Pour les ouvrages avec semelles isolés, la substitution se faite seulement sous la semelle mais il y'a lieu de faire en sorte que le rapport entre l'épaisseur de la couche de substitution h et la largeur de la fondation B soit supérieur a 1.5 (h/B> 1,5), (Menouar, 2005).

Les facteurs qui interviennent dans le choix de la méthode de substitution sont : la nature de l'ouvrage, la profondeur du traitement, et la disponibilité des matériaux de substitutions.

I.2.2. Le préchargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive pf augmentée éventuellement d'une surcharge ps afin d'accélérer la vitesse de tassement et d'augmenter la résistance au cisaillement, (Magnan et Pilot) (figure I.2), la qualité du tassement est directement proportionnelle a la durée du préchargement.

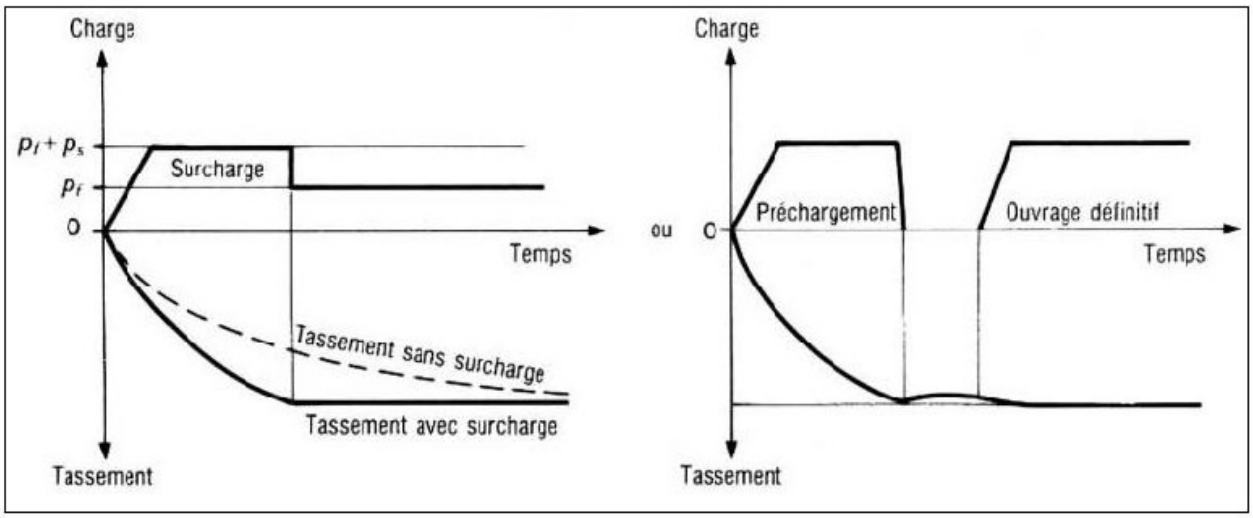


Figure I.2. Principe du préchargement pour le contrôle des tassements.

Il existe plusieurs solutions pratiques :

a- Chargement par un remblai ou par réservoir

Lorsqu'un projet est déterminé, on met en place sur le terrain un volume de remblai (une solution alternative est de remplir des réservoirs d'eaux) correspondant à la future charge de l'ouvrage augmentée1 d'une surcharge, (Magnan et Pilot) (figure I.3).

Ce procédé va permettre l'évacuation de l'eau interstitielle du terrain, la charge apportée par le remblai est donc supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur. La lenteur des phénomènes permet le déchargement du terrain pendant la construction sans risque de gonflement et de retour à l'état initial du terrain (phénomènes élastiques). Lors de la mise en place de ce procédé, une couche de sable est préalablement installée pour contribuer à l'évacuation de l'eau qui peut arriver à la surface. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le préchargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'évacuation de l'eau. Avec un repère préalablement fixé, on mesure régulièrement le tassement du sol et, lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, on peut décharger et exécuter la construction des fondations superficielles.

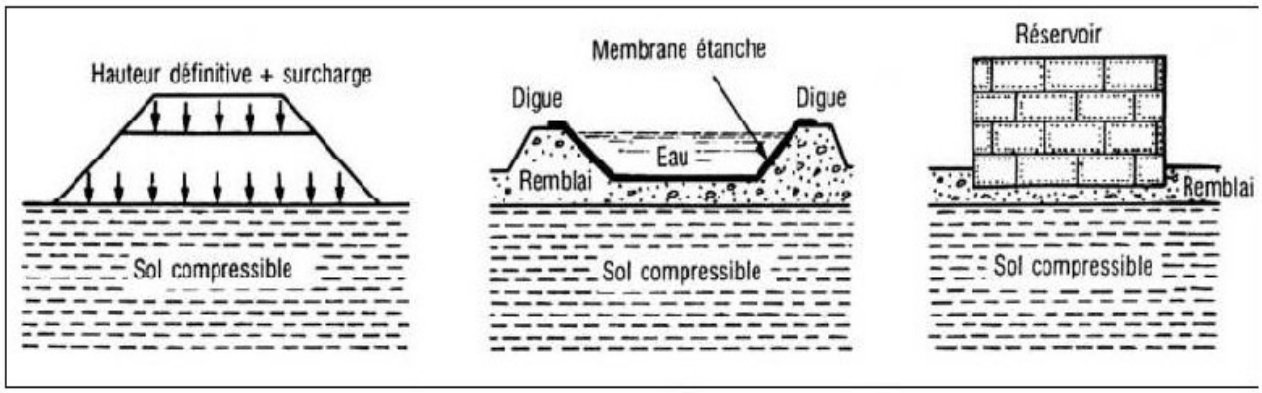


Figure I.3. Chargement par un remblai ou par un réservoir.

b- La consolidation atmosphérique

Elle consiste à utiliser la pression atmosphérique, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol, (Magnan et Pilot) (figure I.4).

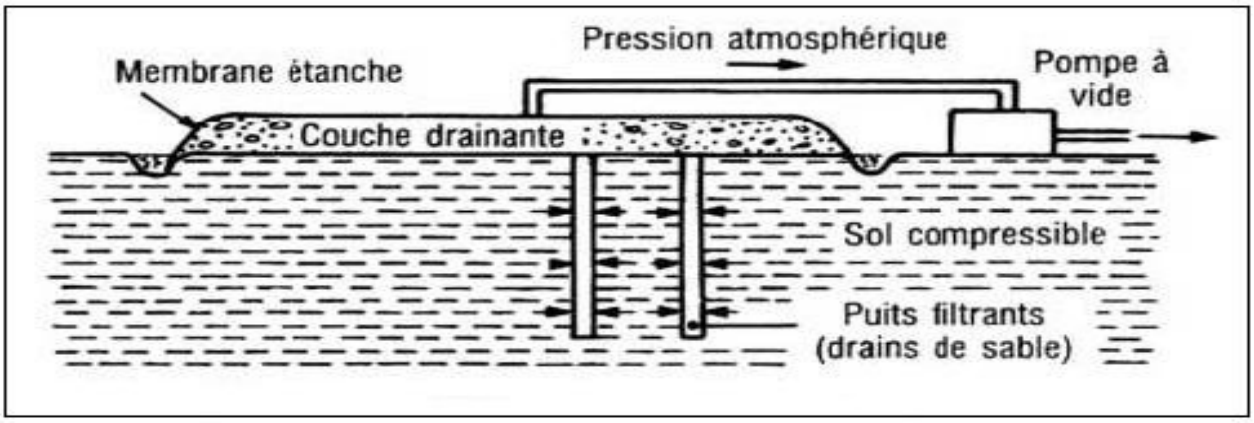


Figure I.4 Consolidation atmosphérique

I.2.3. Compactage dynamique

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité. Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée de lourds pilons d'acier sur la surface des sols à traiter (figure I.5). Les impacts qui en résultent créent de puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquant le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques. À l'aide de puissantes grues sur chenilles adaptées, les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre.



Figure I.5. Principe du compactage dynamique.

La masse de ces pilons varie généralement entre 12 et 30 tonnes et la hauteur de chute varie entre 15 et 25 mètres au dessus de la surface de travail, (Dhouib et Liausu, 2005). L'opération de pilonnage est précédée par un étalage d'une couche de matériaux grenus d'une épaisseur minimale d'un mètre pour éviter l'enfoncement important du pilon.

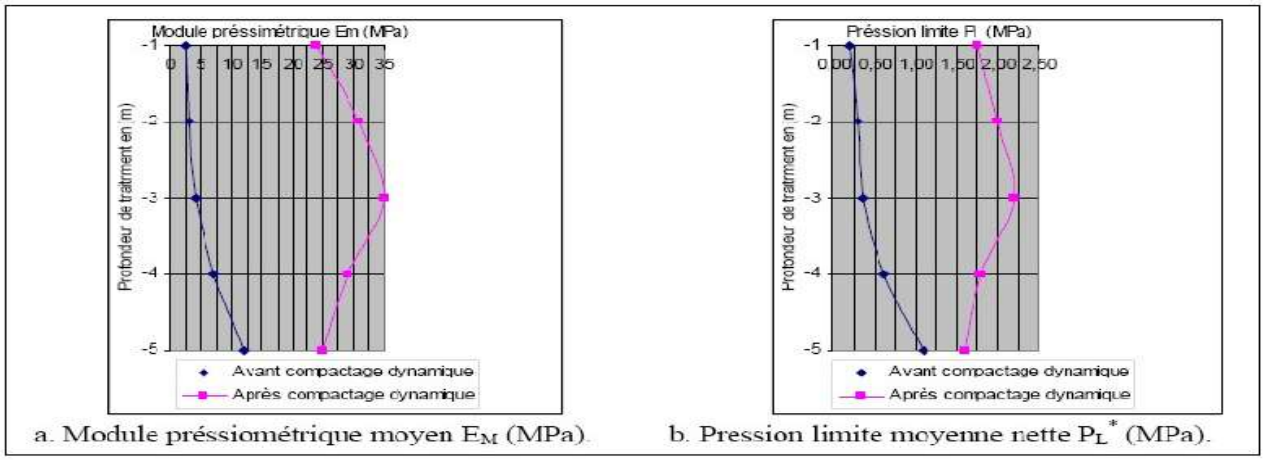
Les phases de pilonnages provoquent souvent des surpressions interstitielles, qui mettent un certain temps à se dissiper (Par filtration vers la surface). Il devient indispensable d'attendre la dissipation de ces surpressions avant d'effectuer une nouvelle phase. Dans le cas des sols à faible perméabilité, un système de drainage est obligatoire pour accélérer la consolidation. Le programme de pilonnage (énergie, nombre de phases, délai) s'établit à partir d'indications relatives au projet et au sol.

Il est nécessaire pendant les travaux de suivre l'évolution du terrain afin d'éviter le soulèvement des sols voisins ou l'ébranlement de constructions voisines, donc ce procédé n'est pas applicable en site urbain.

Cette technique d'amélioration de sol a été appliquée sur le terrain d'assiette des réservoirs de stockage d'hydrocarbures de 90.000 m3 de capacité chacun sur le terminal pétrolier de Malongo à Cabinda (Dhouib et Liausu, 2005). Le sol est composé d'une couche de sable silteux à argileux de 5m d'épaisseur surmontant une formation de sable graveleux. La couche de sable silteux a été soumise à un compactage intensif à l'aide d'une grue développant une énergie potentielle unitaire de 2.000 KNm.

Soit une masse de 120 KN, tombant d'une hauteur de chute libre de 18 m. Les tassements observés en surface après compactage sont de 75 cm, ce qui représente environ 15 % de l'épaisseur compactée, (Dhouib et Liausu, 2005).

En outre, l'analyse des essais géotechniques réalisés au préssiomètre avant et après le traitement montre une augmentation notable du module préssiomètrique (Em) et de la pression limite (PL) sur les trois (03) premiers mètres (Figure I.6 ; a et b), (Dhouib et Liausu, 2005).



a. Module préssiométrique moyen E_M (MPa). b. Pression limite moyenne nette P_L^* (MPa).

Figure I.6. Compactage dynamique de sables silteux /argileux pour la fondation des réservoirs Pétroliers de Malongo à Cabinda (Dhouib et Liausu, 2005).

Après la mise à l'épreuve de chargement hydraulique pendant 15 jours, les tassements totaux mesurés sur des repères n'excèdent pas les 12 mm et les tassements différentiels les 2 mm, (Dhouib Liausu, 2005).

Le compactage dynamique des sables de dunes sur une superficie de l'ordre de 1,10 millions de m² dans le cadre de la construction de villas aux Emirats Arabes Unies avait donné des résultats satisfaisants dans les premiers mètres. Cela a été confirmé par des essais préssiométriques réalisés avant et après le traitement (figure I.7 ; a et b), (Dhouib et Liausu, 2005).

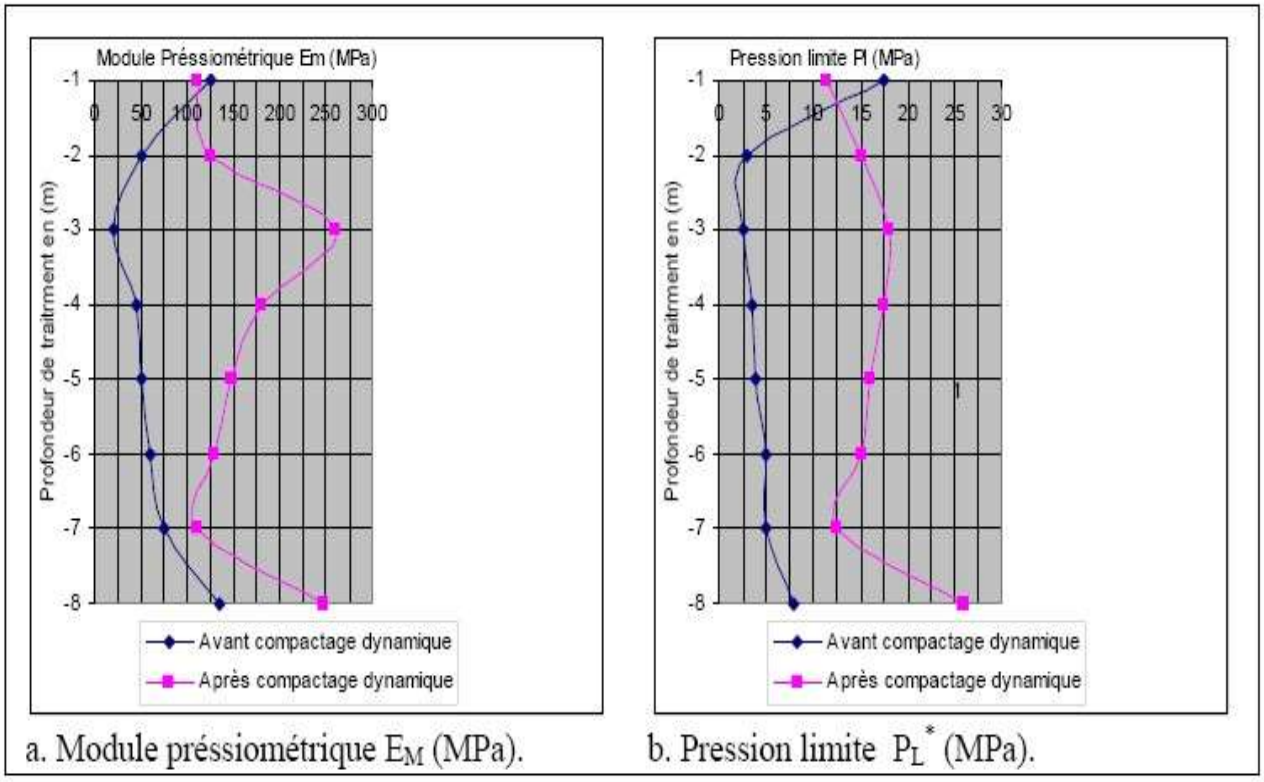


Figure I.7. Compactage de sables des dunes aux Emirats Arabes Unies.

I1.2.4. Vibroflottation (vibrocompactage)

Le vibrocompactage vise à densifier des sols lâches, tant sur terre ferme que sous l'eau, par l'application de vibrations à haute fréquence. Cette technique est utilisée pour l'amélioration en masse des sols pulvérulents (sables et graviers). Par ailleurs, les sols fins de faibles perméabilités (argiles et limons) ne peuvent pas expulser leur eau interstitielle sous la charge dynamique provoquée par le vibreur. Par conséquent, cette méthode n'est pas utilisable pour ce genre de formations.

La vibroflottation a été développée en Europe durant les années 30. L'appareil, générant ces vibrations, consiste en une sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibreur dans sa pointe inférieure. Ce vibreur est conçu pour transmettre aux sols, dans lesquels il est enfoncé, des vibrations dans le plan horizontal de façon à optimiser radialement l'efficacité du procédé. La sonde est manœuvrée à l'aide d'une grue et enfoncée par lançage d'eau et/ou injection d'air comprimé qui facilite le réarrangement des grains en lubrifiant les contacts. Une fois la sonde

parvenue à la profondeur désirée, le vibreur est actionné et la sonde retirée progressivement vers la surface. Le resserrement du terrain en profondeur se traduit, à la surface, par un affaissement de forme conique que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport, soit en décapant progressivement les matériaux du site. Après traitement, la plate- forme est réglée et compactée à l'aide d'un rouleau vibrant (figure I.8).

L'espacement et la profondeur des points de compactage dépendent de la charge à appliquer par le futur ouvrage à réaliser ainsi que des caractéristiques géotechniques du terrain. La densité de la maille de traitement est en général choisie en fonction du rayon d'action du vibreur. Compte tenu du manque d'expériences pour ce type de techniques, il est indispensable de réaliser une planche d'essai qui déterminera les dimensions ainsi les espacements des mailles.

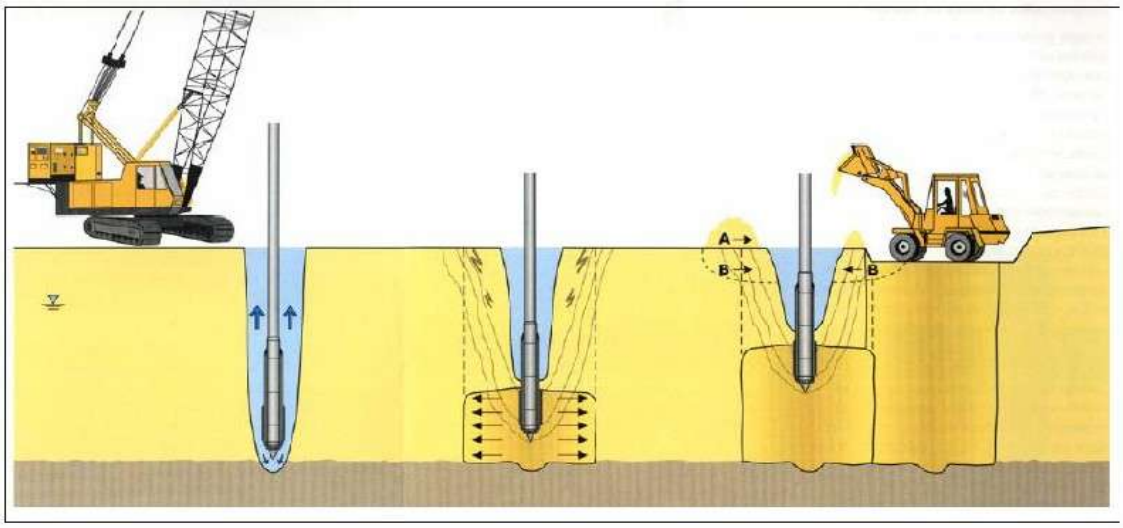


Figure I.8. Les phases de traitement de sol par vibrocompactage.

L'extension du port de la Condamine, à Monaco, à fait l'objet d'un traitement par vibrocompactage (Farht et al., 2006). La mise en place d'une digue semi-flottante de 360 m de longueur, a nécessité

la réalisation d'un terre-plein, d'un hectare environ.Ce terre-plein est constitué par remblaiement,à l'abri de caissons géants, dont les hauteurs vont de 10 m à 30 m (caisson « culée »). La mise en œuvre des caissons et du terre-plein a nécessité les travaux suivants : le dragage des fonds marins médiocres (vases) ; le remblaiement par voie maritime, jusqu'à 30 m de profondeur, soit une hauteur maximale de remblai de 18 m ; le vibrocompactage des remblais ; la pose des caissons préfabriqués ; l'injection solide des terrains en place ; le ballastage solide des caissons.

Les remblais sont constitués d'un matériau en concassé calcaire de granulométrie 20/180 mm. La hauteur maximale du remblai à traiter est de 18 m. La technique de vibrocompactage est normalement utilisée dans des matériaux plus fins : sables, sables et graviers. La planche d'essai contienne les informations suivantes : Fouille remblayée de 10 m x 20 m et 11 m de profondeur, Vibreur avec aiguille d'un poids de 22 KN et un diamètre de 35cm ; remontée par passes de 0,5 m ; maille de traitement triangulaire 3,1 m x 3,1 m.

L'analyse des essais géotechniques réalisés avant et après le traitement montre une augmentation de la résistance de pointe qc donc de la résistance au cisaillement, une amélioration de la compacité des couches (augmentation de la densité relative D), une diminution de la compressibilite (tassements ontratteint 93cm) tableau 1.1 (Farht et al., 2006).

Tableau I.1 Vibrocompactage des remblais du port de la Condamine à Monaco**.**

Résultats des essais avant et après du traitement	Avant	Aprés
Résistance de pointe q_c	2 à 3 MPa	2 à 3 MPa
Densité relative D_r	42 %	76 %
Tassement		93 cm (8,45 %)

Une autre expérience de la vibroflottation a été réalisée aussi sur les terrains gagnés au bord de la mer au port de Djen Djen Jijel jusqu'à une profondeur de 14 m. La nature du sol est sablonneuse, le vibrocompactage concernait également les remblais de TVO mis en oeuvre pour rattraper le niveau des cônes d'affaissement. L'objectif recherché est l'amélioration de la portance et la

réduction du risque de liquéfaction des sables pour implanter un terminal céréalier composé d'un ensemble de silos,(Keller, 2005).

La profondeur de traitement par vibrocompactage des alluvions de Rhin (Dhouib et Liausu, 2005) est de 11 m, de l'examen des profils préssiométriques obtenus avant et après le traitement, il ressort les conclusions suivantes :

- les sables et graviers initialement lâches ont été améliorés jusqu'à atteindre des rapports des modules préssiométriques de 3 à 10 et des pressions limites de 3 à 6 par rapport aux valeurs initiales (Figure I.9).
- les sables et graviers plus ou moins compacts avant les travaux de vibro compactage, subissent une moyenne densification puisque l'amélioration fluctue entre 1,5 et 3 pour les modules préssiométriques et entre 1,5 et 2,5/ 3 pour les pressions limites.
- Les opérations de vibrocompactage conduisent à une nette homogénéisation des alluvions grossières et leur confère une excellente tenue mécanique permettant ainsi de passer d'une faible portance à une bonne portance.

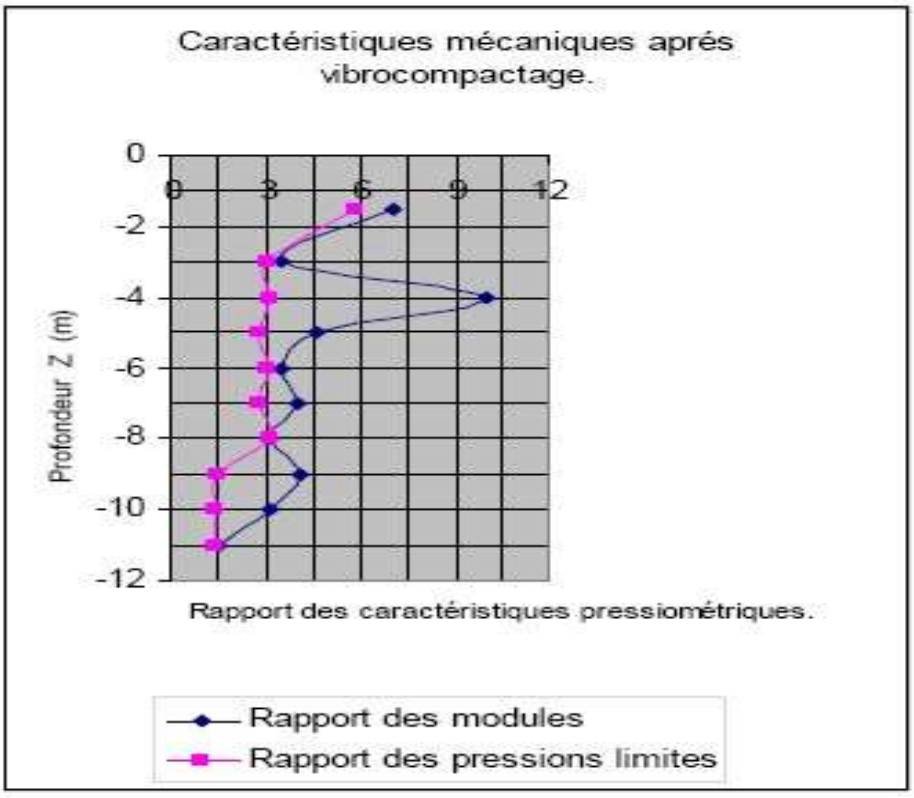


Figure I.9. Vibrocompactage des Alluvions de Rhin.

I.2.5. Compactage statique

Le compactage statique appelé aussi compactage horizontal statique (CHS) a été mis en œuvre pour la première fois aux Etats-Unis dans les années 50. Il trouve une diffusion croissante en Europe dans les années 90. Son principe consiste à injecter dans le sol un mortier d'une consistance raide à plastique sous haute pression (7-11MPa), le terrain environnant se trouve donc comprimé autour de l'inclusion et la compacité augmente (figure I.10).Contrairement à d'autres procédés d'injection, le mortier ne pénètre pas dans les vides interstitiels. Les inclusions crées suite au traitement sont des colonnes constituées de chapelet de bulbes de forme sphérique pour des hauteurs de passes réduites et cylindrique pour des hauteurs de passes plus importantes.

Cette technique est utilisée pour la reprise en sous œuvre, par exemple pour rétablir la capacité portante du sol sous des fondations existantes suite à une augmentation des charges ou de tassements constatés. Le compactage statique est aussi utilisé pour le comblement de mines abandonnées, traitement des terrains karstiques, densification de sols à porosités élevées par exemple les remblais non consolidés. Le CHS s'effectue par un maillage (figure I.11) fixé empiriquement. La maille dépend de la nature de sol, des paramètres d'incorporation (débit, pression), et de la profondeur du traitement (document Keller). Afin d'assurer une répartition homogène du compactage, on commence par un maillage primaire assez large. Ensuite, des colonnes secondaires en intermaille permettant d'arriver au compactage optimal (figure I.12) (document Keller).

Le CHS peut être mis en œuvre pour l'amélioration des sols grenus, particulièrement lorsque ceux-ci sont lâches à moyennement denses. Le procédé s'utilise aussi dans des sols fins (argiles, limon,…), dans ce cas, un système de drainage doit accompagner le traitement à cause de pressions interstitielles survenues qui peuvent mettre plusieurs jours pour se dissiper (document Keller).

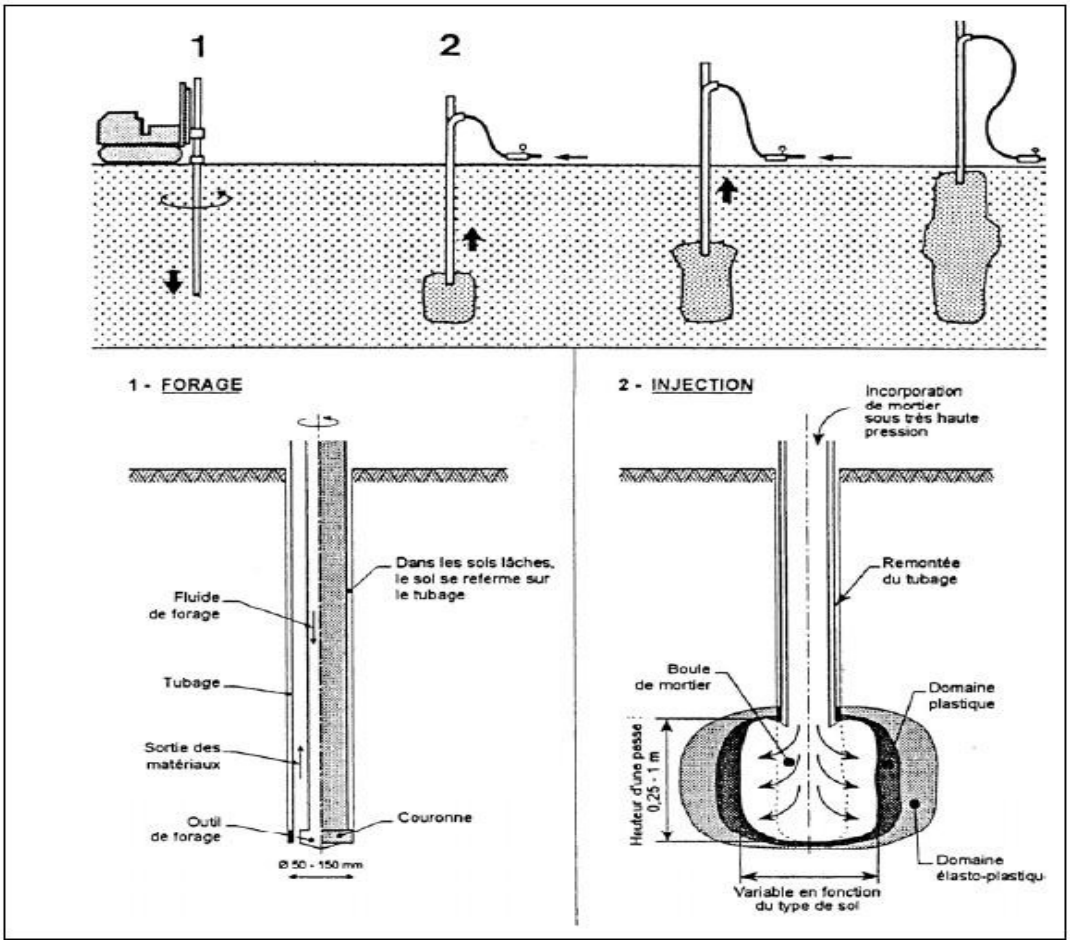


Figure I.10. Les étapes de mise en œuvre de la CHS.

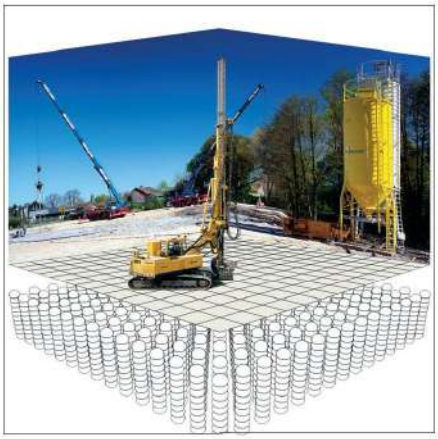


Figure I.11. Maillage du traitement.

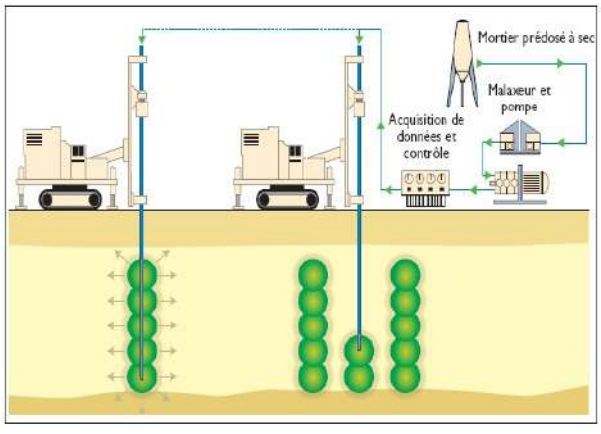


Figure I.12. Les colonnes secondaires en intermaille.

I.2.6. Jet Grouting

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

Le traitement se déroule ainsi (figure I.13) (document Keller) :

1-Le forage : Des tiges de forage équipées avec un porte-buses de jet et un taillant sont utilisées pour forer le trou jusqu'à la profondeur requise. En général, le coulis est utilisé comme fluide de forage pour stabiliser les parois.

2- Jet : La déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément. L'excédent du mélange eau/sol/ciment est évacué à la surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi.

3- L'injection : un coulis de ciment est injecté sous pression simultanément à l'érosion du sol. Les turbulences créées par la technique du Jet résultent en un mélange uniforme du coulis avec le sol dans la zone de traitement.

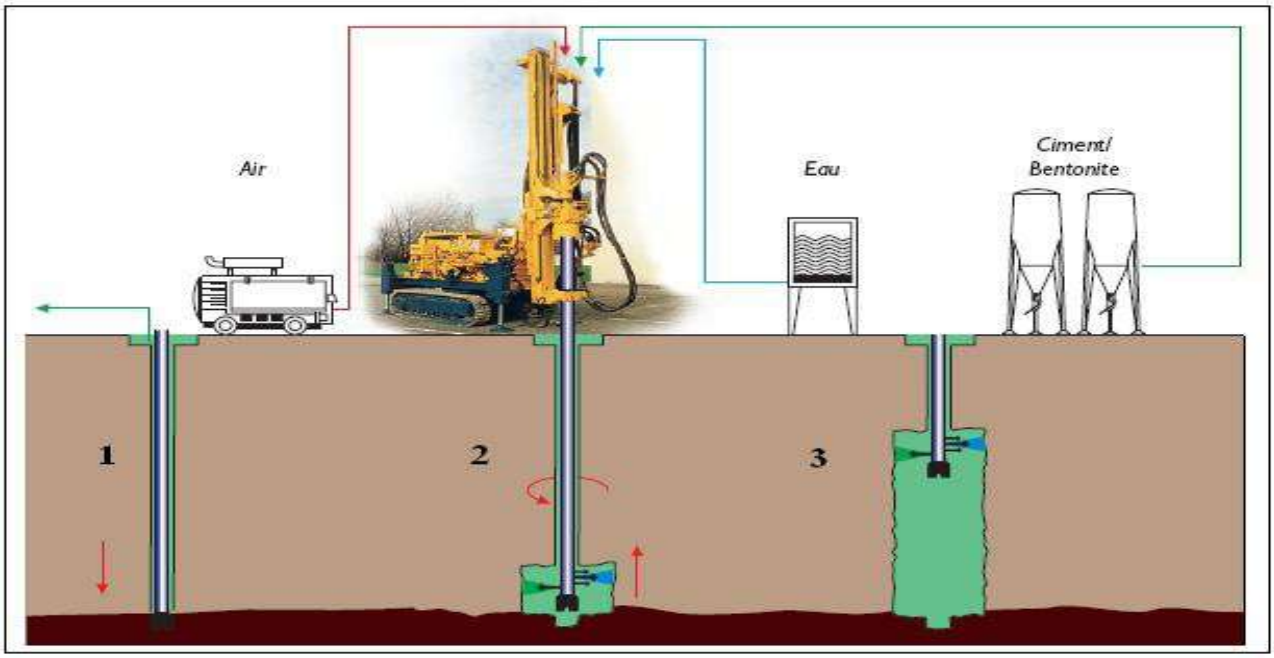


Figure 1.13. Les étapes de mise en œuvre de Jet Grouting.

I.2.6.1. Jet simple

Dans ce procédé, le fluide du jet est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de déstructuration, extraction et incorporation. Une partie importante de l'énergie cinétique du jet est dissipée par frottement dans le terrain mis en suspension et les rejets formés deviennent parfois trop visqueux pour remonter librement jusqu'en tête de forage (figure I.14-a). Le jet simple est utilisé pour des petites à moyennes colonnes de jet grouting.

I.2.6.2. Jet double

Si on protège le jet de coulis à très grande vitesse par un jet d'air, le rayon d'action du jet en face du même terrain se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant. Dans le procédé jet double, le rôle de l'air est d'améliorer les possibilités d'extraction du terrain en place par le phénomène d'air lift (Figure I.14-b). Le jet double est principalement utilisé pour des blindages de fouilles, reprises en sous-œuvre et bouchons étanches.

I.2.6.3. Jet triple

Dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression (quelques MPa) par une buse inférieure (figure I.14-c-). Le procédé Triple est utilisé pour les projets de reprise en sous-œuvre, voiles étanches et bouchons étanches.

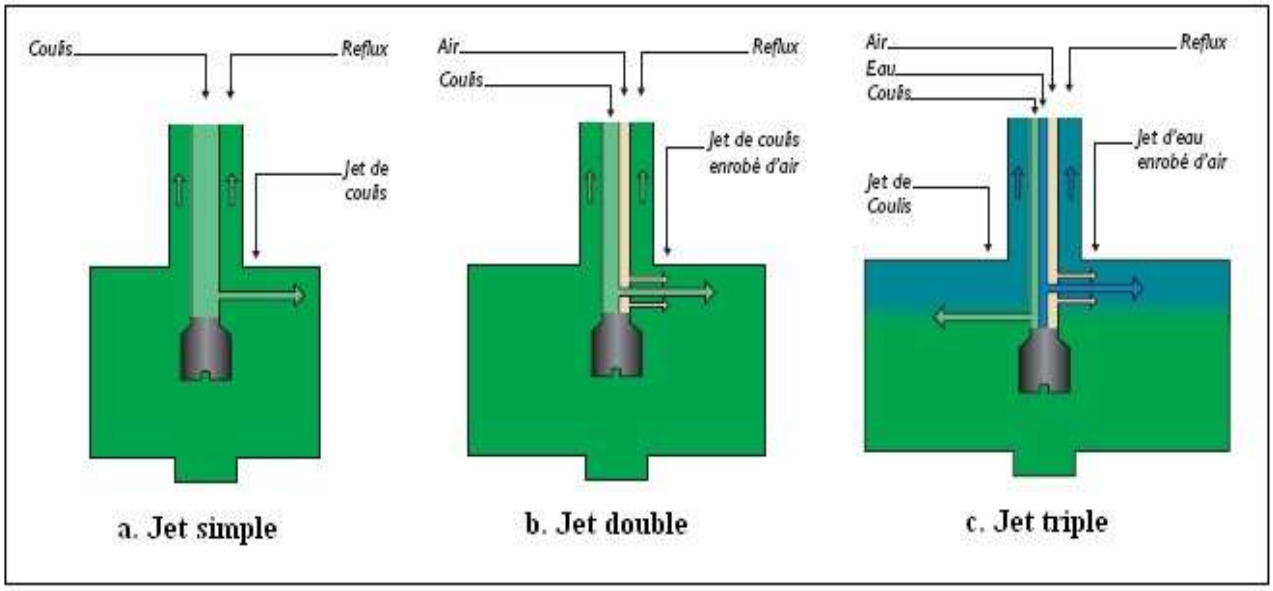


Figure I.14. Les différents procédés du jet grouting.

I.2.7. Colonnes de sols traitées à la chaux

On sait que depuis longtemps que si on mélange le sol avec une quantité de chaux, on obtient un mélange avec des caractéristiques mécanique supérieur à celles du sol non traité. Au début, cette technique a été utilisée pour traiter les couches d'assises des chaussées. Aujourd'hui, elle est utilisée pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols en profondeur.

La technique passe par trois étapes principales (Cartier et al., 1986) :

- Décomposition du terrain par la rotation de la double tarière jusqu'à la profondeur arrêtée.
- Injection et mélange du liant par le mouvement inverse des tarières permettant une homogénéisation du traitement.
- Compactage de la colonne par passes successives par l'application d'une force sur l'outil.

Les essais sur éprouvettes confectionnées en laboratoire par un traitement d'un limon très plastique (WL=59, IP = 18) avec de la chaux et du ciment à des pourcentages variables de 6% à 12 % ont mis en évidence que les traitements à 8% de chaux et 10 % de ciment offrent une meilleure résistance à partir de 28 jours d'âge, (Cartier et al., 1986). Les différents essais effectués ont confirmé que l'amélioration apportée par les coulis mixtes chaux –ciment est tout à fait satisfaisante. C'est en fait l'action de la chaux qui, à long terme favorise la formation de composés issus de réactions pouzzolaniques, composés qui relient les particules attaquées et créent une texture d'ensemble.

Cette technique s'inscrit dans la catégorie des procédés de renforcement essentiellement destinés aux dépôts de sols fins compressibles. Le schéma des opérations de réalisation est représenté dans la figure suivante (figure I.15).

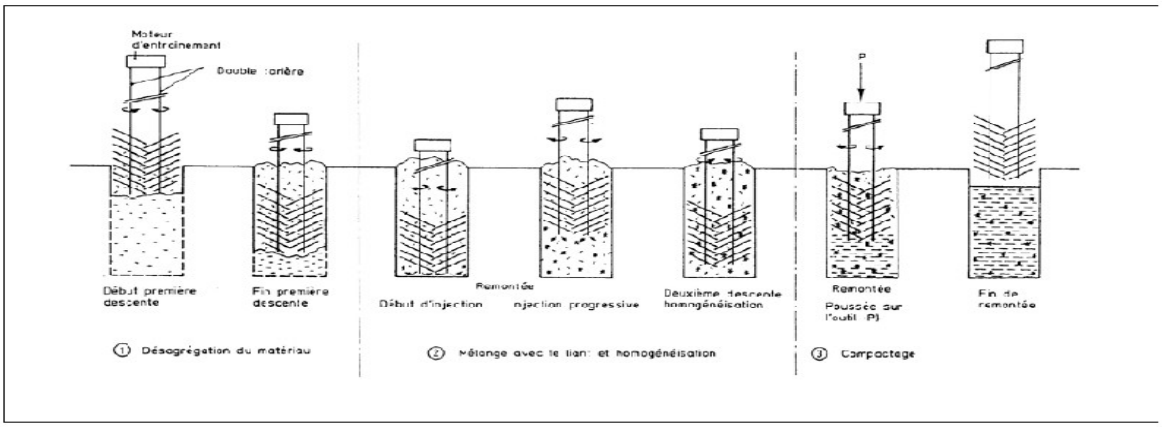


Figure I.15 Schéma des opérations de réalisation des colonnes de sol traité ; (Cartier et al., 1986).

I.2.8. Compactage en profondeur par l'explosif

Ce procédé consiste à mettre dans le sol à traiter des explosifs qui ont comme effet la création d'une cavité ce qui compacte le sol environnant.

La technique passe par deux étapes essentielles:

- Un forage de 75 à 80mm de diamètre est réalisé jusqu'à la profondeur de compactage prévu.
- On introduit dans le sol une charge répartie constituée de cartouches reliées en chaine. L'espacement entre les cartouches est calculé tel que l'intersection des sphères d'actions des cartouches crée une pression uniforme tout en long du forage ; on obtient alors une cavité de forme plus ou moins cylindrique.

Les sols pouvant être traités par ce type de procédé sont les sols granulaire (sable, enrochements), et les sols cohérents (argiles, vases,…) (Arquie et Morel, 1988).

Dans le cas où le sol à consolider est surmonté d'une couche de sable, ce matériau pénètre dans la cavité de forme cylindrique provoquée par l'explosion, formant ainsi un pieu de sable qui facilite le drainage du sol (figure I.16).

Cette méthode n'est pas utilisable dans les sites urbains et elle ne traite pas les sols en surface (2 à 3m).

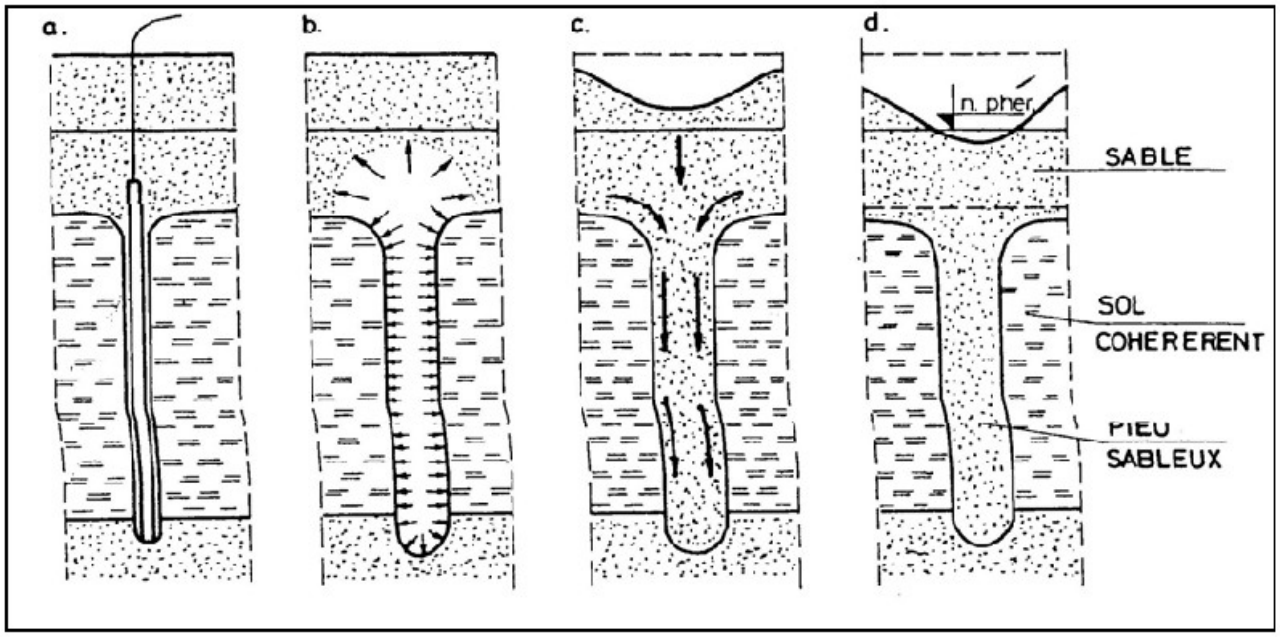


Figure I.16. Phases de formation d'un pieu de sable au moyen d'une explosion. (Arquie et Morel, 1988).

I.3. Conclusion

Ce présent chapitre nous a montré que les techniques de traitement des sols instables sont très vastes, chaque méthode à son domaine d'application approprié.

L'expérience acquise dans ce domaine nous a permis de conclure que lorsque le sol à traiter est composé des matériaux sablo- graveleux plus ou moins fins, il est possible de procéder à des compactages dynamique, statique ou par vibration radiale (vibroflottation ou vibrocompactage), ou d'effectuer des colonnes de mortier sol- ciment (Jet- Grouting). Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrique des sols fins à très fins, la technique de colonnes ballastées est bien adaptée. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, renfermant des matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne au refoulement (expansion latérale de la colonne ballastée), dans ce cas, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas nécessaire. Dans le cas des sols organiques caractérisés par des teneurs élevées en eau naturelle, une solution de colonnes chaux - ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptée ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible cette technique peut être employée par voie humide.

Chapitre II

Traitement des sols par colonnes ballastées

II.1. Introduction

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraine un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques du sol 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 ;
- 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 crées lors d'un séisme peuvent être dissipés avec plus ou moins d'efficacité selon le maillage des colonnes.

II.2. Techniques de mise en œuvre

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

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- Par voie humide ;
- Par voie sèche.

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

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

II.2.1. Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro replacement) consiste à : Réaliser un forage par auto-fonçage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;

- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable ;
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

La figure1.2 présente les phases successives de réalisation de la colonne ballastées par voie humide.

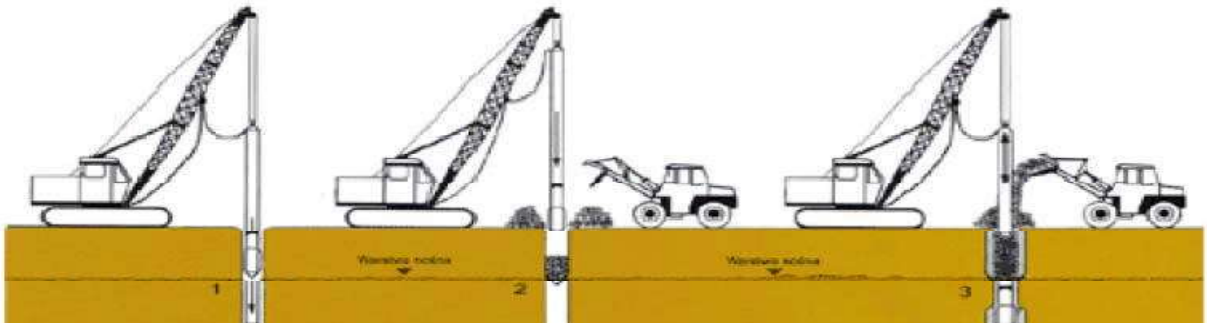


Figure II.1 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (document hydraulik services)

II.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche

Les étapes d'exécution des colonnes par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement (vibro displacement) sont les suivantes :

- Auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mat ;
- Compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.

La figure II.2 illustre les phases successives de la mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.

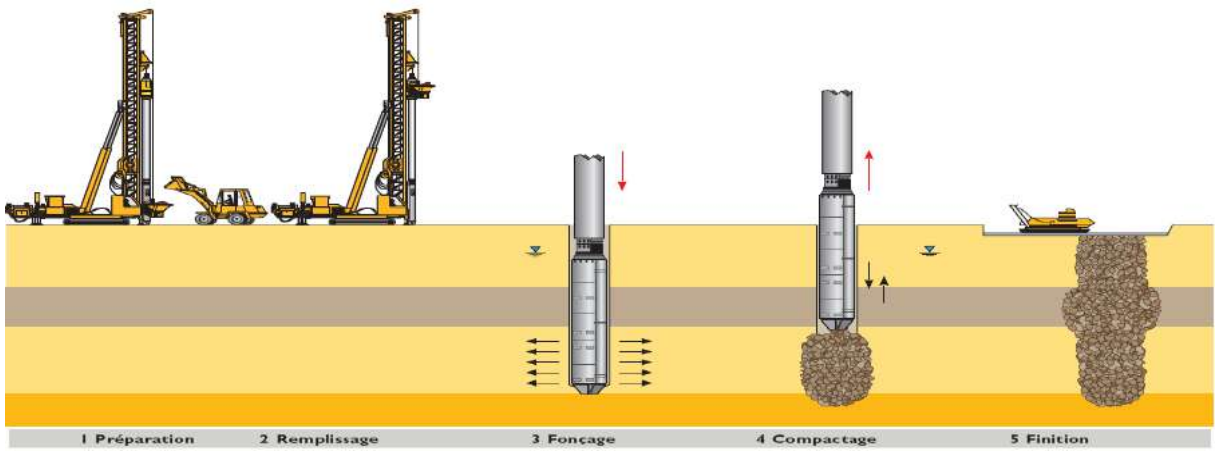


Figure II.2 mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche(document keller)

II.2.3 Colonnes ballastées pilonnées

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

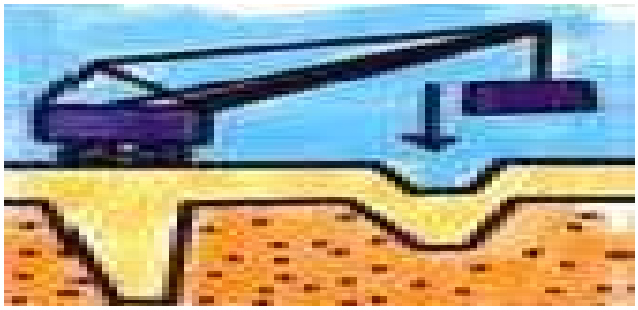


Figure II.3 Principe de réalisation des plots ballastés (document de Ménard sol- traitement)

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



Figure II.4 Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés(document de Ménard sol traitement)

Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une pré excavation qui 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 : figure (II.5)

- Création d'une plate-forme de travail en ballast ;
- 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 ;
- Après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- Reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable.

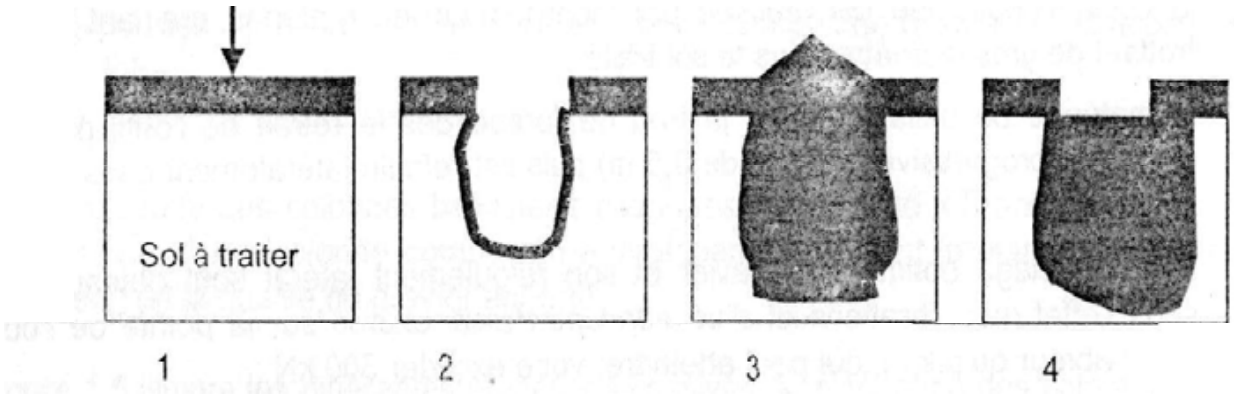


Figure II.5 Mise en œuvre des plots ballastés

Les plots ballastés présentent l'avantage d'être réalisée en gros diamètre, de 1.5 m (gambin, 1984) à 4m (Liausu,1984), ce qui permet d'y asseoir, des structures transmettant des charges importantes.



Figure II.6 Plot ballasté avant remblaiement type (document de g.t.s)

II.3. Domaines d'application

II.3.1. L'ouvrage

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

- Remblai routiers, ferroviaires ;
- Bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des Bâtiments industriels comme des bureaux hangars, zone de production, silos, réservoirs, stations de traitement des eaux usées (bacs décantation, installations annexes) ;
- Pistes d'aéroport ;
- Stabilisation des talus.

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

- Fondations souples ;
- Fondations Rigides.

II.3.2 Sols concernés

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

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

Tableau II-1 Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols (étreinte latérale) (DHOUIB - colonnes ballastées)

sols	Faisabilité	étreinte latérale				remarques
		P1(KPa)	q_c(MPa)	Nspt (coups)	Cu (KPa) (2)	
Argile	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Limon	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Sable fin lâche	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organiques	Non (3)	-	-	-	-	-
Remblai inerte	Oui (4)	200-500	1.6-1.6	-	-	Matériau évolutif
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

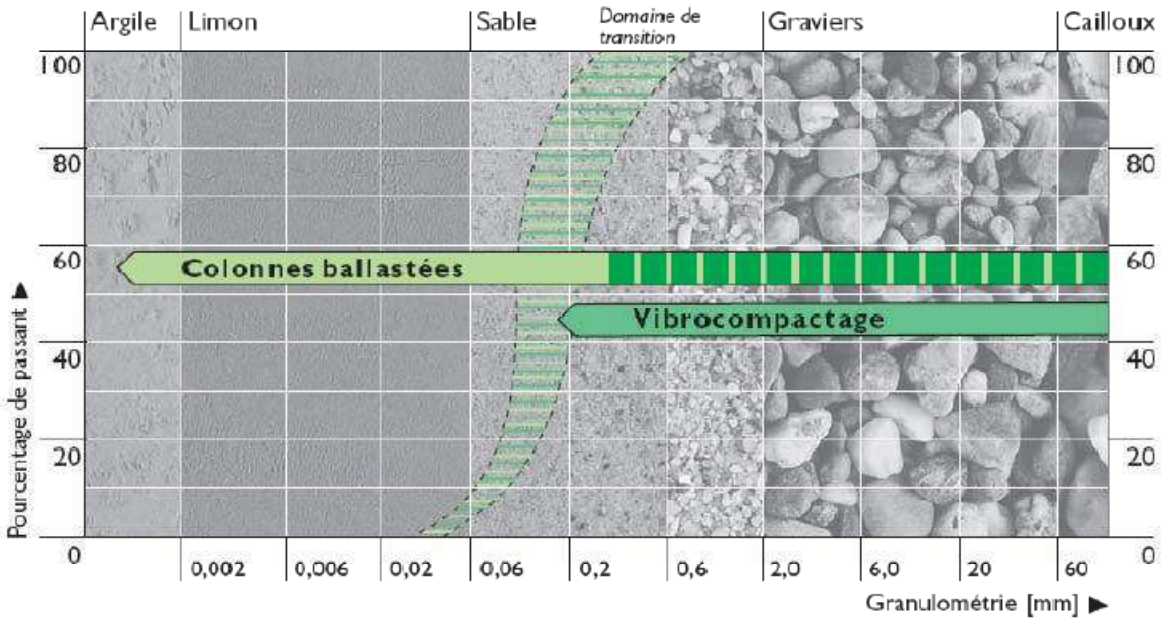


Figure II.7 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (document keller)

II.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées

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

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

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

(*)Un remblai exceptionnel de 25m de hauteur a été édifié sur des argiles consistantes (ca de 40 à 120KPa) traitées par colonnes ballastées sur la future ligne du TGV Est Européen en France (Hassen, 2003)

II.4. Caractéristiques des colonnes ballastées

a) La longueur

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

b) Le diamètre

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

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

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

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

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

c) **Le maillage**

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

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

II.5. Les colonnes ballastées en zone sismique :

Dans les zones sismiques, les colonnes ballastées permettent d'atténuer l'incidence de l'action sismique, car la contrainte de cisaillement induite par le séisme est répartie entre le sol et la colonne. Ainsi, elles permettent de réduire le risque de liquéfaction du sol par l'effet drainant du ballast permettant de dissiper les surpressions interstitielles. (Dhouib et Blondeau, 2005).

Selon les recommandations des règles PS 92, sont considérés comme potentiellement liquéfiables, les sols sableux lâches ayant les caractéristiques suivantes, (Dhouib et Blondeau, 2005 ; Demay et Sargentoni, 2007) :

- Degré de saturation (Sr) voisin de 100 %,
- Coefficient d'uniformité de Hazen CU = d60 / d10 inférieur à 15,
- Diamètre à 50 % de passants (D50) compris entre 50 µ m et 1,5 mm,
- Sols soumis à une contrainte effective verticale (σ'v) inférieure à 0,3 M Pa en l'état final du projet.

En outre, les sols argileux sont considérés comme liquéfiables lorsqu'ils présentent les caractéristiques suivantes, (Demay et Sargentoni, 2007) :

- Diamètre à 15 % d15 > 5 µ m ;
- Limite de liquidité < 35 % ;
- Teneur en eau supérieure à 0,9 fois la limite de liquidité WL.

A ce jour, il n'existe pas de méthodes suffisamment développées et bien connues pour étudier le comportement des colonnes ballastées en zones sismiques. Les recommandations COPREC 2004, donnent des dispositions particulières dans des zones liquéfiables ; le taux de substitution minimale est augmenté pour améliorer la densité relative et la résistance au cisaillement ; la disposition des rangés des colonnes ballastées sont débordées sur une largeur de débord égale à la moitié de la profondeur de la base de la couche sensible au séisme. L'épaisseur du matelas de répartition granulaire est au minimum égale à 60 cm entre sous-face des radiers ou dallages et tête de colonnes, pour faciliter la dissipation des pressions interstitielles.

II.6. Les colonnes ballastées isolées chargées en tête :

Le dimensionnement des colonnes ballastées nécessitent une connaissance parfaite des caractéristiques géotechniques du sol, du matériel de mise en œuvre, et des charges transmises par l'ouvrage. Les paramètres usuels concernant les colonnes entrant dans les calculs sont représentés dans le tableau II.3 : (COPREC, 2004).

Tableau II.3 Valeurs des paramètres usuels des colonnes ballastées entrant dans les calculs. (COPREC, 2004)

Diamètre	D_C = 0.1 à 1.2 m
Module d'Young	E_C = 60 MPa
Angle de frottement	φ_c = 38 ° pour matériau roulé φ_c = 40 ° pour matériau cancassé
Coefficient de Poisson	ν_c = 1/3
Poids volumique du matériau	γ_c = 21 KN/m^3

II.6.1. Mode de rupture :

Le calcul de la contrainte de rupture des colonnes isolées chargées en tête est fonction des schémas de ruptures possibles suivants (figure II.8.a-b-c) : (Datye, 1982)

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

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

c- Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes),

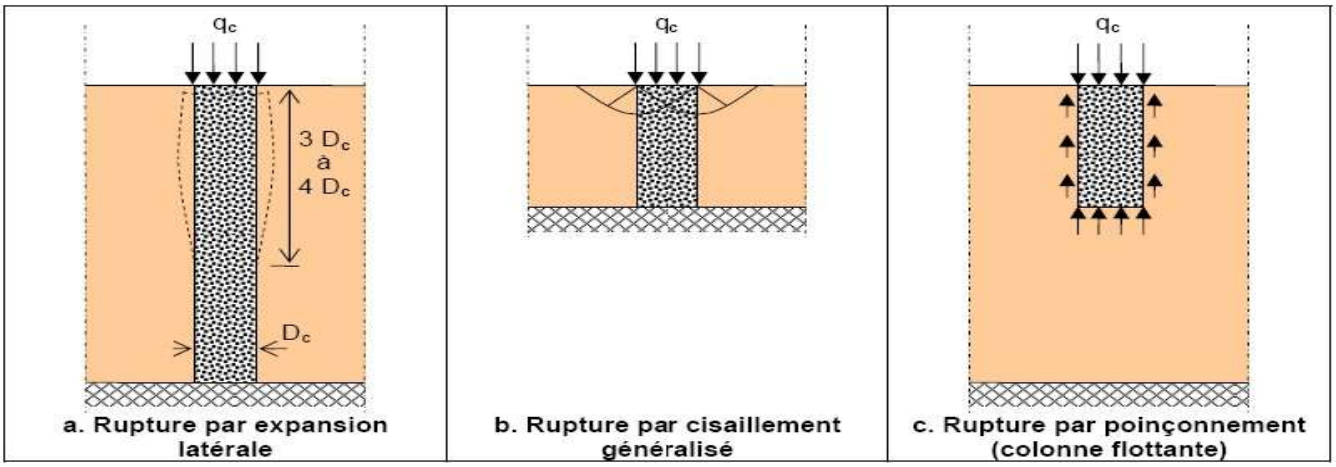


Figure II.8 Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargé en tête. (Datye, 1982)

II.6.1.1. Rupture par expansion latérale :

L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette composé du même matériau granulaire soumise à un effort axial qc du à la charge de la fondation est une contrainte de confinement p égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol ambiant (figure II.9). Vu les conditions de drainage du ballast, la colonne est considéré en état de rupture triaxial drainée. (Greenwood, 1970).

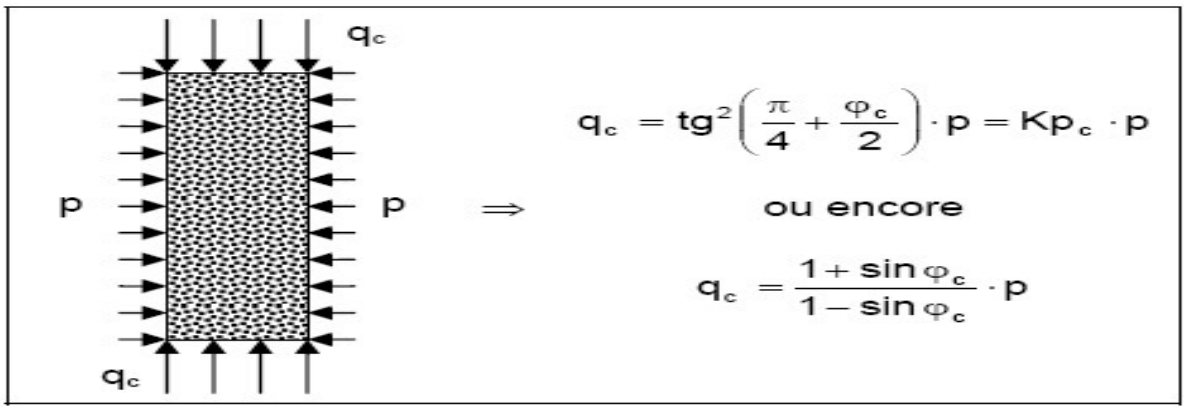


Figure II.9 Analogie de la colonne ballastée avec l'éprouvette triaxiale.

Par l'analogie avec une sonde pressiométrique, l'étreinte latérale p peut être exprimée sous la forme : $p=p_1-u$ (2.1)

Avec :

p : Pression limite nette du sol environnant

u : Pression interstitielle à la périphérique de la colonne

Le tableau (II.4) donne une récapitulation des approches faites pour le calcul de la pression interstitielle u.

Tableau II.4 Valeurs de la pression interstitielle.

U	Auteurs	Remarque
u = u0	Ghionna et Jamiolkowski (1981)	u0 : pression hydrostatique régnant avant traitement
u = 0	Greenwood et Kirsch (1983)	Revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant

La pression limite nette peut être estimée par l'expression suivante :

$$P_1 = \left(\sigma'_{h,0} + u_0\right) + k.c_u \quad (2.2)$$

Avec :

$\sigma'_{h,0}$: Contrainte effective horizontale dans le sol avant le traitement

c_u : Résistance au cisaillement non drainé du sol

k : Coefficient multiplicateur

Le tableau (II.5) donne la valeur de k selon différents auteurs :

Tableau II.5 Valeur du coefficient multiplicateur k.

Expression de k	Auteurs	Remarque
$K=1+\ln\frac{E_S}{2.(1+\nu_S).C_u}$	Wroth et Hughes (1)	(1) k=4 : valeur conseillée au vu d'essais drainés réalisés avec un pressiomètre autoforeur de Cambrigde
$K=1+\ln I_r$ $I_r=\frac{E_{sol}}{3.C_u}$ (1)	Ghionna et Jamiolkowski (1981)(2)	(1) Ir : indice de rigidité pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée (2) Es : Estimation à partir d'essai in situ au pressiomètre autoforeur

II.6.1.2 Rupture par cisaillement généralisé

La rupture de la colonne ballastée par cisaillement généralisé doit être vérifiée pour les colonnes courtes. Brauns (1978) a introduit une hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle avec l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur h.

La contrainte verticale limite q_c en tête de la colonne est donnée sur la figure (II.10) suivante :

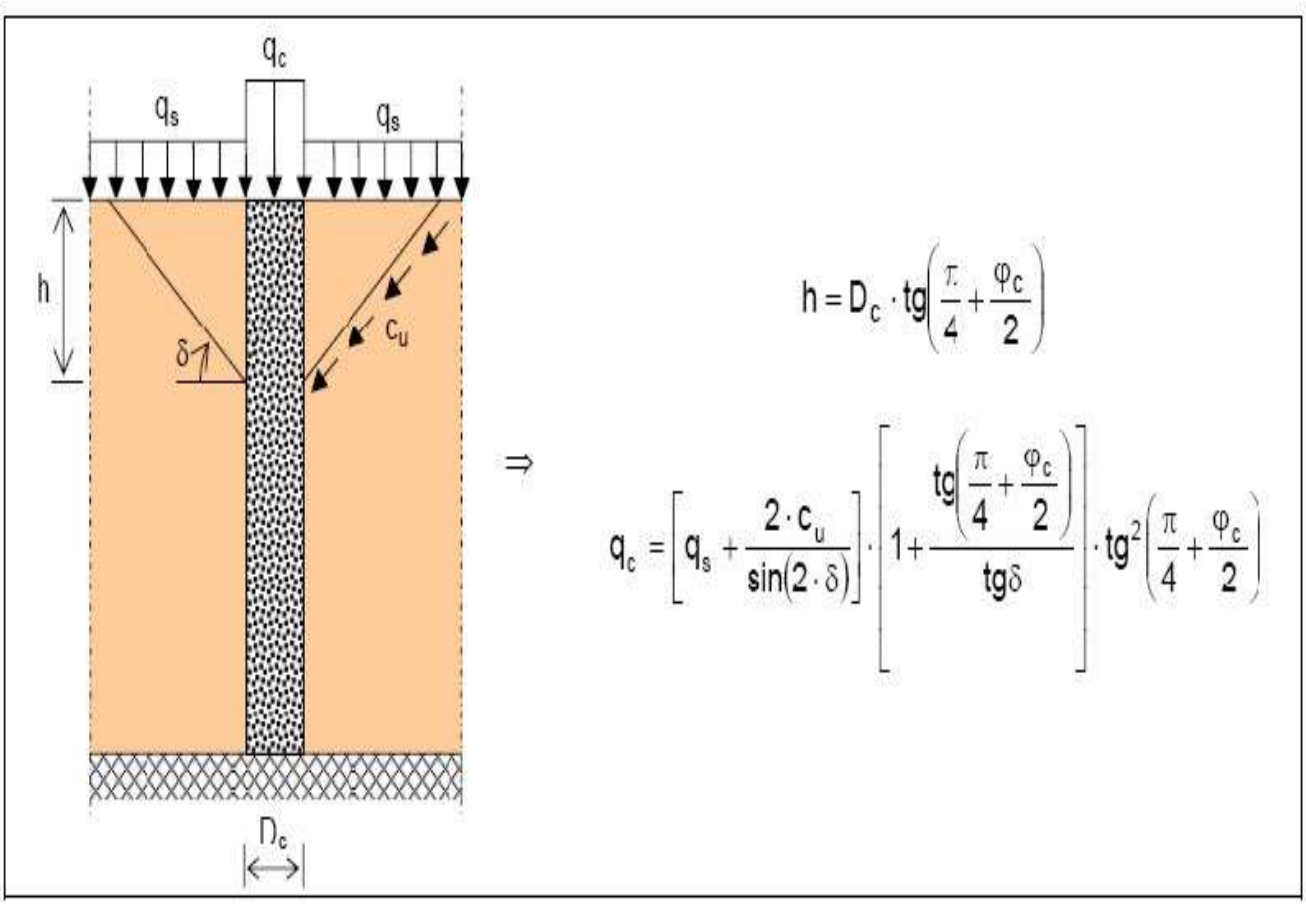


Figure II.10 Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé. (Brauns, 1978)

II.6.1.3 Rupture par poinçonnement :

La rupture par poinçonnement concernent les colonnes flottantes, la rupture aura lieu lorsque la résistance de pointe de la colonne ne peut pas équilibrer l'effort axial q_c transmis par la colonne.

La figure (II.11) illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution de la contrainte verticale dans la colonne en fonction de la profondeur z. (Brauns, 1980).

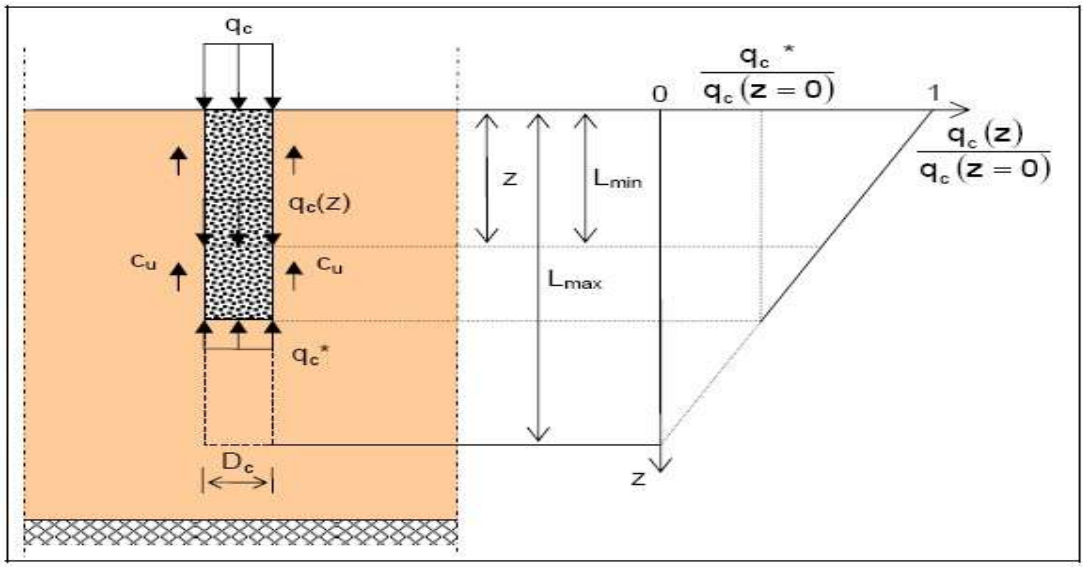


Figure II.11 Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée. (Brauns, 1980)

Par l'application des règles classique de calculs des pieux (Hughes et al., 1975), l'équilibre d'un tronçon de la colonne pesante d'épaisseur fini dz conduit à la relation suivante :

$$q_c\,(z) = q_c + z\,(\gamma_c - 4c_u/D_c) \qquad (2.3)$$

Cette formule permet de calculer la longueur minimale L_{min} pour éviter le poinçonnement de la colonne, $q_c(L_{min})$ ne doit pas dépasser une contrainte limite q_c en pointe, la valeur usuelle pour les pieux est de $9c_u$, en négligeant le poids volumique du ballast, on abouti à la l'expression suivante :

$$L_{min} = 1/4.\ D_c\ .\ (\ q_c\ /c_u\ -9) \qquad (2.4)$$

Le traitement devient inutile lorsque $q_c\ (L_{max})$=0, l'expression de L_{max}est donnée par :

$$L_{max} = 1/4.\ D_c\ .\ (\ q_c\ /c_u\ ) \qquad (2.5)$$

La longueur L_c de la colonne doit finalement satisfaire la condition : $L_{min}<L_c<L_{max}$.

II.6.2. Contrainte admissible de calcul aux états limites : (COPREC, 2004)

La contrainte admissible de calcul à l'état limite ultime (q_{aELU}), correspond à l'application d'un coefficient de sécurité de 1.5 sur la contrainte verticale de rupture q_c.

$$q_{aELU} = q_c/1.5 \qquad (2.6)$$

Avec : q_c= min (q_c de rupture par expansion latérale, q_c de rupture par poinçonnement).

La contrainte admissible de calcul à l'état limite de service est la plus petite des valeurs : 0.8Mpa (valeur plafonnée par la DTU 13.2) et la contrainte verticale de rupture q_c réduite par un coefficient réducteur égale à 2.

q_a ELS= min (0.8 MPa, q_c /2) (2.7)

II.7. Les réseaux de colonnes ballastées :

II.7.1. Principe de la cellule unitaire :

Sous des charges réparties apportées par des ouvrages de grandes dimensions (figure II.11.a-b), On peut assimiler les colonnes situées à l'intérieur du maillage à une colonne isolée sous charge verticale. Cette colonne est appelée **cellule unitaire** (figure II.12-c). (Ghionna et al. 1981).

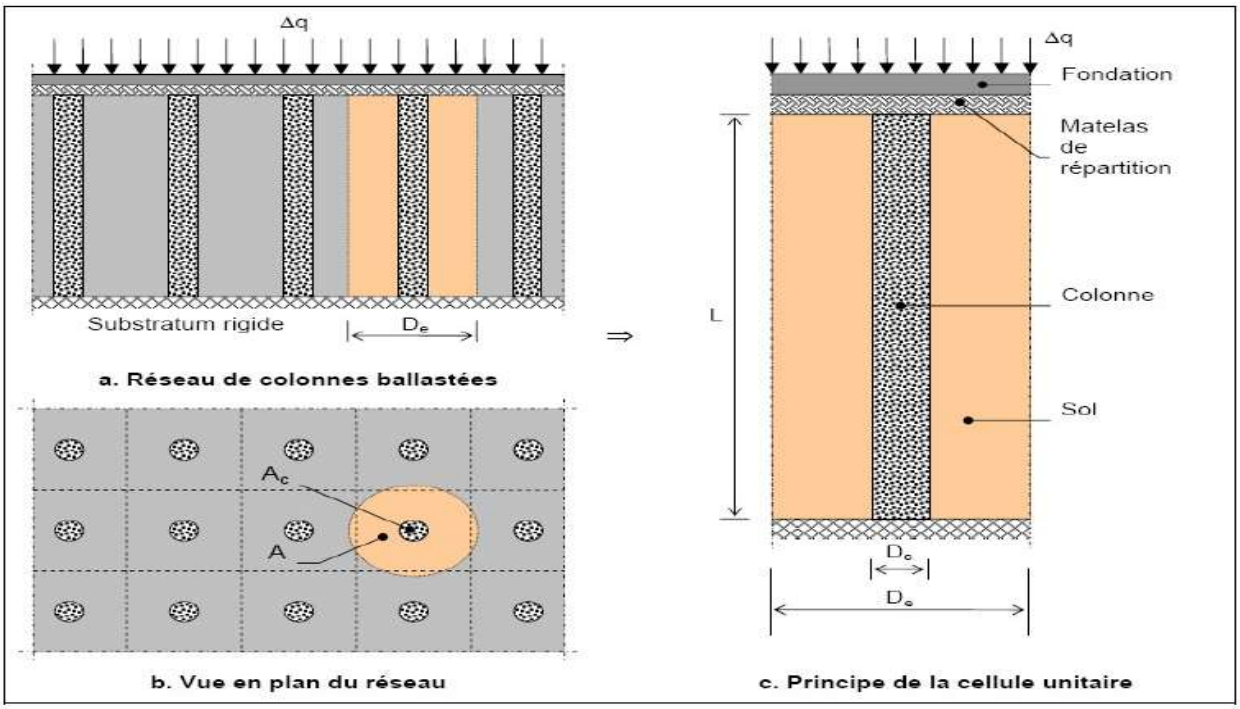


Figure II.12 Principe de la cellule unitaire dans un réseau de colonnes ballastées.

II.7.2. Disposition des colonnes ballastées :

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées selon un maillage triangulaire, un maillage carré, ou selon un maillage hexagonale.

Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes cylindriques), les zones d'influences des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents. (Balaam et poulos, 1983)

La figure (II.13) illustre les différentes dispositions des colonnes ainsi que les diamètres des domaines équivalents.

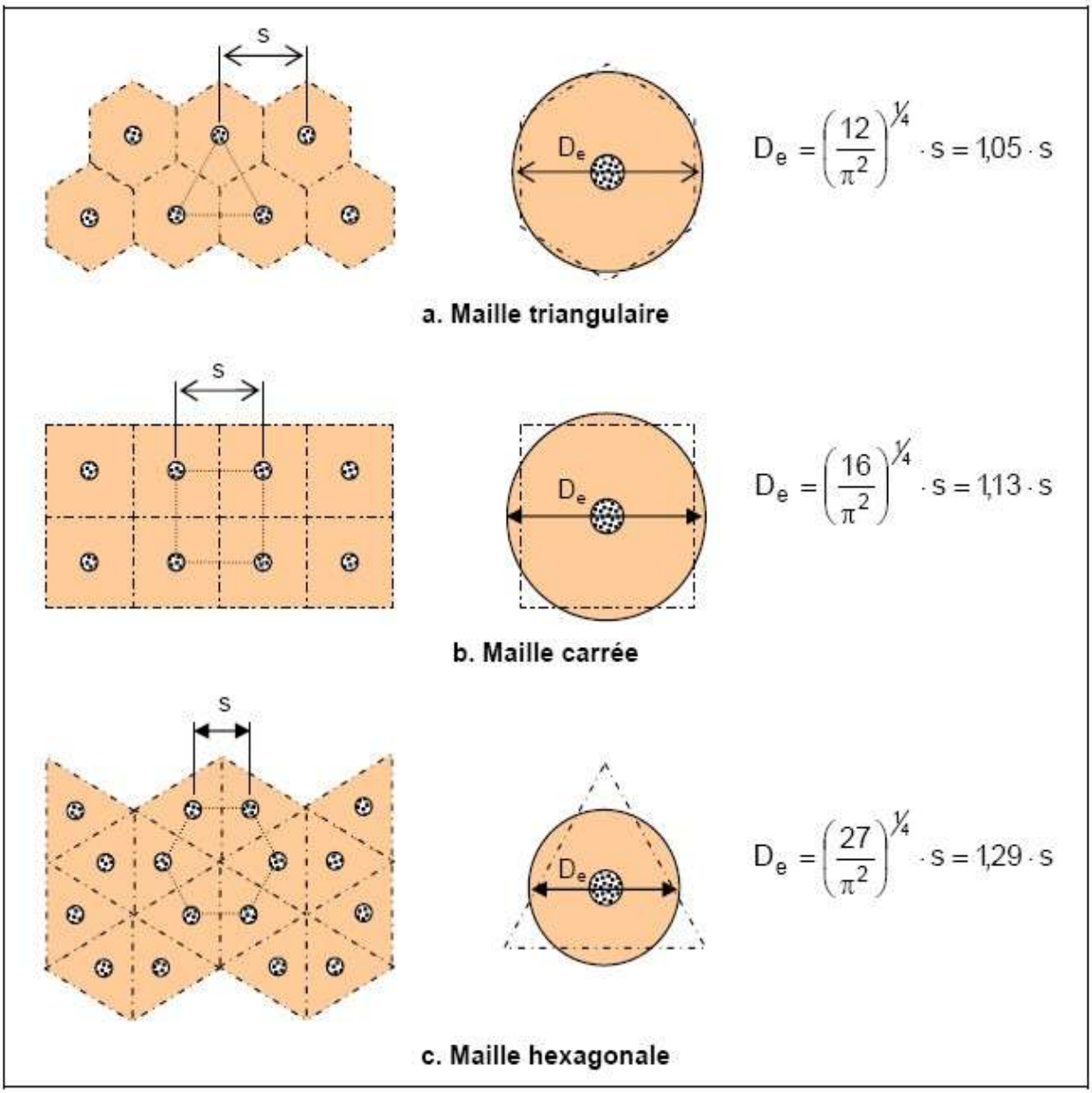


Figure II.13 Les dispositions des colonnes ballastées - diamètres des domaines d'influences équivalents. (Balaam et poulos, 1983)

II.7.3. Définition de taux d'incorporation :

Le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mise en place par voie sèche) ou le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mise en place par voie humide) est le rapport entre l'aire de la colonne sur l'aire du domaine d'influence. Le tableau (II.6) suivant donne les différentes aires de la cellule élémentaire.

Tableau II.6 Définition des aires et du taux d'incorporation

désignation	Expression
Aire de la cellule élémentaire	A= π. De^2/4
Aire de la colonne	A= π. Dc^2/4
Aire du sol	As= A- A_c
Taux d'incorporation	a= A_c/A

.

II.7.4. Rapport de concentration des contraintes :

Les colonnes ballastées ont une résistance et un module de déformation plus important que le sol, il en résulte un transfert de charge Δ_q appliqué par la fondation vers la colonne. La charge sur la colonne Δ_{qc} augmente alors que celle du sol Δ_{qs} diminue.

La figure (II.14) montre le mécanisme de transfert de charge.

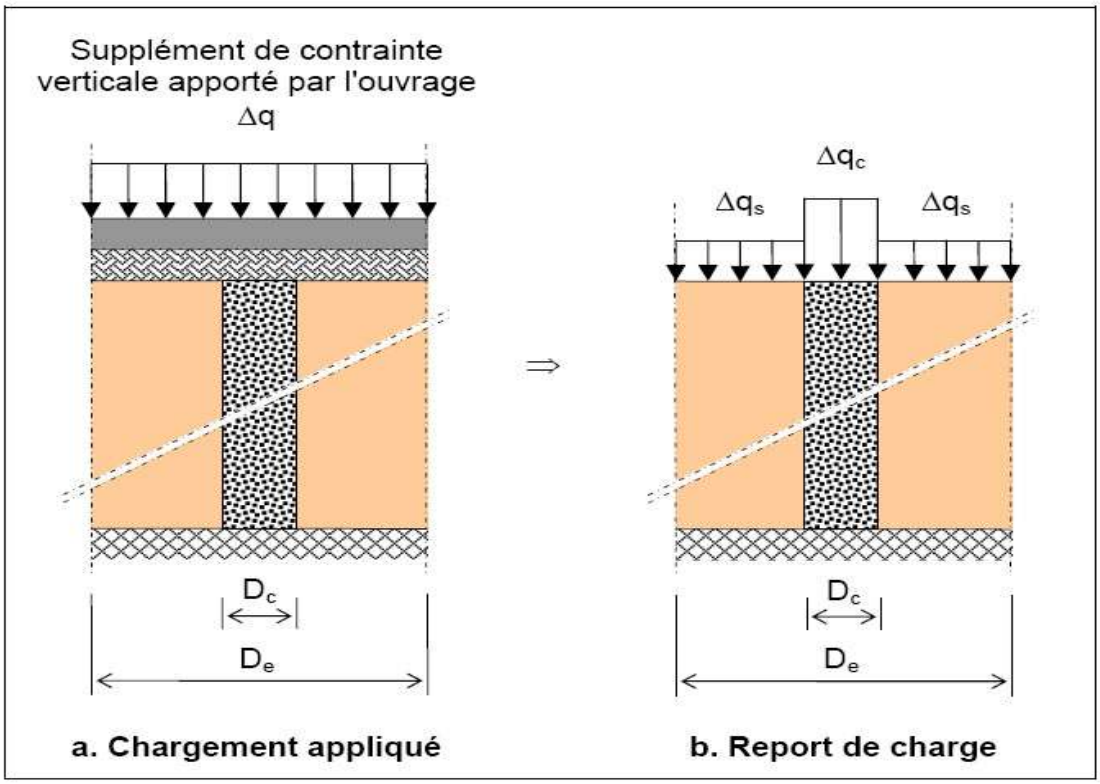


Figure II.14 Mécanisme de transfert de charge.

La relation entre la contrainte appliquée sur la cellule élémentaire Δ_q et celle appliquée sur la colonne Δ_{qc} et la contrainte sur le sol Δ_{qs} est donnée par la relation suivante :

$$\Delta_q . A = \Delta_{qc} . A_c + \Delta_{qs} . A_s \quad (2.8)$$

Le rapport de concentration des contraintes noté n est donné par la formule suivante :

$$\eta = \Delta_{qc} / \Delta_{qs} \quad (2.9)$$

La concentration des contraintes sur la colonne n'est pas immédiate mais elle se développe au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire qui correspond à l'évacuation de l'eau du à l'effet drainant du ballast.

Le modèle réel correspond à l'état final de transfert de charge, c'est-à-dire la stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol ($n=n_{max}$).

La valeur de n_{max} se diffère selon le type de fondation. Dans le cas des fondations souples (remblais, dallages, radiers souples), la valeur de n_{max}est moins accentuée que dans le cas des fondations rigides (radiers rigides, semelles). La valeur usuelle de n_{max} est généralement comprise entre 2 et 5. (Dhouib et Blondeau, 2005)

Dans le cas particulier d'une fondation rigide, les tassements en tête de la colonne qui possède un module de déformation élastique E_c, et les tassements en tête du sol de module de déformation élastique Es sont égaux. A cet effet, le rapport de concentration des contraintes n est égal au rapport des deux modules de déformations. (Dhouib et Blondeau, 2005)

$$\eta = E_c / E_s \quad (2.10)$$

II.7.5. Facteur de réduction des tassements :

En l'absence des colonnes ballastées, le sol va se tasser avec un tassement moyen Sna. Après réalisation des colonnes ballastées, le tassement Sa diminue globalement (figure II.15).

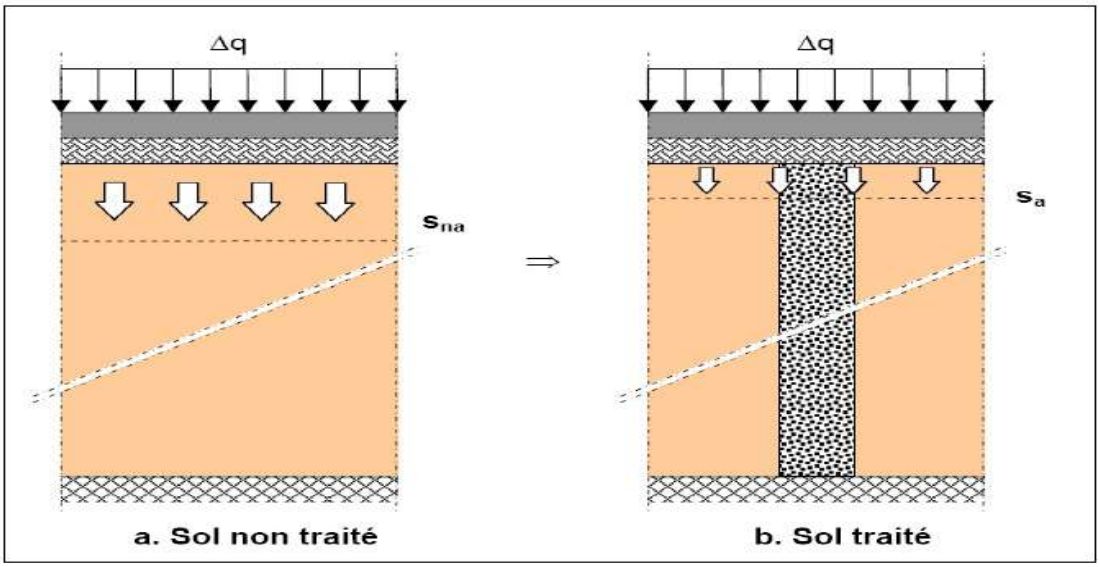


Figure II.15 Tassement des sols traités et non traités.

On peut définir le facteur de réduction des tassements (β) comme étant le rapport entre le tassement avant traitement S_{na} et le tassement après traitement S_a.

$$\beta = S_{na} / S_a \qquad (2.11)$$

II.7.6. Relation entre les paramètres n et β :

Dans l'hypothèse d'un comportement élastique du sol, on peut écrire le facteur de réduction des tassements sous la forme :

$$\beta = \Delta_q / \Delta_{qs} \qquad (2.12)$$

La combinaison des équations (2.9), (2.10) et (2.13) conduit à l'expression suivante :

$$\beta = (n-1).a+1 \qquad (2.13)$$

D'une manière générale, l'efficacité du traitement peut être définie par les deux paramètres n et β (tableau II.7).

Tableau II.7 Définition des paramètres n et β.

désignation	expression
Rapport de concentration des contraintes	n= Δqc/Δqs
Coefficient de réduction des tassements	β=Sna/Sa

II.8. Méthodes de calcul des colonnes ballastées :

II.8.1. Méthodes empiriques :

II.8.1.1.Abaque de Greenwood :

Greenwood (1970) a proposé un abaque de pré dimensionnement des colonnes ballastées sous fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène. Il a fait l'hypothèse de négliger les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillements,

La figure (II.16) donne le facteur de réduction des tassements (1/ β en %) en fonction de l'espacement des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée cu de 20 et 40KPa, et du procédé d'exécution.

Cet abaque montre que le facteur de réduction des tassements augmente rapidement pour des colonnes rapprochées lorsque l'étreinte latérale est élevée et qu'il est peut sensible lorsque les colonnes sont plus espacées.

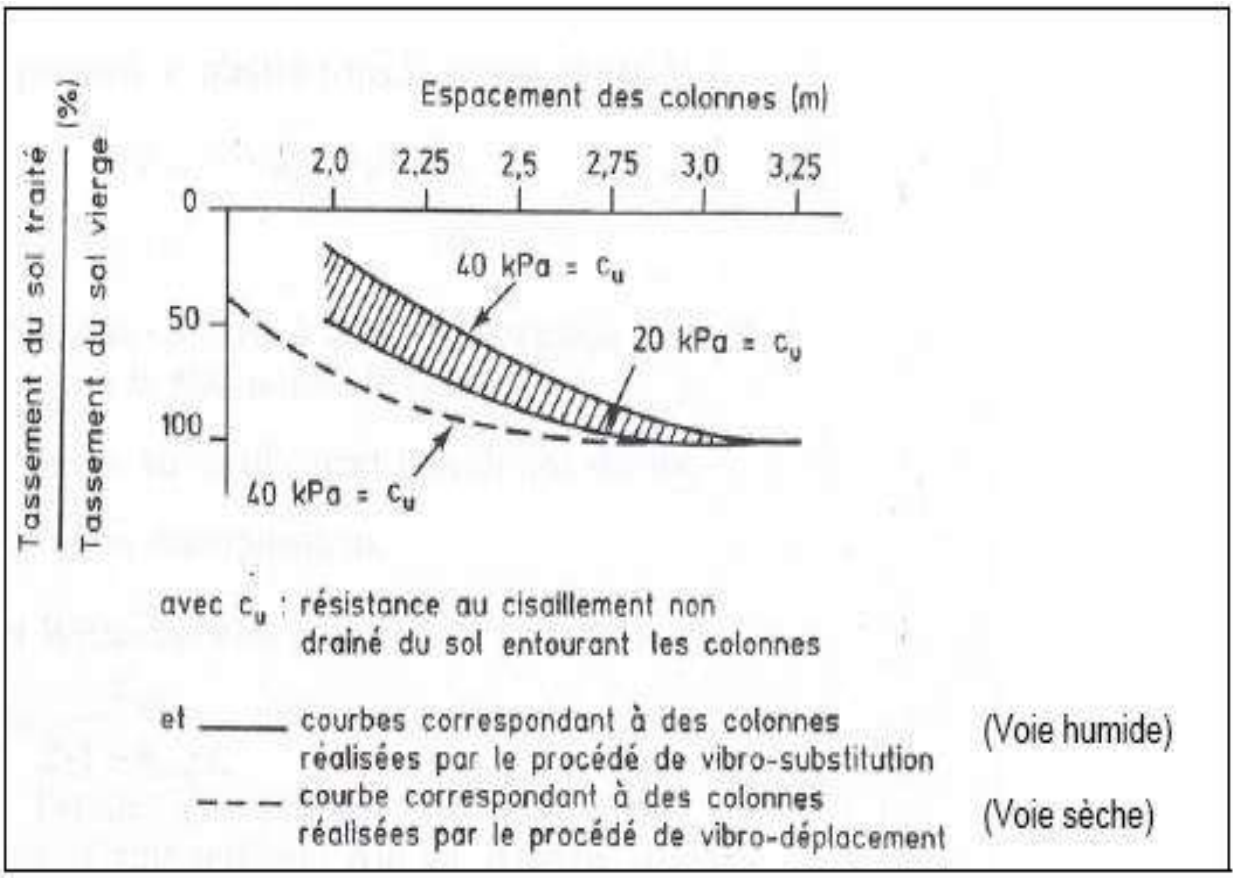


Figure II.16 Réduction des tassements sous des fondations de grandes dimensions reposant sur des argiles molle homogènes. (Greenwood, 1970)

II.8.1.2. Courbes de Thorburn :

Sur la base d'observations in situ sur plusieurs projets de fondations d'immeubles reposant sur des sols mous traités par colonnes ballastées, Thorburn (1975) a donné des courbes qui permettent d'estimer la capacité portante et le diamètre de la colonne.

La figure (II.17) donne la charge admissible et le diamètre de la colonne en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol autour de la colonne.

La figure montre que la capacité portante du milieu traité augmente avec l'étreinte latérale, le diamètre de la colonne diminue avec l'étreinte latérale d'une manière linéaire.

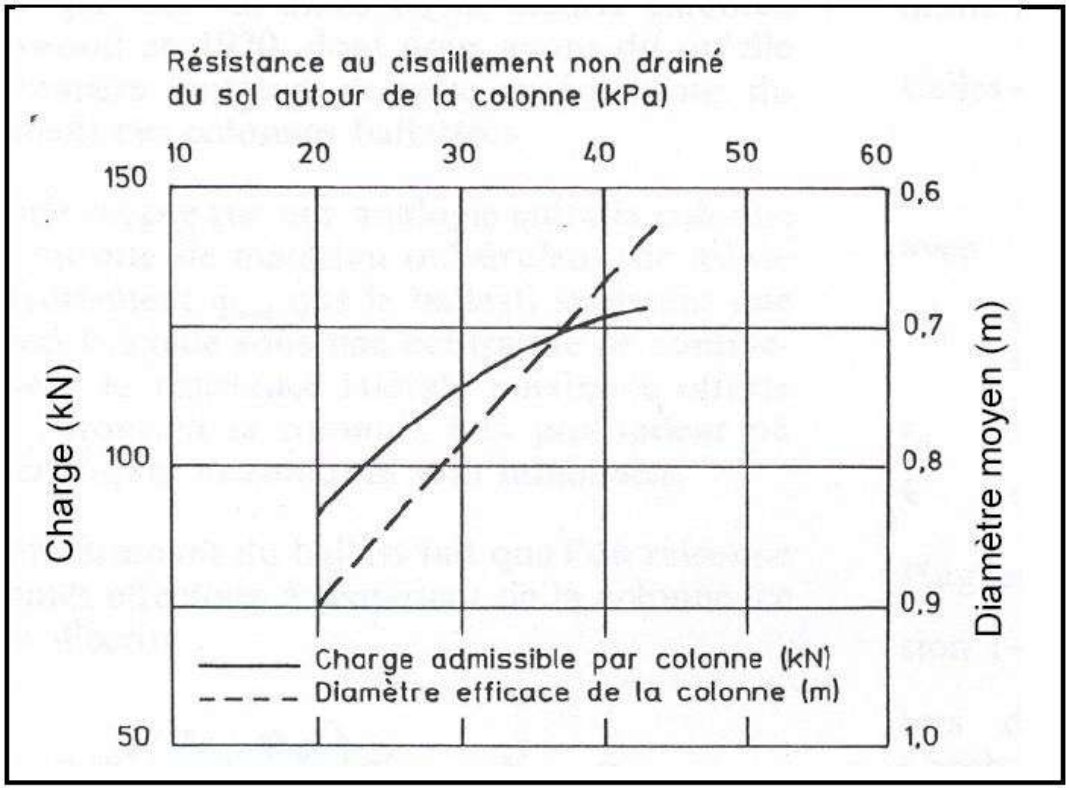


Figure II.17 Prévision de la charge admissible en tête et le diamètre en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol. (Thorburn, 1975)

II.8.1.3 Abaques de Besançon :

Sur la base des données concernant des chantiers réalisés en France et à l'étranger, Besançon propose des courbes permettant d'estimer le diamètre de la colonne.

La figure (II.18) donne le diamètre théorique mesuré soit après excavation soit déduit de la quantité de matériau incorporé en fonction de la cohésion non drainée du sol.

On voit bien que la droite proposée par Thorburn s'inscrit bien à l'intérieur du fuseau proposé. La partie basse de fuseau correspond à des matériaux d'apport de granulométrique réduite (≤ 40 mm) et la partie haute à des matériaux grossiers (jusqu'à 100 mm).

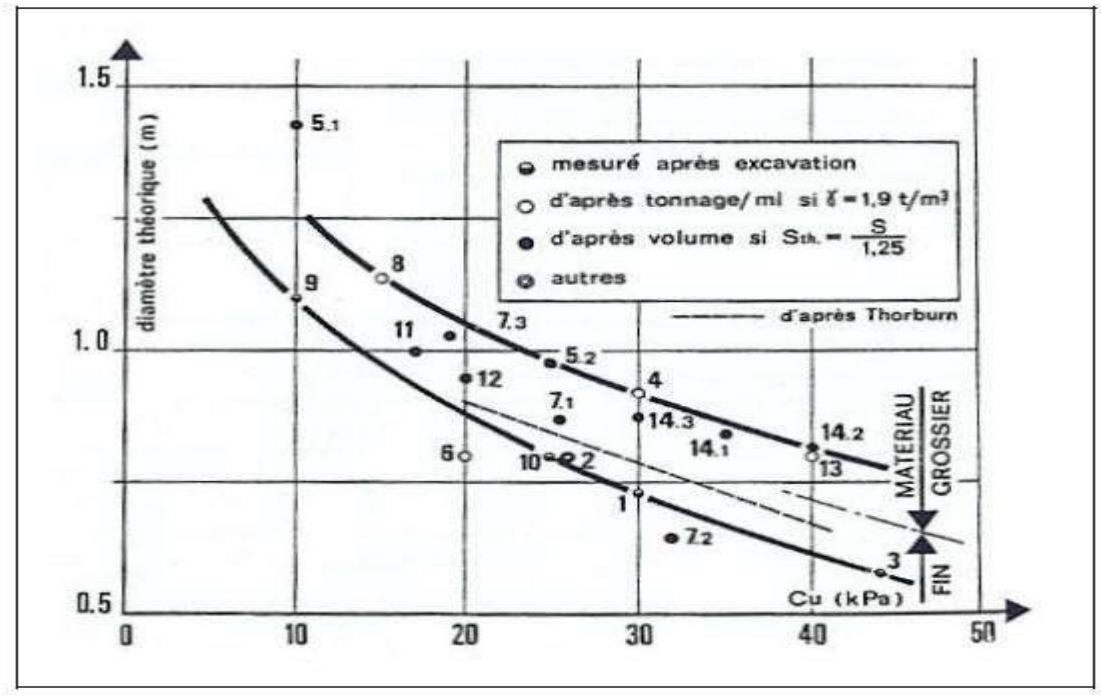


Figure II.18 Diamètre théorique de la colonne en fonction de la cohésion non drainée du sol. (Besançon, 1984)

II.8.1.4. Abaques de Mattes et Poulos :

La méthode de Mattes et Poulos (1969) est développée pour les pieux, elle est couramment utilisée dans de nombreux pays pour l'estimation des tassements des colonnes ballastées.

Elle admet que la charge appliquée par l'ouvrage ne s'applique que sur les colonnes, et que les tassements immédiats pseudo-élastiques constituent la majeure partie du tassement final.

Les tassements immédiats si et les tassements finaux s_f sont déterminés en introduisant les modules drainés E_s' et non drainé Es du sol.

$$S_i = \frac{Q}{LE_S} . I_P \qquad (2.14)$$

$$S_f = \frac{Q}{L.E_s'} . I_P \qquad (2.15)$$

Les différents paramètres sont définis comme suit :

s_i (s_f) : Tassement immédiat (final) en tête de colonne.

L : longueur de la colonne

D_c : Diamètre de la colonne

Q : Charge aux états limite de service (ELS) appliqué en tête de la colonne

E_c : Module d'élasticité de la colonne

E_s : Module d'élasticité du sol en conditions drainées

E_s' : Module d'élasticité du sol en conditions non drainées

Ip : Facteur d'influence dépendant de la rigidité relative E_c/E_s

La figure (II.19) donne les valeurs du facteur d'influence (Ip) en fonction du rapport des modules (E_c/E_s) et du rapport (L/Dc)

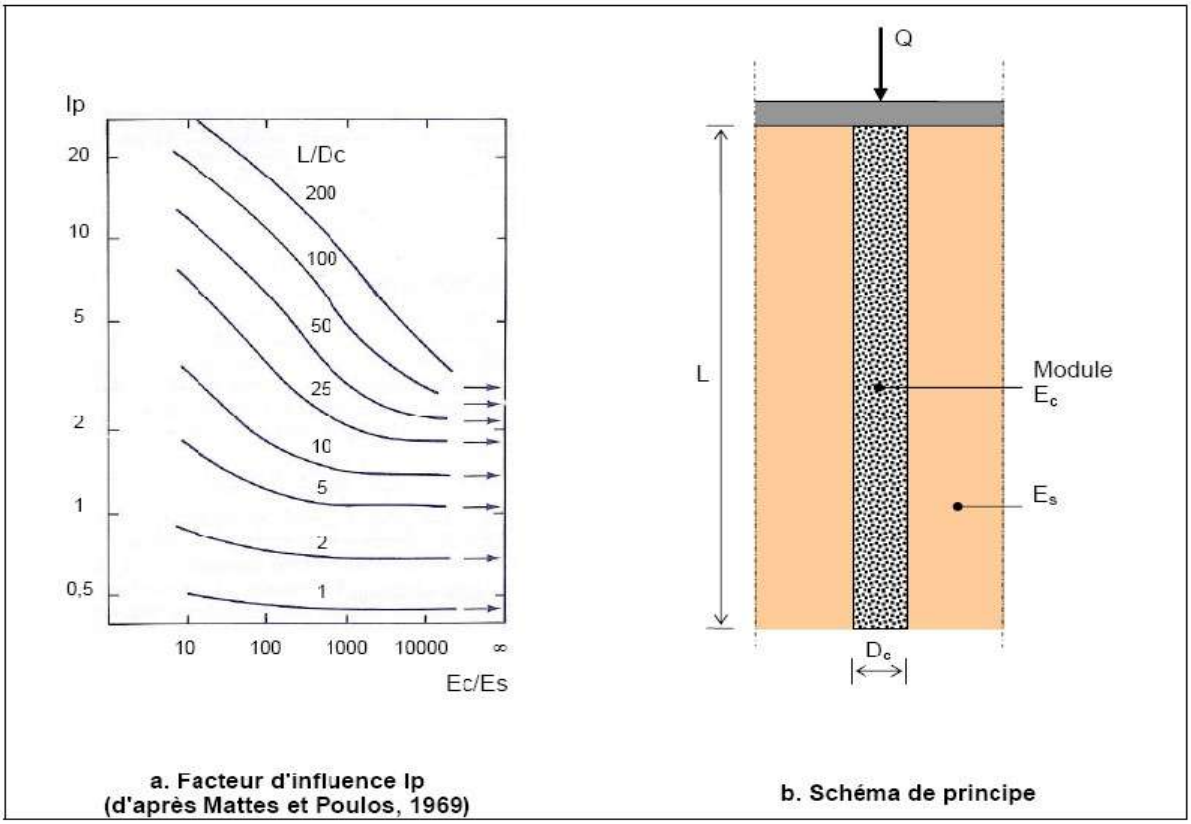


Figure II.19 Facteur d'influence des tassements Ip. (Mattes et Poulos, 1969)

II.8.2. Méthodes en élasticité linéaire :

II.8.2.1. Homogénéisation simplifiée :

Cette méthode consiste à transformer le sol composite en un sol homogène ayant des caractéristiques équivalentes (figure II.20). (Dhouib et Blondeau, 2005 ; Bouassida, 2001)

Cette méthode ne peut s'appliquer qu'aux charges réparties de grandes dimensions.

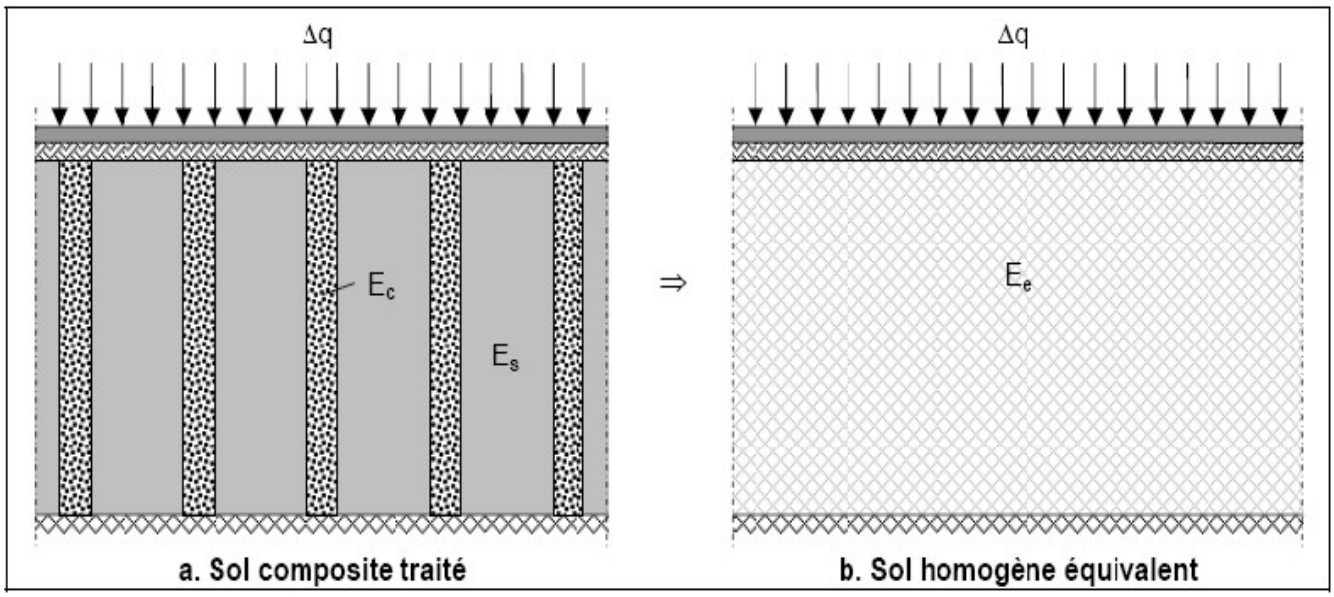


Figure II.20 Principe de l'homogénéisation simplifiée. (Dhouib et Blondeau, 2005 ; Bouassida, 2001)

La formule (2.8) peut être écrite sous la forme :

$\Delta q_c = a.\ \Delta qc + (1-a).\ \Delta q_s$ (2.16)

Par analogie avec la formule (2.16), le module équivalent E_e peut s'exprimé sous la forme :

$E_e = a.\ E_c + (1-a).\ E_s$ (2.17)

Ce qui donne :

$S_a = \frac{\Delta q.L_C}{a.E_C + (1-a).E_{oed}}$ et $\eta = \Delta q_c / \Delta q_s$ (2.18)

II.8.2.2. Méthode de Balaam et Booker

Balaam et Booker (1985) ont considéré une cellule élémentaire soumise aux conditions oedométriques et ils ont développé une solution analytique exacte en élasticité linéaire du comportement des fondations rigides de grandes dimensions sur sol renforcé par colonnes ballastées.

Les expressions de n et β sont données par :

$$\beta = \frac{S_{na}}{S_a} = 1 + \left(\frac{(\lambda_c + 2\mu_c) - (\lambda c - \lambda s).F}{(\lambda s + 2.\mu_s)} - 1\right).\frac{D_c^2}{D_e^2} \qquad (2.20)$$

Avec :

$$F = \frac{(\lambda c - \lambda s).(D_e^2 - D_c^2)}{2.(D_c^2(\lambda s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + D_e^2(\lambda_c + \mu_c + \mu_s))} \qquad (2.21)$$

λ_i et μ_i (i=c ou s) représentent les coefficients de LAME des deux constituants de la cellule définis de la façon suivante :

$$\lambda_i = \frac{\nu i.Ei}{(1-2.\nu i).(1+\nu i)} \quad \text{et} \quad \mu_i = \frac{Ei}{2.(1+\nu i)}$$

II.8.3. Les méthodes élasto plastiques :

II.8.3.1. Méthode de Baumann et Bauer :

Les déformations latérales des colonnes ballastées sous l'effet des charges transmises par l'ouvrage engendrent un accroissement de rayon (ΔDc/2) exprimé par les auteurs comme suit :

$$\Delta\left(\frac{Dc}{2}\right) = \frac{p}{2.E_s}.Dc.\ln\frac{1}{a} \qquad (2.22)$$

Et le tassement de la colonne est donné par :

$$S_a = q_c.\frac{D_c}{E_s}.\frac{1-\sin\varphi_c)}{(1+\sin\varphi_c)}.\ln\frac{1}{a} \qquad (2.23)$$

On remarque que le tassement donné par l'expression précédente est un invariant de la profondeur de traitement. Cette formule est applicable dans le cas des colonnes ballastées sous des fondations de petites dimensions.

II.8.3.2. Méthode de Priebe (1976, 1995) :

Hypothèses :

Priebe assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celles d'un tube épais, de mêmes caractéristiques drainées Es et $\nu_s$que le terrain compressible.

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

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

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

Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale $\Delta_p = \Delta\sigma_{hc} - \Delta\sigma_{hs}$. Dans cette relation :

- $\Delta\sigma_{hc}$ représente l'accroissement de la contrainte horizontale dû à Δq_c avec :

$$\Delta\sigma_{hc} = \Delta q_c . Ka_c = \Delta q_c . tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}) \quad (2.24)$$

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

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

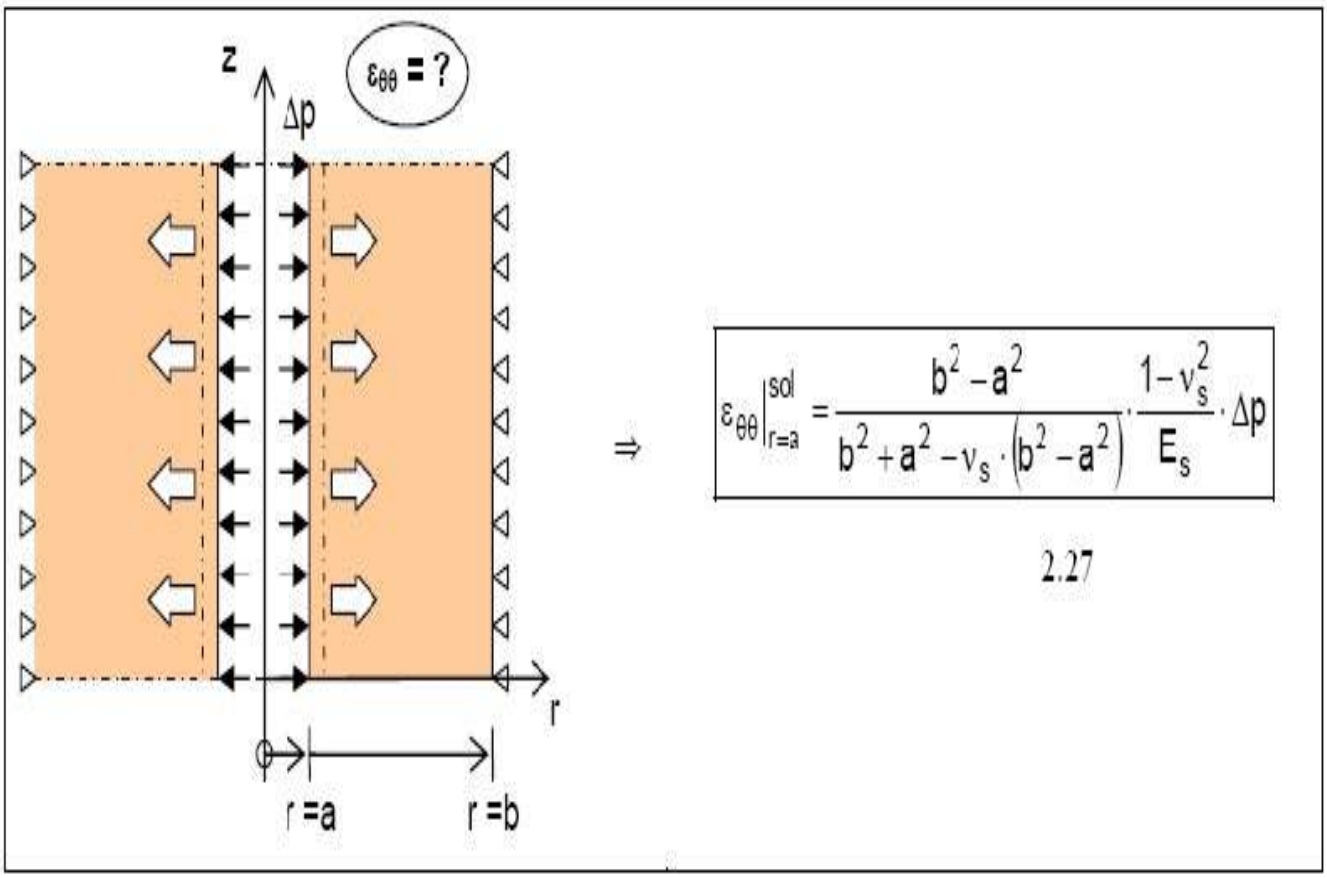
$$\Delta\sigma_{hs} = \Delta q_s \quad (2.25)$$

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

Détermination du facteur d'amélioration de base **:**

- Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement :

L'étude d'un cylindre élastique infiniment long permet d'obtenir assez facilement la déformation circonférentielle $\varepsilon_{\theta\theta}$ pour r = a. Celle-ci est indiquée sur la figure (II.21)



$$\Rightarrow \quad \varepsilon_{\theta\theta}\Big|_{r=a}^{sol} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \Delta p \qquad 2.27$$

Figure II.21 Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement.

- Déformation axiale d'une colonne "suivant" les déformations du sol :

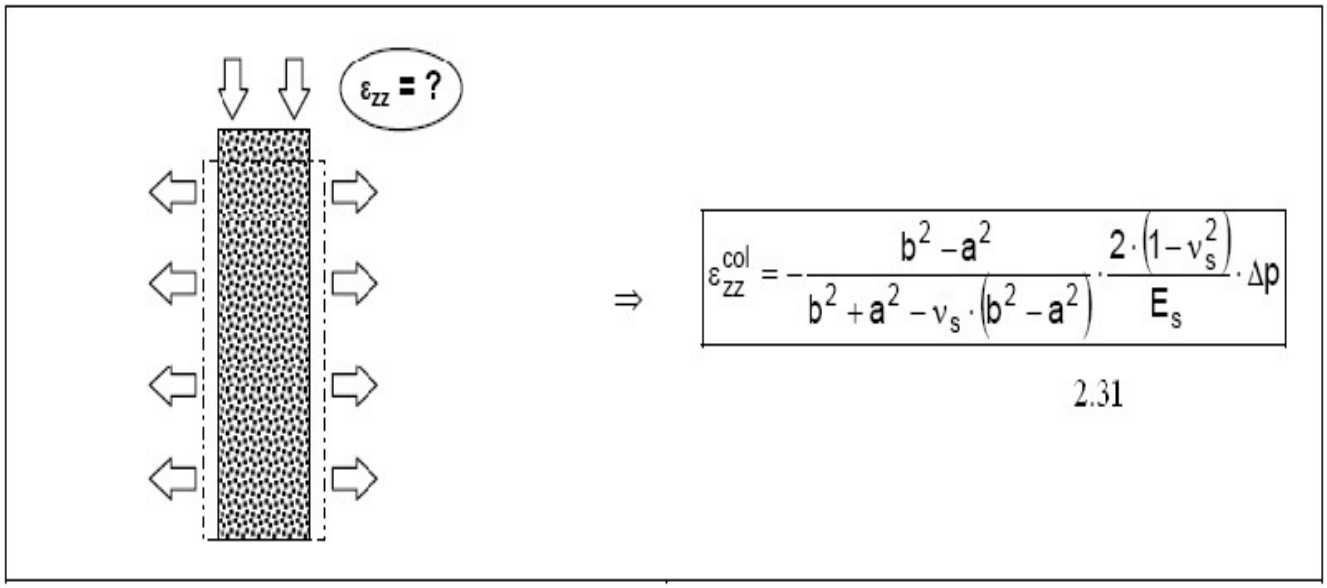
Du point de vue de la colonne ballastée, les déformations s'effectuent à volume constant.

$$\varepsilon_V^{col} = \varepsilon_{rr}^{col} + \varepsilon_{\theta\theta}^{col} + \varepsilon_{zz}^{col} = 0 \quad \text{et} \quad \varepsilon_{rr}^{col} = \varepsilon_{\theta\theta}^{col} \qquad (2.26)$$

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{col} = \varepsilon_{\theta\theta}^{sol}\Big|_{r=a} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 - a^2 - \nu_s(b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \Delta p \qquad (2.28)$$

Et donc :

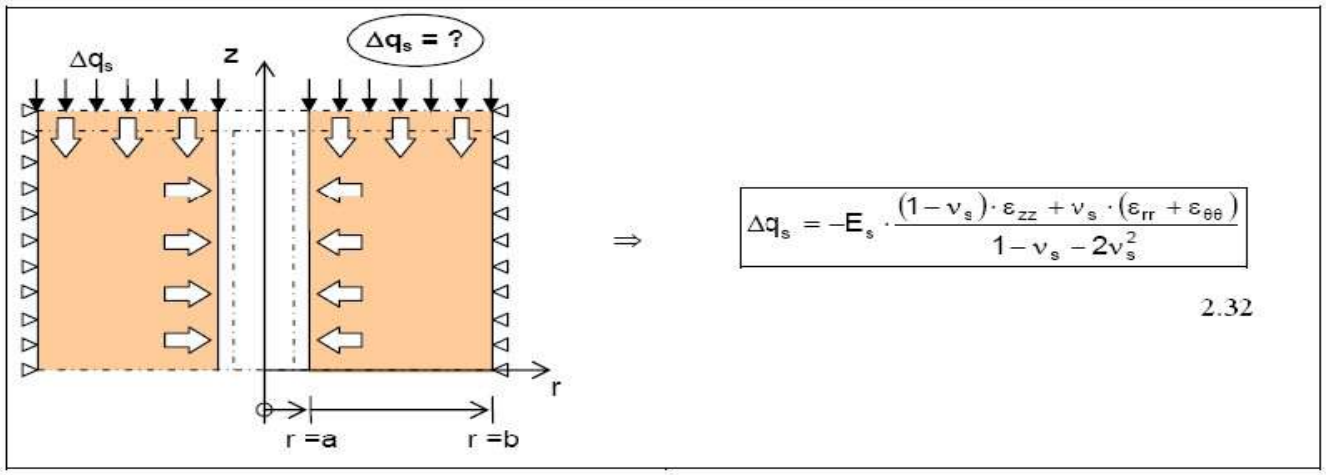
$$\varepsilon_{\theta\theta}^{col} = -2\, \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} \qquad (2.29)$$



$$\Rightarrow \quad \varepsilon_{zz}^{col} = -\frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{2 \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s} \cdot \Delta p \qquad 2.31$$

Figure II.22 Déformation axiale de la colonne « suivant » les déformations du sol.

- Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement :



$$\Rightarrow \quad \Delta q_s = -E_s \cdot \frac{(1 - \nu_s) \cdot \varepsilon_{zz} + \nu_s \cdot (\varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta})}{1 - \nu_s - 2\nu_s^2} \qquad 2.32$$

Figure II.23 Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.

Dans la mesure où les tassements sont égaux (s_{sol}=s_{col}), on peut écrire :

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{rr}^{col} = \varepsilon_{rr}^{sol} \qquad (2.30)$$

Pour le sol, on peut écrire la relation suivante :

$$\varepsilon_{rr}^{sol} + \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{2.a}{b^2 - a^2 - \nu_s^2 \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 + \nu_s}{E_S} \cdot \nu_s \cdot \Delta q_S \qquad (2.33)$$

- Définition du facteur d'amélioration de base β_0 :

Avec : $\Delta_p = \Delta_{qc} \cdot K_{ac} - \Delta_{qs}$ (2.34)

Et en posant

$$f(\nu_s, \frac{A_c}{A}) = \frac{1-\nu_s^2}{1-\nu_s-2.\nu_s^2} \cdot \frac{(1-2.\nu_s).(1-\frac{A_c}{A})}{1-2.\nu_s+\frac{A_c}{A}} \quad (2.35)$$

Il vient :

$$n = \frac{\Delta q}{\Delta q_s} = \frac{f(\nu_s, \frac{A_c}{A})+\frac{1}{2}}{f(\nu_s, \frac{A_c}{A}).Ka_c} \quad (2.36)$$

Le facteur d'amélioration de base est définit par :

$$\beta_0 = 1+ \frac{\Delta q}{\Delta q_s} = 1+ (\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} - 1).\ \frac{A_c}{A}) \quad (2.37)$$

En remplaçant la valeur de n dans 2.38 on abouti à :

$$\beta_0 = 1+ (\frac{f(\nu_s, \frac{A_c}{A})+\frac{1}{2}}{f(\nu_s, \frac{A_c}{A}).Ka_c}) \cdot \frac{A_c}{A} \quad (2.38)$$

Dans le cas courant où on a vs =1/3, on obtient

$$\beta_0 = 1+ (\frac{5-\frac{A_c}{A}}{4.Ka_c.(1-\frac{A_c}{A})} - 1).\ \frac{A_c}{A} \quad (2.39)$$

La relation entre le facteur d'amélioration β0, le rapport des sections A/Ac et l'angle de frottement du matériau de remplissage φ_c permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure(II.24)

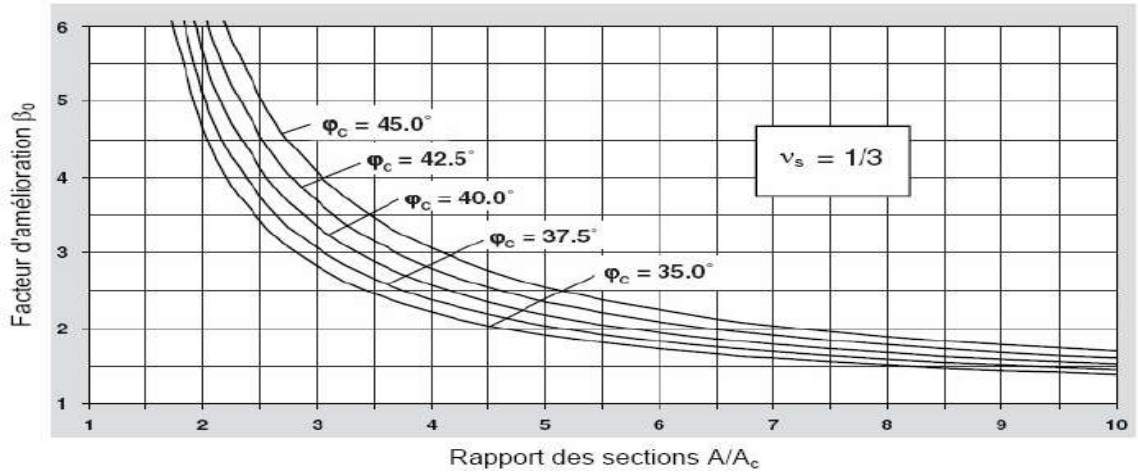


Figure II.24 Définition du facteur d'amélioration de base β0. (Priebe, 1995).

- **Considération de la compressibilité de la colonne :**

Dans le cas où A_c/A=1, le facteur d'amélioration β0 détermine une valeur théorique infinie définie pour les matériaux incompressibles. En fait, ce facteur doit correspondre au mieux au rapport des modules oedométriques de la colonne et du sol.

En posant β0=Mc/Ms et dans le cas où ν_s=1/3, il vient :

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)|_1 = -\frac{4.ka_c.(\beta_0-2)+5}{2.(4.ka_c-1)} \pm \frac{1}{2}\sqrt{\left[\frac{5+4ka_c.(\beta_0-2).}{4.ka_c-1}\right]^2 + \frac{16.(\beta_0-1)}{4.ka_c-1}} \quad (2.40)$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left(\frac{A_c}{A}\right)|_1 - 1 = \frac{1}{\left(\frac{A_C}{A}\right)|_1} - 1 \quad (2.41)$$

L'accroissement de la section est donné par :

$$\frac{\overline{A_C}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_C} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)} \quad (2.42)$$

Finalement, le facteur d'amélioration β1est donné par :

$$\beta_1 = 1 + \left(\frac{f\left(\nu_s, \frac{\overline{A_C}}{A}\right)+\frac{1}{2}}{f\left(\nu_s, \frac{\overline{A_C}}{A}\right).Ka_c} - 1\right).\frac{\overline{A_C}}{A} \quad (2.43)$$

Dans le cas où ν_s=1/3, la figure (II.25) donne la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules d'élasticité oedométriques de la colonne et du sol.

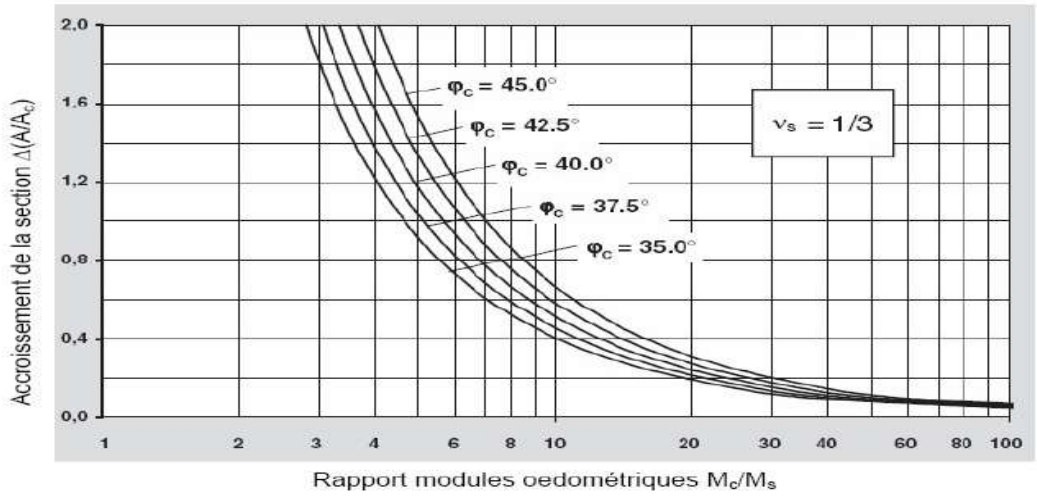


Figure II.25 Considération de la compressibilité de la colonne. (Priebe, 1995).

- **Facteur de profondeur :**

Si les poids propres de la colonne et du sol ne sont pas considérés, la différence de pression Δp entre la colonne et le sol, dont résulte l'élargissement de la colonne, reste constante suivant la profondeur et dépend uniquement de la distribution de charge entre la colonne et le sol (figure II.26).

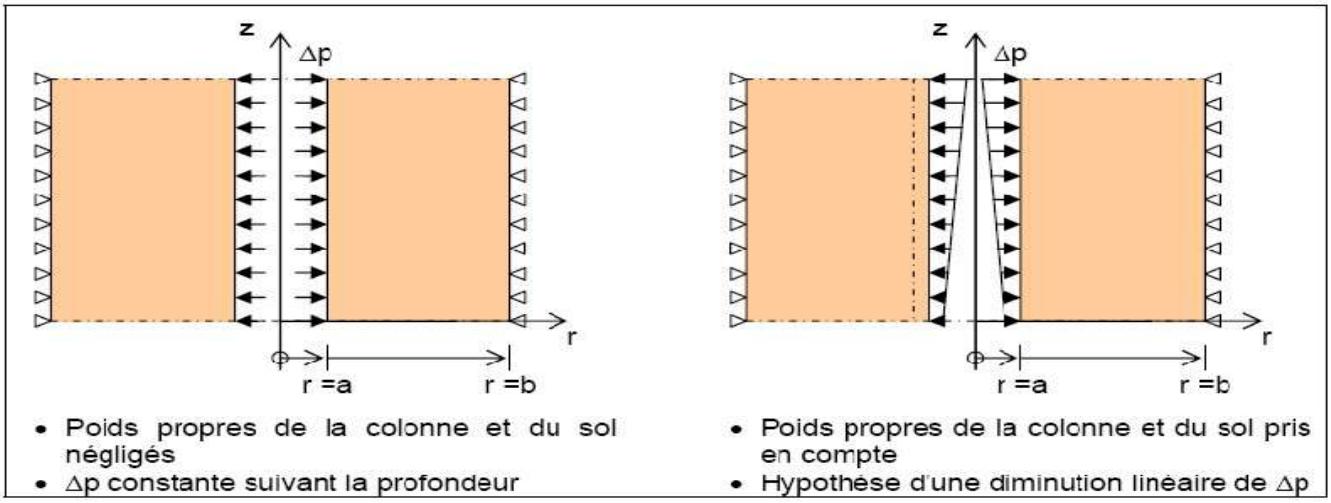


Figure II.26 Répartition de la pression interne Δp.

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

Ainsi, le facteur d'amélioration β_1 est multiplié par le facteur de profondeur f_d. Le facteur d'amélioration final est donc déterminé par :

$$\beta_2 = f_d \cdot \beta_1 \qquad (2.44)$$

Le facteur de profondeur f_d est calculé sur la supposition d'une diminution linéaire de la différence de pression de la colonne ($\Delta q_c + \gamma_c$. z) . Ka_c et du sol ($\Delta p_s + \gamma_s$. z). (K0s =1).

Cependant, il est considéré qu'avec la diminution des déformations latérales, le coefficient de poussée passe de la valeur active Ka_c à la valeur au repos K0c . Ceci va dans le sens de la sécurité.

$$K0c = 1 - \sin \varphi_c \qquad (2.45)$$

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

En posant :

W_c=∑ (γ_c. Δz) et Ws=∑ (γ_s. Δz) (2.46)

On aboutit à :

$$f_d = \frac{1}{1+\frac{k0_c-\frac{W_s}{W_c}}{K0_c}.\frac{W_c}{\Delta q_c}} \quad (2.47)$$

Avec: $\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f\left(\nu_s,\frac{A_c}{A}\right)+\frac{1}{2}}{f\left(\nu_s,\frac{A_c}{A}\right).Ka_c}$ et $\Delta q_c = \frac{\Delta q}{\frac{A_c}{A}+\frac{1-\frac{A_c}{A}}{\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}}}$ (2.48)

Le graphe (II.27) simplifié suivant donne la valeur de facteur f_d en fonction des rapports des sections :

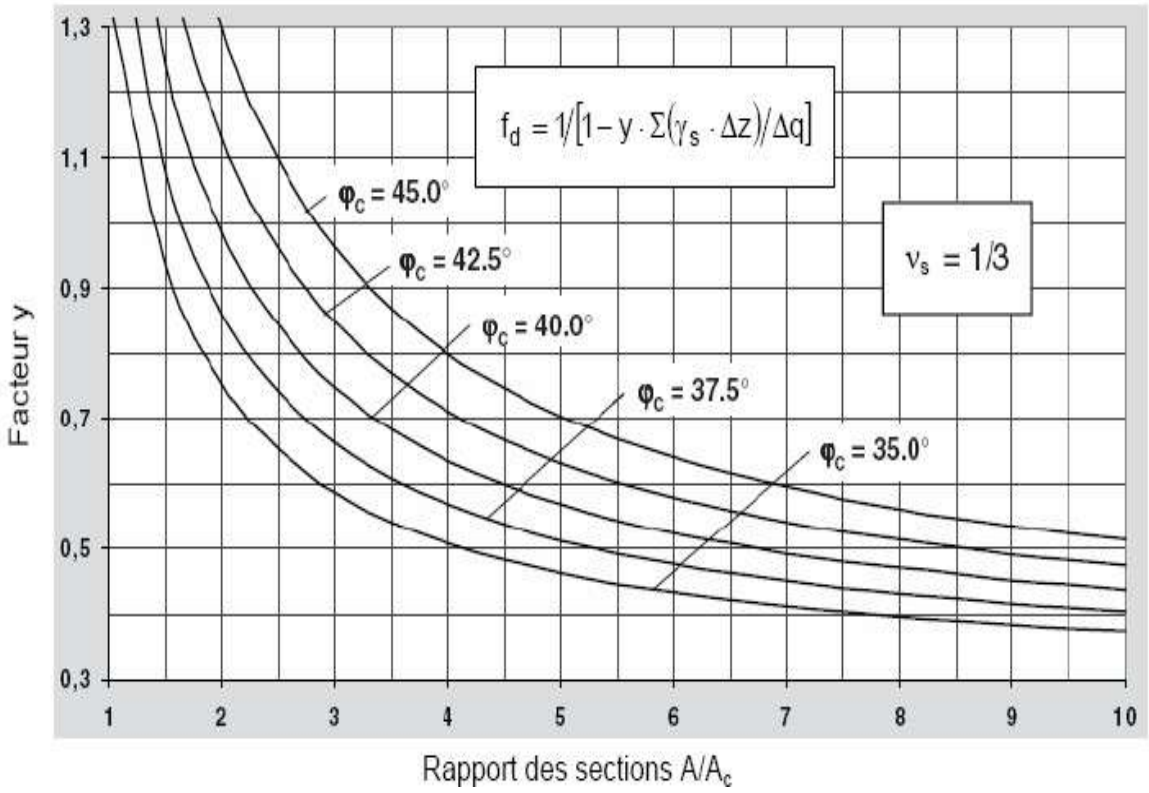


Figure II.27 Détermination du facteur de profondeur. (Priebe, 1995)

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne a conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de profondeur (f_d) comme indiqué ci-dessous :

$$1 \leq f_d \leq \frac{M_C/M_S}{\Delta q_c/\Delta q_s} \quad (2.49)$$

II.8.3.3 Méthode de Gionna et Jamiolkowski

- **Hypothèses :**

Ghionna et Jamiolkowski étudient un tube épais chargé radialement et longitudinalement. L'accroissement de la contrainte Δq_s considéré comme constant avec la profondeur constitue une hypothèse simplificatrice.

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

- Les tassements en surface sont égaux ($s_{sol} = s_{col}$).
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre "actif" contenu, les déformations de la colonne "suivent" celles du sol.
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité Es et un coefficient de Poisson ν_s pouvant varier ou non suivant la profondeur.
- Il y a conservation des sections planes.
- Les poids propres de la colonne et du sol peuvent être ou non pris en compte.

Par rapport à l'approche de Priebe, la différence vient du fait que les poids propres de la colonne et du sol peuvent être pris en compte directement, ainsi l'introduction d'un facteur correctif de profondeur n'est pas nécessaire.

Expression de la variation de l'étreinte latérale Δp **:**

L'étreinte latérale est définie à partir de la contrainte verticale dans la colonneq_c. Cette dernière s'obtient en sommant la contrainte verticale initiale dans la colonne $q_{c,0}$ avec la variation de la contrainte verticale dans la colonne issue du chargement Δq (figure II.27).

$$q_c = q_{c0} + \Delta q_c \qquad (2.50)$$

En utilisant le coefficient de poussée actif de la colonne, défini par Ka_c = tg (π/4 – φ/2), l'étreinte latérale p s'écrit donc de la manière suivante :

$$p = Ka_c \,.\, q_c = Ka_c \,.\, (q_{c,0} + \Delta q_c) \qquad (2.51)$$

L'étreinte latérale s'exerçant sur la colonne correspond à la somme de l'étreinte latérale initiale p_0 (avant chargement) et de la variation de l'étreinte Δp due au chargement.

D'où : $p = p_0 + \Delta p$ (2.52)

Pour définir l'étreinte latérale initiale p0, les auteurs utilisent le coefficient du ballast au repos K0c défini par la formule :

$$K0_c = 1 - \sin \varphi_c \quad (2.53)$$

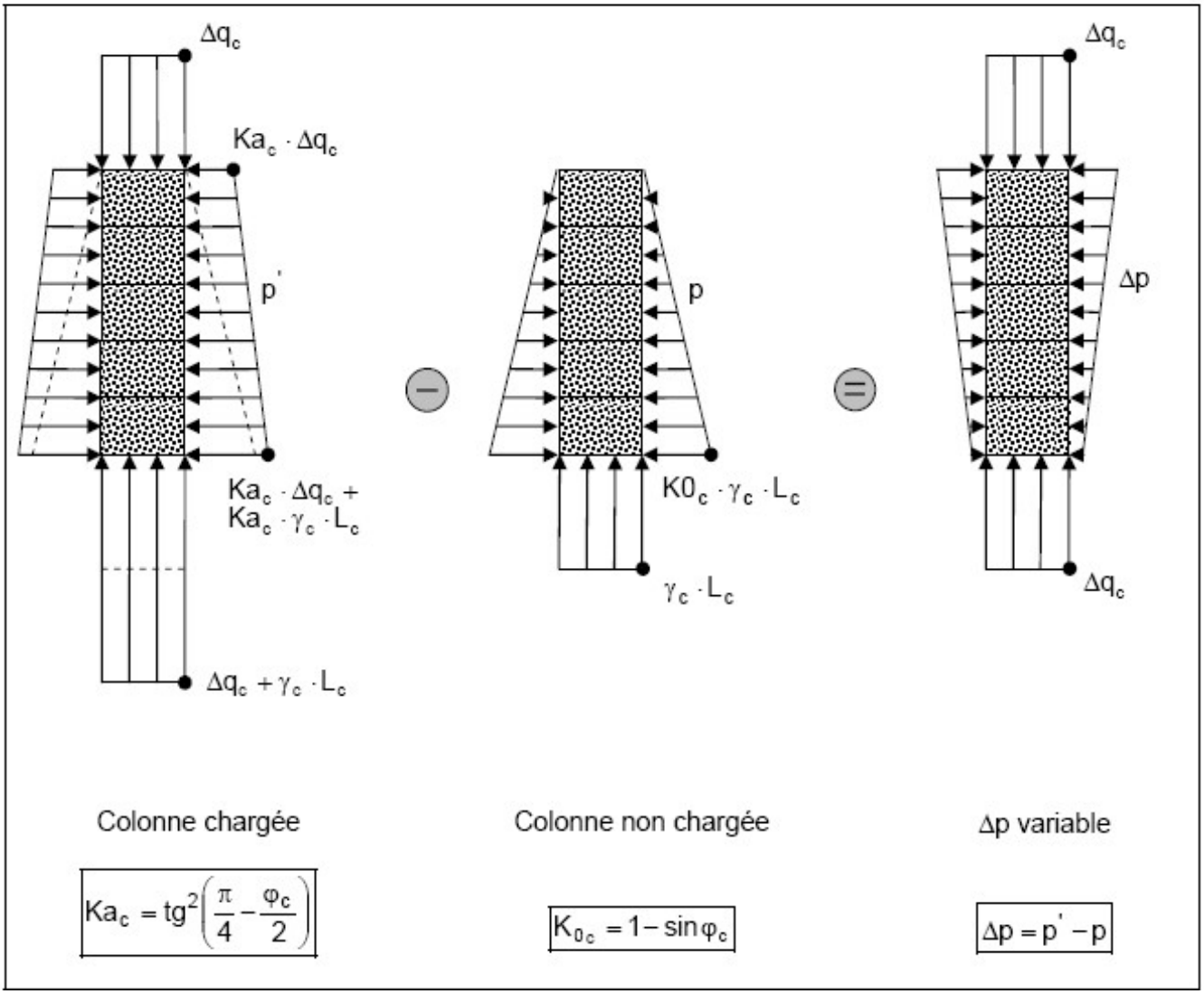


Figure II.28 Décomposition de l'étreinte latérale sur colonne.

La contrainte verticale effective initiale dans la colonne $q_{c.0}$ est calculée à partir du poids volumique du ballast γ_c, la présence d'une nappe pouvant être prise en compte ou non.

$q_{c.0} = \gamma_c . z - \gamma_w . z_w$ (2.54)

On a aussi :

p_0= K0c. $q_{c.0}$ (2.55)

Finalement ; l'expression de l'étreinte latérale s'écrit comme suit :

$\Delta p = Ka_c \,.\, \Delta q_c$ – (Koc – Ka_c) . (γ_c. z – γ_w. z_w) (2.56)

Dans le cas où on n'a pas pris le poids propre de la colonne et du sol, l'expression devient :

$\Delta p = Ka_c \,.\, \Delta q_c$ (2.57)

La figure (II.29) rappelle les expressions précédentes :

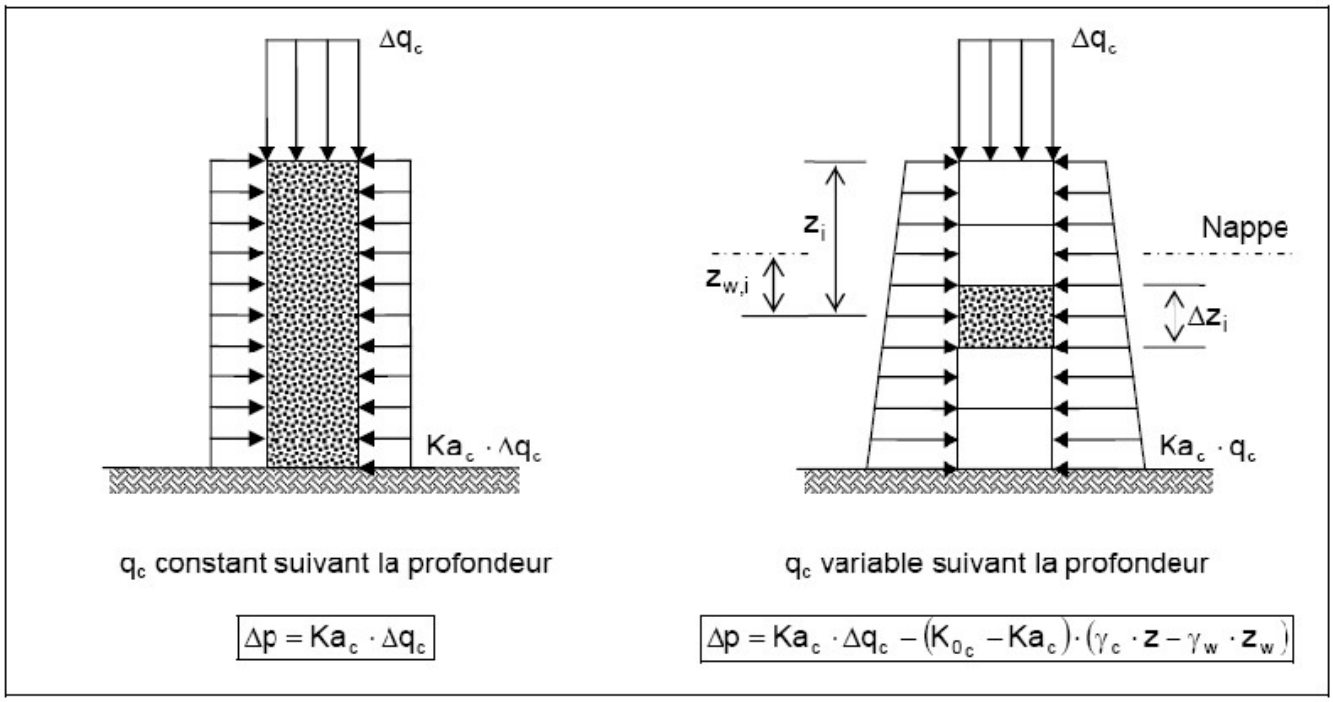


Figure II.29 Décomposition de l'étreinte latérale sur colonne.

- **Définition de la déformation verticale du sol :**

Le problème revient à étudier le comportement d'un cylindre élastique chargé radialement par Δp (Δp diminuant linéairement avec la profondeur) et longitudinalement par Δq_s. La solution analytique d'un tel problème reste délicate à mettre en place, les auteurs décomposent donc le cylindre en plusieurs tronçons adoptant ainsi une discrétisation pour la charge radiale Δp (Figure II.30).

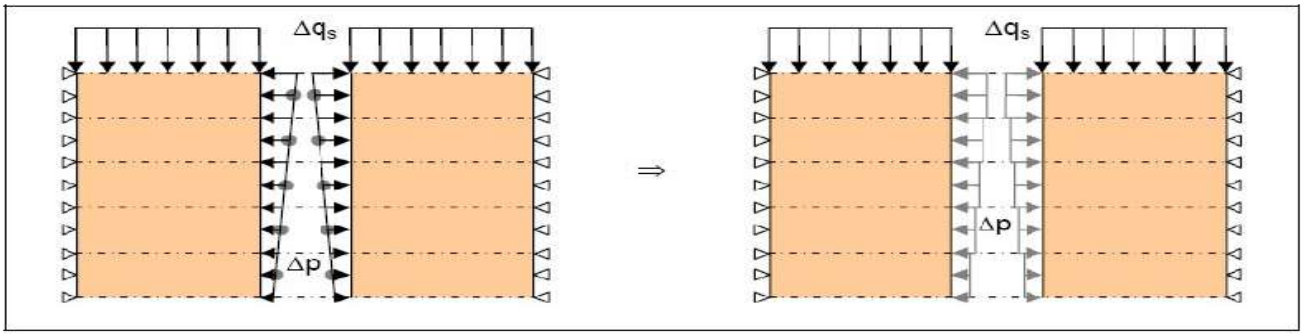


Figure II.30 Décomposition de la cellule en tronçon.

Le comportement élastique de chaque tronçon présenté sur la figure (II.31) est défini par la relation :

$$\frac{\partial^2 u_i}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\cdot\frac{\partial u_i}{\partial r} - \frac{u_i}{r^2} = 0 \qquad (2.58)$$

u_i définissant le déplacement radial d'un point du tronçon i. La solution est donnée par :

$u_i = A \cdot r + B/r$ (2.59)

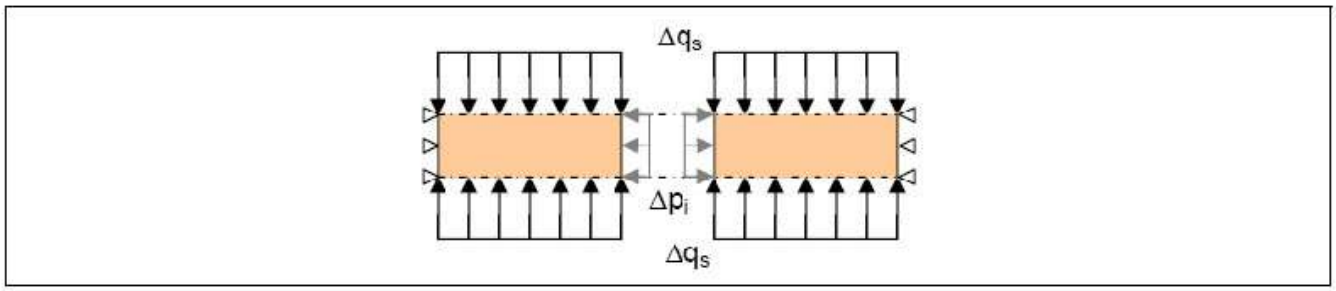


Figure II.31 Présentation d'un tronçon de cylindre.

Les conditions aux limites sont représentées dans le tableau (II.8) :

Tableau II.8 Définition des conditions aux limites.

Déplacement	Contraintes
u_i (r=b) = 0	σ_{rr} (r=a) = Δpi
u_i (r=b) = 0 = Ai. b +Bi/b → Ai = Bi/b2	σ_{zz} = Δqs

En posant :

$$E_{s,i}^{*} = E_{s,i}.\left[\frac{1}{1-\nu_S} + \frac{1}{1+\nu_S}.\frac{b^2}{a^2}\right] \quad (2.60)$$

On obtient :

$$A_i = -\frac{\Delta p_i - K_{0S}.\Delta q_S}{E_{s,i}^{*}} \qquad B_{i=}\ A_i.\,b^2 = -\frac{\Delta p_i - K_{0S}.\Delta q_S}{E_{s,i}^{*}}.\,b^2 \quad (2.61)$$

Le déplacement radiale de l'interface sol/colonne est donné par :

$$u|_{r=a} = \frac{\Delta p_i - K_{0S}.\Delta q_S}{E_{s,i}^{*}}.\left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right).a \quad (2.62)$$

En utilisant le module oedométrique du sol pour le tronçon i défini par :

$$M_{s,i} = \frac{E_{s,i}.(1-\nu_S)}{(1+\nu_S).(1-2.\nu_S)} \quad (2.63)$$

La déformation verticale du sol ambiant pour le tronçon i est donnée par :

$$\varepsilon_{zz,i}^{s} = -\frac{\Delta q_S}{M_{s,i}} - \frac{2.\nu_S{}^2}{(1-\nu_S)^2}.\frac{\Delta q_S}{E_{s,i}^{*}} + \frac{2.K_{0S}.\Delta p_i}{E_{s,i}^{*}} \quad (2.64)$$

- **Définition de la déformation verticale de la colonne :**

Les déformations de la colonne s'effectuent à volume constant et la colonne "suit" les déformations du sol ambiant. A partir de ces hypothèses, la déformation verticale de la colonne pour le tronçon i est donnée par :

$$\varepsilon_{zz,i}^{c} = \frac{1}{(1+\frac{\Delta a_i}{a})^2} - 1 \quad (2.65)$$

Où : $$\frac{\Delta a_i}{a} = \frac{u_i|_{r=a}}{a} = \frac{\Delta p_i - K_{0S}.\Delta q_S}{E_{s,i}^{*}}.\left(\frac{b^2}{a^2} - 1\right) \quad (2.66)$$

- **Résolution du système :**

Le tassement de la colonne est donné par :

$$S_{col} = L_c - \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta Z_i}{\left[1+\frac{\Delta p_i - K_{0S}.\Delta q_S}{E_{s,i}^{*}}.\left(\frac{b^2}{a^2}-1\right)\right]^2} \quad (2.67)$$

Le tassement du sol ambiant est donné par :

$$S_{sol} = \sum_{i=1}^{n} \Delta Z_i . [\frac{\Delta q_s}{M_{s,i}} + \frac{2.\nu_s{}^2}{(1-\nu_s)^2} . \frac{\Delta q_s}{E^*_{s,i}} - \frac{2.K_{0s}.\Delta p_i}{E^*_{s,i}}] \quad (2.68)$$

Les tassements en surface sont égaux, le problème revient à résoudre l'équation suivante :

$$\Delta q_s . \sum_{i=1}^{n} \Delta Z_i [\frac{\Delta q_s}{M_{s,i}} + \frac{2.\nu_s{}^2}{(1-\nu_s)^2} . \frac{1}{E^*_{s,i}}] = L_c + \sum_{i=1}^{n} \Delta Z_i . \frac{2.K_{0s}.\Delta p_i}{E^*_{s,i}} - \sum_{i=1}^{n} \frac{\Delta Z_i}{[1+\frac{\Delta p_i - K_{0s}.\Delta q_s}{E^*_{s,i}} . \left(\frac{b^2}{a^2}-1\right)]^2} \quad (2.69)$$

L'équilibre des efforts conduit à :

$$\Delta q_c = \frac{\Delta q.A - \Delta q_s.A_s}{A_c} \quad (2.70)$$

De même pour Δ_{pi} :

$$\Delta p_i = Ka_c . \frac{\Delta q.A - \Delta q_s.A_s}{A_c} - (K_{0_c} - Ka_c).(\gamma_c . Z_i - \gamma_{w,i} . Z_{w,i}) \quad (2.71)$$

II.8.4. Les méthodes numériques :

Les méthodes numériques font appel généralement à la méthode des éléments finis, la consultation des différents travaux réalisés sur la modélisation des colonnes ballastées montre qu'il n'ya pas de calculs par la méthode des différences finis ou autre. (Dhouib et Blondeau, 2005)

Cette large utilisation est du aux avantages qu'elle offre cette méthode, on peut les résumer comme suit :

- Modélisation simple des colonnes et du sol ;
- Facilité d'introduction des paramètres de calcul ;
- Affinité de maillage pour les zones critiques ;
- Analyse rapide grâce au développement de l'outil informatique ;
- Représentation des résultats en termes de contraintes et déplacements pour tout point de maillage ;
- Possibilité de terminer les zones de plastification du modèle ;
- Modification des paramètres et reprise facile des calculs.

Cette méthode nécessite de définir un milieu fini (modèle géométrique) avec des conditions aux limites en contrainte et en déplacements, et une loi de comportement pour les colonnes et pour le sol.

II.9. Conclusion :

Dans ce présent chapitre, on a exposé les techniques de mise en œuvre des colonnes ballastées à savoir les colonnes à vibreur à sas et sans sas (vibreur pendulaire), et dans le cas particulier en zone aquatique.

A la lumière du DTU 13.2 et les recommandations COPREC (2004), on a donné les limites du domaine d'application des colonnes ballastées selon la nature du sol et le type d'ouvrage, ainsi que les travaux de contrôles au cours et à la fin de réalisation.

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

En fin de ce chapitre, une synthèse des méthodes de dimensionnements des colonnes ballastées est exposée en les classant en :

- Méthodes empiriques : abaques de Greenwood, Besançon, Mattes et poulos, et courbes de thorburn ;
- Méthodes élastiques : homogénéisation simplifiée, et méthode de Balaam et Booker ;
- Méthodes en élastoplasticité : méthode de priebe (plus utilisée), et méthode de Ghionna et Jamiolkowski ;
- Méthode numériques : méthode des éléments finis fréquemment utilisée.

Comme en a pu le constater, la difficulté de dimensionnement des colonnes ballastées résulte de :

- Définition des différents paramètres intervenant dans les calculs ;
- La complexité du choix du modèle de calcul.

Chapitre III

Synthèse et données géotechniques du terrain destiné à recevoir le projet d'un silo d'une capacité de stockage de 80 000 t

III.1. Introduction

On présente dans ce chapitre, la synthèse des études géotechniques afin d'identifier le sol de fondation de l'ouvrage et d'arrêter les paramètres géotechniques représentatifs de son comportement.

Le projet traite du renforcement de sol par colonnes ballastées, pour qu'il puisse recevoir un silo métallique à sucre d'une capacité de 80 000 tonnes. Ce projet de silo entre dans le cadre del'extension des installations CEVITAL dans la zone portuaire de BEJAIA.

III.2. Contexte géologique

La plaine alluviale de Béjaia est située dans le tell septentrional kabyle (zone interne).La géologie régionale matérialise cette plaine dans les bassins synclinaux post nappe du tell. La dépression située entre les djebels Gouraya au nord et Sidi Boudraham au sud-ouest a été comblée par les alluvions fines des oueds Seghir et Soummam interprétées dans les dépôts marins transgressifs. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'age quaternaire, on retrouve par conséquent les formations suivantes :

- Alluvions anciennes: Elles sont représentées par des marnes graveleuses, de galets et de niveaux de sables de plages emballés dans une matrice limoneuse de teinte grise ces alluvions provenant du démantèlement des formations anciennes qui s'observent essentiellement à l'embouchure de la Soummam et plus exactement sur sa rive droite où se sont formées des terrasses qui s'étendent sur plusieurs centaines de mètres, leur épaisseur étant estimée à une dizaine de mètres ;
- Alluvions marécageuses : S'observent essentiellement à l'extrême sud-est de notre secteur d'étude Elles sont constituées par des éléments fins, représentés par des sables fins, limons et vases ;
- Alluvions récentes : Ce sont des dépôts limoneux et caillouteux de l'oued Soummam et de l'Oued Rhir, qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia. Présence de dépôts de cônes de déjections à l'amont de l'oued Rhir composés essentiellement de galets de calcaires, conglomérats , grès et marnes provenant de l'érosion des formations avoisinantes. Leur épaisseur varie de l'amont à raval où elle est maximale (environ 10 mètres) ;
- Sables de plage : Ils affleurent à Bejaia plage, représentés par des sables moyens grossiers de couleur grise ;

- Colluvions : Composés d'éléments essentiellement calcaire et conglomérats dont la taille s'échelonne du centimètre au décimètre .Ils sont bien visibles au niveau de notre site. Notons que ces colluvions sont consolidés par endroits ; leur épaisseur n'excède pas les 5.0 mètres ;
- Remblais : représentés par des sables, argiles, galets, fragments de briques. Cailloux concassés.

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

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

III.3. Synthèse géotechnique

Une étude géotechnique a été menée sur le terrain destiné à recevoir le projet du silo de 80000 tonnes, elle consiste en :

- La réalisation de deux sondages carottés notés S-01,S-02 de 50 m et de 51 m de profondeur avec réalisation d'essais SPT et mise en place des tubes PVC pour la mesure des paramètres dynamiques par essai down hole

- Deux sondage pressiomètriques notés SP-01 et SP-02. Ces derniers ont été arrêtés à 14 et 18 m de profondeur. Cet arrêt est du au blocage de la sonde pressiomètrique après éboulement des parois de forage (nature sableuse des terrains) ;
- Cinq (05) essais de pénétration statique.

On donne sur la (Fig : III.1**)** l'implantation des essais réalisés sur l'assiette de l'ouvrage.

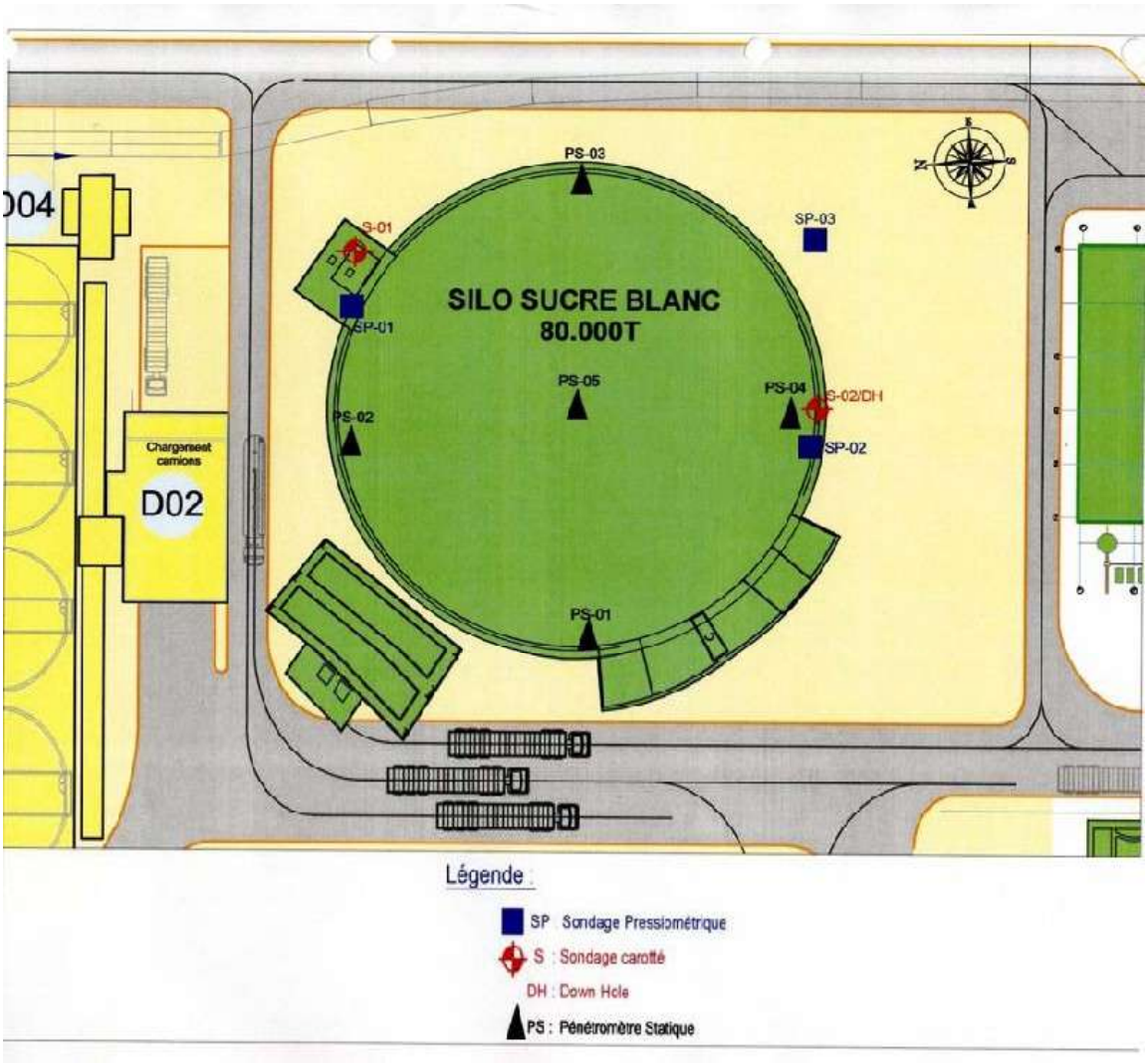


Figure III.1 Implantation des essais in-situ

Des échantillons intacts paraffinés prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico -mécaniques et chimiques au laboratoire. Ce programme expérimental a permis de déterminer :

- Les paramètres physiques (ω%, Sr %, γ_d , γ_h);
- La plasticité (ω_l,ωp , Ip) ;
- La compressibilité (σc, Cc, Cs) ;
- La résistance mécanique à la boite de Casagrande du type CU .

Les échantillons remaniés issus de l'essai au carottier SPT ont été soumis à une analyse granulométrique par tamisage et sédimentométrie . Le niveau moyen de la nappe a été détecté à trois mètres de profondeur.

III.3.1. Coupe géotechnique

Les coupes de sondages **(Fig III-2)** ont révélé que le terrain de fondation du silo est composé de la succession des couches suivantes

- Remblai ;
- Sable fin ;
- Sable compact ;
- Marne.

Avec des passages de vases à la surface et de galets en profondeur.

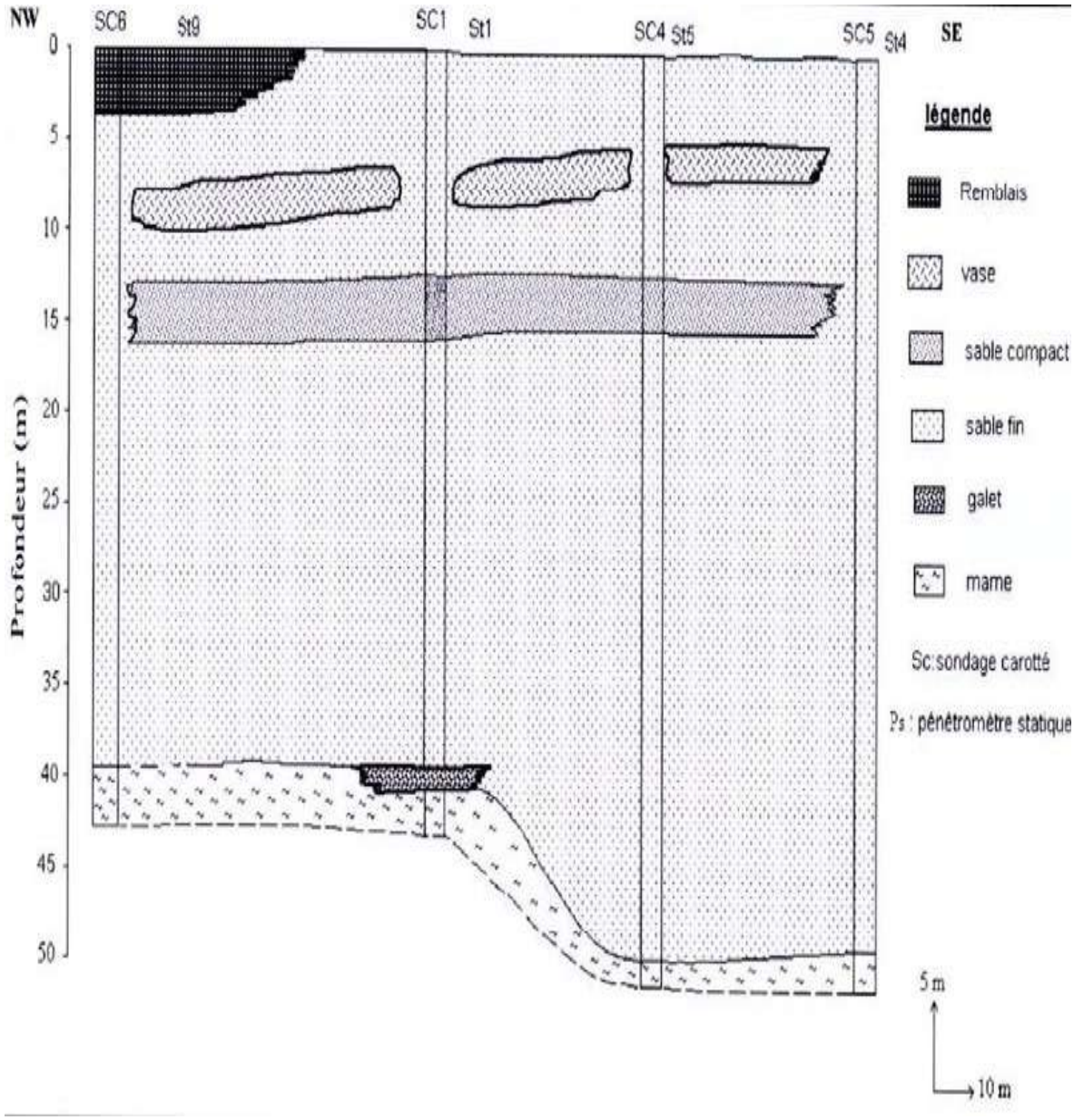


Figure III-2: Coupe géotechnique du terrain rencontré

III.3.2. Essais au pénétromètre statique

Les essais pénétrométriques ont donné des résultats comparables et en accord avec la stratigraphie révélée par les coupes de sondages (Fig III-2).

La forme en dents de scie des pénétrogrammes indique la présence de sable sur tout le profil et de galets en profondeur.

On donne à titre illustratif un pénétrogramme dans la figure (Fig III-3).

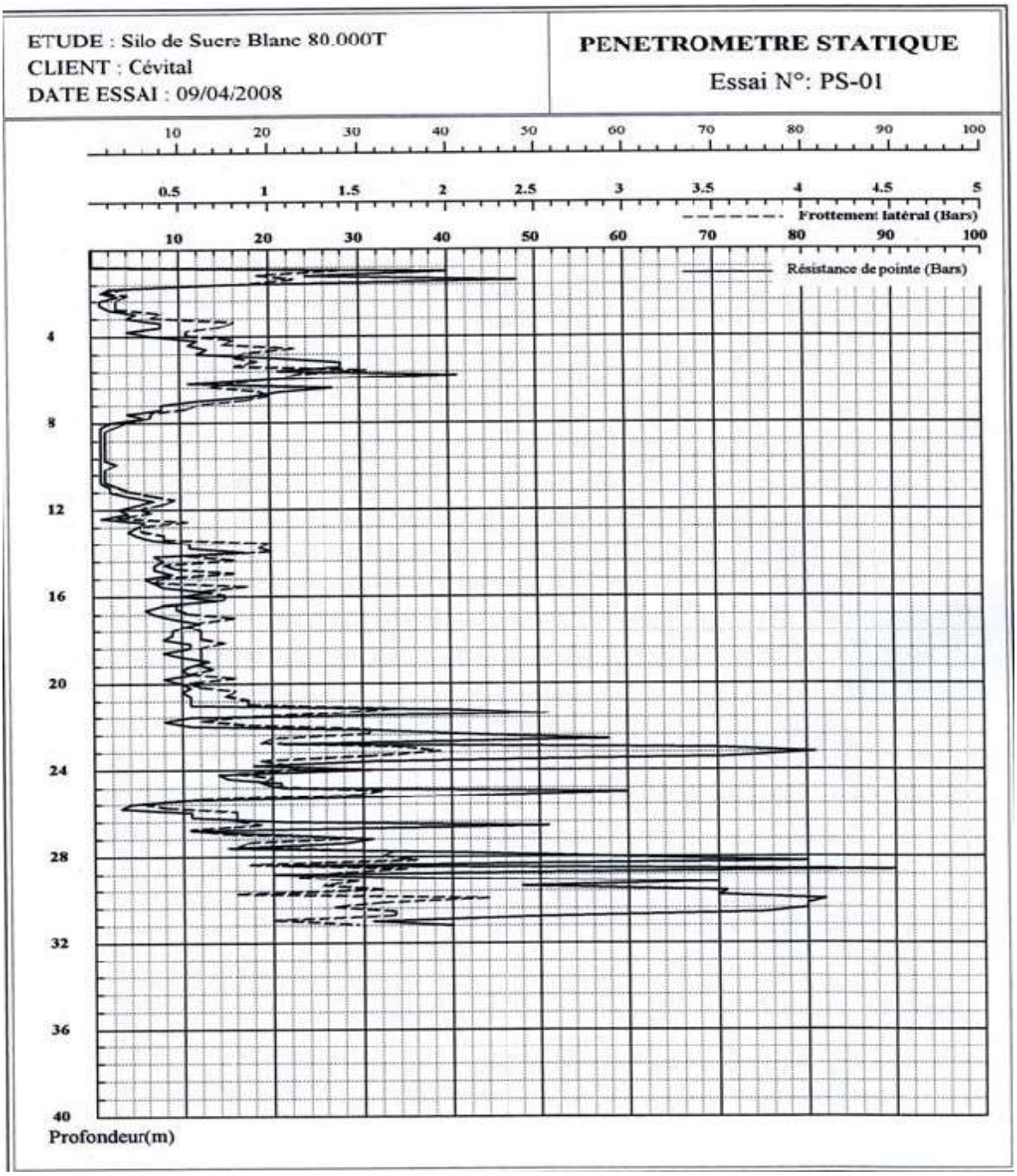


Figure III-3: Pénétrogramme

Les résultats obtenus ont permis de tracer les diagrammes de variation des résistances de pointe Rp et du frottement latéral f en fonction de la profondeur pour chaque station de mesure.

Ces pénétrogrammes ont mis en évidence la présence de couches de très faibles résistances à des profondeurs entre 6.0 et 20.0 m de profondeur avec toutefois des pics dépassant 5 MPa par endroits. Ensuite, les résistances enregistrées oscillent entre 2 et 10 MPa entre 20.0 et 40.0 m de profondeur.

III.3.3. Essais pressiomètriques (PMT)

Les sondages pressiométriques SP-01et SP-02 ont été réalisés jusqu'à 13.0 m de profondeur pour SP-01, 18 m de profondeur pour SP-02 avec enregistrement des résultats pour chaque mètre.

Cet essai permet de mesurer la pression limite notée P et le module pressiométrique noté Elm.

Selon le plan d'implantation des sondages, les essais pressiométriques SP-01 1 et SP-02 sont réalisés à proximité des sondages carottés S-01 et S-02 respectivement . Dans les trois premiers mètres, on a enregistré de grandes valeurs de la pression limite (P) et du module pressiométrique (E_m) ; cela peut être dû à la présence de la couche de remblai dans les trois premiers mètres (matériau hétérogène formé de déchets, cailloux,…).

On peut aussi remarquer que les résultats de ces essais sont en concordance avec ceux du laboratoire et confirment que la formation alluvionnaire composée d'une alternance de couches de sables lâches, sables vaseux et limons, est dans un état lâche ou faiblement consolidé .

Les deux profils pressiométriques sont semblables, on donne un exemple (PS-01) dans la page qui suit.

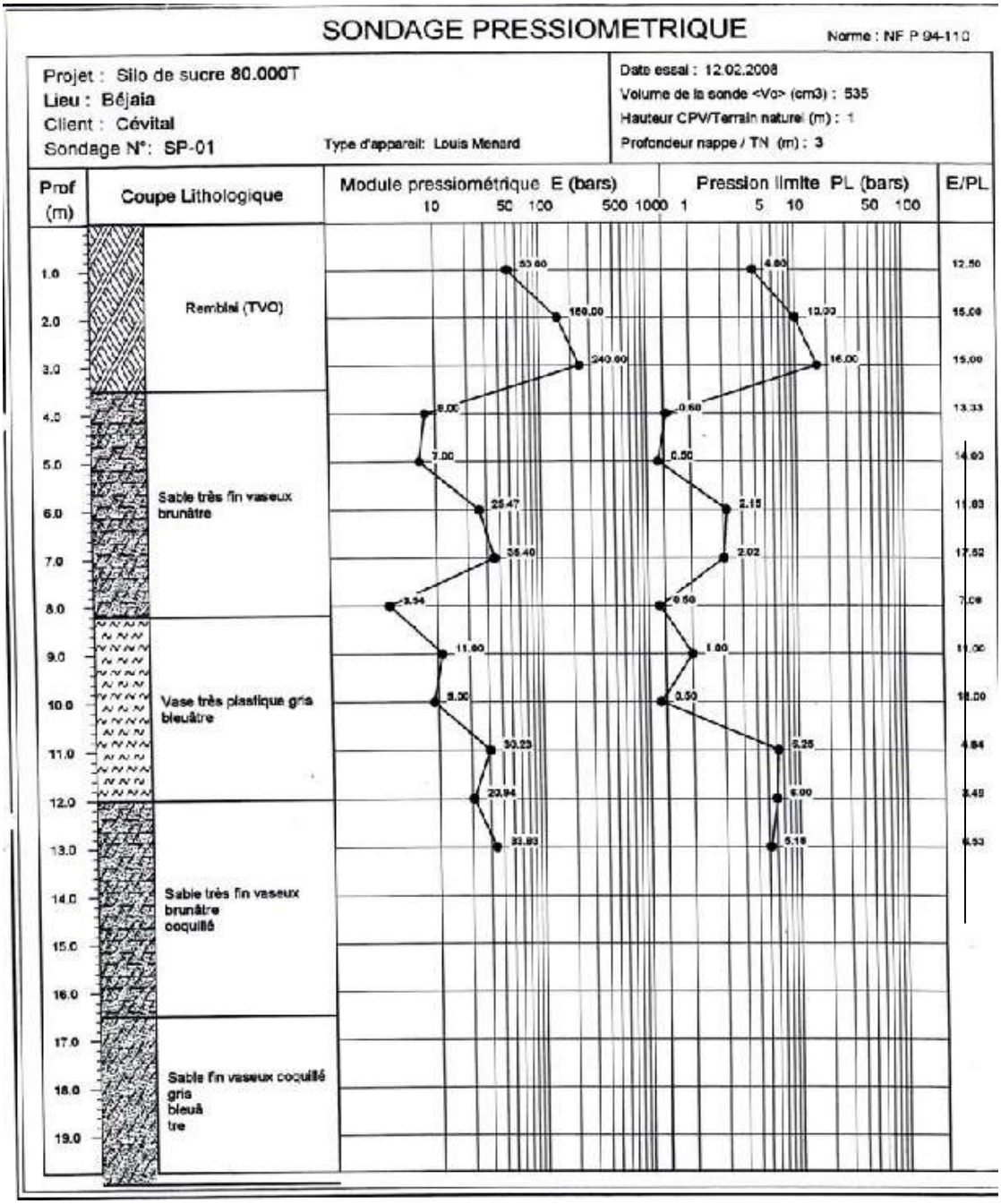


Figure III-4: Profil pressiométrique

III.3.4. Essais Down-hole

Des diagraphies « down-hole » ont été réalisées dans le sondage carotté S-01 , l'interprétation des enregistrements des signaux sismiques a permis de déterminer les vitesses de propagation des ondes de compression (Vp) et de cisaillement (Vs) en fonction de la profondeur. Le tableau récapitulatif ci-dessous reporte les résultats des mesures.

Tab III-1: Résultats des mesures des paramètres dynamiques par essai down-hole dans le sondag S1

Prof(m) (MPa)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	N	G_{dyn} (MPa)	E_{dyn} (MPa)	K Bulk
1.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
2.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
3.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
4.00	833	370	0.38	232.73	640.99	869.3
5.00	1330	476	0.43	498.47	1422.17	3226.96
6.00	1330	476	0.43	498.47	1422.17	3226.96
7.00	1330	476	0.43	498.47	1422.17	3226.96
8.00	1330	476	0.43	478.47	1422.17	3226.96
9.00	1330	476	0.43	341.52	1422.17	3226.96
10.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
11.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
12.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
13.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
14.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
15.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
16.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
17.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
18.0	1760	394	0.47	341.52	1006.54	6359.36
19.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
20.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
21.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
22.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
23.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
24.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31
25.0	1470	333	0.47	215.12	633.74	3905.31

- Le recouvrement, composé d'un remblai d'environ 3m d'épaisseur, présente respectivement des valeurs des ondes de compression et des ondes de cisaillement de Vp=1050 m/s et Vs = 500 m/s. Les valeurs des modules dynamiques sont de l'ordre de 1150 MPa pour le module de Young (Edyn) et de 425 MPa pour le module de cisaillement (Gdyn) ;
- Le second terrain apparaît à partir de 3.00 mètres jusqu'à 6.0 mètres de profondeur, la vitesse enregistrée dans cette tranche de terrain est de l'ordre de 1330 m/s pour les ondes de compression, et 440 m/s pour les ondes de cisaillement, représentant les sables vaseux brunâtres. Les valeurs des modules dynamiques sont de l'ordre de 1190 MPa pour le module de Young, et oscillent autour de 413 MPa pour le module de cisaillement ;
- Le troisième terrain présent, correspondant aux vases sableuses gris bleuâtre, a été recoupé à partir de 6 à 12 m de profondeur est caractérisé par des vitesses Vp=1540 m/s

pour les ondes de compression, et des vitesses Vs= 370 m/s pour les ondes de cisaillement. Les valeurs des modules d'élasticité dynamique, Edyn, et de cisaillement Gdyn, sont respectivement de l'ordre de 885 MPa et 301 Mpa ;

- Entre les profondeurs 12.0 m et 29.0 m (sable fin vaseux), les vitesses des ondes de compression enregistrées sont rapides atteignant 1420 m/s, et celle des ondes de cisaillement de 340 m/s. Les modules dynamiques exprimés en MPa sont de l'ordre de :

- Edyn=659 MPa
- Gdyn=224 MPa

- Entre les profondeurs 29.0 m et 37.0 m (sable fin vaseux), les vitesses des ondes deompression enregistrées sont de 1370 m/s, et celles des ondes de cisaillement de 483 m/s. Les modules dynamiques exprimés en MPa sont de l'ordre de :

  - Edyn=1293 Mpa.
  - Gdyn=452 Mpa.

III.3.5. Essais de pénétration au carottier

Les résultats des essais au carottier SPT réalisés sur les différentes formations rencontrées permettent d'émettre les observations suivantes.

La formation sableuse est caractérisée par un nombre NSPT compris entre 7 et 30 (refus). D'après l'abaque de Peck, cette formation est lâche à moyennement compacte caractérisée par un angle de frottement compris entre 29° et 36°. La formation vaseuse est caractérisée par un nombre NSPT compris entre 2 et 10 correspondant à des argiles molles à moyennement molles. D'après ledocument technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algériennes RPA 99, révisées en 2003, et sur la base des résultats d'essais SPT, le site est classé dans la catégorie des sols meubles S3.

III.3.6. Essais de laboratoire

a) Analyse chimique de l'eau

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus suite à l'analyse chimique qu'a subit un échantillon de sol afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain.

Tab III-2: Résultats de l'analyse chimique du sol.

sondage	Profondeur (m)	Sulfates So_4^{--} (%)	Chlorures cl^- (%)	Carbonates $caco_3$ (%)	Matière Organique (%)
S-01	5.20/5.90	0.33	0.13	27.46	0.31
	8.00/8.90	1.57	0.50	23.71	2.19
	12.50/12.90	0.16	0.30	25.79	0.37
	25.20/25.50	0.45	0.43	28.29	1.20
	33.00/30.20	0.90	0.43	22.46	1.15
	39.00/39.25	0.16	0.34	Traces	0.52
S-02	5.20/5.60	0.26	0.23	25.79	0.46
	10.50/10.90	1.68	0.30	27.46	1.57
	18.40/20.45	0.37	0.28	25.79	0.89
	50.00/50.70	Traces	0.25	18.30	0.47

D'après la norme NFP 18-011 du 06/92, ces résultats traduisent une agressivité forte pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure .Le pourcentage des carbonates indique la nature marneuse des sols en place.

b) Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

Les caractéristiques physiques des sols rencontrés sont rassemblées dans le tableau **(**Tab **:** III-4)

Tab III-3: Caractéristiques physiques et mécaniques

Caractéristique du sol	Sable fins vaseux	vases	marnes
Poids volumique du Sol sec γ_d(kN/m^3)	14.90-17.50	13.60-16.80	16.60-17.10
Poids volumique du sol humide γ_h(KN/Mm^3)	18.80-21.00	18.20-20.40	20.40-20.50
Tenure en eau naturelle W (%)	19.80-32.00	21.90-33.50	19.50-23.40
Degré de saturation Sr(%)	88-99	91-96	90.70-100
Limite de liquidité W_L (%)	34-43	47-48	46-48
Indice de plasticité I_P (%)	20-24	23-24	24-25
Angle de frottement $\varphi(^0)$	10-24	4.6-8	18-20
Cohésion C (KPa)	20-105	10-39	16-32
Pression de pré consolidation (KPa)	238-344	76-215	271-337
Indice compression C_c(%)	9.05-17.42	10.40-26.40	16.94-18.27
Indice gonflement C_g(%)	0.99-2.26	1.91-3.86	4.10-10.91

- Le sable fin vaseux comporte 44.31% de particules inférieures à 80 µ, il présente une plasticité variable de 20% à 24% ;
- La vase comporte 98,59% de fines et présente un indice de plasticité compris entre 23% et 24% ;
- La marne présente un très faible pourcentage de fine et une plasticité de 24% à 25%.

La densité sèche des trois sols est inférieure à 18KN/m² qui indique des sols lâches plutôt compressibles sous-consolidés.

III.4. Synthèse générale

La campagne de reconnaissance géotechnique effectuée pour le projet du silo de sucre blanc de capacité de 80 000 t a consisté en la réalisation de deux sondages carottées, deux essais pressiométriques et cinq essais de pénétration statique.

Selon les coupes lithologiques définies par les sondages carottées, les deux sondages représentent presque la même stratigraphie (S-01, S-02). On trouve essentiellement 3 couches bien distinctes :

- Une couche de remblai ;
- Une couche de sables vaseux ;
- Une couche de Marne.

On a pu détecter les galets à 42m de profondeur pour le sondage S-01, et le niveau moyen de la nappe a été détecté à 3 m de profondeur (sondages S-01 et S-02, réalisés en mois de mars 2008)., on retient pour les calculs, un poids volumique saturé moyen γsat = 20,50 kN/m^3 pour le sable, vases et la marnes.

III.5. Description de l'ouvrage

Le silo est de forme cylindrique, avec un diamètre de 53 m et une hauteur de 57 m. Il présente à sa base une structure en «poteaux- poutres FIFO » de 4,10 m de hauteur, et d'entraxe des poteaux de 3m servant de support au matériel de manutention et reprenant tout le poids du matériau entreposé. Le silo métallique est livré en kit à monter sur place.



Figure III-5-a: Photo du silo



Figure III-5-b: Base du silo

Les figures (Fig III-4-a) et (Fig III-4b) , photos virtuelles montrant respectivement le silo et une vue de la structure poteaux-poutres à la base de celui –ci.

III.6. Dimensionnement des colonnes ballastées

III.6.1. Mailles de référence

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

- Maille de référence maximale qui est de $9m^2$ avec un taux de substitution qui doit être supérieur à 3 % ;
- Maille de référence minimale qui est de $2{,}4m^2$.

Pour des raisons de portance de faisabilité technique, les colonnes ballastées de ce projet seront disposée suivant un maillage carée moyen de 1.6 m de coté avec de substitution de 20 % .

III.6.2. Dimensionnement du réseau de colonnes ballastées

Le nombre de colonnes nécessaires est obtenu grâce à l'abaque de dimensionnement de PRIEBE.

- Contrainte transmise par l'ouvrage σ_0=4,212 bars ;
- Contrainte reprise par le sol (pressiometre) σ_{sol}=1,42bars;

- Dimension radier BA (58 mètre de diamètre) ;
- Ballaste roulé φ=40° (K_{ac}=0.2174).

β =σ_0 / σ_{sol}=4.212/1.42=2.96

Donc on aura d'après l'abaque de PRIEBE A/A_C=3.75

- Diamètre de la colonne ϕ=0.8 m (A_C = 0.5 m^2).

Soit le nombre de colonnes sous radier n=1296 colonnes.

On opte pour un maillage carré de 36 colonnes ballastées dans les deux sens avec un entraxe 1.6 m.

III.7 Conclusion

La synthèse des résultats des études des deux sites destinés à recevoir le silo de stockage de sucre roux et les silos de céréales montre que les sols en place sont constitués de dépôts d'origine alluvionnaire appartenant au comblement de la plaine de Bejaia et reposant sur un substratum marneux profond rencontré à plus de 45 m de profondeur. Ces dépôts sont représentés en masse par des sables fins vaseux lâches à moyennement compacts avec des passages de couches de vases d'une nature molles.

L'interprétation de l'ensemble des résultats montre que le principe de fondations superficielles est à écarter pour l'ouvrage lourd à cause de la faible portance de la couche d'alluvion et des tassements de consolidation inadmissibles.

Chapitre IV

Etude numérique et analytique .Application à la fondation d’un silo de 80 000 t au niveau du port de Bejaia

IV.1. Introduction

Afin de mieux comprendre le comportement mécanique des colonnes ballastées, une étude numérique a été menée dans ce présent chapitre à l'aide logiciel (Plaxis 2D) en utilisant un modèle de référence basé sur un réseau de colonnes et le concept de la cellule composite (sol-colonne), les résultats obtenus seront comparés aux méthodes de calculs analytiques .

IV.2. Les Méthodes analytiques

Ont été utilisées à savoir : la méthode d'homogénéisation simplifiée, la méthode de Balaam et Booker, la méthode de Priebe, et la méthode de Ghionna. (Voir §II.8.1 et II.8.2)

IV.2.1. Homogénéisation simplifié :

Le tableau VI.2 donne les résultats de calcul par la méthode d'homogénéisation simplifiée :

Tableau IV.2. Tassement obtenu par la méthode de l'homogénéisation simplifiée

Couche	Profondeur (m)	E_c (MPa)	E_s (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{eq} (MPa)	S_a (cm)
Radier	0-2.0	-	-	-	-	-
Remblai TVO	2.0-3.5	60.0	15.0	22.5	29.85	2.12
Sable Vaseux	3.5-6.5	60.0	5.0	7.5	17.8	7.10
Vase	6.5-12.0	60.0	1.85	2.78	14.0	16.56
Sable Vaseux	12.0-18.0	60.0	9.9	14.85	23.7	10.66
Sable Vaseux	18.0-40.0	Pas de colonnes	9.9	14.85	-	62.4
						ΣS_a=99

IV.1.2. Méthode de Balaam et Booker :

Les résultats de calcul par la méthode de Balaam et Booker sont représentés dans le tableau (IV.3) suivant :

Tableau IV.3. Tassement obtenu par la méthode de Balaam et Booker.

Couche	Profondeur (m)	λ_c	Λ_s	μ_c	μ_s	F	β	S_{na} (cm)	S_a (cm)
Radier	0-2.0	-	-	-	-	-	-	-	-
Remblai TVO	2.0-3.5	32.25	11.25	16.1215	5.63	0.18	1.30	2.81	2.16
Sable Vaseux	3.5-6.5	32.25	3.75	16.125	1.88	0.27	2.08	16.85	8.09
Vase	6.5-12.0	32.25	1.39	16.125	0.70	0.31	4.00	83.33	20.84
Sable Vaseux	12.0-18.0	32.25	7.42	16.125	3.71	0.22	1.51	17.02	11.28
Sable Vaseux	18.0-40.0	-	-	-	-	-	-	62.40	62.40
									ΣS_a=105

IV.2.3. Méthode Priebe :

L'application de la méthode de Priebe nous a donné les résultats suivants :

Tableau IV.4. Tassement obtenu par la méthode de Priebe.

Couche	Profondeur (m)	$\frac{E_{oed,c}}{E_{oed,s}}$	Δ(A/Ac)	A/Āc	β1	y	y.$\frac{E_{oed,c}}{E_{oed,s}}$	fd	β2	Sa (cm)
Radier	0-2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Remblai TVO	2.0-3.5	4.00	1.40	6.50	1.75	0.46	1.84	1.02	1.78	1.58
Sable Vaseux	3.5-6.5	12.00	0.40	5.50	1.85	0.48	5.76	1.04	2.02	8.33
Vase	6.5-12.0	32.37	0.15	5.25	2.10	0.50	16.19	1.07	2.24	37.22
Sable Vaseux	12.0-18.0	6.06	0.80	5.90	1.80	0.49	2.97	1.07	1.93	8.79
Sable Vaseux	18.0-40.0	-	-	-	-	-	-	-	-	62.4
										ΣSa=119

IV.2.4 Méthode de Ghionna et Jamiolkowski :

Les étapes de calcul du tassement par la méthode de Ghionna sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Tassement obtenu par la méthode de Ghionna

Couche	Profondeur (m)	Δqs (bars)	Δpi (bars)	Sa (cm)
Radier	0-2.0	-	-	-
Remblai TVO	2.0-3.5	2.83	2.05	1.26
Sable Vaseux	3.5-6.5	2.83	1.86	8.65
Vase	6.5-12.0	2.83	1.62	49.87
Sable Vaseux	12.0-18.0	2.83	1.29	12.15
Sable Vaseux	18.0-40.0	-	-	62.40
				ΣSa=134

IV.3. Méthode numérique (modélisation avec logiciel Plaxis)

IV.3.1. Introduction

On s'intéresse ici au comportement d'un sol renforcé par colonne ballastée. Nous avons modélisé à l'aide du logiciel PLAXIS des différentes couches constituant le sol renforcé par colonne ballastée dont le déviateur de contrainte est appliqué sous forme d'un chargement. Il s'agit des colonnes ballastées allant jusqu'au 18 m de longueur avec un diamètre de 0,8 m.

IV.3.2. Présentation du logiciel Plaxis

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commencer en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis a été développée sous Windows.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

IV.3.3. Les points forts de Plaxis

La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;

- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Calculs de coefficient de sécurité ;

IV.3.4. La démarche de modélisation avec Plaxis

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

IV.3.4.1. Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol,

- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion,

Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques, des plaques ainsi que des murs et des zones rigides. Principalement, les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation.

- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- L'outil «geogrid», sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs suivants :

- les conditions aux limites ;
- son rayon ;
- les caractéristiques mécaniques de ses parois ;
- la décomposition de sa section en surface ;
- l`existence ou non d`interface particulière avec le sol environnant .

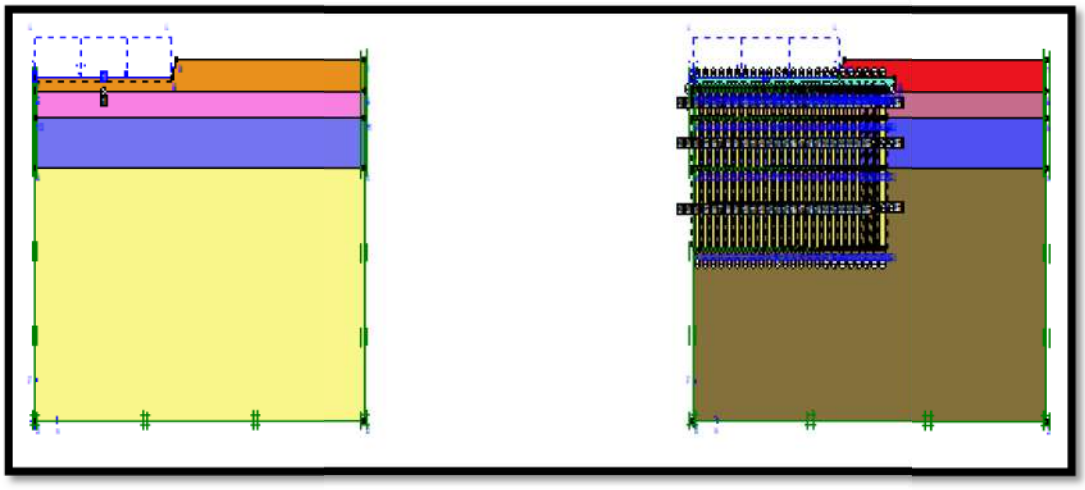


Figure IV. 1 Modèle géométrique (sans colonnes, avec colonnes)

IV.3.4.2. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c`est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieurs de la géométrie.

Si aucune condition limite n`est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l`élément n`est soumis à aucune force extérieure est libre de se déplace dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force repartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.....).

IV.3.4.3. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc.....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d`éléments peuvent être paramètres, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non drainer ou non poreux).

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

IV.3.5. Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L`opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l`opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédures passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

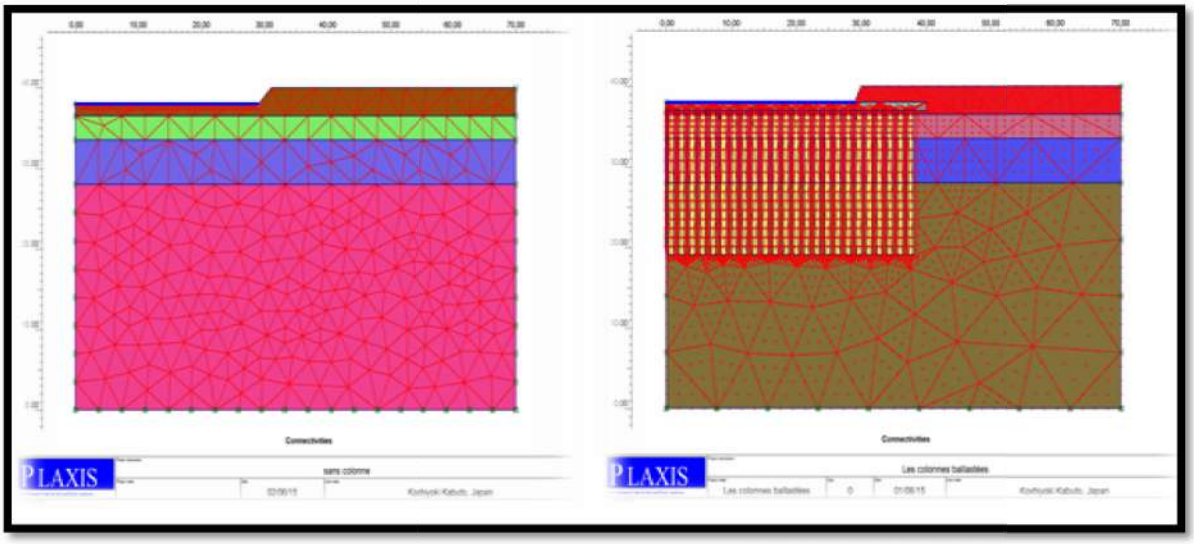


Figure IV.2. Description du modèle

IV.3.6. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes:

Tout d`abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s`ouvre, seul le sol est activé.

L`opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d`accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation:

- La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l`intérieur du massif (poids propre et sous pression).

Chargement :

Dans le calcul, on introduit un radier aux dimensions et masse volumique réelles et on applique une pression sur la fasse du radier de 421.2 KPa.

IV.3.7. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramètres, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle

interface: "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure.

Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phases on peut modifier la géométrie par l`intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d`intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiées. Ce pendant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.....

D`autre types de phases peuvent être créées autre que la simple activation ou désactivation d`élément (phase de consolidation par exemple).Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique) Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output » .

IV.3.8. Visualisation des Résultats

Plaxis permet la sortis des résultats suivants:

- la déformée du maillage ;
- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) ;
- les déformations ;
- les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique) ;
- les contraintes totales ;
- les contraintes effectives ;
- le coefficient de sur consolidation ;
- les points de déformation plastique ;
- le degré de saturation ;
- le champ d'écoulement ;

- le niveau de l'eau ;
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine .

Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- de vecteurs ;
- d'iso-valeur par zone (« Shading ») ;
- courbe contour des différentes zones.

IV .4. Calcul PLAXIS

Pour effectuer nos calculs, nous considérons un profil géotechnique obtenu à partir des essais effectués sur site (tableau IV-1) :

Tableau IV-1. Données géotechniques des couches de sols et des colonnes ballastées.

Couche	Profondeur (m)	ϒ (KN/m^3)	E (MPa)	ν	C (MPa)	Φ (°)	Ψ** (°)
Radier	0.0-2.0	25.0	$3.2x10^4$	0.25	-	-	-
Remblai en TVO	0.0-3.5	20.0	15.0	0.33	0.010	30	-
Sable vaseux	3.5-6.5	21.0	5.0	0.33	0.026	17	-
Vase	6.5-12.0	19.0	1.85	0.33	0.024	6	-
Sable vaseux	12.0-40.0	20.0	9.9	0.33	0.026	17	-
Colonnes ballastées	20.0-18.0	20.0	60	0.33	0	38	8

* Les modules de Young ont été estimés par les corrélations usuelles avec le pénétromètre statique (CPT).

** L'angle de dilatance est estimé par la formule de Jacky, $\psi = \varphi - 30°$. [Mestat, 1994]

*** Les caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées ont été données selon COPREC.

L'analyse a été effectuée par la méthode des éléments finis (plaxis).

IV.4.1. Calcul du tassement sans colonnes ballastées

La figure IV.3 montre les iso valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte service de l'ordre de 421.2 KPa est de δ=304 cm. Il est localisé au centre du radier.

Ce tassement est inadmissible pour une structure du silo.

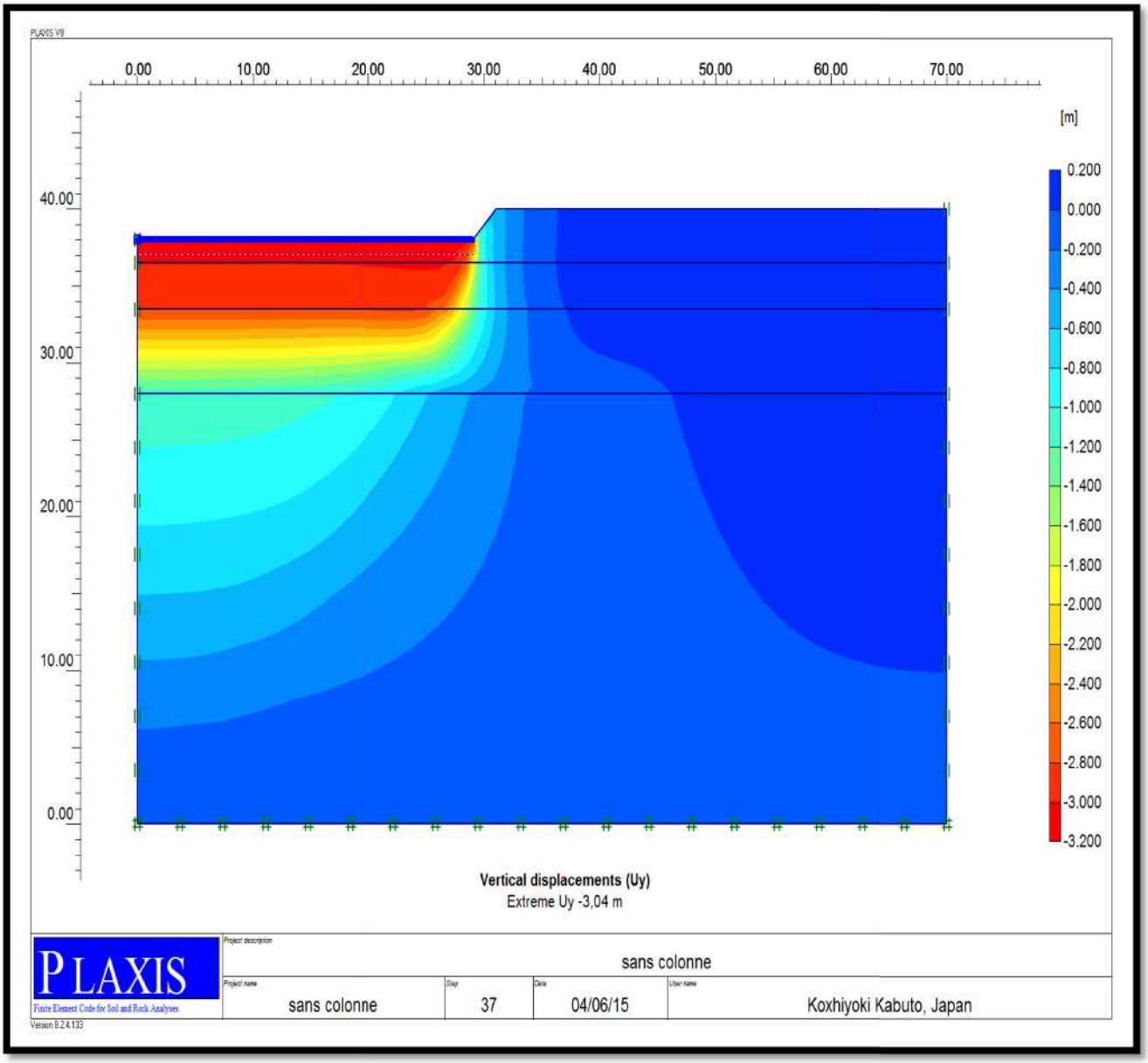


Figure IV.3. Les iso valeurs du déplacement vertical sous σ = 421.2 KPa

La figure (IV.4) montre les déplacements horizontaux sous l'effet de chargement.

Le déplacement à la surface ne dépasse pas 3.5 cm. On peut conclure que l'influence sur les existants est minime.

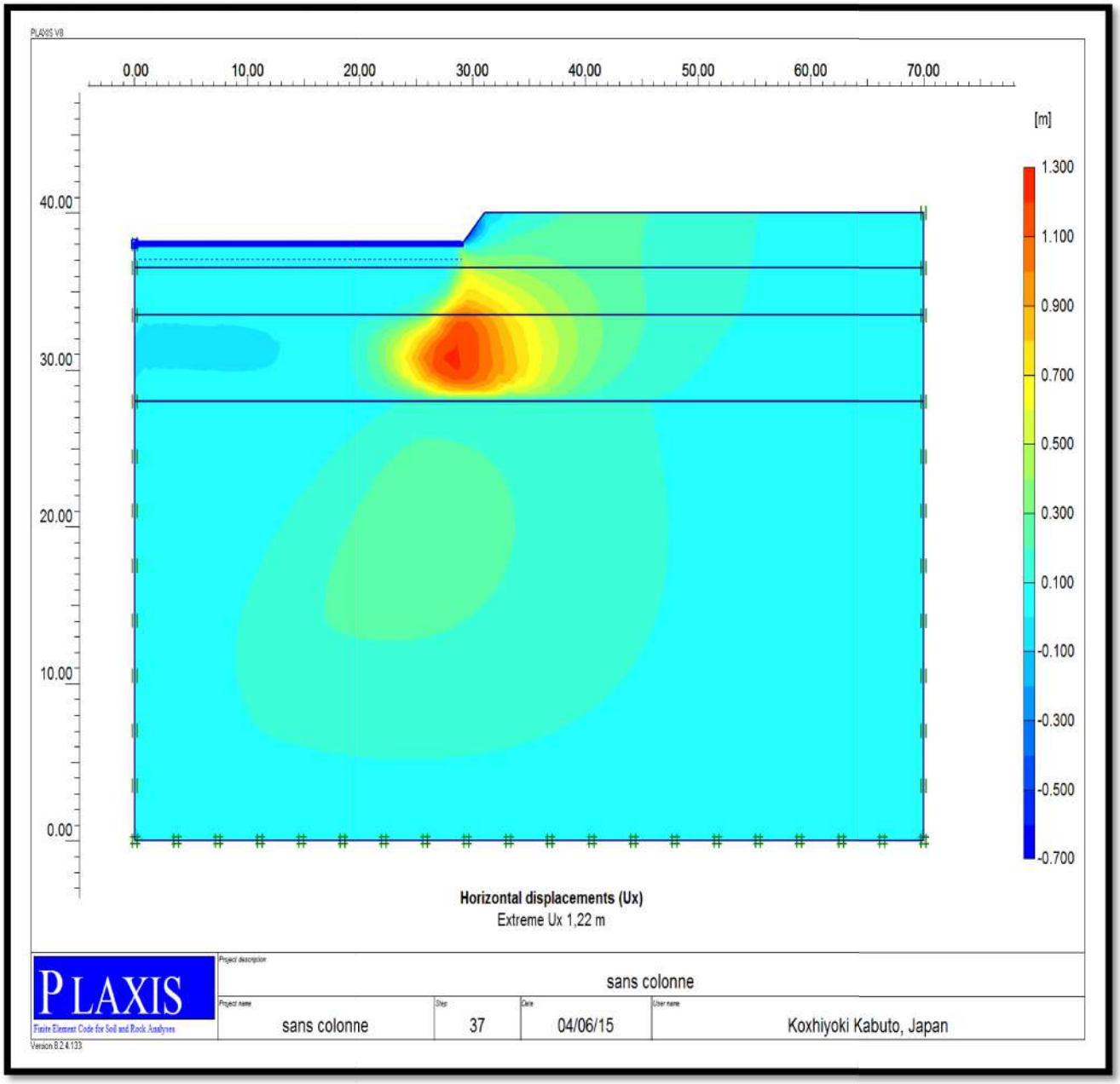


Figure IV.4. Les iso valeurs du déplacement horizontal sous σ = 421.2 KPa.

IV.4.1. Calcul du tassement avec colonnes ballastées

La figure (IV.5) montre les iso valeurs des tassements. Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte service de l'ordre de 421.2 KN/m^2 est de δ=111 cm. Il est localisé au centre du radier.

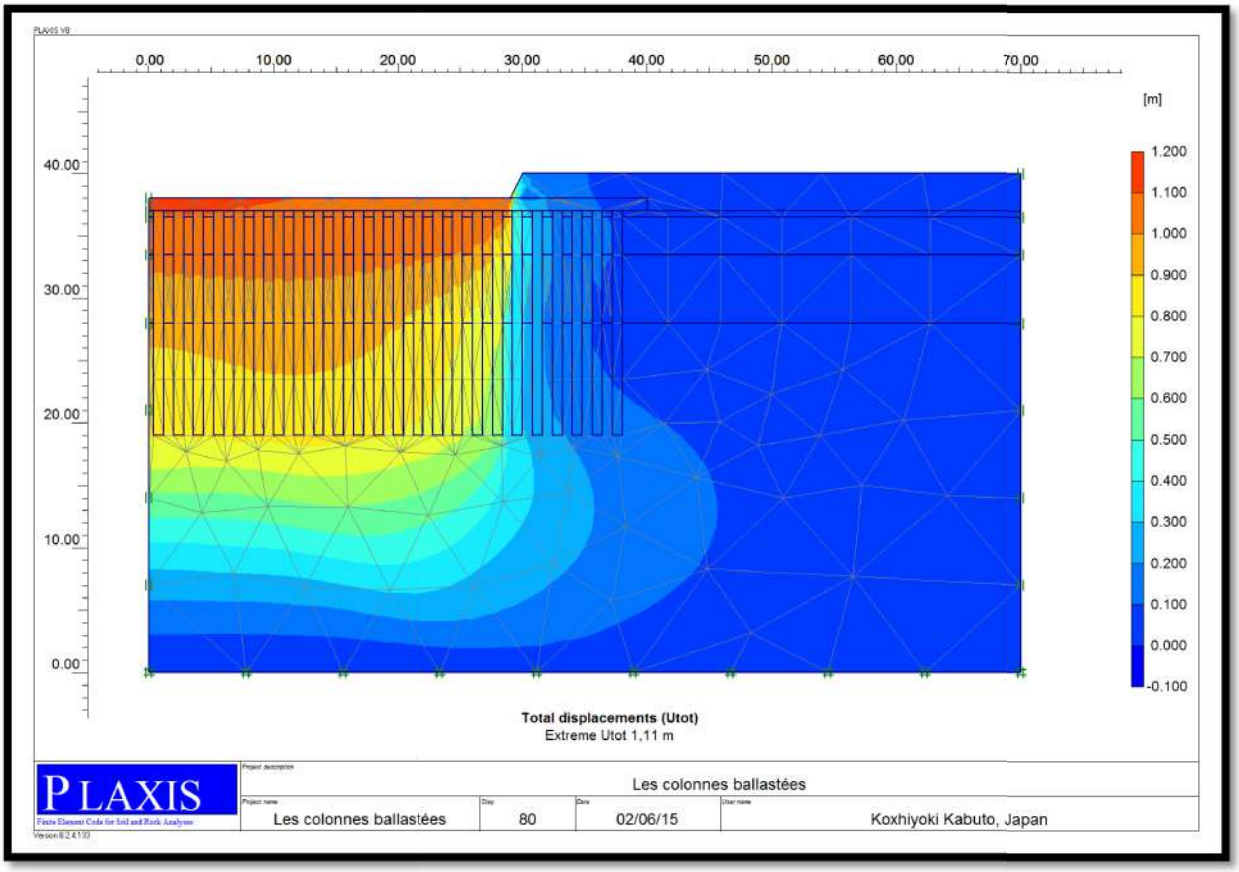


Figure IV.5. Les iso valeurs du déplacement vertical sous σ = 421.2 KPa

La déformé du radier est indiquée sur la figure (IV.6). Le tassement différentiel entre le centre et le bord du radier est de 11 cm. Le béton risque de se fissurer.

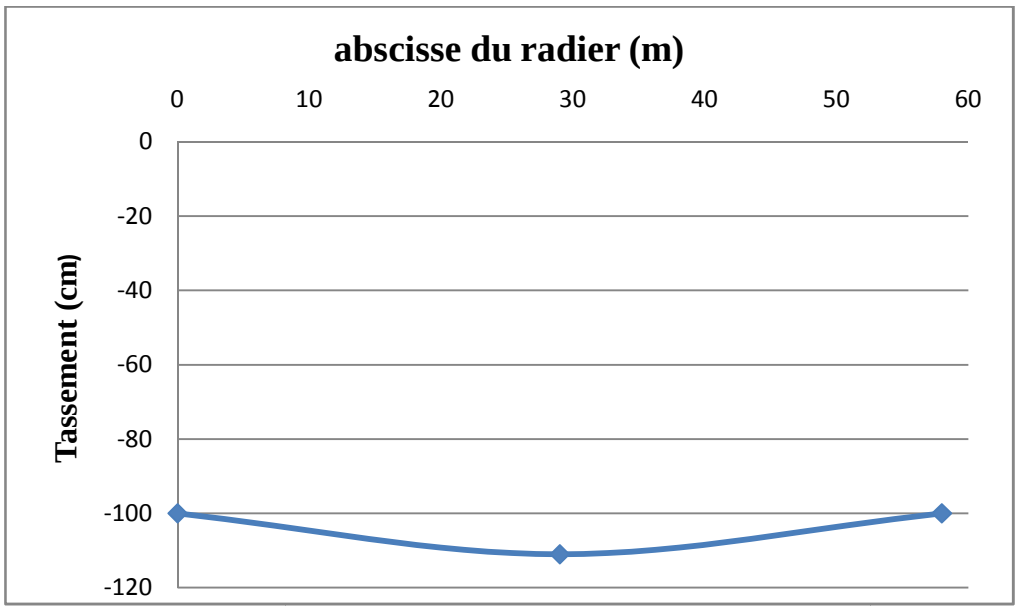


Figure IV.6. La déformée du radier sous une contrainte de σ = 421.2 KPa.

La figure(IV.7) montre les déplacements horizontaux sous l'effet de chargement. Le déplacement à la surface ne dépasse pas 3.5 cm. On peut conclure que l'influence sur les existants est minime.

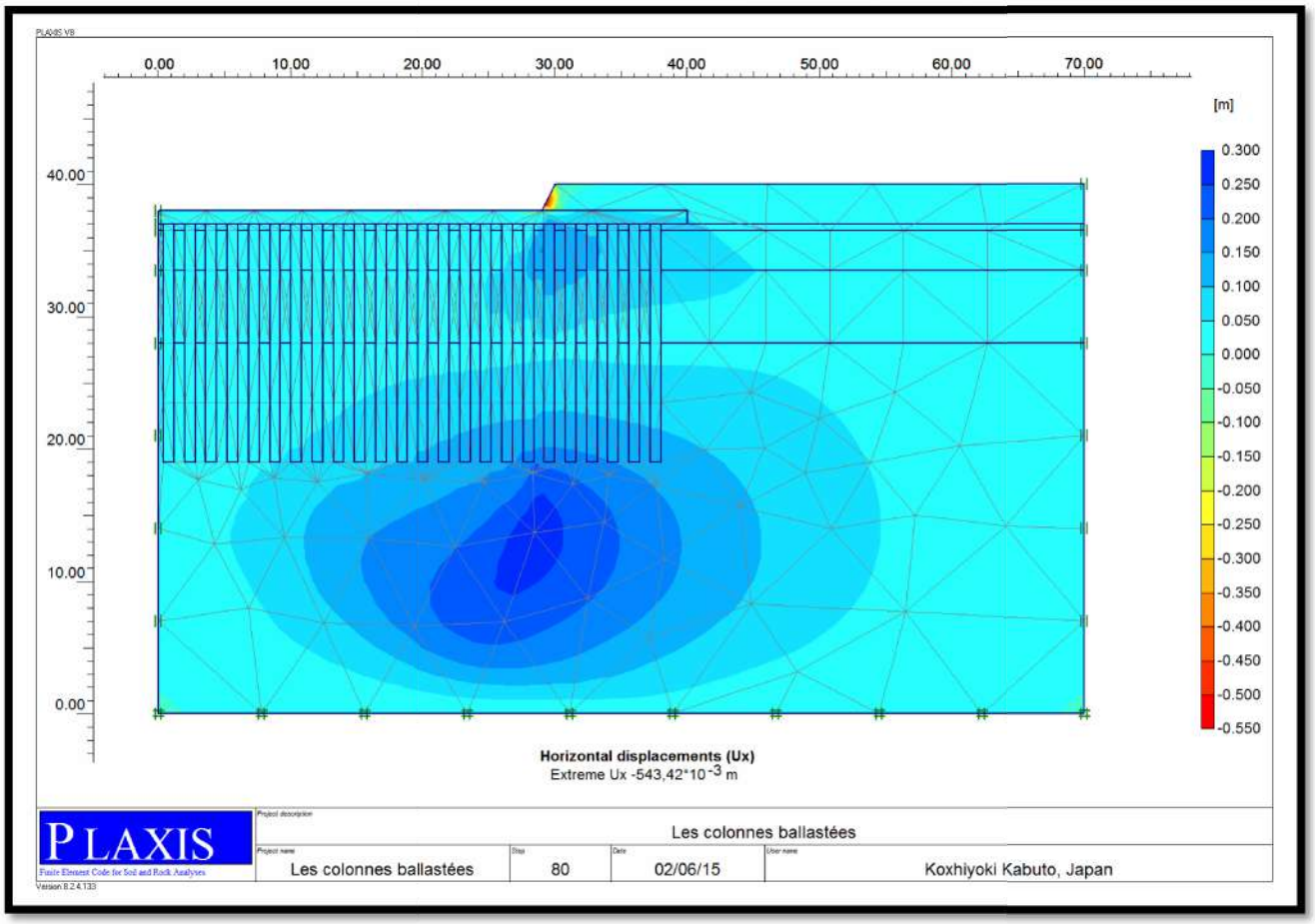


Figure IV.7. Les iso valeurs du déplacement horizontal sous σ = 421.2 KPa**.**

On remarque un déplacement horizontal maximum de 5cm située à l'extrémité du radier juste au dessus des colonnes ballastées. Le développement des déplacements verticaux diminue en s'éloignant de ce point vulnérable.

La modélisation s'est faite en axisymétrie avec le logiciel (Plaxis 2D).

Remarque

Pour diminué le tassement, on procédé a l'augmentation du module de Young (E=100 MPa) et prenant également une interface (R=0,67), on remarquera :

Le tassement maximal calculé sous l'effet d'une contrainte service de l'ordre 421.2 KPa est diminuer encore pour 09 cm. δ=102 cm localisé au centre du radier.

IV.4.3. Comparaison des résultats avec un modèle élémentaire

Afin de modéliser la cellule unitaire, on considère un plan axisymétrie tel que l'axe de symétrie est l'axe de la colonne. Pour ce qui concerne les conditions aux limites, les déplacements horizontaux le long des deux frontières du modèle ainsi Les déplacements verticaux à la base du modèle sont considérés comme nuls.

Les figures (IV.8 et IV.9) montrent le maillage utilisé ainsi que les résultats obtenus.

Le tassement maximal obtenu est de δ=104 cm. Les résultats sont proches avec ceux obtenus avec le modèle en réseau.

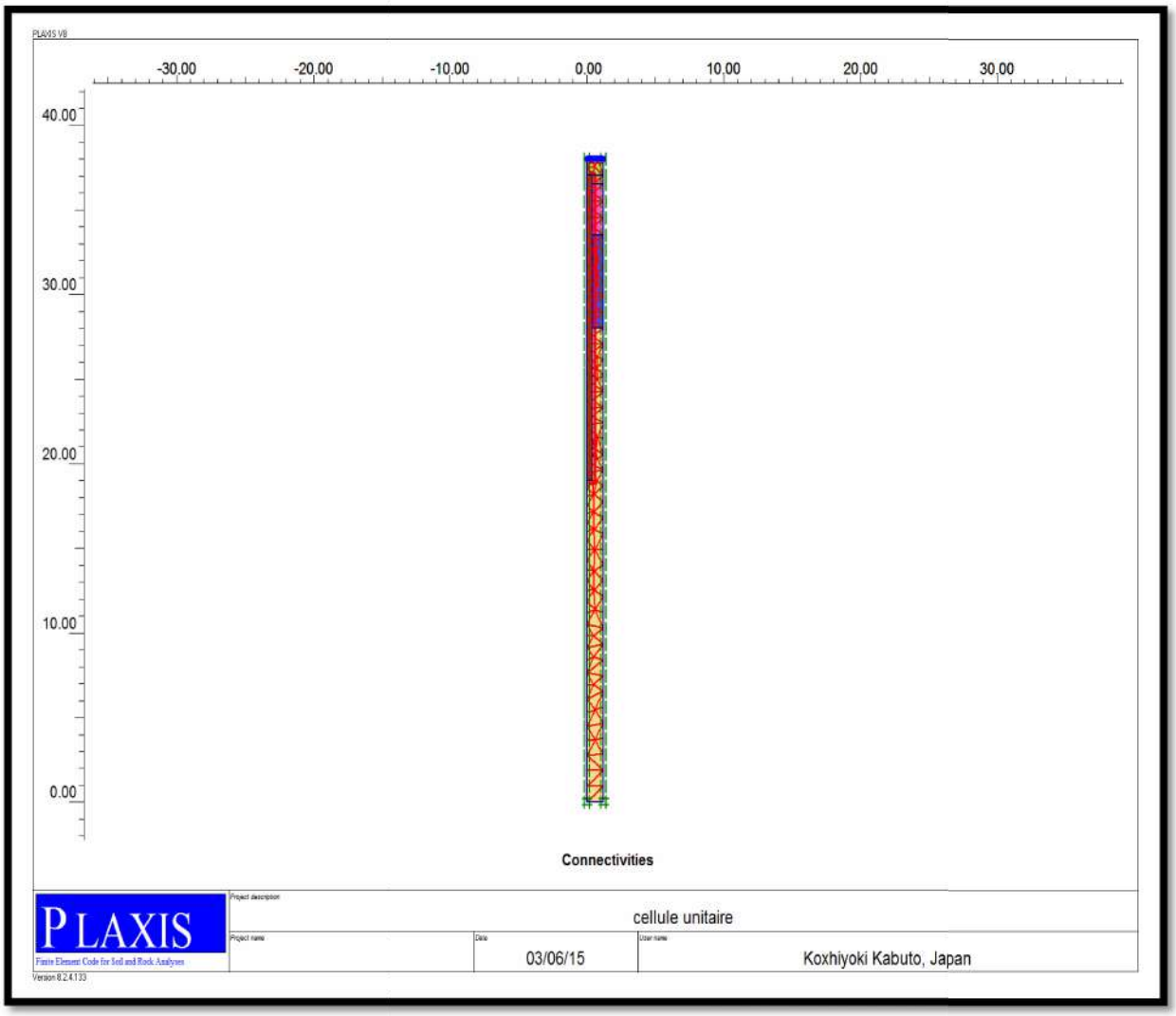


Figure IV.8 maillage et matériaux

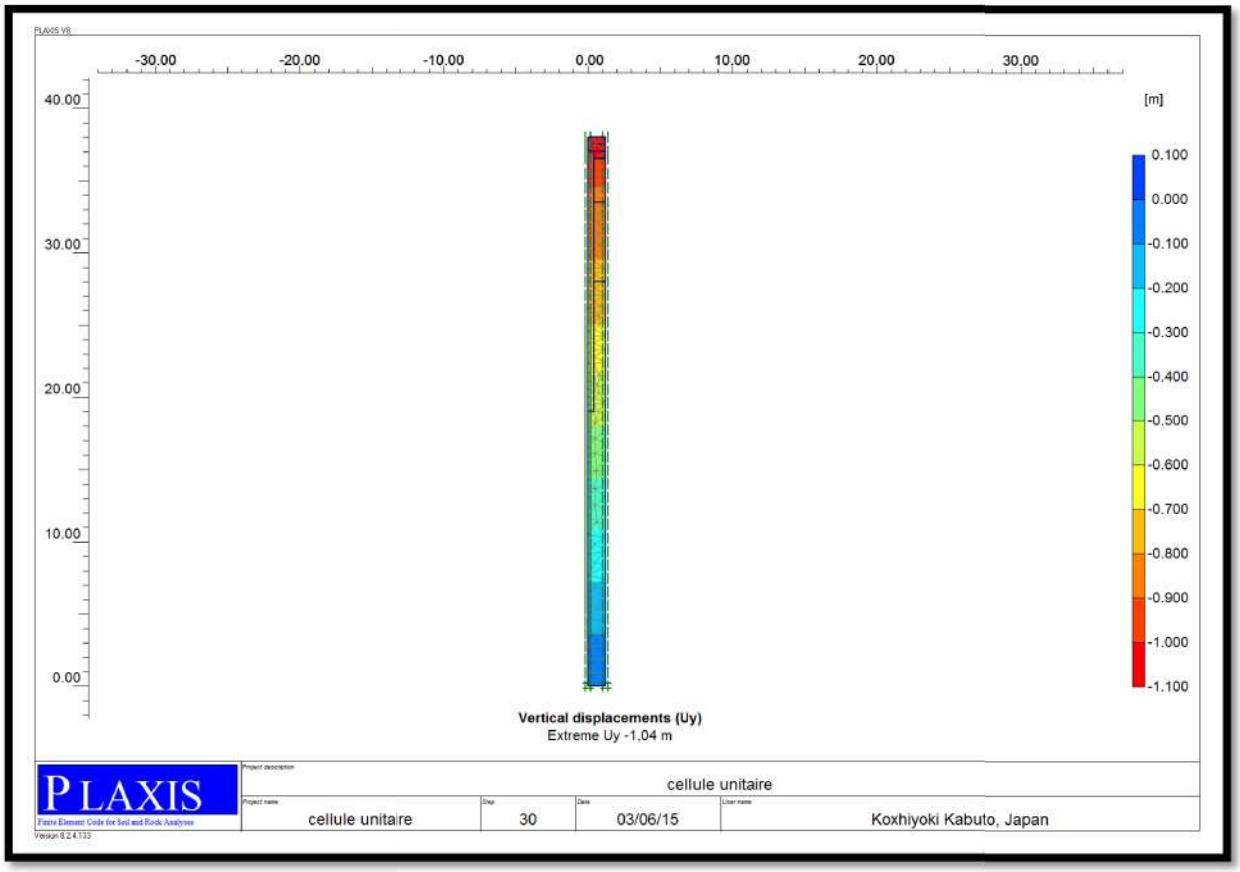


Figure IV.9 Tassement sous σ=421.2 KPa

On peut conclure que la modélisation du réseau de colonnes ballastées peut être effectuée en considérant seulement une cellule unitaire.

A fin de comparer les résultats trouvés par la méthode numérique, plusieurs méthodes analytiques ont été utilisées à savoir : la méthode d'homogénéisation simplifiée, la méthode de Balaam et Booker, la méthode de Priebe, et la méthode de Ghionna. (Voir §II.8.1 et II.8.2)

- Les tassements calculés par les différentes méthodes sont plus au moins proches, pour les méthodes de l'homogénéisation simplifiée et Balaam et Booker, les tassements trouvés sont respectivement 99 et 105 cm. Ces résultats sont faibles par rapport au tassement des autres méthodes s'expliquent par le fait que ces deux méthodes basent sur l'hypothèse d'un comportement élastique pour la colonne et le sol, donc un comportement plus raide que le modèle plastique.
- Le modèle numérique avec une cellule unitaire a donné des résultats satisfaisant, on peut donc conclure que ce modèle peut remplacer le réseau de colonnes.

IV .4. Conclusion

La synthèse des résultats des études de site destinée à recevoir le silo de stockage de sucre Roux montre que les sols en place sont constitués de dépôts d'origine alluvionnaire appartenant au comblement de la plaine de Bejaia et reposant sur un substratum marneux profond rencontré à plus de 45 m de profondeur. Ces dépôts sont représentés en masse par des sables fins vaseux lâches à moyennement compacts avec des passages de couches de vases d'une nature molles.

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

Les essais de continuité et les essais de chargement ont montré que les colonnes ballastées sont continues et bien compactées. Elles permettent de réduire les tassements et les contraintes transmises au sol.

Comme on a pu le constater, le modèle numérique avec une cellule unitaire a donné des résultats satisfaisant, on peut donc conclure que ce modèle peut remplacer le réseau de colonnes dans la modélisation. Pour le calcul du facteur de réduction des tassements β, les méthodes analytiques et numériques ont donné des résultats assez proches. Pour la valeur du rapport de concentration des contraintes η, le modèle élémentaire n'est pas adapté ; pour les autres méthodes, les résultats sont plus au moins proches, la différence est observée sur la contrainte transmise à la colonne.

La comparaison des résultats de mesures des tassements avec les valeurs des calculs analytiques suivant la variation de la contrainte appliquée, ont montré une certaine concordance ce qui confirme que les paramètres retenus ainsi que la loi de comportement de type Mohr-Coulomb ont été bien choisis.

Conclusion générale

L'objectif de ce travail de recherche est vulgarisé en Algérie, la technique de traitement de sol par colonnes ballastées et de contribuer à la compréhension du mode de fonctionnement d'un massif de fondation renforcé par cette technique.

Cette étude a comporté trois parties principales :

- Une recherche bibliographique
- Un cas d'étude
- Une partie numérique

La recherche bibliographique nous a permis de constater que les méthodes de traitement des sols instables sont très vastes, chaque méthode a son domaine d'application approprié. Le procédé des colonnes ballastées est bien adapté dans le cas des sols mous non organiques (argiles, limons) et dans les sables fins argileux et limoneux et qui présentent des résistances latérales suffisantes pour la stabilisation des colonnes. Le mécanisme de rupture par expansion latérale d'une colonne isolée chargée en tête est un critère souvent dimensionnant, dans le cas des réseaux de colonnes, et sous des charges réparties apportées par des ouvrages de grandes dimensions, on peut assimiler les colonnes situées à l'intérieur du maillage à une colonne isolée appelée cellule unitaire.

L'efficacité du traitement par les colonnes ballastées est caractérisée par deux facteurs : le rapport concentration de contrainte η qui traduit la répartition de la charge entre la colonne et le sol, et le facteur de réduction des tassements β qui caractérise le rapport entre les tassements avant et après le traitement. On peut classer les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées comme suit : les méthodes empiriques, les méthodes élastiques, les méthodes élastoplastiques et les méthodes numériques, la difficulté de dimensionnement résulte de la définition des différents paramètres intervenants dans les calculs et la complexité du choix du modèle de calcul.

Le troisième chapitre concerne une étude de cas d'ouvrages fondés sur des sols traités par des colonnes ballastées. La synthèse des résultats des études de site destinés à recevoir le silo de stockage de sucre roux situé dans la zone portuaire de Bejaia ont montré que le principe de fondations superficielles est à écarter pour les ouvrages lourds à cause de la faible portance de la couche d'alluvion et des tassements de consolidation inadmissibles. Le procédé des colonnes ballastées est bien adapté en raison de la nature cohésive et liquéfiable des couches traversées, ainsi la localisation du bon sol qui se trouve à des profondeurs importantes. Les

essais réalisés sur les colonnes à savoir l'essai de continuité et l'essai de chargement ont montré que les colonnes sont continues et bien compactées.

Comme on a pu le constater, le calcul du facteur de réduction des tassements β par les méthodes analytiques et numériques ainsi que le modèle élémentaire sont très proches, pour le rapport de concentration de contrainte η, une différence est observée sur le calcul de la contrainte transmise à la colonne (qc).

L'étude numérique menée dans le quatrième chapitre a permis de constater que pour des cas de chargement faible, la solution élastique peut fournir une approche convenable. Le chargement influe sur le rapport de concentration de contrainte η et le facteur de réduction des tassements β en raison de la mise en plasticité progressive de la colonne, ils se stabilisent lorsque la colonne est entièrement plastifiée. L'étude a aussi montré que l'expansion de la colonne s'effectue en tête. Avec la profondeur la contrainte de confinement augmente traduisant ainsi un report de charge plus important en pied de la colonne.

Des valeurs élevées de l'angle de frottement du ballast φc, de l'angle de dilatance Ψc, du module de Young du ballast Ec, du diamètre de la colonne Dc, du coefficient de poussée des terres au repos k0 favorisent l'efficacité du traitement, l'influence du diamètre de la colonne et le module d'Young apparaissent comme les facteurs majeurs.

L'étude comparative des méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées a permis de montrer que la méthode de l'homogénéisation simplifiée et de Balaam et Booker peuvent constituer une alternative à l'approche en éléments finis dans le cas où les calculs sont effectués dans un domaine élastique. Pour un calcul plastique, la méthode de Ghionna offre des résultats très proches par rapport au calcul numérique.

Notations

A : Aire de la cellule unitaire.

Ac : Aire de la colonne.

A : Aire du sol.

Dc : Diamètre de la colonne.

De : Diamètre de la cellule unitaire.

E'c : Module d'élasticité drainé de la colonne.

E' : Module d'élasticité drainé du sol.s

Ee : Module élastique équivalent (sol-colonne).

K0c : Coefficient de poussée de la colonne au repos.

K0s : Coefficient de poussée du sol au repos.

Kac : Coefficient de poussée actif de la colonne.

Lc : Longueur de la colonne.

Mc : Module oedométrique de la colonne.

M : Module oedométrique du sol.

N_{SPT} : Nombre de coups mesurés avec le SPT.

P_L : Pression limite du sol mesuré au préssiomètre.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente du sol.

q_{cc} : résistance de pointe écrêtée à 1,3qcm.

q_{ce} : résistance de pointe équivalente.

qcm : résistance de pointe moyenne.

Rp : Résistance en pointe mesurée au pénétromètre.

a : rayon de la colonne.

b : rayon de la cellule.

f_d: facteur de profondeur.

F : fonction de charge.

g : Potentiel plastique.

P : étreinte latérale de la colonne.

p_0 : étreinte latérale initiale de la colonne (contrainte horizontale effective initiale dans la colonne).

q_c: contrainte verticale effective dans la colonne.

$q_{c,0}$: contrainte verticale effective initiale dans la colonne.

q : contrainte verticale effective dans le sols.

$q_{s,0}$: contrainte verticale effective initiale dans le sol.

q : charge appliquée sur la cellule.

s_{col}: tassement au niveau de la colonne.

s_{sol}: tassement au niveau du sol.

s_a : tassement du sol amélioré.

s_{na} : tassement du sol non amélioré.

u : déplacement radial.

z : profondeur d'un point considéré par rapport à la tête de la colonne.

zw : profondeur d'un point considéré par rapport à la surface de la nappe.

Δp : incrément de l'étreinte latérale de la colonne.

Δqc : incrément de contrainte effective verticale dans la colonne.

Δq : incrément moyen de la contrainte verticale effective dans le sol.

Δq : incrément de contrainte verticale apporté par l'ouvrage.

β : facteur de réduction de tassement.

η : rapport de concentration de contrainte.

ε_{rr} : déformation radiale.

ε_{zz} : déformation verticale.

φ_c : angle de frottement à long terme du matériau constitutif de la colonne.

φ_s : angle de frottement à long terme du sol.

ψ_c : Angle de dilatance du ballast.

γ_c: poids volumique de la colonne.

γ_s : poids volumique du sol.

γ_w: poids volumique de l'eau.

σ_{rr} : contrainte radiale effective.

$\sigma_{rr,0}$: contrainte radiale effective initiale.

$\sigma_{\theta\theta}$: contrainte circonférentielle effective.

$\sigma_{\theta\theta,0}$: contrainte circonférentielle effective initiale.

ν_c : coefficient de Poisson de la colonne.

ν_ss : coefficient de Poisson du sol.

λ, μ : coefficients de LAME.

Références bibliographiques

Arquie G., Morel G. (1988). Le compactage. Edition Eyrolles, 1988.
Balaam N.P., Booker J.R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics. Vol. 9.
Balaam N.P, Poulos H.G. (1983). The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki, Vol.1.
Barbas A., Roger F. (1982). Utilasation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité. Rapport de recherche LPC N° 116.
Bell G. (1982). Méthode de traitement des sols instables. Edition Eyrolles.
Besançon G., Iorio J.P., Soyez B. (1984). Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées. Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches. Paris, Vol.1.
Bouafia A. (2004). Les essais in-situ dans les projets de fondations. Office des publications universitaires, Alger.
Bouassida M. (2001). Sur une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes. Actes du 15ème Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique. Istanbul, Vol. 4, pp. 2783-2790.
Brauns J. (1978). Die Anfangstraglast von Schottersaülen im bindingen Untergrund. Die Bautechnik, Vol. 55, N°8.
Brauns J. (1980). Untergrund Verbesserung mittels Sandpfählen oder Schottersäulen. Tiefbau 22, N° 8.
Cartier G. et al. (1986). Expérimentation d'une technique innovante de stabilisation de remblais instables par colonnes de sol traité en place. Bulletin de liaison LCPC n° 144 Juillet - Août 1986.
Cassan M. (1978). Les essais in situ en MDS : Application et méthodes de calcul. Tome 2. Edition Eyrolles.
Cassan M. (1988). Les essais in situ en mécanique de sols : réalisation et Interprétations. Tome 1. Edition Eyrolles.
Datye K.R. (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns. Proceedings of the Symposium on Recent developments in ground improvement techniques. Bangkok.
Demay B., Sargentoni M.L. (2006). Evaluation du risque de liquéfaction des sols sur le site du nouveau port de Tanger. Revue française de géotechnique, RFG N° 116, 2006.
Dhouib A., Gambin M.P., Jacquemin S., Soyer B. (1998). Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées. Revue française de géotechnique, RFG N°82.
Dhouib A., Blondeau F. (2005). Colonnes ballastées. Techniques de mise en oeuvre, domaine d'application, Comportement, justification, Contrôle, Axes de recherches et de développement. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées de Paris.
Dhouib A., Liausu P. (2005). Le compactage des sols, actes du séminaire international de Tunisie du 25 et 26 Mars 2005.
Dhouib A. (2006). Discussion au sujet de l'article : ''Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous les bâtiments et ouvrages sensibles aux

tassements paru dans R FG n° 111, 2eme trimestre 2005’’. Revue française géotechnique n° 117 du 4eme trimestre 2006.
Documents Techniques Unifiés (DTU n°13.2) (1978). Fondations profondes : Colonnes ballastées. Chap. VIII. Paris, pp. 57-59.
Farhat h., Robert J., Berthelot P. (2006). Extension du port de la Condamine à Monaco, confortement des sols en place et des remblais sous-marins. Revue française de géotechnique. R.F.G N° 112 du 3eme trimestre 2006.
Fascicule 62, titre 5. (1993). Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Ministère de l’équipement, du logement et des transports.
Ghionna V., Jamiolkowski M. (1981). Colonne di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni. Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle construzioni, N°507.
Greenwood D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface. Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers.
Greenwood D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface. Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers. London Filliat.G, 1981. La pratique des sols et fondations. Edition Dunod.
Greenwood D.A., Kirsch K. (1983). Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. State of the art. Proceedings of the International Conference on Advances in Piling and ground Treatment for Foundations. London.
Hughes J. M.O., Withers N. J., Greenwood D.A. (1975). A field trial of the reinforcing effect of stone column in soil. Ground Treatment by Deep Compaction, Géotechnique, Vol. 25, N° 1.
Magnan J.P., Pilot G., Amélioration des sols. Technique de l’ingénieur, traité construction.
Mattes N. S., Poulos H. G. (1969), Settlement of single compressible pile, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 95.
Menouar M. (2005). Les repères de vigilance en matière des sols et fondations, fascicules 1 et 2, séminaire du CTC Centre du 27 et 28 mars 2005 Alger.
Mestat Philipe, 1994. Validation du prologiciel Cesar-LCPC en comportement mécanique non linéaire, volume 1 : Fondations superficielles et tunnels ; LCPC.
Philipponnat G., Hubert B. (2002). Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles.
Priebe H.J. (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, Vol. 53, No. 5.
Priebe H.J. (1995). The design of vibro replacement. Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12-61E.
ZIGHMI Imène-Bassma .Etude numérique de l’influence des paramètres géotechnique sur le comportement des sols renforcé par colonnes ballastées. Mémoire de magister de l’université Moloud Maameri, Tizi Ouzou.
Soyez B. (1985). Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de liaison du LCPC N° 135.
Thorburn S. (1975). Building structures supported by stabilized ground. Géotechnique, Vol. 25, N°1.
Van Impe W., de Beer E. (1983). Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. Proceedings of the 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering. Vol 1.

Wroth, Hughes J.M.O. (1973). Undrained plane strain expansion of cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. Géotechnique, Vol. 23, N°2, june 1973.

Documents :

Document Keller: Compactage Horizontal Statique (CHS) ou Compaction Grouting.
Document Keller : Le procédé de jet grouting Soilcrete.
Document Keller : Les procédés de vibration profonde des sols.
Journées d'études sur l'amélioration des sols par colonnes ballastées, une alternative aux fondations profondes. Keller Fondation spéciales, Alger, le 2 Octobre 2005.
Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles aux tassements Coprec et du Soffons, 2004.
Rapport de l'étude préliminaire du projet : silo de stockage de sucre roux 80000 tonnes. L.N.H.C.
Rapport de l'étude géotechnique complémentaire du projet : silo de stockage de sucre roux 80000 tonnes, Construction et Testing Engineering LABoratory CTE-LAB.
Rapport de contrôle de colonnes ballastées du projet : silo de stockage de sucre roux 80000 tonnes. L.N.H.C.
Rapport de résultats des essais de chargement sur colonnes ballastées sous l'ouvrage : silo de stockage de sucre roux 80000 tonnes. Keller.
Rapport de l'étude géotechnique du projet : silo de stockage de céréales de Cevital. L.N.H.C.
Rapport de contrôle de colonnes ballastées du projet : silo de stockage de céréales de Cevital. L.N.H.C. 1