

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA MATIERE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER en GENIE CIVIL

Thème

Renforcement Et Amélioration Des Sols Par **Colonnes Ballastées**

Soutenu le : juin 2017

Présenté par :

Mr. ASLAFI Abdelkader
Mr. BOUSLAHI Abdehai

Membres de jury :

Président : Mr. HAMOUDA
Abdelaziz
Univ.d'ADRAR

Encadré par :

Mr. BADA Abdelmalek
Univ.d'ADRAR

Examineurs

Mr. BALEGH Benamer
Univ.d'ADRAR

Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

Nos remerciement les plus chaleureux et toute notre reconnaissance à notre encadreur : Mr BADA Abdelmalek pour spéciaux conseils, leur solution et aide.

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en guise de
Respect et de reconnaissance :

✚ A mes parents

✚ A ma petite famille

✚ A mes frères et mes soeurs

✚ A tous mes amis sans exception

ASLAFI AEK et BOUSLAHIA

Sommaire

SOMMAIRE

Notations utilisées	I
Liste des figures et tableaux	II
Introduction générale	III
Chapitre I : Techniques d'amélioration du sol	
I.1 Introduction	4
I.2 Préchargement	5
I.3 Accélération de la consolidation par drains verticaux	5
I.4 Le compactage dynamique (ou pilonnage)	6
I.5 Le renforcement des sols par inclusions rigides	7
I.6 Vibrocompactage (ou vibroflottation	9
I.7 Colonnes ballastées	9
I.7.1 Aspects géotechniques	9
I.7.2 : Domaine d'application	10
I.7.3 Conception du traitement	10
I.8 Inclusions par mélange d'un liant avec le sol	10
I.9 Les géosynthétiques	11
CH II : Amélioration des sols par colonnes ballastées	
II.1 Introduction	17
II.2 Techniques de mise en œuvre	18
II.3 Principales techniques de mise en œuvre	19
II.4 Colonnes exécutées par voie sèche	19
II.5 Avantages du vibreur à sas	19
II.6 Colonnes exécutées par voie humide	21
II-7 Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)	23
II.8 Colonnes ballastées en mer	24
II.9 Dimensions des colonnes	24
II.10 Vibreurs	25
II.11 Choix des matériaux	26
II.11.1 Matériaux constitutifs des colonnes	26
II.11.2 Matériaux du matelas de répartition	27
II.12 Limites du domaine d'application	27
II.12.1 sols concernés	27
II.12.2.Charges appliquées et tolérances imposées	29
CH III Comportement des colonnes ballastées.	
III.1 Introduction	31
III 2.1 Notions de base	31
a) Taux d'incorporation	32
b) Rapport de concentration des contraintes verticales	32
c) Facteur de réduction des tassements	33
I II.2.2 Modèles de comportement mécanique d'une colonne isolée sous chargement	

Sommaire

statique vertical	33
a) Mode de déformation axiale	33
b) Mode de déformation latérale	34
c) Interaction sol / colonne ballastée	34
d) Modèles de rupture : expansion, cisaillement, poinçonneme	35
d.1) Rupture par expansion latérale de la colonne ballastée	36
d.2) Rupture par cisaillement généralisé	37
d.3) Rupture par poinçonnement du sol (colonnes flottantes)	38
III.2.3 Modèles de comportement d'un réseau de colonnes isolées sous charge statique vertical	39
a) Définition du réseau de colonnes ballastées	39
b) Réduction au cas de la colonne isolée : zone d'influence	40
c) Propriétés du sol entre les colonnes	41
d) Incidence de rigidité du dispositif de transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol	42
d.1) Incidence de la fondation souple	42
d.2) Incidence de la fondation rigide	42
d.3) Incidence de l'épaisseur du matelas de répartition	42
d.4) Incidence de la qualité du matériau constitutif du matelas de répartition	43
d.5) Incidence du temps : phase initiale, consolidation et fluage	43
e) Modèles élastiques	44
f) Modèles à la rupture	44
g) Modèles numériques	44
III.4 Réduction du risque de liquéfaction	46
III.5 Evaluation du potentiel de liquéfaction en présence des colonnes ballastées	46
CH IV Méthodes de justification et contrôle des colonnes ballastées	
IV. Méthodes de justification	49
IV.1.1 Paramètres intervenant dans le dimensionnement	49
IV.1.2 Généralités sur les méthodes de justification	50
IV.1.3 Justification en termes des contraintes	50
IV.1.4 Justification du diamètre moyen en fonction de l'étreinte latérale du sol	51
IV.1.5 Prévision de la capacité portante et du diamètre moyen	52
IV.1.6 Justification en termes de tassements	53
a) Méthode de Priebe (1976, 1995)	53
a.1) Prise en compte de l'amélioration du sol après traitement	53
a.2) Prise en compte de la compressibilité de la colonne	53
c) Homogénéisation simplifiée	54
IV.2 Contrôle	55
IV.2.1 Prescriptions dans le domaine du contrôle et de la réception	55
IV.2.2 Essais de contrôle en cours d'exécution	56
a). Essais d'étalonnage	56
b) Essais d'information	56
c) Attachements	57

Sommaire

IV.2.3 Essais de réception	57
IV.2.4 Contrôle des matériaux d'apport	58
IV.2.5 Choix des méthodes de contrôle – validité	58
a) Contrôle par pénétration statique (CPT)	58
b) Contrôle par l'essai pressiométrique (PMT)	58
c) Contrôle par pénétration dynamique (PDA ou PDB)	59
d) Contrôle par pénétromètre standard (SPT)	59
IV Critère de réception	59
IV.3.1 Essais de chargement sur colonne	60
IV.3.2 Essais de plaque sur matelas de répartition	61
IV.3.3 Ballast : volume livré et volume incorporé	61
IV.3.4 Observation visuelle	61
IV.4 Commentaires sur les méthodes de contrôle	62
Conclusion	63
Conclusion générale	65

Notions utilisées

NOTATIONS UTILISEES

- γ_h : Poids volumique humide du sol,
 γ_{sat} : Poids volumique du sol saturée,
 γ' : Poids volumique déjaugé du sol,
 γ_d : Poids volumique sec du sol,
 γ_c : Poids volumique du matériau de la colonne (ballast),
 γ_e : Poids volumique équivalent du milieu homogénéisé (Priebe),
 e : Indice des vides du sol,
 S_r : Degré de saturation du sol,
 D_r : Densité relative du sol,
 ν_s : Coefficient de Poisson du sol,
 ν_c : Coefficient de Poisson de la colonne ballastée,
 D_m : Coefficient de Poisson du matériau constitutif du matelas de répartition,
 C_u : Cohésion non drainée du sol,
 C_{u0} : Résistance au cisaillement non drainée initiale du sol,
 C_e : Cohésion équivalente du milieu homogénéisé (homogénéisation de Priebe),
 φ_u : Angle de frottement non drainée du sol,
 φ' : Angle de frottement effectif du sol,
 φ_{cu} : Angle de frottement consolidé non drainée du sol,
 φ'_c : Angle de frottement du ballast,
 ψ_c : Angle de dilatance du ballast,
 ψ : Angle de dilatance du sol,
 σ_u : Contrainte ultime (rupture) du sol,
 σ_{ad} : Contrainte admissible du sol,
 σ_o : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage sur le sol traité,
 σ_c : Contrainte verticale appliquée en tête de colonne,
 σ_e : Contrainte verticale équivalente mobilisée dans le milieu homogénéisé à la profondeur z ,
 σ_z : Contrainte verticale,
 σ_s : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité,
 σ_h : Contrainte horizontale que peut supporter le sol autour de la colonne ballastée (étroite latérale),
 $\sigma_h(z)$: Contrainte horizontale développée en fonction de la profondeur z , sur un massif enterré,
 $\sigma_v(z)$: Contrainte verticale développée en fonction de la profondeur z , au sein de la colonne,
 q_{cr} : Contrainte verticale limite (rupture) en tête de la colonne,
 q_c ELS : Contrainte admissible en tête de colonne à l'ELS,
 σ_r : Contrainte radiale (en coordonnées polaires),
 σ_θ : Contrainte tangentielle (en coordonnées polaires),
:Résistance au cisaillement suivant le critère de Mohr- coulomb
 τ_c : Contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne,
 τ_e : Contrainte de cisaillement mobilisée dans le milieu homogénéisé,
 τ_h : Contrainte de cisaillement cyclique induite par l'action sismique,
 τ_l : Résistance au cisaillement cyclique,

Notions utilisées

- q : Déviateur de la fonction de charge (modèle Mohr- Coulomb),
 P' : Pression moyenne de la fonction de charge (modèle Mohr- Coulomb),
 P_L : Pression limite du sol mesuré au préssiomètre,
 P^*_{le} : Pression limite nette équivalente,
 $P_{l\text{ moyen}}$: Pression limite moyenne calculée sur la hauteur de la colonne ou de moindre résistance,
 R_p : Résistance en pointe mesurée au pénétromètre dynamique,
 q_c : Résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique (CPT),
 q_{cmoy} : Résistance de pointe moyenne mesurée au CPT sur une couche de sol,
 E_{oed} : Module œdométrique du sol,
 E_s : Module de déformation élastique du sol traité,
 E_m : Module de déformation pseudo élastique mesuré au Plessimètre,
 E_c : Module de déformation élastique du matériau constitutif de la colonne ballastée,
 E_e : Module de déformation élastique du milieu équivalent (sol- colonne),
 K_{ac} : Coefficient de Poussée du ballast,
 K_{pc} : Coefficient de butée du ballast,
 K_v : Coefficient de réaction vertical du sol au contact du massif de fondation,
 K_h : Coefficient de réaction horizontal du sol au contact du massif de fondation,
 C_c : Coefficient de compression du sol (déterminé à l'odomètre),
 C_s : Coefficient de gonflement de sol,
 ΔH : Tassement de sol dû à la consolidation primaire,
 σ'_c : Contrainte de consolidation du sol,
 σ'_o : Contrainte effective du sol,
 S_c : Tassement en tête de colonnes,
 S_m : Tassement du matelas de répartition,
 S_s : Tassement à la surface du sol traité par colonnes ballastées,
 t_i : Temps initial ($t_i = 0$, début de chargement),
 a : Taux d'incorporation de ballast (ou coefficient de substitution),
 A : Section droite totale du domaine d'influence de la colonne ballastée (principe de la cellule unitaire),
 A_c : Section droite de la colonne ballastée,
 d : Distance entraxes de deux colonnes ballastées consécutives dans un réseau donné,
 D_e : Diamètre du cylindre d'influence de la colonne ballastée,
 R_c : Rayon théorique moyen de la colonne ballastée,
 R_e : Rayon équivalent du cylindre d'influence de la cellule unitaire,
 L_c : Longueur de la colonne ballastée,
 L_{cmax} : Longueur maximale de la colonne ballastée,
 B : Facteur de réduction des tassements,
 Δa : Accroissement de la section de la colonne ballastée,
 ΔR_c : Accroissement du rayon de la colonne ballastée,
 ΔC_u : Accroissement de la cohésion non drainée du sol,
 n : Rapport de concentration des contraintes,
 n_{max} : Rapport de concentration des contraintes maximal (état de final de report de charge),
 n_o : Rapport d'amélioration (Pribe),

Notions utilisées

- n_1 : Rapport d'amélioration avec prise en compte de la compressibilité,
 n_2 : Rapport d'amélioration avec prise en compte de l'incidence de la profondeur,
 f_d : Facteur de profondeur pour la correction des tassements,
 m : Facteur d'homogénéisation courant de (Priebe),
 m_{\max} : Facteur d'homogénéisation maximal de (long terme),
 m_{\min} : Facteur d'homogénéisation minimal de (court terme),
NSPT : Nombre de coups mesurés au standard pénétration test (SPT),
 N_γ , N_c et N_q : Facteurs de portance donnés en fonction de ϕ ,
 α et α' : Coefficient rhéologique du sol,
X, Y et Z : Coordonnées des points dans le repère orthonormé (XYZ),
U : Déplacement horizontal dans le repère horizontal(X),
V : Déplacement vertical dans le repère (Z),
 U_r : Déplacement radial (en coordonnées polaires),
 ε_h : Déformation horizontale,
 ε_r : Déformation radiale,
 ε_θ : Déformation tangentielle,
 ε_v : Déformation verticale,
 F_s : Coefficient de sécurité.
 I_σ : Premier déviateur de contraintes,
 II_σ : Deuxième déviateur de contraintes,
 III_σ : Troisième déviateur de contraintes
 $G(\sigma_{ij})$: Potentiel plastique,
 f : fonction de charge.
As : section du sol
Si : Tassement du sol
Sg : Tassement au mile du sol prétraitement
 $\sigma'_{h\max}$: contrainte horizontale effective max du sol
v : Prissions

Listes des figures et tableaux :

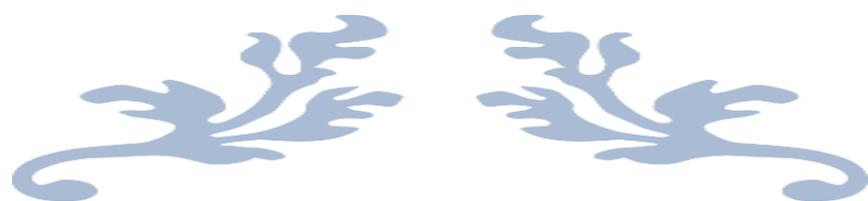
Figier I.1 : Principe de préchargement pour le contrôle des tassements (Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988).....	5
Figier I. 2 : Chantier de réalisation des drains verticaux (<i>Document de Géopac[®]</i>).....	6
Figier I. 3 : Exemples de chantiers de compactage dynamique(<i>Documents de Géopac[®] et Ménard Soltraitement[®]</i>).....	6
Figier I.4: Réseau d'inclusions rigides (<i>Document de Soletanche Bachy[®]</i>).....	7
Figier I.5. : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales d'après Berthelot <i>et al.</i> (2003).....	8
Figier I.6 : Domaine d'application du vibrocompactage (<i>Document de Keller[®]</i>).....	9
Figier I.7 : Types de sols à améliorer par colonnes ballastées (<i>Document de Keller[®]</i>).....	10
Figier I.8 : Domaine d'application des différentes techniques d'injection (<i>Document de Keller[®]</i>).....	11
Figier I.9 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols Limites et domaine de validité.....	13
Figier I.10: Domaine d'application des différents procédés d'amélioration de sol en fonction de la nature de sol et les ouvrages projetés (<i>Document de Ménard Soltraitement[®]</i>).....	14
Figier I.11: Différents techniques d'amélioration de sol en place	15
Figier II.1 : Exemple de vibreur Keller (<i>Voie sèche, site : mosquée de Boudouaou</i>).....	19
Figier II.2 : Finition d'une colonne (<i>Site : mosquée de Boudouaou</i>).....	20
Figier II.3 : Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche (<i>Document de Keller[®]</i>).....	20
Figier II.4 : Exemple de vibreur Keller (<i>Voie humide</i>) (<i>Document de Keller[®]</i>).....	21
Figier II.5 : Phénomène de liquéfaction local (<i>Site : barrage Kissir- Jijel</i>).....	22
Figier II.6 : Remplissage du trou par le ballast (<i>Site : barrage Kissir- Jijel</i>).....	23
Figier II.7 : Finition d'une colonne (<i>Site : barrage Kissir- Jijel</i>).....	23
Figier II.8 : Mise en œuvre des colonnes pilonnées	24
Figier II.9 : Atelier de réalisation de colonnes ballastées en mer(<i>Document de Soletanche Bachy</i>).....	24

Listes des figures et tableaux

Figur II.10 : Exemple d'un système en double sas (<i>Document de Soletanche Bachy</i>).....	25
Figur II.11 : Schéma donnant les couches qui forment le matelas de répartition.....	27
Figur III.1 : Réseau de colonnes ballastées : Notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire (<i>Document numérisé</i>).....	31
Figur III.2 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (<i>Document numérisé</i>).....	32
Figur III.3 : Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (<i>Document numérisé</i>).....	34
Figur III.4 : Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastée.....	34
Figur III.5 c : Interaction sol- colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (<i>Document numérisé</i>).....	35
Figur III.6 : Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée (<i>Document numérisé</i>)...	35
Figur III.7 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (<i>Document numérisé</i>).....	36
Figur III.8 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (<i>Document numérisé</i>).....	38
Figur III.9 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée sous charge axiale en tête.....	40
Figur III.10 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne.....	40
Figur III.11 : Application du principe de la cellule unitaire.....	41
Figur III.12 : Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol sous les fondations souples.....	43
Figur III.13 : Mécanismes de rupture du sol traité sous une fondation.....	44
Figur III.14 : Abaque d'amélioration des sols vis-à-vis de la liquéfaction (Priebe, 1998)...	47
Figur IV.1 : Réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes ballastées...	52
Figur IV.2 : Prévion de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant.....	52
Figur. IV.3 - Homogénéisation simplifiée.....	55
Tab II.1 : Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées.....	26
Tab II.2 : Champ d'application des colonnes ballastées	28

Listes des figures et tableaux

Tab II.3 : Limites d'application des colonnes ballastées : Charges appliquées et tolérances imposées.....	29
Tab III.1 : Les lois de comportement et paramètres des calculs en éléments finis.....	45
Tab IV.1 : Fréquences des essais.....	57
Tab IV.2 : Essais de contrôle des matériaux d'apport.....	58
Tab IV.3 :Critère de réception.....	59
Tab IV.4 : Mode opératoire de l'essai de chargement/ déchargement usuel.....	60



Introduction générale



Introduction générale

Le développement économique et l'accroissement des populations des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans les zones côtières ou sur les zones de dépôt de sédiments marécageux. Cela entraîne une importance grandissante des méthodes et techniques d'amélioration du sol. Parallèlement à cela le développement de l'outil informatique fournit aux ingénieurs les moyens de calculs de grande capacité itérative. A l'aide de l'ensemble de ces procédés numériques l'ingénieur géotechnicien est en mesure d'utiliser toutes ces aides potentielles, assurant ainsi un choix pertinents de structure prenant en compte les états limites de service et états limites ultimes. Les nouvelles technologies permettent la création et l'utilisation de modèles complexes.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes. Cependant, cette méthode est entourée d'inconnue, en effet l'impact de l'implantation d'une colonne ballastée sur le sol environnant est méconnu. Par conséquent, on ignore encore quelle est l'augmentation de la capacité portante entraînée par l'ajout de colonnes ballastées, l'interaction sol/colonne et l'influence de son implantations par refoulement.

La technique de renforcement par colonnes permet une amélioration des sols médiocres et peut être réalisée avec plusieurs procédés : à savoir les colonnes ballastées, ou pieux de sable, et le traitement aux liants en profondeur (deep mixing) pratiquées généralement pour les argiles molles. Cependant pour les sables lâches on pratique souvent le vibrocompactage.

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

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

C'est grâce à ces avantages pratiques que le renforcement par colonnes est devenu d'usage intense à l'échelle internationale, outre l'aspect économique, (coût, délais d'exécution) par rapport à d'autres solutions telles que les fondations profondes ou autres. pour ce qui est du dimensionnement des fondations sur sol renforcé par colonnes, de nombreuses contributions ont été avancées depuis les années soixante dix. La plupart d'entre elles sont basées sur le modèle de la colonne isolée et de la cellule élémentaire.

Aussi bien pour le calcul de la capacité portante que pour l'estimation du tassement, les méthodes de dimensionnement ont été largement commentées, il en ressortait souvent l'absence d'un cadre théorique adéquat qui devrait conduire à des résultats exploitables pour le praticien.

Dans ce mémoire, la recherche sur le renforcement par colonnes a fait l'objet d'une autre investigation pour l'estimation du tassement, et a conduit à plusieurs résultats.

Malgré cela, l'étude du renforcement des sols purement cohérents par des colonnes en matériau cohérent et frottant n'a pu être menée avec l'approche cinématique directe du calcul à la rupture. Les résultats obtenus avec l'approche numérique nécessitent d'être améliorés d'où la nécessité de l'étude en profondeur de ce volet.

Problématique du renforcement des sols

Dans ce mémoire, on va essayer de comprendre le mécanisme de comportement des colonnes ballastées en étudiant de plus près l'influence des paramètres géotechniques sur les sols renforcés par celles-ci.

Notre travail sera divisé en quatre chapitres :

Chapitre : Généralités sur la méthode de colonne ballastée

Chapitre I : On passera en revue les différentes techniques d'amélioration des sols, on peut ainsi les diviser en trois catégories en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

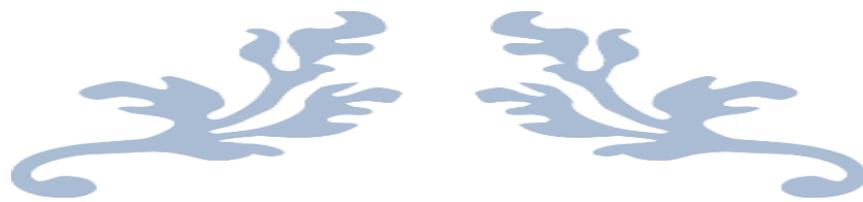
- dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement, les drains verticaux,...etc.
- en deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géosynthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

Chapitre II : On étudiera de plus près l'amélioration des sols par colonnes ballastées, ses modes d'exécution

Chapitre III : On va synthétiser le comportement des colonnes ballastées

Chapitre IV : Dans cette partie, on va essayer d'étudier les méthodes de contrôle et justification des colonnes ballastées

On terminera par une conclusion générale.



Chapitre I

Techniques d'amélioration du sol



I.1 Introduction :

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

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

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

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

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

- dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol où on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement, les drains verticaux,...etc.
- en deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se base sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).
-

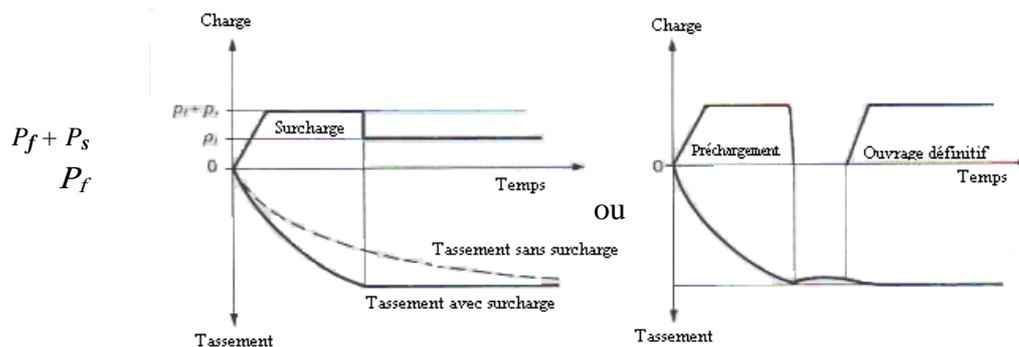
I.2 Préchargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années.

I.2.1 Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive P_f augmentée éventuellement d'une surcharge P_s qui assure tout ou partie des effets suivants (Fig.I.1) :

- produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.



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

(Magnan, J.P. & Pilot, G. 1988).

I.3 Accélération de la consolidation par drains verticaux

Dans les dépôts des sols fins, les vitesses de consolidation sont en général faibles parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir du massif de sol. Il s'ensuit que les tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs mois, années ou dizaines d'années, suivant les sites), ce qui est souvent inacceptable, tant pour les ouvrages définitifs que pour les opérations de préchargement. La mise en place de réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui à un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.



Figur I.2: Chantier de réalisation des drains verticaux (*Document de Géopac®*)

I.4 Le compactage dynamique (ou pilonnage)

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



Figur I.3 : Exemples de chantiers de compactage dynamique (*Documents de Géopac® et Ménard Soltraitement®*)

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

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

- assurer la bonne tenue du revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs, etc. ;
- réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique ;
- stabiliser pentes, barrages, digues, ...etc. ;
- réduire les vides dans les dépotoirs (décharges) ;
- défoncer cavernes et mines abandonnées ;
- densifier des sols marins et remblais placés sous l'eau, ...etc.

Par contre, Cette technique reste peu courante du fait de l'encombrement qu'occasionnent les appareils et le bruit engendré par les impacts, et s'utilisera surtout sur des surfaces importantes à l'écart d'habitations.

I.5 Le renforcement des sols par inclusions rigides

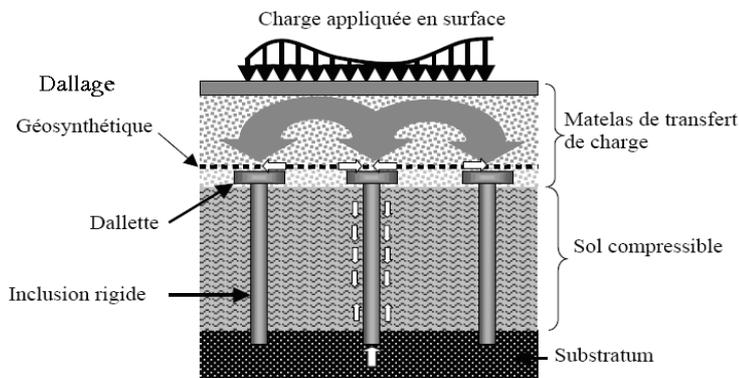
Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire. On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (fig.I.4). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes que nous détaillerons par la suite. Ce type de fondations peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui la différencie des méthodes de fondations traditionnelles. Le dimensionnement du réseau d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol. (CNAM, « *Le renforcement des sols par inclusions rigides* »)



Fig.I.4: Réseau d'inclusions rigides (*Document de Soletanche Bachy*[®])

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

La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques ; sa hauteur et ses caractéristiques mécaniques sont des paramètres importants vis-à-vis du développement des mécanismes de transfert de charge.



Figur I.5 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales d'après Berthelot *et al.* (2003)

Avantages :

- matériau des pieux peut être contrôlé avant l'insertion dans le sol ;
- stabilité dans les sols compressibles ;
- pas de dégâts engendrés sur le pieu par soulèvement du sol lors de l'insertion des pieux adjacents ;
- procédure de mise en œuvre non affectée par le niveau de la nappe ;
- de très grandes longueurs de pieux peuvent être mises en œuvre.

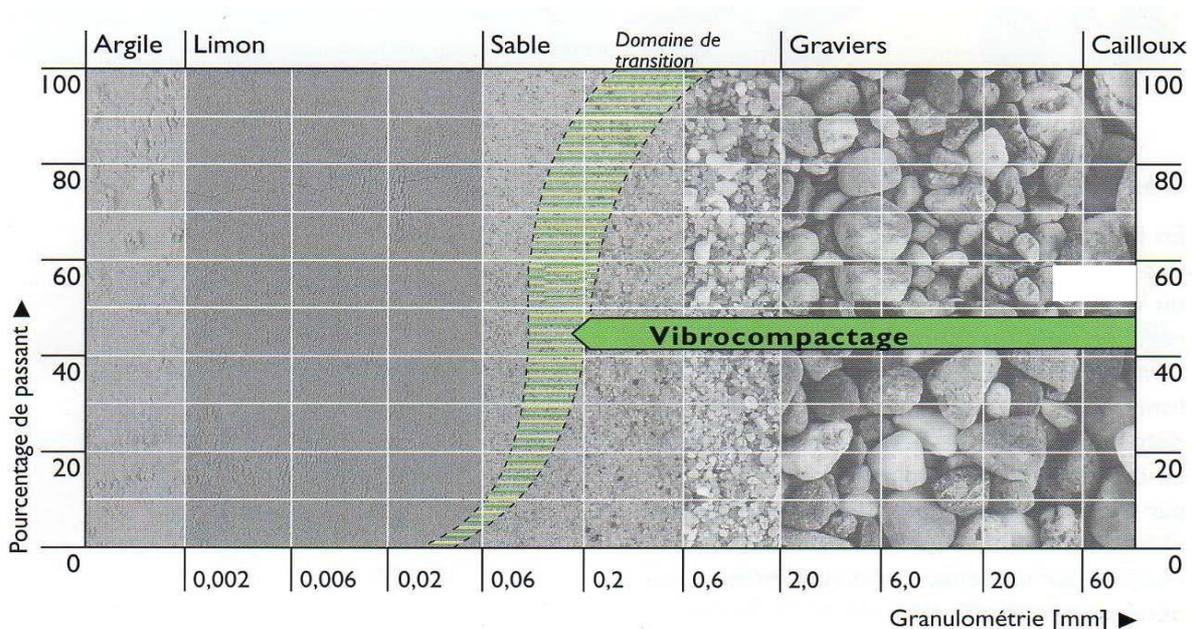
Inconvénients :

- risque de casse lors de la mise en place occasionnant des délais supplémentaires pour le remplacement ;
- peu économique si le choix et donc le coût des matériaux est guidé par les contraintes de mise en œuvre plutôt que par les contraintes en service ;
- cause de nuisance et risque de dégâts par le bruit et les vibrations ;

- impossibilité d'insérer de gros diamètres ;
- risques de dégâts sur les structures adjacentes dus au déplacement du sol lors de la mise en œuvre

I.6 Vibrocompactage (ou vibroflottation)

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



Figur I.6 : Domaine d'application du vibrocompactage (*Document de Keller®*)

I.7 Colonnes ballastées

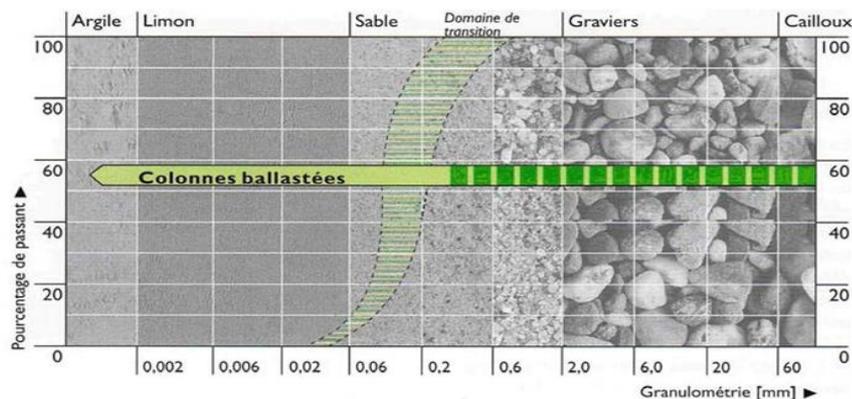
Les colonnes ballastées consistent dans le renforcement par compactage et incorporation de matériau granulaire, d'un terrain dont les caractéristiques sont insuffisantes pour une fondation directe sur le sol de charges réparties ou ponctuelles. La colonne ballastée agit comme élément porteur et comme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

I.7.1 Aspects géotechniques

Contrairement au vibrocompactage, on ne considère pas au départ d'amélioration de compacité entre colonne, même si celle-ci existe dans certains cas. L'amélioration repose sur la réalisation d'inclusions souples de module élevé, sans cohésion, à fort pouvoir drainant,

qui, par concentration et report de charges, augmentent la capacité portante du sol en diminuant et maîtrisant les tassements.

I.7.2 Domaine d'application



Figur I.7 : Types de sols à améliorer par colonnes ballastées (*Document de Keller®*)

Les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais hétérogènes, etc...).

I.7.3 Conception du traitement

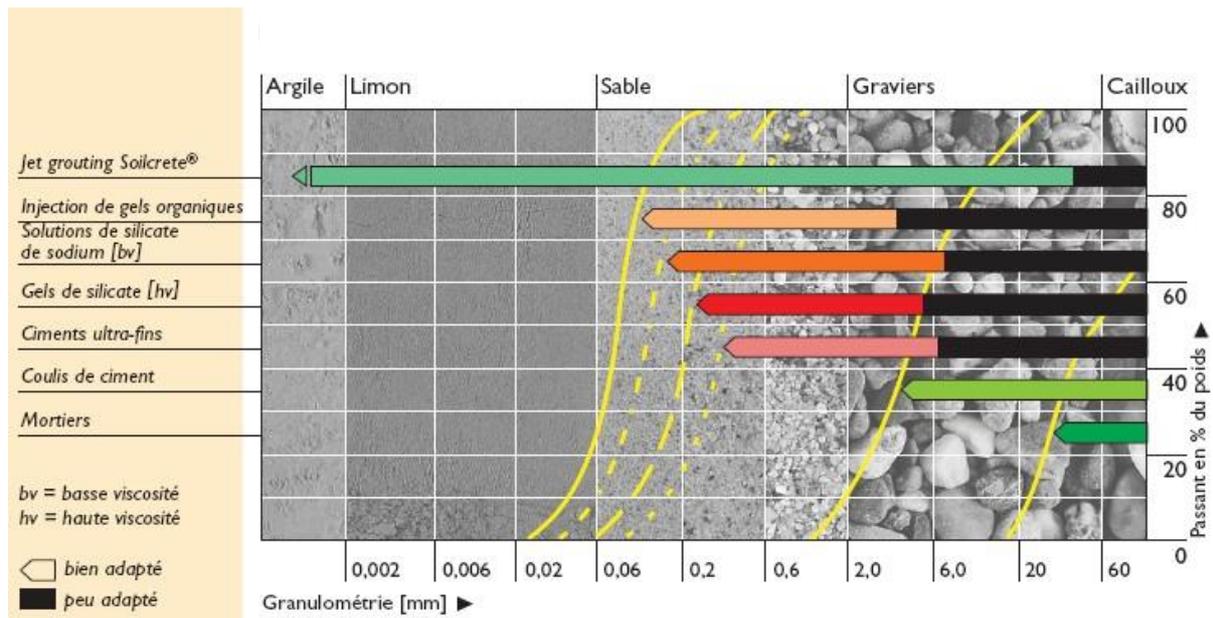
Alors que le compactage du sol se mesure relativement facilement par des sondages, les effets des colonnes ballastées ne peuvent être contrôlés que par des essais de chargement in situ. Pour cela, des méthodes de dimensionnement ont été développées qui prennent en compte la géométrie des colonnes ballastées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

Notre projet traite en particulier l'amélioration de sol par la technique des colonnes ballastées qui sera expliquée en détail dans le chapitre suivant.

I.8 Inclusions par mélange d'un liant avec le sol

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

- *Jet Grouting,*
- *Soil Mixing,*
- *Deep Cement Mixing (DCM),*
- *Deep Soil Mixing (DSM),*
- *Lime Columns (LC) & Lime Cement Columns (LCC)*



Figur I.8 : Domaine d'application des différentes techniques d'injection

(Document de Keller®)

I.9 Les géosynthétiques

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

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

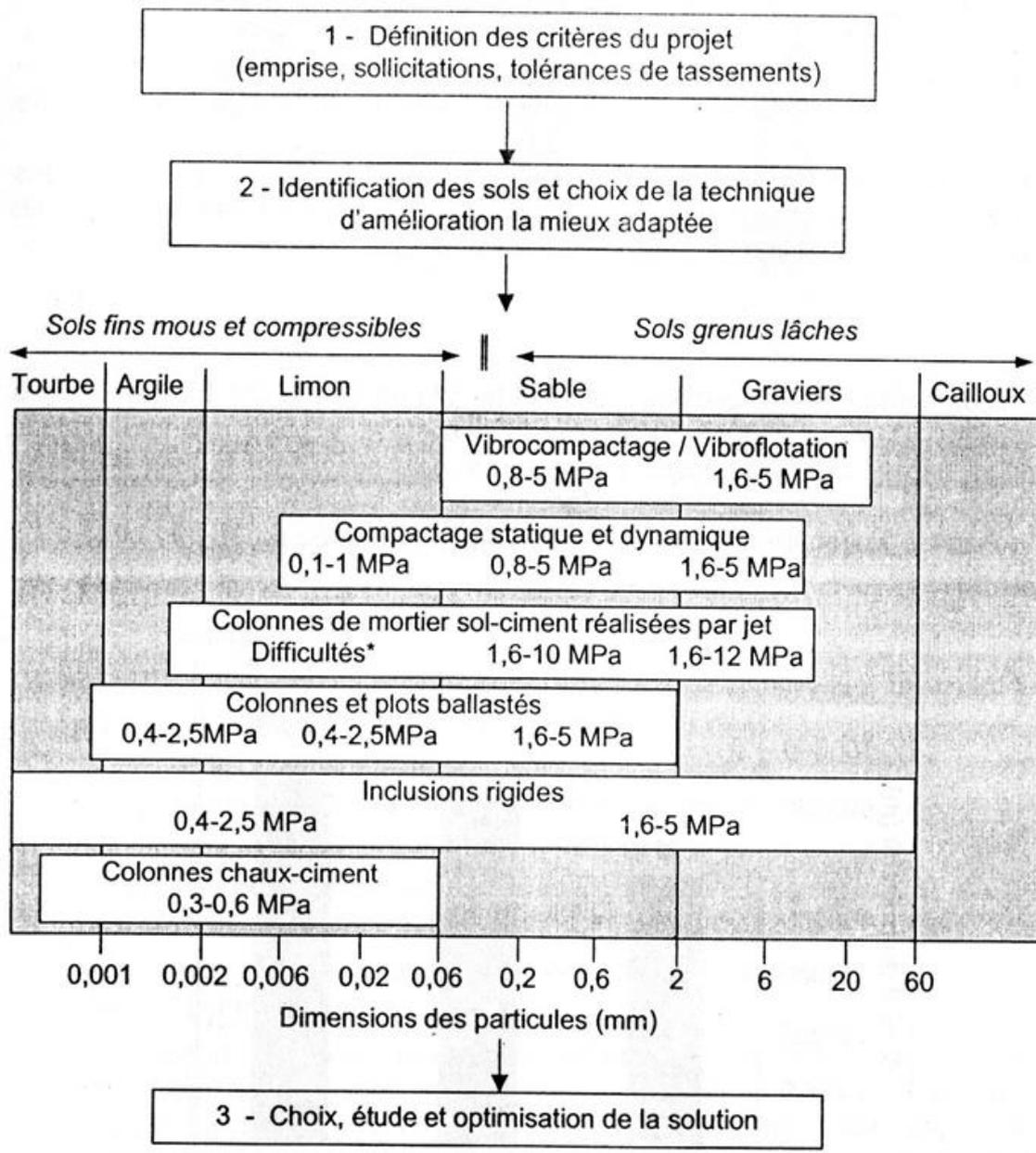
Le renforcement à l'aide des géosynthétiques est aussi ancien que la civilisation : il a été utilisé dans les anciennes constructions (temples des Babyloniens avant 3000 ans).

Plus récemment, le renforcement par géosynthétiques a été introduit en premier lieu dans les années 70. Selon John (1987), l'utilisation des géonets fut commencée dans les remblais aux environs de 1968; en 1971 on a commencé à utiliser les géotextiles pour la même application, et on a construit le premier mur renforcé par géotextile. La première application du géotextile entre les agrégats et la couche de base dans la construction d'une route temporaire été en 1972. Actuellement, beaucoup d'ouvrages renforcés par géosynthétiques sont construits à travers le monde dans une grande gamme d'applications et de nouveaux types de géosynthétiques sont développés. Les principaux domaines d'application des géosynthétiques sont :

- les remblais routiers et ferroviaires ;
- les fondations ;

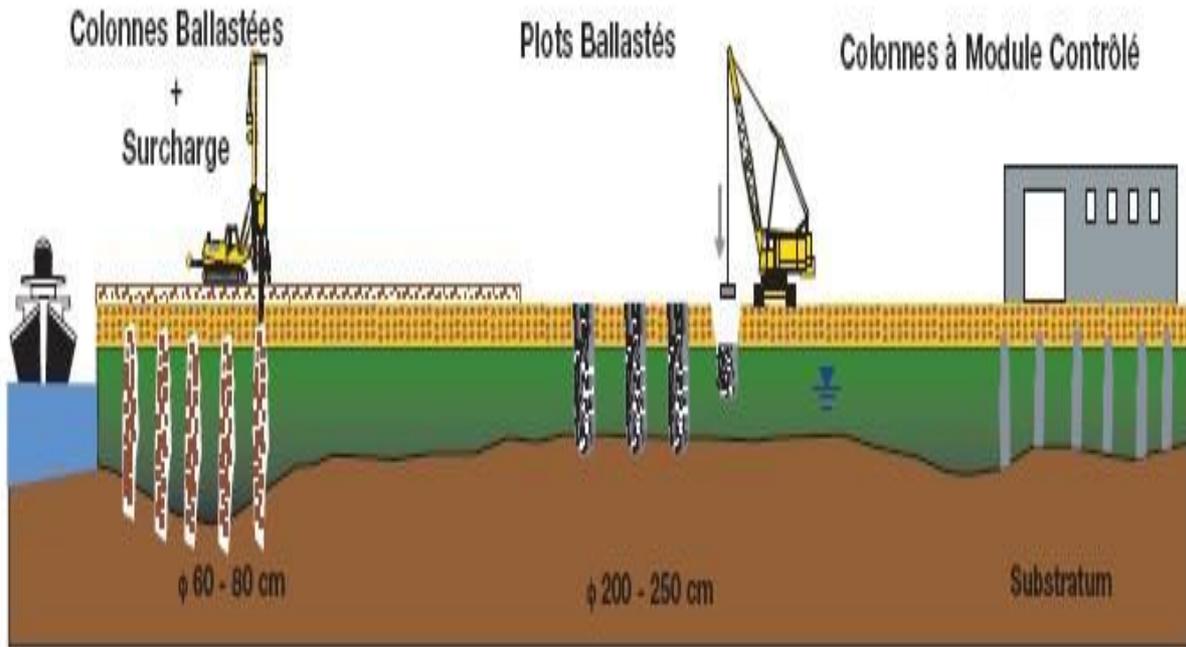
- les remblais ;
- les murs de soutènement et stabilisation des talus.

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



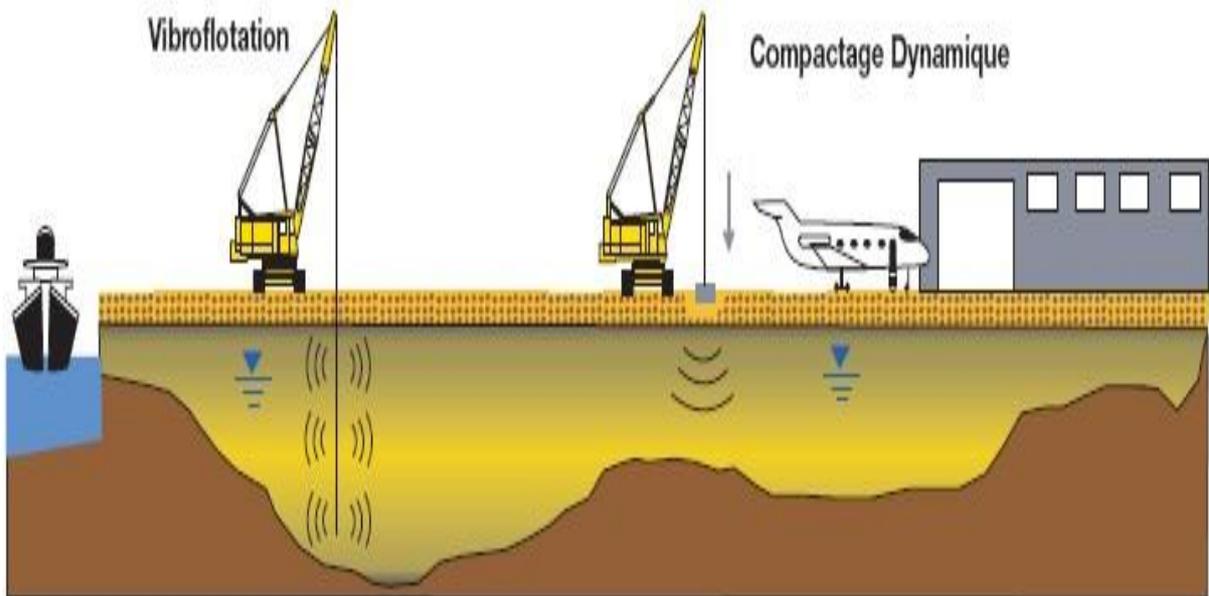
* Utilisation de grande énergie ou double-jet.

Figier I.9 : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité



SOLS COHÉRENTS

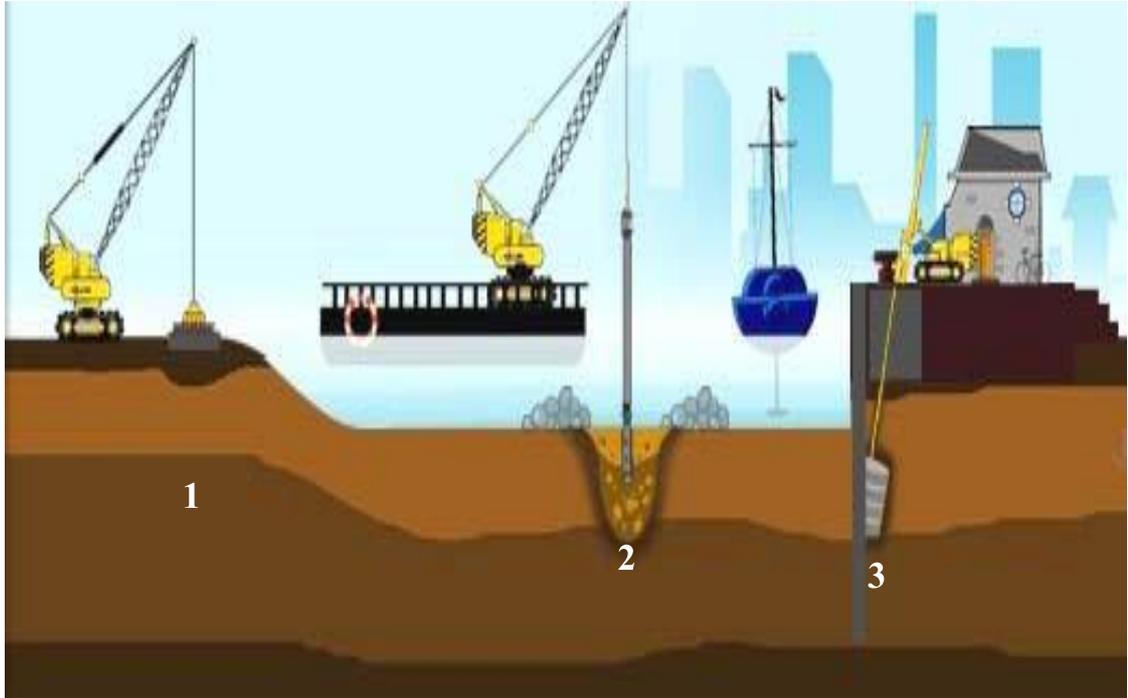
Argiles, limons, tourbes.

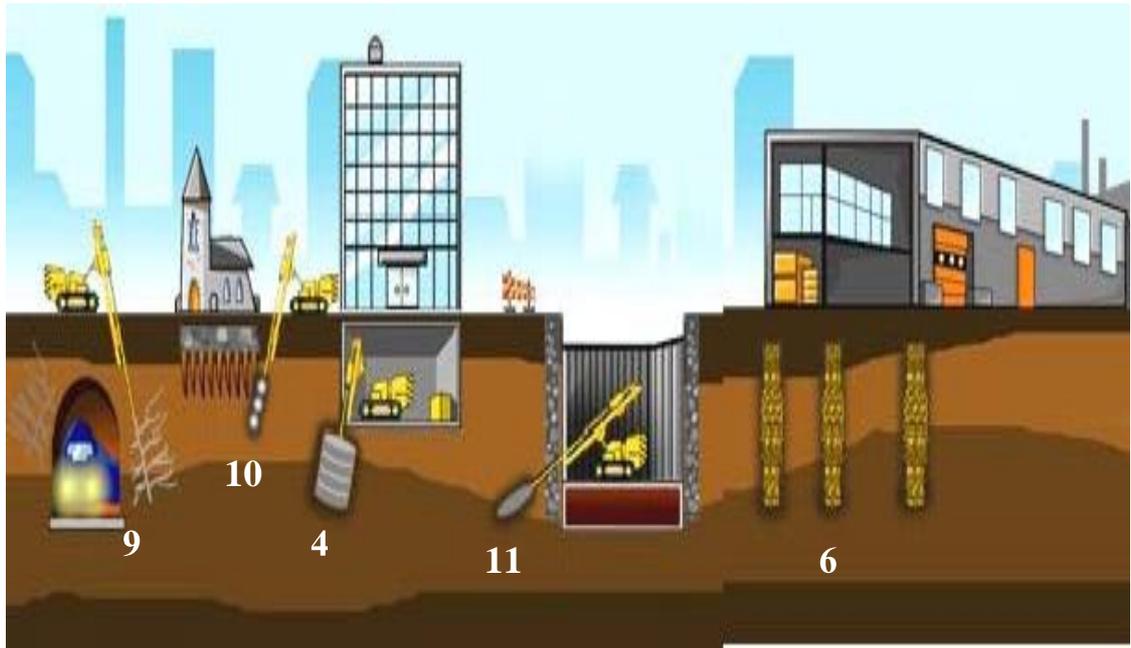


SOLS PULVERULENTS

Graviers, sables, remblais.

Figur I.10: Domaine d'application des différents procédés d'amélioration de sol en fonction de la nature de sol et les ouvrages projetés (*Document de Ménard Soltraitement®*)

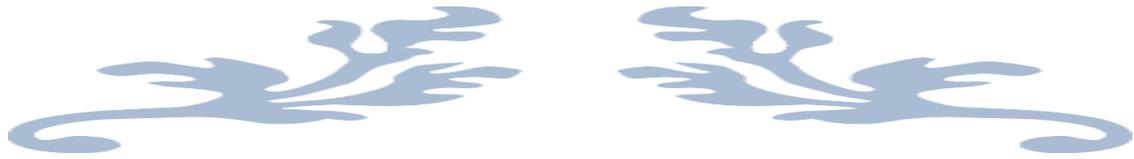




Figur I.11: Différents techniques d'amélioration de sol en place

Légende :

- 1 : Compactage dynamique
- 2 : Vibrocompactage
- 3 : Jet grouting
- 4 : Drains verticaux
- 5 : Pieux à la tarière creuse
- 6 : Colonnes ballastées
- 7 : Colonne chaut ciment
- 8 : Inclusion rigide
- 9 : Soilfrac
- 10 : Compactage horizontal statique
- 11 : Micro pieux



Chapitre II

Amélioration des sols par colonnes ballastées



I-introduction :

Depuis quelques décennies, les techniques de vibration profonde connaissent un essor considérable, tant du point de vue de la conception et de l'amélioration des moyens et matériels d'exécution que de celui des méthodes de dimensionnement.

L'amélioration des sols au moyen de colonnes ballastées est issue du procédé de densification des sols grenus par vibrocompactage introduit en Allemagne par Keller en 1936 et développé par Sergey Steuerman en Floride et par Taylor Woodrow en grande Bretagne. Cette technique est maintenant utilisée dans le monde entier y compris en Algérie où le procédé commence à se lancer de plus en plus.

La conception et le développement de nouveaux vibreurs et d'ateliers puissants munis d'enregistreurs de paramètres en temps réel ont permis, à ce jour, d'assurer une bonne exécution des colonnes en offrant de meilleures conditions de continuité et compacité grâce au bon refoulement du sol et à l'intensité du vibrocompactage continu du ballast. Ces améliorations permettent de faire jouer aux colonnes leur plein rôle, qui consiste à :

- augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- accélérer la consolidation par l'effet drainant du ballast ;
- réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques pour les sols liquéfiables ;
- réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité.

Dans le domaine de la justification des colonnes ballastées, aux prescriptions du DTU 13.2 s'ajoute, tout de même, un grand nombre de travaux de recherche et de développement entrepris, en particulier dans les années 1980, par plusieurs auteurs qui ont abouti, d'une manière générale, à des abaques pour déterminer l'état des contraintes ou pour évaluer la réduction des tassements sous les ouvrages. Ces abaques sont généralement très simples à utiliser et sont bien adaptés aux ouvrages souples (radiers et dallage de grandes dimensions, remblais de grandes longueurs, ...etc.).

Pour le contrôle des colonnes ballastées, le DTU 13.2 définit, avec peu de clarté, le type et la consistance des essais de contrôle. Mais en pratique, il est d'usage de procéder comme suit :

- *avant l'exécution des travaux* : réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre, cote de refus éventuel) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet ;
- *en cours et en fin d'exécution* : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétromètre statique ou éventuellement dynamiques peu adapté, pressiomètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le DTU 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée.

II.2 Techniques de mise en œuvre

Une colonne ballastée est un procédé d'amélioration de sol : ce n'est ni un élément de fondation, ni une fondation profonde.

La fondation d'un ouvrage reposant sur un sol traité par colonnes ballastées est toujours de type superficiel : semelle filante ou isolée, radier, dallage. Il peut aussi s'agir de la « Fondation » d'un ouvrage en terre.

La technique de traitement des sols par colonnes verticales consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire sans cohésion constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) afin d'obtenir un milieu « composite » ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Dans ce domaine, plusieurs procédés développés depuis les années 1950 existent, et l'on peut citer :

- ◆ les pieux de sable compacté réalisés avec la technique japonaise « composer » (Aboshi *et al*, 1979) ;
- ◆ les pieux de sable compacté, mis en œuvre comme les pieux classiques avec tubage récupérable : procédé type « Franki » (Bustamante *et al*, 1991) ;
- ◆ les colonnes ballastées réalisées au moyen de vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivé (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936 ;
- ◆ les plots ballastés mis en place par substitution dynamique, qui constituent une variante de l'utilisation du matériel développé par Ménard pour le compactage dynamique .

II.3 Principales techniques de mise en œuvre

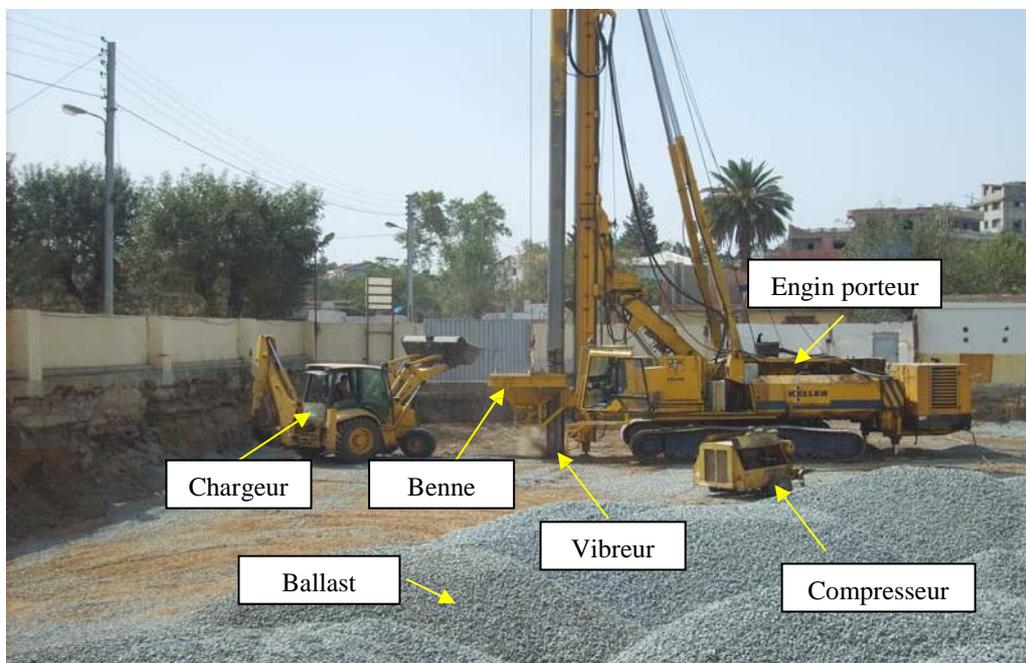
Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- par voie sèche;
- par voie humide;
- par pilonnage.

II.4 Colonnes exécutées par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro- refoulement (vibro-displacement en anglais) consiste à :

- auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air jusque 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 mât ;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne



Figur II.1: Exemple de vibreur Keller (*Voie sèche, site : mosquée de Boudouaou*)

a) Préparation

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

b) Remplissage

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

c) Fonçage

Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

d) Compactage

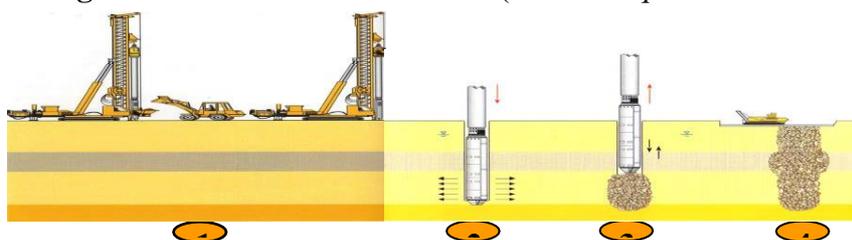
Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

e) Finition

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



Figur II.2: Finition d'une colonne (Site : mosquée de Boudouaou)



Figur II.3: Mode opératoire de la technique de colonnes ballastées par voie sèche

(Document de Keller®)

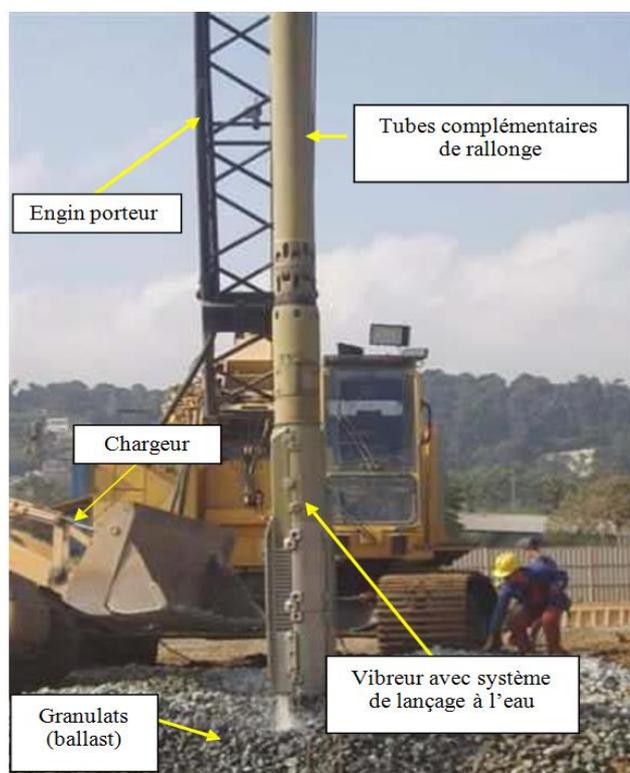
II.5 Avantages du vibreur à sas

- Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne,
- Le compactage se fait en une seule passe,
- Il n'y a pas de risque d'éboulement du forage dans les sols instables,
- Les vibreurs guidés montés sur porteurs garantissent la parfaite verticalité des colonnes.

II.6 Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro- remplacement en anglais) consiste à :

- a. réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- b. remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable ;
- c. compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.



Figur II.4: Exemple de vibreur Keller (*Voie humide*) (*Document de Keller®*)

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

- Mise en station de la grue : le vibreur est amené à la verticale du point centrale de la colonne implanté ;
- Démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement ;
- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol (de l'ordre de quelques centimètres à la périphérie du vibreur : voir figure II.5. Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend dans le sol sous l'effet de son propre poids. La vitesse de descente est variable d'un sol à l'autre où elle est relativement rapide dans les sols sableux et limoneux par rapport aux terrains argileux ou vaseux ;
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte (identifiée par l'enregistreur en temps réel sous forme d'augmentation instantanée de la consommation du courant du vibreur), on remonte progressivement le vibreur pour bien nettoyer l'espace annulaire autour du vibreur.



Figier II.5: Phénomène de liquéfaction local (*Site : barrage Kissir- Jijel*)

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



Figur II.6: Remplissage du trou par le ballast (*Site : barrage Kissir- Jijel*)

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



Figur II.7: Finition d'une colonne (*Site : barrage Kissir- Jijel*)

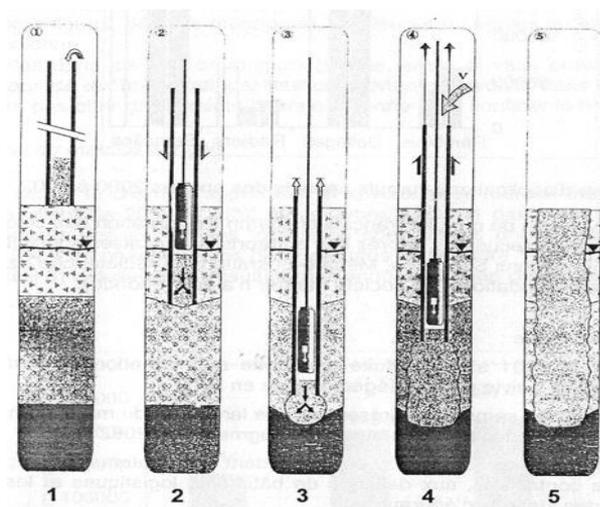
II-7 Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)

La réalisation des colonnes ballastées pilonnées (connues aussi sous le nom de « pieux de gravier ») du procédé « Franki » nécessite les étapes suivantes :

- confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide du gravier ;
- battage au fond du tube avec dameur intérieur ;
- expulsion du bouchon de gravier ;
- réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction de tube ;
- finition de la colonne ;

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garantit la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté.

La Figure illustre les différentes étapes de réalisation des colonnes ballastées pilonnées



Figur II.8: Mise en œuvre des colonnes pilonnées

II.8 Colonnes ballastées en mer

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

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

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



Figur II.9 : Atelier de réalisation de colonnes ballastées en mer
(Document de Soletanche Bachy)

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



Figur II.10: Exemple d'un système en double sas (*Document de Soletanche Bachy*)

II.9 Dimensions des colonnes

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

Le diamètre des colonnes ballastées dépend de :

- de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ;
- des terrains traversés et de leurs caractéristiques (étroite latérale);
- de l'énergie totale dépensée.

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

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

II.10 Vibreurs

La qualité des colonnes ballastées dépend de la puissance du vibreur. Sur le marché international existent plusieurs types de vibreurs, qui se différencient par leur fréquence et par leur mode de fonctionnement : électrique ou hydraulique.

II.11 Choix des matériaux

II.11.1 Matériaux constitutifs des colonnes

Le Matériau constitutif de la colonne est drainant. Selon la norme NF P 11-212 (DTU 13.2 « fondations profondes pour le bâtiment »), les dispositions constructives suivantes doivent être respectées :

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

Les règles du DTU 13.2 ne distinguent pas les matériaux d'apport en fonction du mode d'exécution des colonnes (par voie humide ou par voie sèche). Par contre les «Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées» du COPREC (2004) tolèrent des diamètres d_{30} et d_{100} de cailloux d'apport plus importants pour la voie humide : $d_{30} > 40\text{ mm}$ et $d_{100} > 160\text{ mm}$. Les caractéristiques adoptées

Pour le ballast servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante sont résumées dans le tableau II.1

Tab II.1: Caractéristiques du ballast pour colonnes ballastées

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

* Valeurs limites.

** Le critère de propreté au ses de la norme NFP 18591 représente le passant inférieur à 5%.

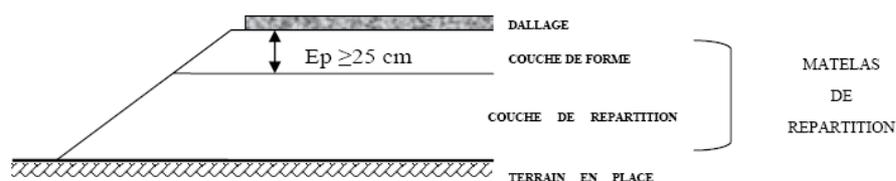
II.11.2 Matériaux du matelas de répartition

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

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

Le texte du **COPREC** précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.4 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelles isolées, semelles filantes).

Dans le cas des dallages, la partie supérieure du matelas de répartition a au moins les caractéristiques d'une couche de forme, au sens du document GTR 92. La couche de forme doit avoir une épaisseur minimale de 25cm de matériau autre que la classe F (norme NF P 11-300) et un module d'élasticité supérieur à 50 MPa.



Figur II.11: Schéma donnant les couches qui forment le matelas de répartition

II.12 Limites du domaine d'application

II.12.1 sols concernés

Les colonnes ballastées sont réalisées dans les sols mous non organiques (argile, limon), dans les sables fins argileux et/ou limoneux décomprimés et dans les remblais anthropiques inertes et qu'elles sont proscrites dans les sols organiques (tourbe, vase organique) et les matériaux de décharge en raison de leur comportement évolutif dans le temps. La stabilité de la colonne est assurée par le confinement qu'exerce latéralement le sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante.

Le tableau II.2 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.

Tab II.2: Champ d'application des colonnes ballastées
: Nature et résistance des sols (étreinte latérale)

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

- (1) La valeur de l'étreinte latérale est la moyenne du profil de mesure sur la hauteur du traitement ou
- (2) sur la hauteur de moindre résistance du sol ; les recommandations pour le contrôle de la conception et l'exécution des colonnes ballastées de CORPEC (2004) fixent une cohésion non drainée minimale de 40kPa pour la faisabilité du traitement par colonnes ballastées, ce qui correspond à une pression limite nette p₁ mesurée au pressiomètre Louis Ménard de 220 kPa, conformément aux corrélations usuelles ;
- (3) Dans la littérature nationale et internationale, il y a quelques cas où les cohésions non drainées des sols traités par colonnes ballastées sont plus faibles (de l'ordre de 10 à 15 kPa) mais il s'agit généralement de traitement sous remblais ou sous radiers souples ;
- (4) La possibilité du traitement par colonnes ballastées dépend de la teneur en matériaux organiques des sols mous ; lorsqu'elle dépasse 10 à 15% sur des hauteurs dépassant le demi-diamètre de la colonne, le sol ne peut pas être stable dans le temps, et les colonnes ballastées sont à exclure ;
- (5) Lorsque les remblais, même inertes, sont très hétérogènes (présence de blocs), la mise en œuvre des colonnes peut être rendue difficile (pré-forage) ; de plus, l'hétérogénéité globale entre points traités peut générer des tassements différentiels qu'il convient d'analyser avec précision en fonction de la nature de la structure projetée et des tolérances imposées.

II.12.2. Charges appliquées et tolérances imposées

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- halls de stockage,
- bâtiments industriels et commerciaux,
- silos et réservoirs de toute nature,
- ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zone sismique où elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

Tab II.3. : 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



Chapitre III

Comportement des colonnes ballastées



III-1 Introduction :

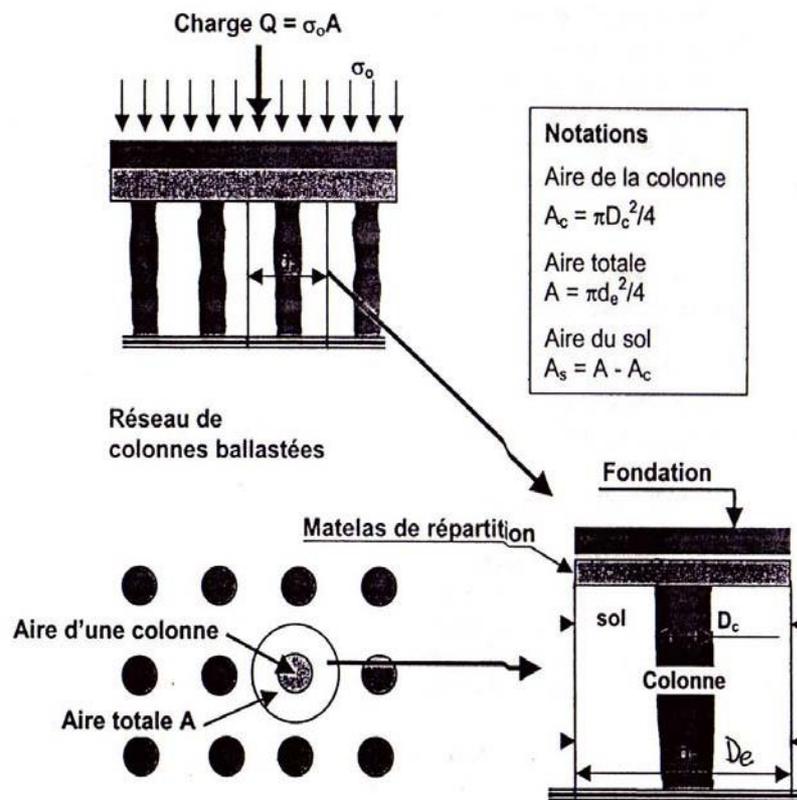
La compréhension du comportement des colonnes ballastées dès leurs construction jusqu'au transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un bon dimensionnement et choisir le bon matériau d'apport pour cet élément d'amélioration des sols.

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

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

III-2 Notions de base

Considérons un massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées (Fig III.1) pour un ouvrage de grandes dimensions qui transmet une charge Q se traduisant par une contrainte uniformément répartie notée σ_0 .



a- vue en plan du réseau

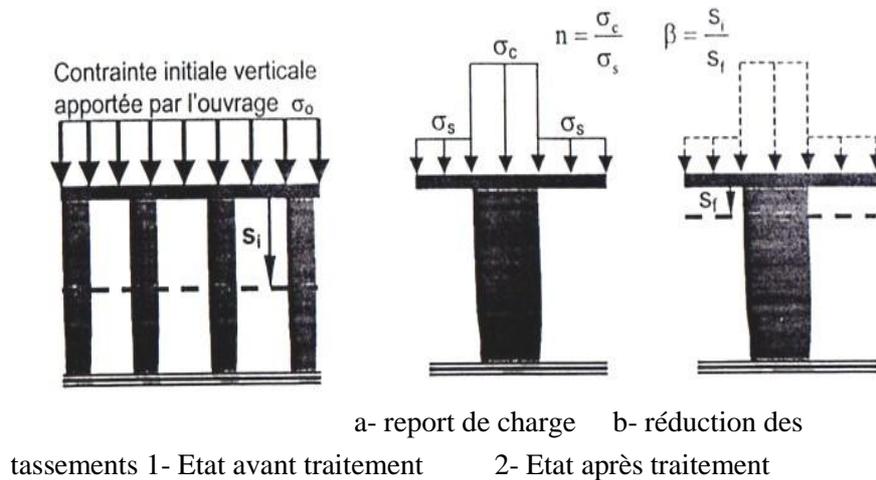
b- colonne isolée : principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981)

Figur III.1: Réseau de colonnes ballastées :

Notation, colonne isolée et principe de la cellule unitaire (*Document numérisé*)

La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol (σ_0) se répartie, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives. La relation entre la contrainte moyenne σ_0 appliquée sur l'aire totale A , la contrainte σ_c transférée à la colonne d'aire A_c et la charge σ_s supportée par le sol sur l'aire A_s peut s'écrire, en utilisant les notations des figures III.1 et III.2, sous la forme :

$$A \cdot \sigma_0 = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (\text{III.1})$$



Figur III.2: Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (*Document numérisé*)

a) Taux d'incorporation

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

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (\text{III.2})$$

Ce qui conduit, à la relation caractéristique suivante :

$$\sigma_0 = a \sigma_c + (1-a) \sigma_s \quad (\text{III.3})$$

b) Rapport de concentration des contraintes verticales

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

Avec les notions de la figure (Fig III.2.), le rapport de concentration des contraintes verticales, noté n , est défini par :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (\text{III. 4})$$

c) Facteur de réduction des tassements

La charge appliquée par la fondation au sol d'assise produirait, en l'absence de colonnes ballastées, un tassement moyen s_i . Après traitement, les tassements diminuent globalement. On peut définir le facteur de réduction des tassements (β), qui désigne le rapport du tassement s_i du sol sans traitement au tassement s_f du milieu composite obtenu après traitement, soit :

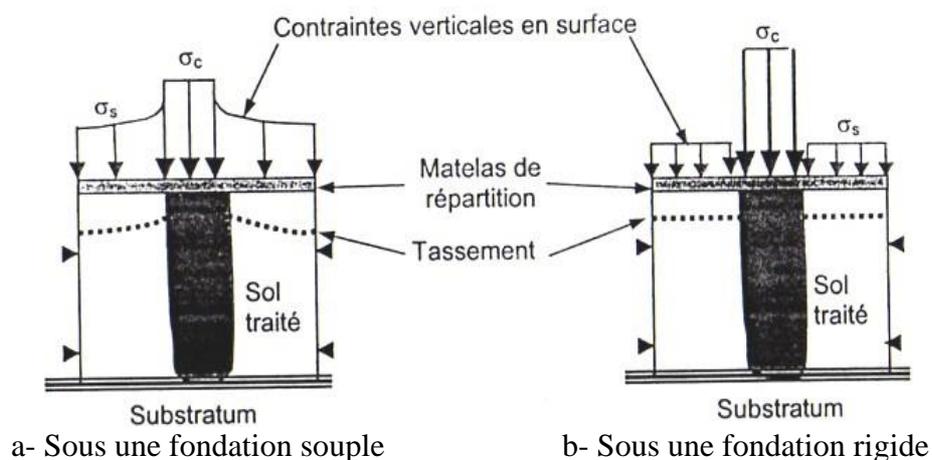
$$\beta = \frac{s_i}{s_f} \quad (\text{III. 5})$$

III.2.2 Modèles de comportement mécanique d'une colonne isolée sous chargement statique vertical

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

a) Mode de déformation axiale

Dans les deux cas (fondation souple et fondation rigide), la concentration sur la colonne des charges transmises par l'ouvrage correspond à un déchargement du sol autour de la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol, accélérée par le caractère drainant des colonnes.

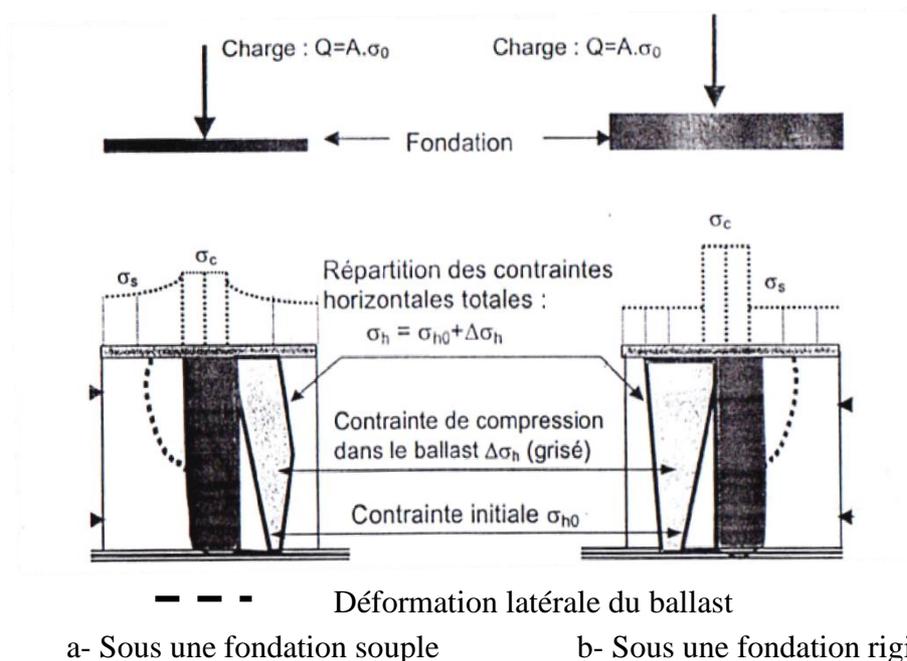


Figur III.2 : Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (*Document numérisé*)

b) Mode de déformation latérale

La Figure (fig III.3) montre que :

- la contrainte horizontale totale (σ_h) qui « confine » le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol (σ_{h0}) et de la contrainte de compression exercée dans le ballast ($\Delta\sigma_h$) ;
- dans le cas d'une fondation rigide, la contrainte totale horizontale décroît linéairement en fonction de la profondeur alors que, dans le cas d'une fondation souple, elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue.



Figur III.4 : Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastée (*Document numérisé*)

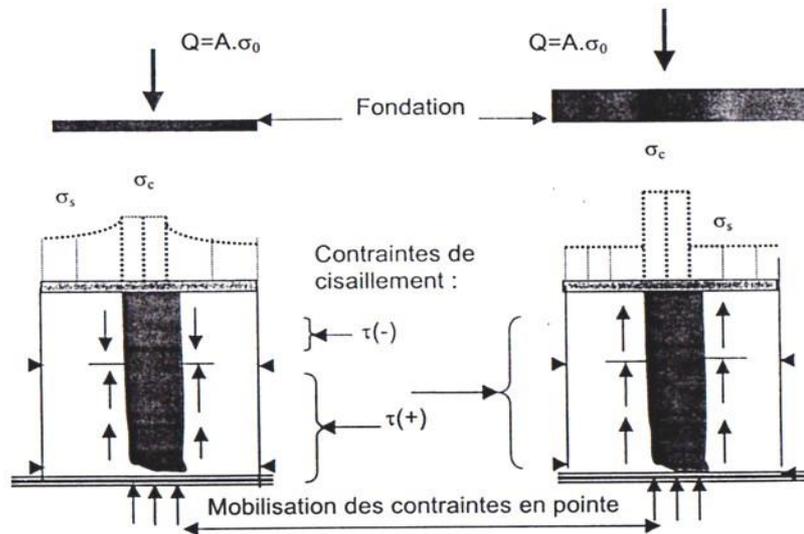
c) Interaction sol / colonne ballastée

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

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

- lorsque la fondation est rigide, les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillements qui s'exercent à l'interface sol /ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à « freiner » le ballast (frottement positif) ;

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



a- Sous une fondation souple

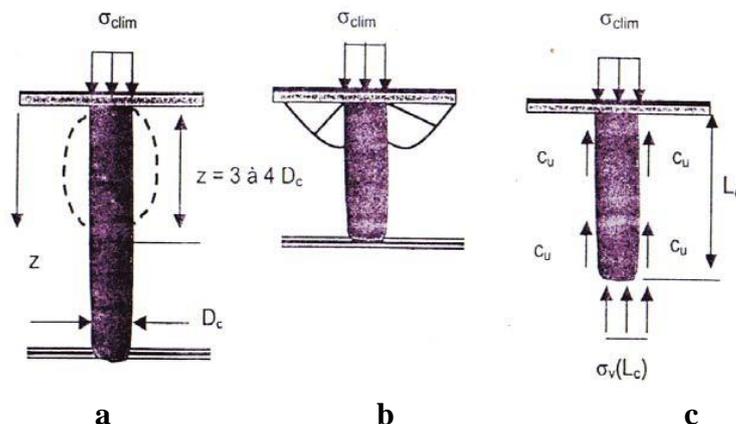
b- Sous une fondation rigide

Figur III.5 : Interaction sol- colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (*Document numérisé*)

d) Modèles de rupture : expansion, cisaillement, poinçonnement

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite (σ_{clim}) correspondent, d'après Datye (1982), aux trois configurations schématiques de la figure (fig III.5) :

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



Figur III.6 : Mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée (*Document numérisé*)

- a- rupture par expansion latérale du ballast; b- rupture par cisaillement généralisé ;
- c- rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

d.1) Rupture par expansion latérale de la colonne ballastée

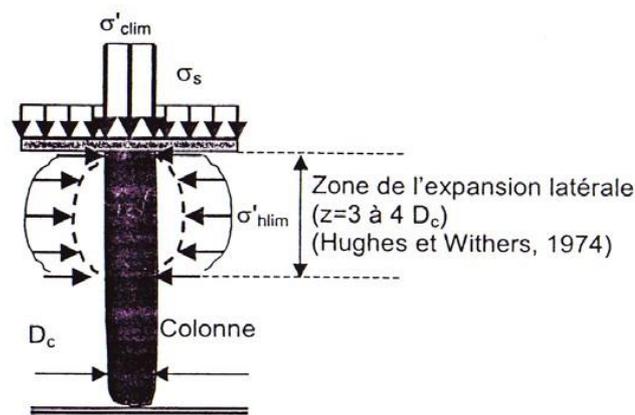
L'analyse de la rupture par expansion latérale repose sur l'analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette du même matériau granulaire soumise à une pression axiale due à la fondation et à une contrainte de confinement égale à la résistance latérale qu'exerce le sol. Si l'on admet que la colonne est en état de rupture triaxiale drainée (DTU 13.2), la contrainte verticale effective de rupture en tête de colonne σ'_{clim} s'écrit :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2 [\pi/4 + \varphi/2] \quad (III.6)$$

Avec :

φ_c : angle de frottement interne du ballast.

σ'_{hlim} : contrainte horizontale effective maximale du sol.



Figur III.7 : Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (*Document numérisé*)

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique ; elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux) ou d'essais in situ (pressiomètre, pénétromètre statique, scissomètre, ...etc.).

Par analogie avec la sonde pressiométrique Ménard, l'étreinte latérale peut être exprimée sous la forme :

$$\sigma'_{hlim} = p_l - u \quad (III.7)$$

Où :

- p_l : pression limite nette ;
- u : pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

D'après Gibson et Anderson (1961), inspirés des travaux de Bishop, Hill et Mott (1945) relatifs à l'expansion quasi statique d'une cavité à symétrie cylindrique, p_1 peut être, dans le cas d'un sol purement cohérent en conditions non drainées, donné par l'expression :

$$p_1 = \sigma'_{h0} + k C_u \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- σ'_{h0} : contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement ;
- k : coefficient multiplicateur donné par plusieurs auteurs en fonction d'un facteur appelé « indice de rigidité » I_r qui dépend de la cohésion non drainée C_u et du module d'élasticité du sol E_s (Brauns, 1978) ainsi que du coefficient de poisson ν_s du sol (Hughes et Withers, 1974).

Pour les valeurs usuelles du coefficient de poisson du sol ($\nu_s = 0,3$ à $0,5$), le coefficient k varie de 3,5 à 6. Nahrgang (1976) trouve, à partir d'essais en laboratoire sur modèles réduits tridimensionnels, des valeurs de k de 6,18.

D'autres auteurs, comme Ghionna et Jamiolkowski (1981), proposent de déterminer la valeur du module E_s à partir de mesures en place au pressiomètre autoforeur.

Remarque

La valeur de k conseillée pour la pratique courante par Wroth et Hughes lors de l'étude du pressiomètre autoforeur de Cambridge (Camkometer) est de 4, ce qui est plus faible que la valeur retenue par les corrélations usuelles :

$$p_1 = 5,5 C_u \quad (\text{pour } p_1 < 300 \text{ kPa}).$$

d.2) Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement généralisé peut être étudiée lorsque les caractéristiques de la colonne sont relativement proches de celles du sol.

Pour la mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé, Brauns (1978a, 1978b et 1980), introduit l'hypothèse d'une rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite

« ballast/ sol » délimité par une surface tronconique dont la génératrice fait un angle δ avec l'horizontale, centré sur l'axe de la colonne et développé sur une profondeur h (Fig.I.115), égale à :

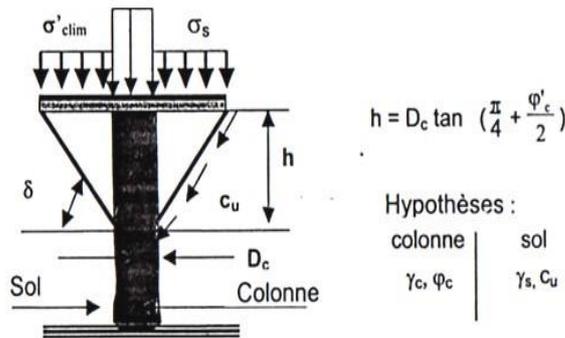
$$h = D_c \cdot \tan(\pi/4 + \varphi'_c/2) n \quad (\text{III.9})$$

En admettant l'absence de cisaillement à l'intérieur de la surface de rupture et la conservation des volumes, la contrainte verticale limite en tête de la colonne est donnée par :

$$\sigma'_{clim} = \left[\sigma_s + \frac{2C_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot [1 + (2\delta)] \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan\delta} \right] \cdot K_{pc} \quad (\text{III. 10})$$

Avec

- $K_{pc} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$ coefficient de butée du ballast
- C_u : cohésion non drainée du sol ;
- δ : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale



Figur III.8 : Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (*Document numérisé*)

d.3) Rupture par poinçonnement du sol (colonnes flottantes)

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

En appliquant les règles classiques adoptées pour les pieux (Hughes et al, 1975 ; Brauns 1980), l'équilibre d'un tronçon de la colonne pesante d'épaisseur fini « dz » conduit, pour une loi d'interaction sol-colonne linéaire ($C_u =$ constante sur toute la hauteur de l'assise compressible), à l'équation suivante pour la rupture par poinçonnement :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left(\gamma_c - \frac{4C_u}{D_c} \right) \quad (\text{III. 11})$$

Cette équation permet de déterminer la longueur minimale ainsi que la longueur maximale de la colonne.

La longueur minimale ($L_{c \min}$) correspond à l'équilibre limite pour le poinçonnement.

$$L_{c \min} = \frac{N_c C_u - \sigma_{clim} D_c}{\gamma_c - 2C_u} \frac{D_c}{2} \quad (\text{III. 12})$$

La valeur de N_c usuellement utilisée pour les pieux est proche de 9.

La longueur maximale ($L_{c \max}$) est atteinte lorsque la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ s'annule, ce qui correspond à la longueur au-delà de laquelle le traitement du sol par colonnes ballastées devient inutile.

$$L_{c \max} = \frac{\sigma_{clim} D_c}{2C_u - \gamma_c} \quad (III.13)$$

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

$$: L_{c \min} \leq L_c \leq L_{c \max}.$$

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

$$q_{rp} = 9.C_u + L_c.(2C_u/R_c - \gamma_c) \quad (III.14)$$

où

γ_c : poids volumique de la colonne,

L_c : longueur de la colonne,

R_c : rayon moyen de la colonne.

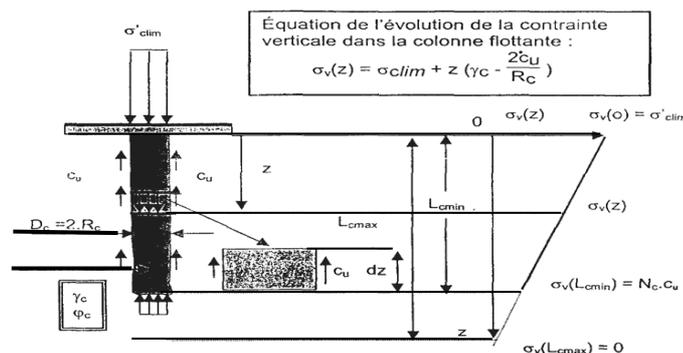
En pratique, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la valeur minimale qui équilibre la résistance du sol :

Sous sollicitations ELU : $L_c \geq R_c [(\gamma_{ELU} * \sigma_{0ELU} / c_u) -$

$9]/2$ Sous sollicitations ELS : $L_c \geq R_c [(\gamma_{ELS} * \sigma_{0ELS} / c_u) -$

$9]/2$

σ_0 est la contrainte en tête de colonne et γ_{ELU} (respectivement γ_{ELS}) vaut 1,5 (respectivement 2).



a- Mode de fonctionnement de la colonne flottante

b- Contrainte verticale en fonction de profondeur

Figur III.9 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolée sous charge axiale en tête

III .2.3 Modèles de comportement d'un réseau de colonnes isolées sous charge statique verticale

a) Définition du réseau de colonnes ballastées

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées :

- selon un maillage hexagonal ;

- selon un maillage carré ;
- selon un maillage triangulaire.

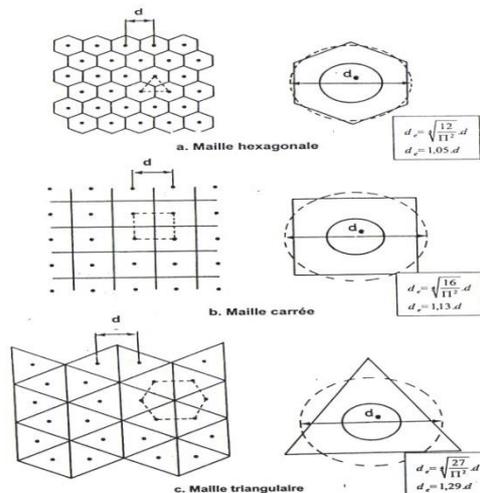
Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes « cylindriques »), les zones d'influence des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents, à l'instar de ceux adoptés pour la résolution numérique des problèmes de consolidation radiale. Mais ces équivalences ne sont pas systématiquement employées et des variantes (murs équivalents, Van Impe, 1983 ; Dhouib et al ; 1998 ; anneaux concentriques, Dhoiub et al ; 2004a) sont possibles.

Ainsi, pour un espacement d d'entre colonnes, l'équivalence entre la section de la maille et le cylindre équivalent de diamètre d_e conduit à

* maile hexagonal: $d_e = \sqrt[4]{\frac{12}{\pi^2}} d = 1,05d$

* maile triangulaire : $d_e = \sqrt[4]{\frac{27}{\pi^2}} d = 1,29d$ * maile carrée : $d_e = \sqrt[4]{\frac{16}{\pi^2}} d =$

1,13d



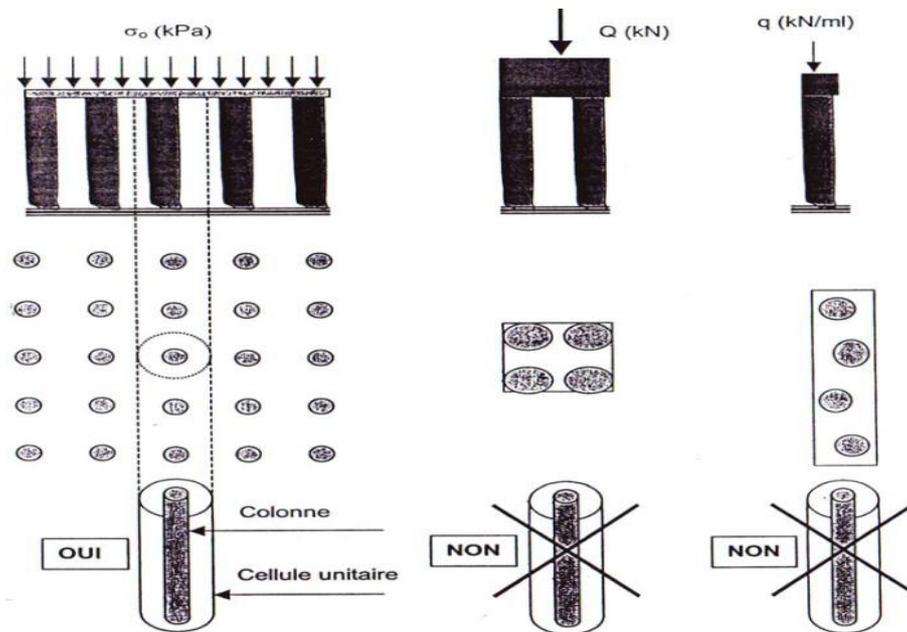
Figur III.10 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence de la colonne

b) Réduction au cas de la colonne isolée : zone d'influence

Sous les charges réparties de grandes dimensions apportées par les remblais, les radiers et les dallages, les colonnes situées à l'intérieur du maillage sont confinées et peuvent être assimilées à des colonnes isolées sous charges verticales. Le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981) s'applique parfaitement et on peut généraliser les règles de calcul et de dimensionnement des colonnes isolées sous charges verticales aux réseaux de colonnes ballastées sous charges verticales.

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

Sur la figure III.10, sont données plusieurs configurations de colonnes ballastées sous Charge répartie et sous semelles isolées, qui permettent d'illustrer la validité ou non du principe de la cellule unitaire.



a- Charge répartie de grandes dimensions

b- Semelle isolée

c- Semelle filante

Figur III.11: Application du principe de la cellule unitaire

c) Propriétés du sol entre les colonnes

Comme nous l'avons indiqué précédemment, les sols concernés par le traitement par colonnes ballastées sont généralement les sols fins : limon, argile et accessoirement pulvérulents (sables et aquifères).

L'amélioration des propriétés mécaniques des sols dépend essentiellement :

- de la nature du sol à traiter par colonnes ballastées ;
- du maillage adopté ;
- de la capacité du vibreur à « densifier » le sol fin encaissant.

D'une manière générale, l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins (limons et surtout argiles) est faible entre les colonnes comme le montre ce qui suit.

d) Incidence de rigidité du dispositif de transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol

La transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol dépend essentiellement :

- du type de fondation (rigide ou souple) ;
- de l'épaisseur et de la qualité du matelas de répartition.

d.1) Incidence de la fondation souple

Dans le cas de la fondation souple, on note que :

- le transfert de la charge sur la tête des colonnes est moins accentué lorsque la fondation est souple : remblais, dallages et radiers souples ;
- le report de charge conduit à des tassements qui sont plus au moins ;
- la contrainte horizontale totale confinant le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol avant traitement et d'une contrainte (supplémentaire) de compression exercée dans le ballast;
- cette contrainte augmente jusqu'à une profondeur caractéristique puis diminue en fonction du mécanisme d'interaction sol /ballast.

d.2) Incidence de la fondation rigide

Pour le cas des fondations rigides (radiers rigides, massifs de semelle), on note les conclusions suivantes :

- la concentration des contraintes est plus accentuée que dans le cas de la fondation souple;
- les tassements sont identiques en raison du caractère «indéformable » de la fondation ;
- la contrainte horizontale décroît linéairement en fonction de la profondeur ;
- en raison de l'égalité des tassements en tête de la colonne et à la surface du sol, le frottement demeure « positif » sur toute la hauteur de la colonne.

d.3) Incidence de l'épaisseur du matelas de répartition

Pour les fondations souples, la mise en place du matelas de répartition est indispensable pour une meilleure répartition des contraintes. Par conséquent, son épaisseur dépend de l'intensité de la charge apportée par l'ouvrage mais également de la qualité du sol d'assise. D'une façon générale, on procède, en pratique courante, de la façon suivante :

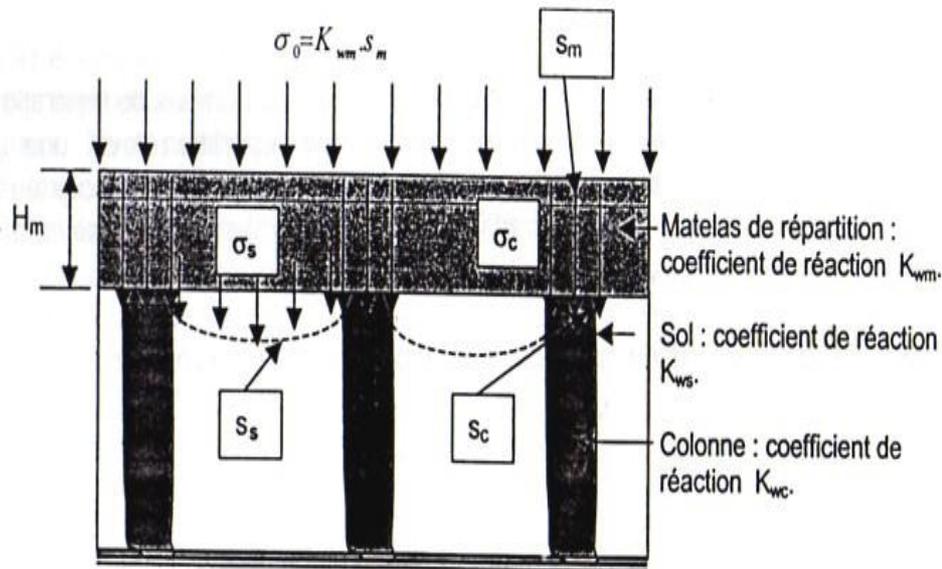
- on détermine par des essais de chargement superficiel à la plaque (Mode opératoire LCPC, DUNOD, 1972) le coefficient de réaction de Westergaard k_{ws} du sol initial ;
- on détermine l'épaisseur H_m du matelas de répartition en fonction de k_{ws} et du coefficient de réaction k_{wm} demandé par le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

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

$$H_m = \left(\frac{1 \cdot k_{wm}}{0,2 \cdot k_{ws}} \right)^{1/0,45} \quad (H_m: \text{en mm})$$

Avec :

- k_{wm} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface du matelas ;
- k_{ws} : coefficient de réaction de Westergaard à la surface sol.



Figur III.12 : Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol sous les fondations souples

d.4) Incidence de la qualité du matériau constitutif du matelas de répartition

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

Les caractéristiques minimales requises pour le matelas de répartition sont :

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

d.5) Incidence du temps : phase initiale, consolidation et fluage

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

- la phase initiale qui correspond à la mise en place de la charge de l'ouvrage. Dans cette phase, les pressions interstitielles n'ont pas le temps de se dissiper, les tassements sont théoriquement négligeables (sauf les tassements instantanés) ;

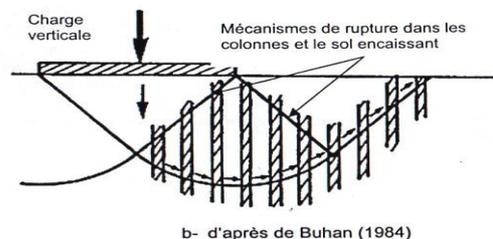
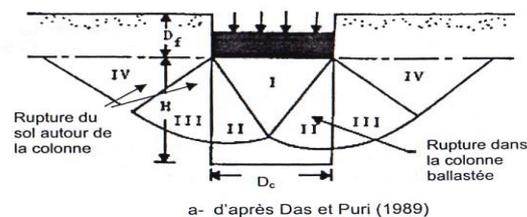
- la phase de consolidation, accélérée par le caractère drainant des colonnes. Durant cette phase, les pressions interstitielles se dissipent, le transfert de charge se produit progressivement dans le temps et les tassements primaires se mobilisent ;
- la phase de fluage, en relation avec le caractère « fluant » ou non du sol.

e) Modèles élastiques

La formulation des modèles élastiques repose essentiellement sur le principe de la cellule unitaire dans l'hypothèse de déformation à volume constant et déformation radiale nulle en périphérie de la cellule et aussi en introduisant les principes de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Vesic, 1972).

f) Modèles à la rupture

Dans les calculs à la rupture, il y a lieu de distinguer le cas des ouvrages en terre, où la vérification de la stabilité vis-à-vis du glissement fait appel au calcul à la rupture, et le cas des fondations (y compris les ouvrages en terre) où le calcul de la stabilité est basé sur la vérification du poinçonnement.



Figur III.13 : Mécanismes de rupture du sol traité sous une fondation

g) Modèles numériques

Les modèles numériques font appel généralement à la méthode des éléments finis.

Plusieurs modélisations par éléments finis ont été conduites pour appréhender le comportement des sols traités par colonnes ballastées (Balaam et poulos, 1970 ; Gerrard et al, 1979 ; Schweiger et Pande, 1986, Masaaki et Masaki, 1990 ; Asaoka et al ,1994 ; Muir et al, 2000). Le choix de la méthode des éléments finis repose sur l'adaptabilité de cette méthode, au prix de quelques approximations pour la construction de la matrice de rigidité du milieu sol/colonne.

Cette méthode nécessite de définir :

- un milieu fini avec des conditions aux limites en contraintes (chargement) et en déplacements (frontières bloquées), ce qui revient à choisir un modèle géométrique des colonnes et des sols situés autour et sous les colonnes ;
- une loi de comportement pour les colonnes et pour les sols, ce qui nécessite de déterminer les paramètres usuels d'élasticité, de consolidation et de fluage (matériaux mous) et éventuellement les paramètres de plasticité avec potentiel associé ou non.

Le tableau (Tab : III.1) liste les lois de comportement et les paramètres des sols et des colonnes ballastées.

Tab III.1: Les lois de comportement et paramètres des calculs en éléments finis

Modèle de comportement	Paramètres		Equations du modèle
	Sol ambiant	Colonnes ballastées	
Elasticité linéaire	E_s, ν_s	E_c, ν_c	Loi de Hooke généralisée
Consolidation et fluage	C_c, C_s, C_α	-	*
Plasticité	C_u	φ'_c, ψ_c	**

Légende :

- E_s, ν_s, E_c, ν_c : modules de déformation et coefficient de poisson du sol et des colonnes
- C_c, C_s, C_α : indices de compression, gonflement et fluage du sol ;
- C_u : cohésion non drainée du sol mou ;
- φ'_c, ψ_c : angle de frottement interne et angle de dilatance du ballast.

Dans le domaine de dimensionnement des colonnes ballastées, la méthode des éléments finis présente autant d'avantages que d'inconvénients :

Les avantages qui sont :

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

Les inconvénients qui sont :

- comme le milieu est globalement hétérogène (sol/colonnes et sol éventuellement stratifié), ses paramètres sont difficiles à déterminer ;

- La définition des conditions aux limites (en déplacements et parfois en contraintes) peut être difficile ;
- Les conditions hydrogéologiques sont souvent difficiles à apprécier ;
- Il faut choisir entre celui bi-dimensionnel et celui tri-dimensionnel,
- On manque en pratique de contrôle sur les résultats obtenus ;
- Il faut être utilisateur confirmé dans les calculs numériques et doté d'une expérience suffisante pour pouvoir apprécier, avec la pratique et le recul nécessaire, les résultats numériques obtenus ;
- L'opacité de la méthode laisse les praticiens perplexes par rapport aux résultats obtenus et présentés.

III.4 Réduction du risque de liquéfaction

L'évaluation du risque de liquéfaction d'un milieu traité par colonnes ballastées nécessite d'abord de préciser les points suivants :

- dans les sols fins cohérents (argiles, limons avec un pourcentage élevé de fines), l'incorporation du ballast purement frottant élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines (> 35÷40%) ;
- lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction ;
- par contre, dans les sables fins lâches (y compris avec un pourcentage de fines élevé mais inférieur à 35%), donc liquéfiables, le ballast a pour rôle d'améliorer, comme dans les sols fins, le drainage, d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles et de déduire le potentiel de liquéfaction du milieu traité par colonnes ballastées ;
- lorsque les sables lâches présentent un pourcentage de fines inférieur à 10÷12% et sont donc liquéfiables, l'exécution de colonnes ballastées permet de réduire le risque de liquéfaction mais elle peut être remplacée par une procédure de densification (vibroflottation, compactage dynamique) qui offre généralement, sur le plan technique, une compacité meilleur et une assise plus homogène : l'augmentation de l'indice de densité des sables diminue le potentiel de liquéfaction et cette solution est souvent plus économique que les colonnes ballastées.

III. 5 Evaluation du potentiel de liquéfaction en présence des colonnes ballastées

Il n'est pas possible d'estimer par des analyses statistiques l'importance pour laquelle le risque de liquéfaction est réduit par les colonnes ballastées. Néanmoins, de telles analyses seraient difficiles de mettre en application, ceci étant dû aux paramètres variables additionnels attribuables à l'arrangement des colonnes.

Comme les analyses existantes, collectées jusqu'à présent, ce sont avérées fiables, une approche différente peut être utilisée dans cette procédure pour but de les inclure.

Les évaluations à base de simulation à l'ordinateur, ou approches théoriques, sont plus souhaitables que les essais de laboratoire, dans lesquelles les possibilités sont limitées.

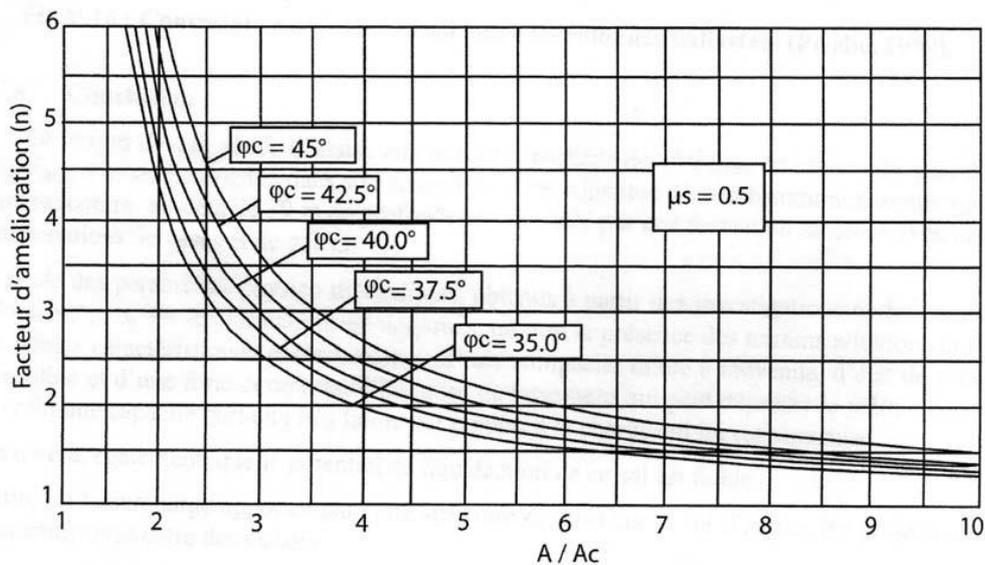
A court terme d'événement sismique, il parait plus réaliste de considérer la déformation du sol sous un volume constant, à calculer avec $\mu_s = 0.5$, qui simplifie la formule. Le facteur d'amélioration n_0 est déterminé, initialement, en utilisant quelques simplifications et approximations

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1}{k_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \quad (III. 15)$$

$$k_{ac} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (III. 16)$$

Pour introduire l'influence des colonnes sur la résistance de cisaillement induite par le séisme, Priebe (1998) apporte une correction au rapport des contraintes cycliques par le biais du facteur d'amélioration n_0 , soit :

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma_{v0}'} \right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left(\frac{\tau_h}{\sigma_{v0}'} \right) \quad (III. 17)$$



Figur III.14 : Abaque d'amélioration des sols vis-à-vis de la liquéfaction (Priebe, 1998)

La valeur réciproque au facteur d'amélioration n_0 est simplement le rapport entre la contrainte restée aux sols, P_s , et la contrainte verticale totale P

$$\alpha = \frac{P_s}{P} = \frac{K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{\frac{A_c}{A} + K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} \quad (III. 18)$$



Chapitre IV

Méthodes de justification et contrôle des colonnes ballastées



IV.1 Méthodes de justification

Les premières méthodes « théoriques » de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration de la masse des sols granulaires. Ce décalage d'une quinzaine d'années environ, a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir d'essais de laboratoire sur modèles réduits, pour proposer des courbes empiriques concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportée par celle-ci.

IV.1.1 Paramètres intervenant dans le dimensionnement

a. Données du dimensionnement

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

Paramètres géotechniques concernant les sols :

- Colonnes : poids volumique du ballast γ_c , résistance au cisaillement du ballast $C'_c = 0$ (pas de cohésion), ϕ'_c , paramètres d'élasticité linéaire E_c , ν_c et angle de dilataance Ψ_c ;
- Sol encaissant : poids volumique du sol γ_s , résistance au cisaillement à court terme C_u , $\phi_s = 0$ (sol purement cohérent), paramètre d'élasticité linéaire E_s , ν_s (éventuellement, angle de dilataance Ψ_s si $\phi_s \neq 0$ et supérieur à 30 degrés).

Contraintes :

σ_o : contrainte apportée par la fondation de l'ouvrage ;

σ_{lim} : contrainte limite (contrainte de rupture q_r) en tête de colonne déduite des règles en vigueur ;

σ_c : contrainte de calcul (contrainte admissible q_a) en tête de colonne déduite de q_r par application d'un coefficient de sécurité conventionnel ;

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

b. Paramètres à déterminer

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

- le taux d'incorporation « a » ;
- le rapport de concentration des contraintes « n » ;
- le facteur de réduction des tassements « β » .

IV.1.2 Généralités sur les méthodes de justification

Les études de dimensionnement et de justification des colonnes ballastées sous remblais, dallages et radier sont nombreuses. Plusieurs auteurs ont proposé des abaques pratiques permettant de déterminer les divers paramètres :

- Greenwood (1970) a établi l'équation de l'expansion latérale en donnant la contrainte verticale maximale en tête de la colonne en fonction de l'étreinte latérale du sol. l'auteur fournit un abaque permettant de déterminer le facteur de réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes pour des plages de variation de la résistance au cisaillement non drainée (c_u) allant de 20 à 40kPa ;
- Thorburn et Mac Vicar (1968) et Thorburn (1975) ont élaboré des abaques simples permettant la détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne ;
- Priebe (1976), Goughnour et Bayuk (1979), Datye (1982), Balaam et Poulos (1983) et Van Impe et de Beer (1983) proposent des abaques permettant de calculer le rapport concentration des contraintes n en fonction de taux d'incorporation « a ». Sous les remblais suffisamment longs ou les radiers de grandes dimension, les tassements peuvent être, selon les cas de charge, estimés à partir des abaques de Priebe (1976) ou de Van Impe et de Beer (1983), voire de Balaam et al. (1977) pour des fondations rigides ;
- Pour le cas des charges centrées sous semelle (isolées ou filantes), Priebe (1995) a mis au point des abaques destinés à l'estimation des tassements en fonction du rapport des profondeurs et du nombre de colonnes sous semelles. Ces abaques, simples d'utilisation, présentent l'inconvénient de ne pas introduire les dimensions des semelles ;
- Pour les charges excentrées (massifs de fondation soumis à des efforts de renversement), Dhoub et al. (2002) et Dhoub (2003c) introduisent, en se référant au modèle du coefficient de réaction, les méthodes des rotations et du centre élastique pour comparer les déplacements et les contraintes à la base de la fondation, supposée infiniment rigide et reposant sur des colonnes ballastées, aux résultats numériques obtenus par éléments finis.

IV.1.3 Justification en termes des contraintes

Par analogie avec l'essai triaxial, le Document Technique Unifié (DTU) 13.2 définit la contrainte de rupture q_r de la colonne par la formule :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin\varphi_c}{1 - \sin\varphi_c} = \sigma_h \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right] \quad (\text{IV.1})$$

Le DTU 13.2 précise que « l'étreinte latérale à apprendre en compte résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir des essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre ». Dans le cas des essais au pressiomètre, l'étreinte latérale σ_h peut être assimilée, par analogie avec la sonde

pressiométrique Louis Ménard, à la valeur de la pression limite nette p_l mesurée sur la hauteur de la colonne ou sur la hauteur de moindre résistance.

Par ailleurs, le DTU 13.2 stipule que la contrainte de calcul aux états limites de service « ELS » (q_{ELS}) sur une section théorique de colonnes ballastées doit « être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale σ_h du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0.8MPa ». Il convient aussi, de s'assurer que, sous les contraintes calculées, les tassements restent compatibles avec les tolérances imposées par l'ouvrage ou une partie de sa structure.

Donc conformément aux prescriptions du DTU 13.2, la contrainte q_{ELS} à l'état limite de service « ELS » est obtenue par application d'un coefficient de sécurité minimum de 2, soit :

$$q_{ELS} \leq q_r/2 \quad (IV.2)$$

Et q_{ELS} est plafonnée, d'après le DTU, à 0,8 MPa.

$$q_{ELS} = \min (0,8 \text{ MPa} ; q_r/2).$$

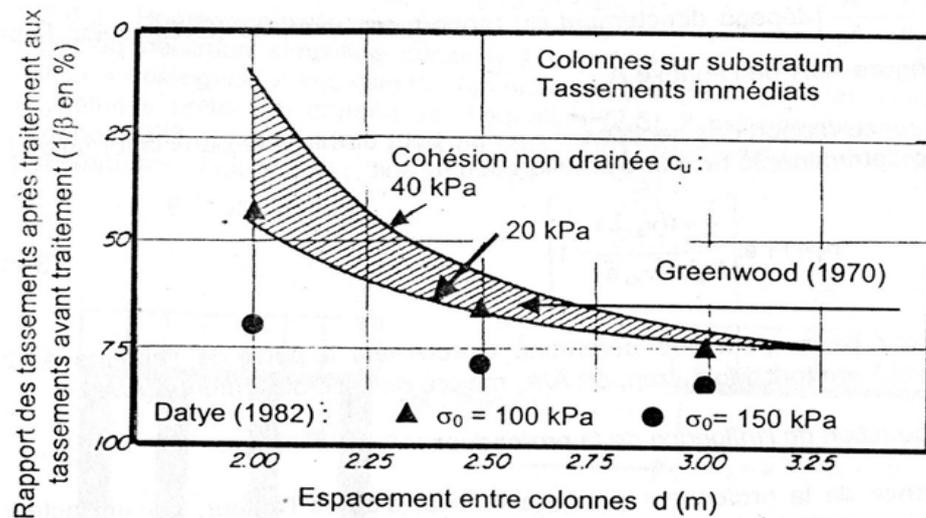
Remarques

- pour les données géotechniques obtenues au pénétromètre statique (q_c), il appartient au géotechnicien de fournir des paramètres corrélés en fonction de la nature précise des sols à traiter et de la plage de variation de q_c .
- l'étreinte latérale σ_h peut être déterminée sur toute la hauteur du profil à traiter à condition que le sol à améliorer soit homogène sur toute cette hauteur ; dans le cas contraire, σ_h doit être déterminée sur la hauteur de moindre résistance (zone d'expansion latérale possible).

IV.1 .4 Justification du diamètre moyen en fonction de l'étreinte latérale du sol

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de pré-dimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ($1/\beta$ en %) en fonction de l'espacement d des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée C_u des argiles encaissantes de 20 à 40 kPa. Cet abaque montre que le facteur β de réduction des tassements augmente rapidement pour des colonnes rapprochées lorsque l'étreinte latérale est élevée et qu'il est peu sensible à cette étreinte lorsque les colonnes sont plus espacées.

Les résultats de Greenwood (1970) sont donnés indépendamment de la charge appliquée, contrairement à ceux de Datye (1982) qui montre que le facteur de réduction des tassements β diminue lorsque les contraintes appliquées par l'ouvrage augmentent.



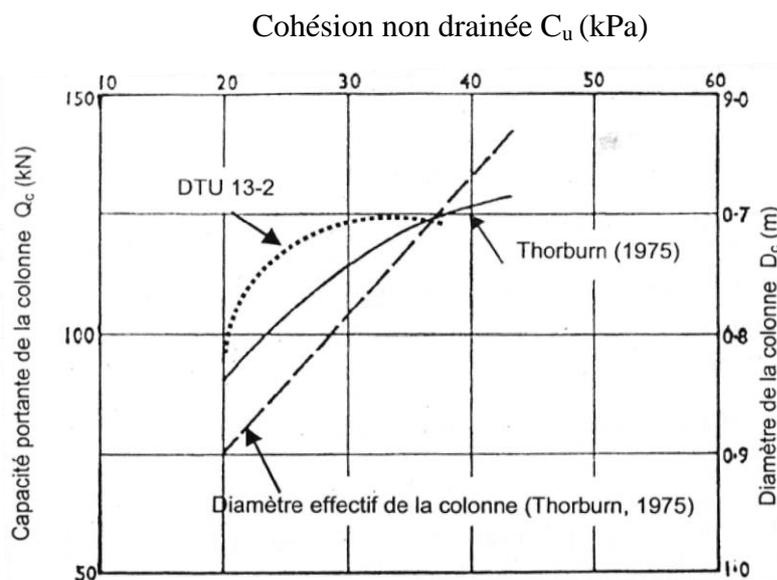
Figur IV.1: Réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes ballastées

IV.1 .5 Prévion de la capacité portante et du diamètre moyen

Pour estimer la capacité portante des fondations d'immeuble reposant sur sols mous traités par colonnes ballastées, Thorburn (1975) se base sur une approche semi-empirique résultant d'observations in-situ sur plusieurs projets de fondations pour élaborer un abaque de pré-dimensionnement donnant, en fonction de la cohésion non drainée du sol C_u , la capacité portante Q_c et le diamètre effectif D_c de la colonne.

Le graphique montre que :

- la capacité portante du milieu traité augmente avec l'étreinte latérale ;
- le diamètre effectif de la colonne ballastée diminue avec l'étreinte latérale de manière linéaire ;



Figur IV.2: Prévion de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant

IV.1 .6 Justification en termes de tassements

Plusieurs auteurs ont étudié les tassements des ouvrages sur des sols traités par colonnes ballastées, en termes de facteur de réduction des tassements. On se limitera dans ce travail à deux principales méthodes : la méthode de Priebe (1976, 1995) et la méthode d'homogénéisation simplifiée.

a) Méthode de Priebe (1976, 1995)

La méthode de Priebe (1995) est la plus élaborée et la plus complète dans le domaine du dimensionnement des colonnes ballastées.

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

- a- prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement
- b- incidence de la compressibilité de la colonne ;
- c- effet de la profondeur.

a.1 Prise en compte de l'amélioration du sol après traitement :

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

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (IV. 3)$$

Ou :

- v_s désigne le coefficient de Poisson du sol ;
- $f(v_s, a)$ est une fonction donnée par :

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - v_s) + a} \quad (IV. 4)$$

Et K_{ac} (coefficient de poussée du ballast) est exprimé par l'équation (III.16):

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

a.2 Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur, par un accroissement (Δa) de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative colonne/ sol (E_c/E_s);

Cet accroissement est donné par (Priebe, 1995) :

$$\Delta a + a = \bar{a} = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta \left(\frac{1}{a} \right)} \quad (IV. 5)$$

Ou

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

dépend directement du rapport des modules (E_c/E_s).

Le nouveau rapport des sections $\Delta a + a = \bar{a}$ peut être injecté dans la formule (IV.3) afin de

déterminer le facteur d'amélioration n_1 , soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{1}{2} + \frac{f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} \cdot f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (IV.6)$$

La valeur de n_1 peut être déterminé directement à partir de l'abaque B.2 de l'annexe B, en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement Δ (A/A_c).

a.3 Introduction de l'influence de la profondeur

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

$$f_d = \frac{1}{1 - y \left[\sum_i^n \sigma_{si} / \sigma_0 \right]} \quad (IV.7)$$

Où :

$$\sum_i^n \sigma_{si}$$

La somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n) ;

* σ_0 : est la contrainte apportée par l'ouvrage ;

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

Remarques

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

$$f_d \leq \frac{E_c \cdot \sigma_s}{E_s \cdot \sigma_c} \quad (IV.8)$$

- Ceci revient à noter que :

$$f_d < y \cdot \frac{E_c}{E_s}, \text{ mais } f_d \geq 1 \quad (IV.9)$$

- $f_d=1$ lorsque la fondation est rigide ($E_c/E_s = \sigma_c/\sigma_s$).

- **Cas des semelles isolées et filantes**

Selon Priebe, le tassement avant traitement (noté s_{∞}) est donné par la relation suivante :

$$S_{\infty} = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{n_2 \cdot E_s} \quad (IV.10)$$

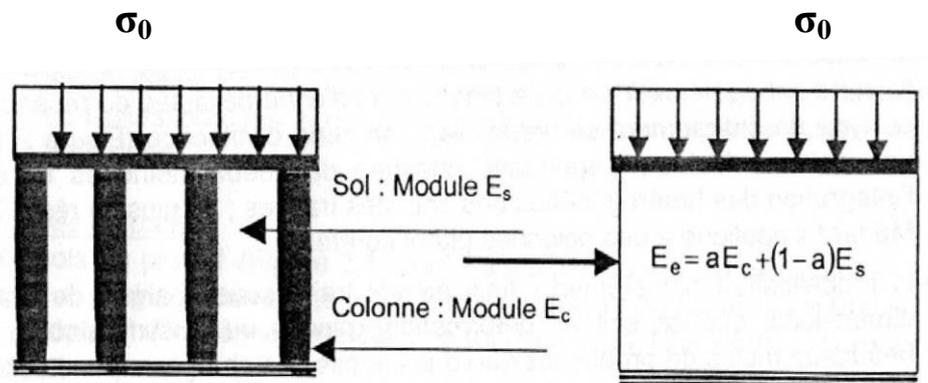
Où n_2 est un facteur d'amélioration donné par : $n_2 = n_1 f_a$ (IV.11)

Les tassements après traitement sont donnés en termes de rapport (s/s_0) en fonction du rapport (z/D_c).

b) Homogénéisation simplifiée

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

$$E_e = a \cdot E_c + (1-a)E_s \quad (IV.12)$$



a. Sol composite traité b. Milieu homogène équivalent

Figur. IV.3 - Homogénéisation simplifiée

Les tassements après traitement s_f sous la contrainte σ_0 apportée par l'ouvrage sont alors exprimées par la relation :

$$S_f = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{a \cdot E_c + (1-a)E_{oed}} \quad (IV.13)$$

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

IV.2 Contrôle

IV.2.1 Prescriptions dans le domaine du contrôle et de la réception

Comme pour la justification des projets, seul le DTU 13.2 relatif aux « fondations profondes pour le bâtiment » prescrit, en tant que document officiel, dans son chapitre 8, les moyens de contrôle et fixe des critères de réception des colonnes ballastées.

Les « Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2004) complète, avec plus de détails, les prescriptions du DTU 13.2.

L'Eurocode 7 prescrit, dans son chapitre 5, des généralités sur les techniques d'amélioration et le renforcement des sols, sans détails particuliers sur les colonnes ballastées.

Les règles en vigueur (DTU 13.2 et recommandations de COPREC, 2004) exigent :

- 1- de réaliser avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées, des essais d'étalonnage (dits aussi de conformité) et des essais d'information, et d'en fournir les attachements ;
- 2- de réaliser des essais de réception comprenant les contrôles du diamètre, de la continuité et de la compacité de la colonne, ainsi que des essais de chargement et déchargement.

Dans la pratique courante, les essais de contrôle sont réalisés sur les matériaux d'apport des colonnes et sur les matériaux du matelas de répartition.

IV.2.2 Essais de contrôle en cours d'exécution

a. Essais d'étalonnage

Avant le démarrage de la réalisation des colonnes ballastées, des essais d'étalonnages doivent être effectués. Ils sont destinés à :

- choisir et adapter, si nécessaire, les moyens retenus (atelier de foration et vibreur) pour l'exécution des colonnes ;
- vérifier si les caractéristiques des sols à traiter (coupe approximative, compacité, hétérogénéités) sont conformes aux recommandations du rapport du sol (profondeur de traitement et/ou de refus, taux d'incorporation en ballast, diamètre requis).

Dans la pratique courante, les essais d'étalonnage consistent à réaliser des colonnes ballastées à proximité des points de sondages de reconnaissance pour vérifier les profondeurs projetées et les volumes à incorporer afin de réadapter, si nécessaire, le matériel nécessaire à la bonne exécution des colonnes.

b. Essais d'information

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

c. Attachements

Les attachements sont les fiches de synthèses qui donnent, pour chaque colonne, les caractéristiques d'exécution enregistrées automatiquement : date, profondeur, énergie et

Chapitre IV Méthodes de justification et contrôle des colonnes ball

taux d'incorporation en ballast. Ils précisent aussi les moyens utilisés pour la mise en œuvre des colonnes ballastées.

IV.2.3 Essais de réception

Ces essais sont destinés à :

- vérifier le diamètre de la colonne par simple dégagement de sa tête (dégarnissage);
- contrôler la continuité de la colonne par un forage approprié au sein de la colonne ;
- contrôler sa compacité par mesure mécanique continue (pénétromètre) ou discontinue (pressiomètre) ;
- suivre les tassements de la colonne pour un cycle de chargement / déchargement.

Le tableau 4.3 récapitule le type et le nombre d'essais de réception à réaliser selon les règles en vigueur.

Tab IV.1: Fréquences des essais

Fluide de Lançage	Eau		Air	
	Avec enregistrement	Sans enregistrement	Avec enregistrement	Sans enregistrement
Contrôle diamètre	1 par tranche de 50 colonnes jusqu'à 100, minimum 3 au-delà			
Contrôle Continuité	1/50	1/20	Seulement en cas d'anomalie	1/50
Contrôle compacité	1/80 sous dallage ou radier + 1/20 sous massif avec un minimum de 5			
Essai de chargement	1 essai jusqu'à 800 m et un autre par tranche au-delà		1 essai jusqu'à 2000 m et 400 colonnes et un autre au moins au-delà	

Remarques

- le nombre d'essais de réception doit être fixé par le cahier des clauses particulières du marché. Il doit être, d'après le DTU 13.2, au minimum le même que celui des essais d'information ;
- le dégarnissage se fait sur des colonnes situées hors de l'emprise de l'ouvrage, par simple dégarnissage de la tête sur une profondeur minimale de 1m ;
- les essais de réception doivent être réalisés à proximité des essais d'information.

IV.2.4 Contrôle des matériaux d'apport

Les essais de contrôle des matériaux d'apport concernent aussi bien le matériau constitutif de la colonne que celui de matelas de répartition.

Chapitre IV Méthodes de justification et contrôle des colonnes ball

Dans la pratique courante, il est généralement demandé :

- * d'indiquer l'origine des matériaux ;
- * de réaliser des analyses granulométriques et des essais de « Los -Angeles : LA » (norme NF EN 1097-2) et de « Micro- Deval : MDE » (norme NF EN 1097-1).

Le type et le nombre d'essais sont récapitulés dans le tableau (tab 4.5°).

Tab IV.2: Essais de contrôle des matériaux d'apport

Type d'essais	Matelas de répartition	Colonne ballastée
Granulométrie	1 tous les 1.500 m ³	1 tous les 1.000 m ³
LA	1 tous les 3.000 m ³	1 tous les 2.000 m ³
MDE	1 tous les 3.000 m ³	1 tous les 2.000 m ³
Proctor normal	1 tous les 1.500 m ³	-

Remarques

- Le minimum d'essais à réaliser sur les matériaux d'apport est de 2 par type de matériaux livré sur chantier.
- Sur le matelas de répartition sont réalisés souvent des essais de plaque pour déterminer le module E_{v2} .

IV.2.5 Choix des méthodes de contrôle - validité

Les méthodes de contrôles disponibles sur le marché sont destinées à mesurer les caractéristiques mécaniques des colonnes ballastées.

a) Contrôle par pénétration statique (CPT)

Le pénétromètre statique permet de mesurer en continu :

- la résistance en pointe, noyée q_c ;
- le frottement latéral q_s .

Dans le domaine de contrôle des colonnes ballastées, le pénétromètre statique est l'outil le plus recommandé pour deux raisons essentielles :

- continuité de la mesure ;
- l'absence de difficultés importantes lors de l'exécution des sondages de contrôle.

b) Contrôle par l'essai pressiométrique (PMT)

La réalisation des essais pressiométriques nécessite d'une manière générale :

- soit un forage préalable, si les parois de forage sont stables ;
- soit le fonçage direct d'un tube (« tube fondu »), dans lequel est introduite la sonde.

Chapitre IV Méthodes de justification et contrôle des colonnes ball

En termes de contrôle de colonnes ballastées par le pressiomètre Louis Ménard, l'emploi du tube fondu est nécessaire en raison du caractère bouillant du ballast.

En pratique, les essais pressiométriques ont l'avantage de mesurer au sein de la colonne, en plus de pression limite P_1 , le module de déformation pressiométrique E_m qui permet de caractériser le rapport des modules (E_c/E_s) si le module E_s du sol encaissant est préalablement connu.

c) Contrôle par pénétration dynamique (PDA ou PDB)

Le pénétromètre dynamique de type A (avec injection) ou de type B (sans injection) ne sont pas recommandés pour le contrôle des colonnes ballastées car non adaptés à ce type de contrôle.

En effet, si la mesure de la réalisation de pointe est continue, le procédé se heurte aux mêmes difficultés que les autres méthodes de contrôle (faux refus, déviation des tiges). De plus, il a été noté en pratique que les pointes perdues sont entraînées par le déplacement des cailloux, en particulier roulés, ce qui donne des résultats incompatibles avec les mesures obtenues par le pénétromètre statique ou le pressiomètre Louis Ménard.

d) Contrôle par pénétromètre standard (SPT)

Les essais au pénétromètre standard ne sont pas nombreux, voire inexistantes pour les raisons suivantes :

- 1- il est très difficile de prélever, par les carottiers standards, des échantillons de ballast :
taux de récupération faible, voire nul, effet de sabot à la pointe du carottier ;
- 2- des faux refus, comme les déviations de tige, sont aussi à craindre comme dans les autres procédés de contrôle.

IV.3 Critères de réception

Le tableau (Tab IV.3) résume les critères de réception fixés par le DTU 13.2 pour chaque procédé de contrôle.

Tab IV.3: Critère de réception

Procédé de contrôle	Critère de réception	Remarques
Pénétromètre statique (CPT)	$q_c > 10 \text{MPa}$	Conseillé
Pressiomètre (PMT)	$P_1 > 1.5 \text{MPa}$	Toléré
Pénétromètre dynamique (PDA ou PDB)	$R_d > 15 \text{MPa}$	Déconseillé
Pénétromètre standard (SPT)	$N_{\text{spt}} > 30$	Inadapté

Remarques

- 1- Quel que soit le procédé de contrôle de la compacité utilisé, des affaiblissements mécaniques en tête de colonnes subsistent toujours.
- 2- Le DTU 13.2 explicite clairement le rôle du géotechnicien quand aux décisions vis-à-vis des mesures correctives à prendre par l'entrepreneur et aux conseils envers le maître d'ouvrage, mais n'identifie pas la responsabilité de la réalisation des essais de contrôle des colonnes ballastées.
- 3- Par contre, les recommandations de COPREC (2004) stipulent que :
 - les essais de contrôle « sont exécutés en présence d'au moins un représentant de l'entreprise ayant réalisé les colonnes ballastées ».
 - « au moins 50% des essais seront traités en contrôle externe », donc par un géotechnicien confirmé agréé par le maître d'ouvrage.

V.3.1 Essais de chargement sur colonne

L'essai de chargement consiste à contrôler la capacité portante de la colonne par l'application d'une charge axiale équivalente à 1,5 fois la charge de service (Q_N) et la mesure de l'enfoncement de la colonne en fonction des paliers de chargement/ déchargement.

Pour ce faire, l'essai nécessite la mise en place d'une semelle en tête de la colonne préalablement arasée à la cote normale d'utilisation (c'est-à-dire la base du matelas de répartition). Le DTU 13.2 stipule que « la surface de la semelle doit être représentative de celle prévue au projet et, dans tout les cas, doit rester inférieure à 2,5 fois la section théorique de la colonne ballastée ».

L'essai est généralement réalisé selon le mode opératoire de LCPC : la charge est appliquée progressivement suivant au moins 6 paliers de chargement et 4 paliers de déchargement, avec mesure de l'enfoncement à l'aide de comparateurs (au nombre de 3 avec un minimum de 2) selon les séquences résumées dans le tableau (tab IV.3) .

Tab IV.4: Mode opératoire de l'essai de chargement/ déchargement usuel

Phase	Paliers	Lecture par palier (temps en minutes)
Chargement	$Q_N/4 - Q_N/2 - 3Q_N/4 - Q_N - 5 Q_N/4 - 3Q_N/2$	1-2-3-4-5-10-15-30-45-60
Déchargement	$5Q_N/4 - Q_N - 3Q_N/4 - Q_N/2 - Q_N/4$	1- 2 -3 - 4 -5

Remarques

1. Le sol traité est parfois couvert par une « croûte » de bonnes caractéristiques mécaniques. Dans ce cas, les enfoncements mesurés en tête de la colonne ne sont pas

représentatifs et l'essai n'est pas concluant, ce qui permet, d'après le DTU 13.2, au géotechnicien de « modifier le programme d'essais », ce qui revient en pratique soit à décaper, si possible, la croûte de surface soit à supprimer les essais de chargement et augmenter les essais de contrôle par sondages mécaniques au sein de colonnes supplémentaires.

2. L'essai de chargement est considéré comme « conforme » si les deux critères suivants sont vérifiés simultanément :
 - la charge de fluage n'est pas atteinte ;
 - l'enfoncement à la fin du palier de la charge de service Q_N reste inférieur aux tassements sous Q_N estimés dans la note de dimensionnement du projet, tassements qui doivent être aussi compatibles avec les tolérances imposées par la structure ou partie de l'ouvrage.

Pendant les paliers de mesure, la déformation mobilisée en tête des colonnes est lue sur les comparateurs ; cette déformation est considérée comme « stabilisée » lorsque sa variation n'excède pas 2 centièmes de millimètre par minute.

IV.3.2 Essais de plaque sur matelas de répartition

Le contrôle de la raideur du matelas de répartition se fait par des essais de plaque classiques avec les critères de réception suivants :

* Module de déformation $E_{v2} \geq 50\text{MPa}$;

* Coefficient de compactage $k = E_{v2} / E_{v1} \leq 2$ (pour des couches de forme compactées).

IV.3.3 Ballast : volume livré et volume incorporé

Le DTU 13.2 stipule, dans le commentaire de l'article 8.33 du chapitre 8 relatif à la mise en œuvre que « les volumes incorporés (de matériaux d'apport) sont mesurés sur le matériau foisonné (tonnage livré). Le volume global ainsi mesuré est au moins égal à 1.5 fois le volume théorique de la colonne ballastée, ce qui représente, compte tenu du serrage, un supplément moyen de diamètre de l'ordre de 10 % ».

Mais, comme le mentionne le DTU dans le commentaire de l'article 8.43, le volume réellement incorporé varie en fonction des caractéristiques du sol encaissant. En effet, le taux d'incorporation réel dépend de l'étreinte latérale des sols et de leur capacité à « absorber » les granulats lors des opérations de compactage et de refoulement du ballast. La prescription du DTU 13.2 relative au coefficient de 1,5 fois le volume théorique n'est pas respecté dans beaucoup de cas où le sol présente une étreinte latérale relativement élevée.

V.3.4 Observation visuelle

Il n'y a pas de prescriptions dans les règlements en vigueur pour les observations visuelles, hormis le dégarnissage de colonnes pour la vérification du diamètre. Ce sont les

opérations de dégarnissage qui ont conclu au résultat stipulant que l'expansion latérale se produit en tête de colonnes et est de 3 à 4 fois le diamètre de celle-ci.

Les observations visuelles : dégarnissage des colonnes ballastées pour mesure du diamètre, suivi des tassements des ouvrages, mesure de soulèvement de la plate-forme pendant l'exécution des colonnes doivent être systématiques, multipliées, et progressivement améliorées.

V.4 Commentaires sur les méthodes de contrôle

Les règles en vigueur (DTU 13.2 et recommandations du COPREC) offrent une gamme importante d'essais de contrôle des colonnes ballastées.

L'importance de ces essais réside dans leur capacité de vérifier, pendant les étapes d'exécution du procédé, le diamètre de la colonne par le dégarnissage de la tête, sa continuité et sa capacité par les essais mécaniques appropriés, et de mesurer l'enfoncement en tête de la colonne en fonction des paliers de chargement/ déchargement conventionnellement retenus. Mais, leurs lacunes ne sont pas moindres.

Les essais de continuités et de compacité font appel, d'après le DTU 13.2, à toutes les méthodes d'investigations géotechniques actuelles (pénétrömètre statique et dynamique et pressiomètre Louis Ménard). Mais l'expérience montre que le pénétrömètre statique est l'outil le mieux adapté en raison de la continuité de la mesure, tout en se heurtant à des difficultés communes telles que le faux refus sur blocs, la déviation des tiges.

Le pressiomètre Louis Ménard peut être toléré mais en associant aux mesures pressiométriques des enregistrements continus des paramètres. Le procédé peut se heurter aux mêmes difficultés que celles du pénétrömètre statique (faux refus, déviation des tiges).

A cela s'ajoute la discontinuité de la mesure puisque les essais pressiométriques sont généralement exécutés tous les mètres. Enfin, le pénétrömètre dynamique et le SPT sont plutôt à éliminer.

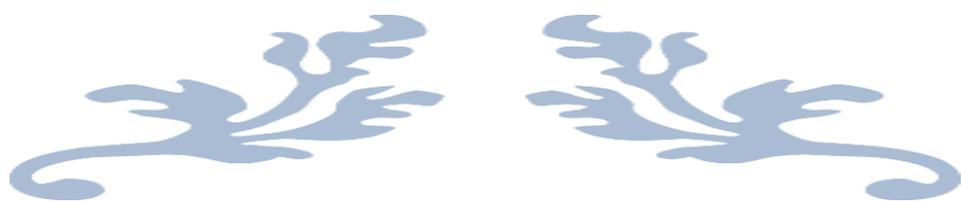
Les essais de chargement / déchargement présentent un intérêt considérable, puisqu'ils permettent de suivre, avec des moyens appropriés (poutres, vérins, comparateurs...etc.), la déformation axiale en tête en fonction de la charge appliquée par palier successifs. Mais l'essai, tel qu'il est pratiqué de nos jours, n'appréhende pas, d'une part, le phénomène de fluage (essai à « court terme ») et n'intéresse, d'autre part, qu'une colonne sans pouvoir intégrer l'effet de groupe et de réseau.

Le dégarnissage se fait généralement sur le premier mètre, où le ballast est le moins confiné sans être mieux refoulé. Le diamètre relevé en tête ne peut donc être représentatif de la colonne toute entière et le diamètre nominal retenu ne résulte que d'une simple addition de

godets de ballast consommé sans savoir avec précision l'étendue des effets « tonneaux » dans les couches de moindre résistance.

Conclusion

- Les colonnes ballastées sont caractérisées par un nombre de paramètres tels que la section de la colonne A_c , le taux d'incorporation du ballast a , le rapport de concentration des contraintes verticales n et le facteur de réduction des tassements β . Ces paramètres sont essentiels pour comprendre le comportement des colonnes ballastées et faire leur dimensionnement;
- Les tassements sous les fondations rigides sont identiques en tête des colonnes et en surface du sol, mais différent pour les fondations souples en raison du mode de répartition des contraintes en tête de colonne et à la surface du sol;
- En plus de l'augmentation de la capacité portante du sol traité par le transfert des charges en tête des colonnes certains auteurs ont montré qu'il y a aussi une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol entre les colonnes;
- En zone sismique, les colonnes ballastées agissent comme des drains et permettent de dissiper les surpressions interstitielles et d'atténuer, par conséquent, la contrainte de cisaillement induite par le séisme. En effet, cette contrainte se répartit entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonne ballastées.



Conclusion générale



Conclusion générale

L'objectif de ce travail de recherche est vulgariser 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.

Les méthodes de traitement de sols les plus utilisées à l'heure actuelle, la mise en œuvre, le comportement et le dimensionnement des colonnes ballastées. Les essais à réaliser avant et après leur exécution. Dans cette partie on a montré qu'il y a une variété de techniques de traitement des sols mous, mais le choix d'une technique par rapport à une autre dépend de la compréhension complète des conditions de sol, des charges appliquées par les structures et les tassements admissibles.

La technique des colonnes ballastées est l'une des techniques préférées par les géotechniciens pour ses avantages techniques et économiques.

Le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause des difficultés de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul. En plus des méthodes de dimensionnement classiques comme la méthode de Priebe, les méthodes numériques telle que la méthode des éléments finis ont connu une progression considérable ces dernières années pour le dimensionnement de ce type d'ouvrage.

Pour que les colonnes, puissent accomplir leurs rôles, on propose au Maître d'ouvrage, les recommandations suivantes :

Pendant la réalisation des colonnes

les colonnes doivent avoir des longueurs suffisantes pour traverser toute la couche sableuse liquéfiable afin de dissiper les pressions interstitielles ;

- réaliser une rangée supplémentaire au minimum au débord de la zone de traitement (dispositions constructives en zones sismiques).

Après la réalisation

Il est recommandé de procéder à des essais au pénétromètre dynamique (DPT) sur les colonnes, ainsi qu'à des essais de chargement, afin de vérifier la résistance, la capacité portante des colonnes ballastées et la compatibilité des tassements.

La mise en place de matelas de répartition, juste après la fin de réalisation des colonnes, pour éviter de colmater les têtes de celles-ci, donc de réduire leur pouvoir drainant.

Les paramètres affectant le report de charge vers les colonnes sont principalement :

- Le module de rigidité du sol, de la colonne et du matelas de répartition.
- L'angle de frottement de la colonne vers celle du matelas pour des valeurs supérieures à 30°.

Conclusion générale

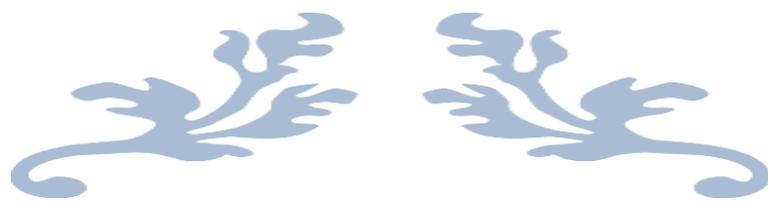
- La cohésion de la colonne ballastée.
- Le coefficient de Poisson du sol pour des valeurs supérieures à 0.35.
- L'épaisseur du matelas de répartition des contraintes.

L'étude de tassement au sein d'une colonne ballastée montre que les tassements diminuent en fonction de la profondeur de la colonne.

Cette étude a révélé que l'espacement entre colonnes a une influence importante sur la capacité portante du sol traité. Le diamètre de la colonne a aussi une influence importante sur la réduction des tassements dans le sol traité.

L'analyse de l'influence du type de la colonne sur le tassement du sol montre que les colonnes de type flottantes sont déconseillées, les colonnes doivent toujours descendre jusqu'au substratum rigide.

Afin de pouvoir résoudre ces problèmes, la solution technique optimale, a consisté à fonder l'ouvrage au moyen du procédé de colonnes ballastées, sécurisantes et de moindre coût.



Annexe



Keller Fondations Spéciales

Agence Alsace – Franche-Comté

2, Rue Denis Papin
67120 DUTTLENHEIM

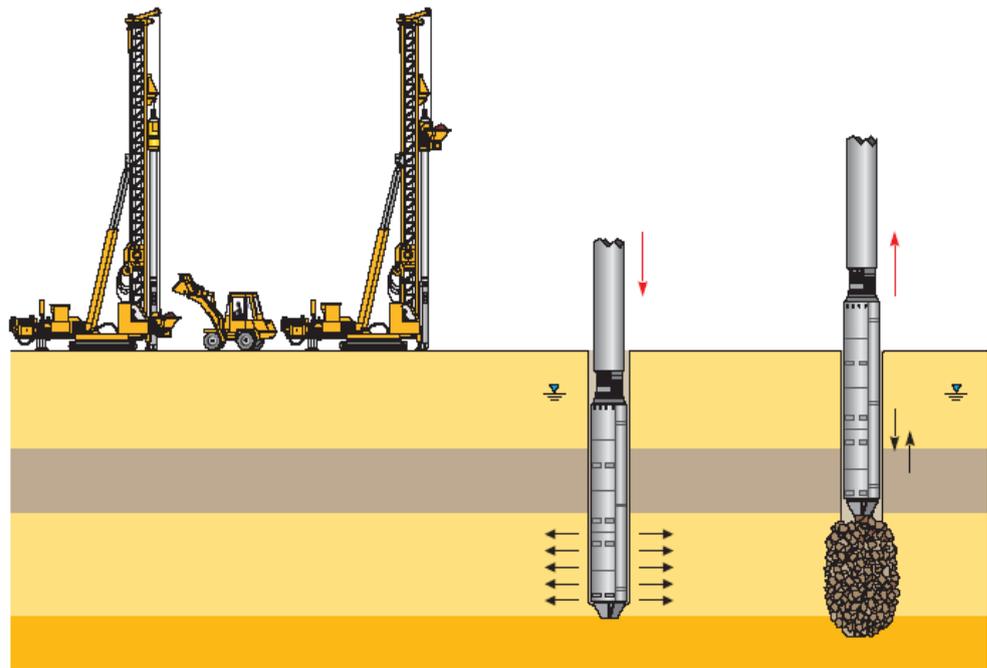
Tél. : 03 90 29 77 77
Fax : 03 88 59 95 85

Nature du projet :

Centre commercial et Parkings

Adresse du projet :

ES-SENIA - ORAN



Préparation

Remplissage

Fonçage

Compactage

Traitement par colonnes ballastées

NOTE DE CALCUL

Affaire : 12.44.12010

Chantier N° : 12.44.120546

2	12/12/2013	F. LACHAISE	S. LAMBERT	T. HERMGES	Analyse des CPT complémentaires
1	19/03/2013	F. LACHAISE	S. LAMBERT	T. HERMGES	Complément parking
0	19/07/2012	F. LACHAISE	S. LAMBERT	T. HERMGES	Première diffusion
Indice	Date	Rédaction	Vérification	Approbation	Observations

SOMMAIRE

1. OBJET	3
2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE (Rappel).....	3
3. NATURE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES SOLS	4
4. CARACTERISTIQUES DU TRAITEMENT	5
5. CAPACITE PORTANTE.....	6
5.1. Portance du sol non renforcé	6
5.2. Portance d'une colonne ballastée isolée	7
5.3. Vérification de la capacité portante	9
6. TASSEMENT ET VERIFICATION DES CONTRAINTES	10
6.1. Calcul des contraintes de validité des formules de tassements	10
6.2. Résultats.....	11
ANNEXE 1	13
ANNEXE 2	16
ANNEXE 3	26
ANNEXE 4	32

1. OBJET

Le projet prévoit la construction d'un centre commercial et de parkings à ORAN.

Nous proposons de réaliser des travaux de renforcement de sol par la mise en place de colonnes ballastées sous les semelles des ouvrages. Cette solution a l'avantage, en plus de réduire les tassements, d'accélérer la consolidation du terrain grâce à la propriété drainante du matériau utilisé.

La note ind 1 a pour objet de calculer la portance du sol et les tassements sous les 4 semelles filantes de 1,80 m de large du parking.

Cette note complémentaire ind 2 a pour objet de vérifier le dimensionnement du réseau de colonnes sous l'ouvrage en fonction des sondages CPT complémentaires.

Les colonnes ballastées seront mis en œuvre selon le procédé Keller, par voie sèche.

Les documents de référence figurent dans notre note de calculs indice 0 du 19/07/12.

2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE (Rappel)

Le bâtiment est fondé sur des semelles isolées et filantes.

On étudiera les semelles suivantes :

Semelle	S1	S5	S10
Dimension	170 x 170 x 35	250 x 250 x 55	350 x 350 x 75
Charge	61 t	154,9 t	242,9 t
Nombre de CB	2 CB	4 CB	8 CB

Semelle	SF12	SF4	SF6	SF15	SF11
Dimension	200 x 45	250 x 55	365 x 80	670 x 65	680 x 40
Charge	40,6 t/ml	31,7 t/ml	37,8 t/ml	72,9 t/ml	46,7 t/ml
Nombre de CB	1 CB / 1,35 m sur 2 rangées	1 CB / 1,71 m sur 3 rangées	1 CB / 1,45 m sur 4 rangées	1 CB / 1,28 m sur 6 rangées	1 CB / 1,50 m sur 7 rangées

Les caractéristiques des 4 semelles filantes (les 4 SF sont identiques) du parking étudiées dans cette note sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Semelle	SFP1
Dimension	180 x 40
Charge	33 t/ml
Entraxe CB	1 CB / 1,62 m sur 2 rangées

3. NATURE ET CARACTERISTIQUES MECANQUES DES SOLS

Les sols ont été reconnus par le bureau d'études de sols E.U.R.L. L.E.G. dans le rapport n° EG 0549 du 12/01/2012.

Les sondages ont mis en évidence du gypse sur toute leur hauteur.

A partir des nouveaux sondages au pénétromètre statique, le modèle géotechnique suivant a été retenu :

Profondeurs en m			Sol	qc en MPa	α_c^*	E _{oed} en MPa	α	E _M en MPa	E _m /p ₁	p ₁ en MPa
0.80	à	1.50	gypse	8.00	2	16.00	0.50	8.00	9	0.89
1.50	à	4.00		2.00	4	8.00	0.50	4.00	9	0.44
4.00	à	7.50		8.00	2	16.00	0.50	8.00	9	0.89
7.50	à	9.50		0.50	4	2.00	0.50	1.00	9	0.11
9.50	à	10.50		2.00	4	8.00	0.50	4.00	9	0.44
10.50	à	12.00		6.00	2	12.00	0.50	6.00	9	0.67
12.00	à	15.00		12.00	2	24.00	0.50	12.00	9	1.33

* Relation entre le module E_{oed} et qc : $E_{oed} = \alpha_c \times q_c$ d'après les recommandations du CFMS. Dans le gypse argileux (passage plus mou) nous retiendrons $\alpha_c = 4$ et pour le reste $\alpha_c = 2$.

Cette synthèse devra être validée par la maîtrise d'œuvre comme synthèse à retenir en phase projet. A défaut de réponse ou de remarque avant le démarrage de nos travaux, elle sera validée tacitement.

Les sondages CPT Complémentaires et l'implantation sont présentés en annexe 3.

Remarque :

Pour le calcul de tassement de semelle par une formule d'élasticité, Baguelin propose pour le module d'Young $E_y = E_{semelle} = 2 \text{ à } 3.5 \times E_M / \alpha$ pour obtenir le même tassement que par la formule pressiométrique.

Pour les calculs selon la méthode de Priebe, la méthode élastique est utilisée et les modules sont déterminés ainsi par :

- $E_{semelle} = 2 \times E_M / \alpha$ pour les semelles,

4. CARACTERISTIQUES DU TRAITEMENT

Longueur

Les colonnes ballastées seront descendues jusque dans les horizons compacts rencontrés entre 6,00m et 10,50m de profondeur/TN.

Les valeurs sont indicatives car le traitement sera adapté en cours de chantier, en fonction des variations de compacité rencontrées.

Diamètres

Nous rappelons que notre mode d'exécution, par poussée statique sur l'outil vibrant, avec des passes de compactage de l'ordre de 0.5 m de hauteur, permet d'élargir au maximum les colonnes et de mobiliser ainsi pleinement la butée du terrain.

L'expansion d'une colonne va être liée aux valeurs de pression limite (et indirectement aux modules pressiométriques) du sol traversé : plus la pression limite sera faible, plus la colonne s'expandra.

Les diamètres de la colonne peuvent ainsi varier entre 0,60 à 0,90m selon la compacité locale du sol.

5. CAPACITE PORTANTE

Le but de ce paragraphe est de vérifier la charge maximale admissible.

La vérification de la charge admissible (étape 0) est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{appliqué}} < n_{CB} \cdot Q_{CB} + (S_{\text{sol}} - n_{CB} \cdot S_{CB}) q_{\text{sol}}$$

Avec $q_{\text{sol}} = k_p \cdot p_{le} / 3 + \gamma \cdot D$

5.1. Portance du sol non renforcé

Semelles Filantes et Isolées de la note ind 0 :

Cote TN	Type de semelle	AI en m/TN	Profondeur calcul Pl en m/TN	Kp	Pl en MPa	qsol en MPa
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 0.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 2.00	0.80	0.67 = 0.67	0.193
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 2.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 5.00	0.80	$2 \cdot 0,67 \times 0,61$ = 0.64	0.185
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 4.10 m	-0.80	de - 0.80 à - 6.95	0.80	$3 (1,5 \times 0,27)^2 \times 0,27$ = 0.35	0.109
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 4.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 8.00	0.80	$4 (1,5 \times 0,27)^3 \times 0,27$ = 0.37	0.112
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 7.00 m	-0.80	de - 0.80 à - 11.30	0.80	$5 (1,5 \times 0,27)^4 \times 0,27$ = 0.37	0.114

Annexe

Semelles Filantes et Isolées de la note ind 1 :

Cote TN	Type de semelle	AI en m/TN	Profondeur calcul Pl en m/TN	Kp	Pl en MPa	qsol en MPa
0.00	Filantes Largeur : 1.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 3.50	0.80	$\sqrt{0,67 \times 0,61} = 0.64$	0.185

Semelles Filantes et Isolées de la note ind 2 en tenant compte des résultats CPT :

Cote TN	Type de semelle	AI en m/TN	Profondeur calcul Pl en m/TN	kc	qce en MPa	qsol en MPa
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 0.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 2.00	0.25	$\frac{2}{2} = 2.00$	0.181
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 2.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 5.00	0.24	$= 2.00$	0.174
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 4.10 m	-0.80	de - 0.80 à - 6.95	0.22	$= 2.00$	0.161
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 4.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 8.00	0.22	$= 2.00$	0.161
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 7.00 m	-0.80	de - 0.80 à - 11.30	0.22	$= 2.00$	0.161

Cote TN	Type de semelle	AI en m/TN	Profondeur calcul Pl en m/TN	kc	qce en MPa	qsol en MPa
0.00	Filantes Largeur : 1.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 3.50	0.22	$= 2.00$	0.161

5.2. Portance d'une colonne ballastée isolée

Nous avons déterminé dans notre note de calculs indice 0 la portance suivante :

σ_h en MPa	q_r en MPa	$q_a = q_r/2$ en MPa	Φ_{moy} en m	Q_a en T
$\sqrt[4]{0,67 \times 0,61 \times 0,27 \times 0,67} = 0.52$	2.19	1.10 → 0.80	0.65	26.55

Soit au minimum **26,5 T** aux ELS pour un diamètre moyen de 0,65 m et pour une contrainte admissible de 0,80 MPa.

A partir des résultats du CPT on peut définir la nouvelle charge admissible par la colonne ballastée de :

Sécurité à la rupture

La contrainte de rupture d'une colonne est définie par le DTU 13.2 :

$$q_r = \sigma_h \times \tan^2(\pi/4 + \phi'c/2)$$

Où

σ_r : contrainte radiale

$\phi'c$: angle de frottement du gravier constituant la partie supérieure de la Colonne ballastée

L'étreinte latérale σ_r est obtenue par : $\sigma_r = \frac{q_{ce}}{3}$;

Annexe

Où q_{ce} est la résistance de pointe équivalente sur toute la hauteur de la colonne ballastée.

Contrainte admissible

La contrainte admissible q_a est obtenue en appliquant un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte de rupture : $q_a = q_r / 2$ avec un maximum de 0,8 MPa, fixé par le DTU 13.2

Capacité portante de la colonne

La capacité portante d'une colonne est définie par :

$Q_a = q_a \times S$ où S est la section moyenne d'une colonne.

Couche	q_{ce}	σ_h	ϕ_c	q_r	$q_a = q_r/2$	ϕ_{moy}	Q_a
[°]	[MPa]	[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[m]	[kN]
De 1,50 à 4,50	2.0	0.67	38	2.80	0.80	0.60	226
De 7,50 à 9,50	0.5	0.17	38	0.70	0.35	0.90	223

Soit au minimum **22,3 T** aux ELS.

Cette valeur n'est pas forcément la valeur permettant le dimensionnement du projet. Il est encore nécessaire de définir les tassements (voir § suivants) qui en résulteront et d'affiner éventuellement la charge de service pour avoir des tassements compatibles avec la pérennité et la stabilité des ouvrages à réaliser.

5.3. Vérification de la capacité portante

La contrainte admissible est la suivante :

Dimensions semelle en m	Entraxe CB sur une rangée ou nombre CB		S_{sem} en m ²	S_{CB} en m ²	S_{sol} en m ²	q_{sol} en MPa	Q_{sol} en T	Q_{CB} en T	$\frac{n_{CB} \times Q_{CB} + (S_{sol} - n_{CB} \times S_{sol}) \times q_{sol}}$	Q_{max} appliquée	Q_{adm} en MPa
SF Larg : 2.00	Nb de rangées :2	e = 1.35 m	1.35	0.28	1.07	0.161	17.18	22.30	58.49 t/ml	40.60 t/ml	0.29
SF Larg : 2.50	Nb de rangées :3	e = 1.71 m	1.43	0.28	1.14	0.161	18.39	22.30	71.39 t/ml	31.70 t/ml	0.29
SF Larg : 3.65	Nb de rangées :4	e = 1.45 m	1.32	0.28	1.04	0.161	16.75	22.30	107.72 t/ml	37.80 t/ml	0.30
SF Larg : 6.70	Nb de rangées :6	e = 1.28 m	1.43	0.28	1.15	0.161	18.46	22.30	191.06 t/ml	72.90 t/ml	0.29
SF Larg : 6.80	Nb de rangées :7	e = 1.50 m	1.46	0.28	1.17	0.161	18.91	22.30	192.30 t/ml	46.70 t/ml	0.28
SI : 1.70 x 1.70	2 C B		2.89	0.57	2.32	0.161	37.42	44.60	82.02 t	61.00 t	0.28
SI : 2.50 x 2.50	4 C B		6.25	1.13	5.12	0.161	82.42	89.20	171.62 t	154.60 t	0.27
SI : 3.50 x 3.50	8 C B		12.25	2.26	9.99	0.161	160.81	178.40	339.21 t	242.90 t	0.28

Annexe

Dimensions semelle n m	Entraxe CB sur une rangée ou nombre CB		S _{sem} en m ²	S _{CB} en m ²	S _{sol} en m ²	q _{sol} en MPa	Q _{sol} en T	Q _{CB} en T	$\frac{n_{CB} \times Q_{CB}}{(S_{sol} - n_{CB} \times S_{sol}) \times q_{sol}}$	Q _{max} appliquée	Q _{adm} en MPa
SF Larg : 1.80	Nb de rangées :2	e = 1.62 m	1.46	0.28	1.18	0.161	18.92	22.30	50.89 t/ml	33.00 t/ml	0.28

Les charges appliquées sont admissibles. Le taux de travail du sol amélioré par les colonnes est supérieur à 2,5 bars.

6. TASSEMENT ET VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les calculs de tassement des ouvrages mis en place sur colonnes ballastées sont effectués à partir du logiciel GRETA, commercialisé par la société GETEC. Ce logiciel est basé sur la méthode de calcul de PRIEBE, dont les abaques principaux de référence ont été validés par TERRASOL (rapport n° 1994-03844/02, mars 1994).

Les tassements sont limités en profondeur jusqu'à $\Delta\sigma/\sigma_0 < 20\%$ conformément à l'Eurocode 7 §6.6.2.

La procédure de calcul des tassements prévisibles avec la méthode de Priebe est la suivante :

1. Détermination des tassements sans amélioration
2. Calcul du rapport $\frac{S_{sol}}{S_{col}}$
3. Détermination des facteurs correctifs à partir de l'angle de frottement du matériau de la colonne ballastée (38°) et de son module d'élasticité (100 MPa). Ce module tient compte de la dureté intrinsèque du matériau qui est toujours élevée pour les colonnes ballastées (LA+MDE < 60).
4. Calculs des tassements en fonction des facteurs d'amélioration (n) qui sont fonction :
 - a. De la compressibilité du matériau constitutif de la colonne ballastée
 - b. De la profondeur de traitement, facteur d'amélioration final ($n_2 = \frac{\sigma_0}{\sigma_{sol}}$)

Annexe

Les contraintes sur colonnes selon la méthode de Priebe sous le logiciel GRETA sont calculées par la formule suivante :

$$S_t \times \sigma_0 = S_{sol} \times \sigma_{sol} + S_{col} \times \sigma_{col}$$

6.1. Calcul des contraintes de validité des formules de tassements

La contrainte de fluage du sol est donnée par :

$$q_r^{sol} = k_p \times pl_e / 2 + q_0 \quad \text{avec}$$

k_p = le facteur de portance

pl_e la pression limite moyenne prise sous 1.5 fois la largeur de la semelle. Les pressions limites nettes étant toutefois limitées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée

q_0 la contrainte initiale verticale sous la semelle

Ainsi les contraintes de validité des tassements sur le sol sans renforcement sous les semelles sont :

Cote TN	Type de semelle	AI en m/TN	Profondeur calcul PI en m/TN	kc	qce en MPa	qsol en MPa
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 0.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 2.00	0.25	$\frac{2}{2} = 2.00$	0.264
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 2.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 5.00	0.24	$= 2.00$	0.254
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 4.10 m	-0.80	de - 0.80 à - 6.95	0.22	$= 2.00$	0.234
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 4.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 8.00	0.22	$= 2.00$	0.234
0.00	Isolées et filantes Larg jusqu'à : 7.00 m	-0.80	de - 0.80 à - 11.30	0.22	$= 2.00$	0.234

Cote TN	Type de semelle	AI en m/TN	Profondeur calcul PI en m/TN	kc	qce en MPa	qsol en MPa
0.00	Filantes Largeur : 1.80 m	-0.80	de - 0.80 à - 3.50	0.22	$= 2.00$	0.234

6.2. Résultats

Les résultats des calculs de l'ind0 et l'ind 1, joints en annexe 2, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Dimensions semelle en m	Charge	Entraxe maxi d'une rangée ou nombre de CB	n2	Contrainte dans le sol en MPa	Contrainte dans les colonnes en MPa	Charge de service dans les colonnes en T	Tassements absolus en cm
Larg : 2.00	40.6 t/ml	e = 1.35 m	1.68	0.121 < 0.270	0.46	15.1	1.2
		Nb de rangées : 2					
Larg : 2.50	31.7 t/ml	e = 1.47 m	1.65	0.077 < 0.270	0.30	9.9	0.9
		Nb de rangées : 3					
Larg : 3.65	37.8 t/ml	e = 1.45 m	1.65	0.063 < 0.156	0.23	7.5	1.1
		Nb de rangées : 4					
Larg : 6.70	72.9 t/ml	e = 1.28 m	1.63	0.067 < 0.164	0.25	8.2	1.3
		Nb de rangées : 6					
Larg : 6.80	46.7 t/ml	e = 1.50 m	1.62	0.042 < 0.164	0.16	5.2	0.6
		Nb de rangées : 7					
1.70 x 1.70	61.0 t	2 CB	1.45	0.146 < 0.270	0.43	14.3	0.8
2.50 x 2.50	154.9 t	4 CB	1.52	0.163 < 0.270	0.56	18.7	1.3
3.50 x 3.50	242.9 t	8 CB	1.58	0.125 < 0.156	0.46	15.3	1.7

Dimensions semelle en m	Charge	Entraxe maxi d'une rangée ou nombre de CB	n2	Contrainte dans le sol en MPa	Contrainte dans les colonnes en MPa	Charge de service dans les colonnes en T	Tassements absolus en cm
Larg : 1.80	33.0 t/ml	e = 1.62 m	1.61	0.114 < 0.270	0.42	13.9	1.6
		Nb de rangées : 2					

Dans ce nouvel ind 2 nous nous limiterons au cas le plus défavorable du massif de 3,50 x 3,50m (présentant le tassement le plus important) et du massif de 2,50 x 2,50m (présentant la charge dans la colonne le plus important).

Les résultats des calculs de l'ind2, joints en annexe 4, sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

Dimensions semelle en m	Charge	Entraxe maxi d'une rangée ou nombre de CB	n2	Contrainte dans le sol en MPa	Contrainte dans les colonnes en MPa	Charge de service dans les colonnes en T	Tassements absolus en cm
2.50 x 2.50	154.9 t	4 CB	1.32	0.188 < 0.234	0.52	14.7	1.3
3.50 x 3.50	242.9 t	8 CB	1.33	0.149 > 0.234	0.42	11.7	1.8

On constate que les tassements et la charge de service d'une colonne sont très proches entre les indices précédents et ce nouvel indice basé sur les CPT complémentaires.

Le renforcement de sol actuel est donc conforme. Aucune modification n'est à apporter.

Remarque:

Les contraintes diffusées dans les colonnes et le sol sont inférieures aux contraintes admissibles.

Ces valeurs sont à prendre en compte par le BET béton pour le dimensionnement de la structure.

Grâce à l'effet drainant des colonnes ballastées, la plus grande partie de ces tassements se fera en cours de construction.

La charge maximale effective dans les colonnes est de 14,7 T.

**Centre commercial et
Parkings ES-SENIA -
ORAN**

ANNEXE 1

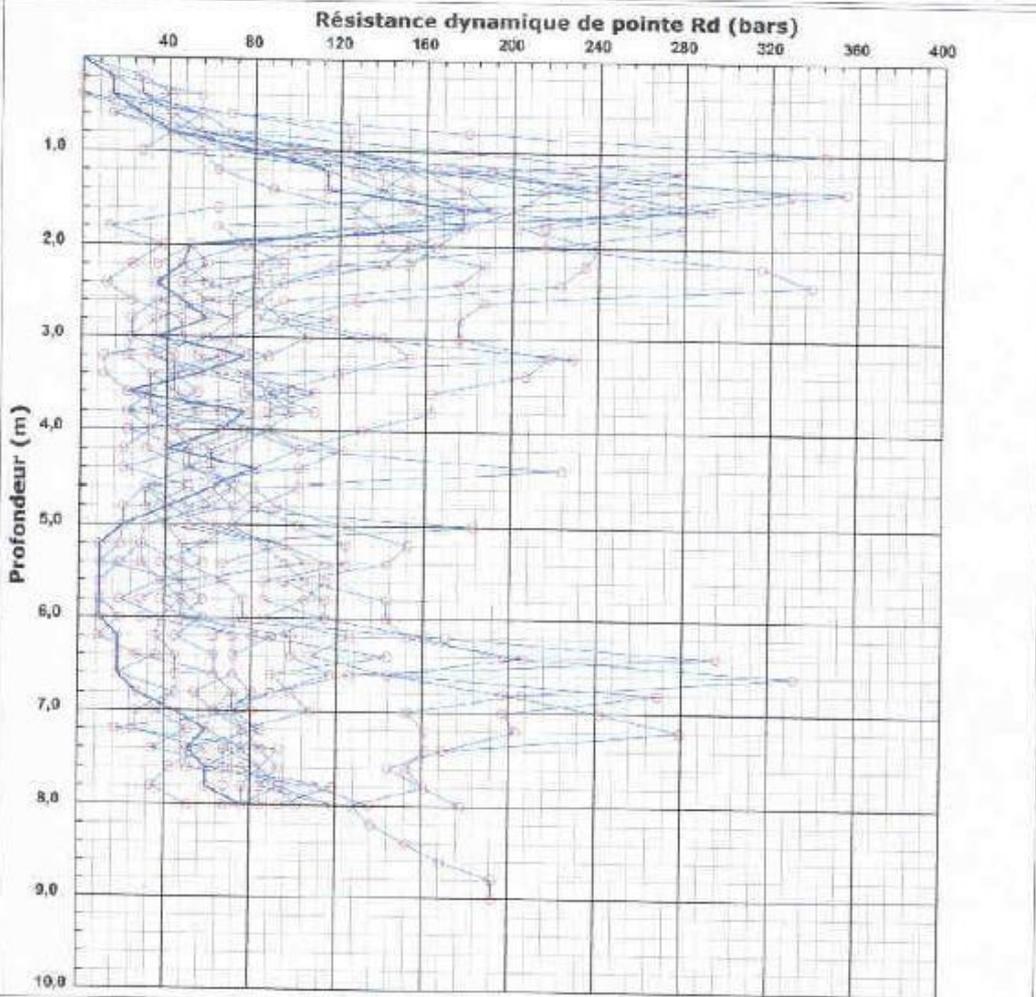
Sondages



LABORATOIRE DES ETUDES GEOTECHNIQUES LEG

CITE DJAMEL, 02 COOPERATIVE EL MORDJENE-ORAN- TEL/FAX : 041 46 62 36

INTITULE : CENTRE COMMERCIAL ET DE LOISIRS N° DOSSIER : EG 0549 LIEU : ES SENIA CLIENT : SCCA DATE ESSAIS : 27/12/2011 au 04/01/2012	PENETROMETRE DYNAMIQUE Essai N° : PD1-PD14
--	--



Caractéristiques du pénétrmètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 9 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 76 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Baitaoe :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e}$$

Page 1 sur 2



**Centre commercial et
Parkings ES-SENIA -**

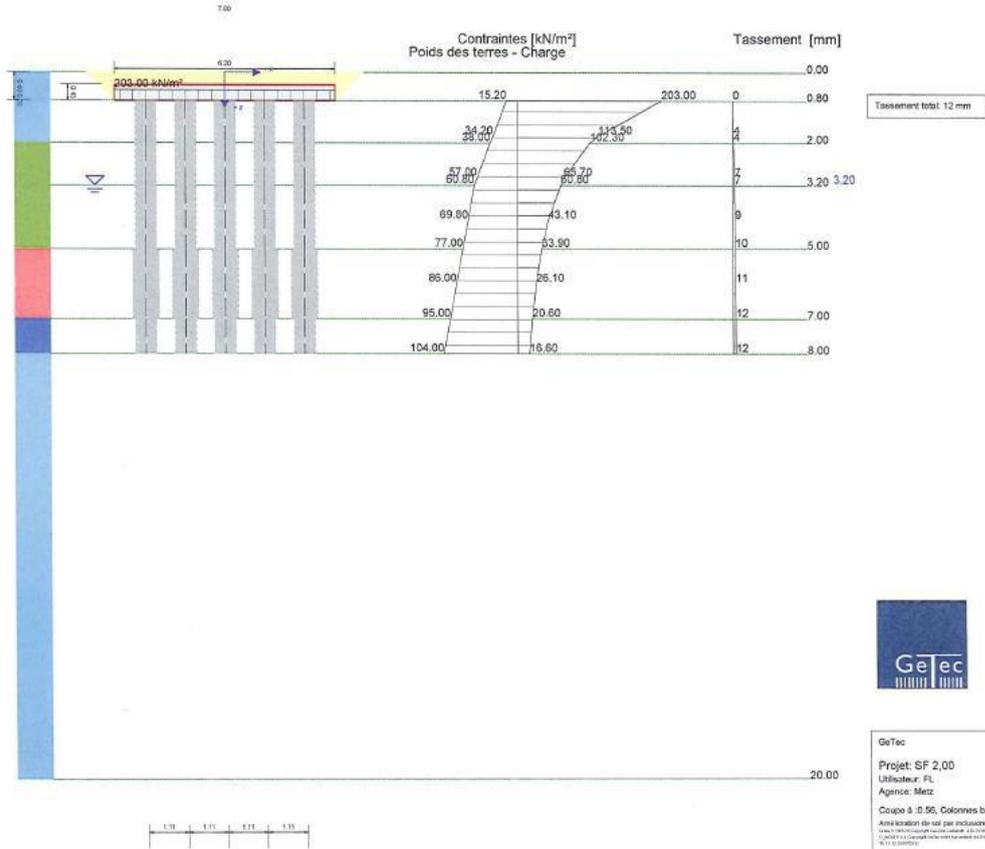
ANNEXE 2

Tassements sous structure ind 0 et ind 1

Annexe

Sol	Cote supérieure [m]	DV [m]	Es [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	v [1]	Description
	0.80	0.00	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	grès
	0.80	0.60	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	grès
	2.00	0.60	20.00	19.00	10.00	10.00	0.33	grès
	3.20	0.60	20.00	9.00	10.00	10.00	0.33	grès
	5.00	0.75	9.00	9.00	10.00	10.00	0.33	grès
	7.00	0.60	22.00	9.00	10.00	10.00	0.33	grès
	8.00	0.00	36.00	9.00	10.00	10.00	0.33	grès
	20.00	0.00	36.00	9.00	10.00	10.00	0.33	grès

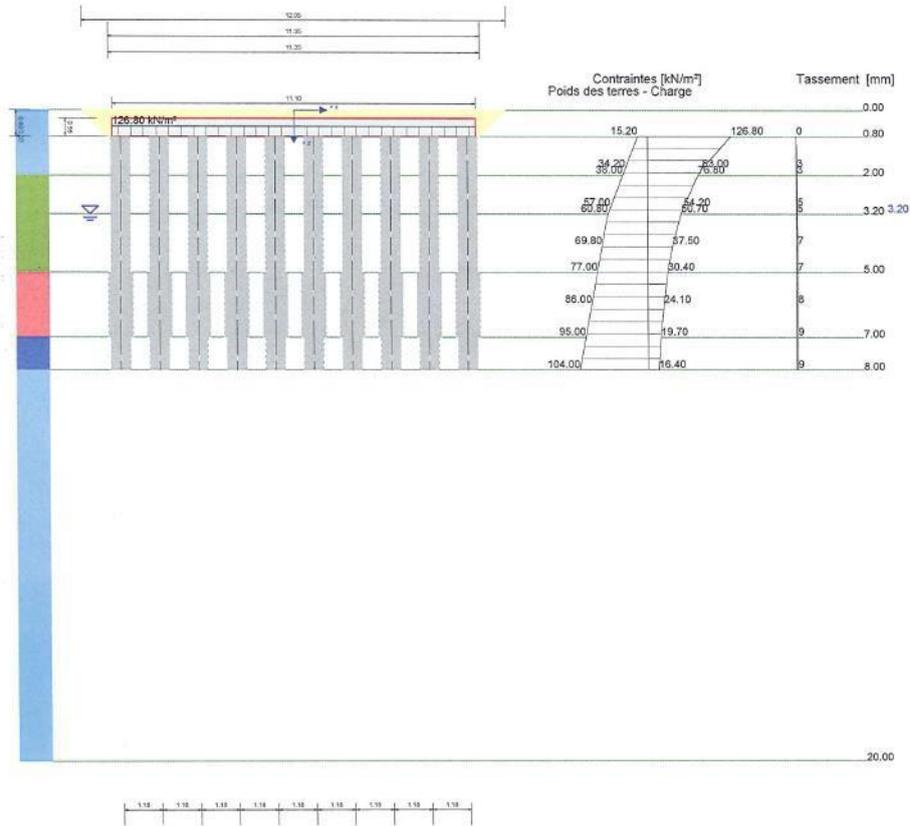
D = Diamètre de colonne, DV = Hauteur y compris zone arrachée ancrée



Annexe

Soil	Cote supérieure [m]	DV	Es	γ	θ	c	ϕ	Description
	0.00	0.00	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	0.80	0.00	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	2.00	0.60	20.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	3.20	0.60	20.00	9.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	5.00	0.75	9.00	9.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	7.00	0.60	22.00	9.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	8.00	0.00	35.00	9.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	20.00	0.00	35.00	9.00	10.00	100.00	0.33	gypse

ϕ = Diamètre de colonne DV = Diamètre y compris zone de colonne existante

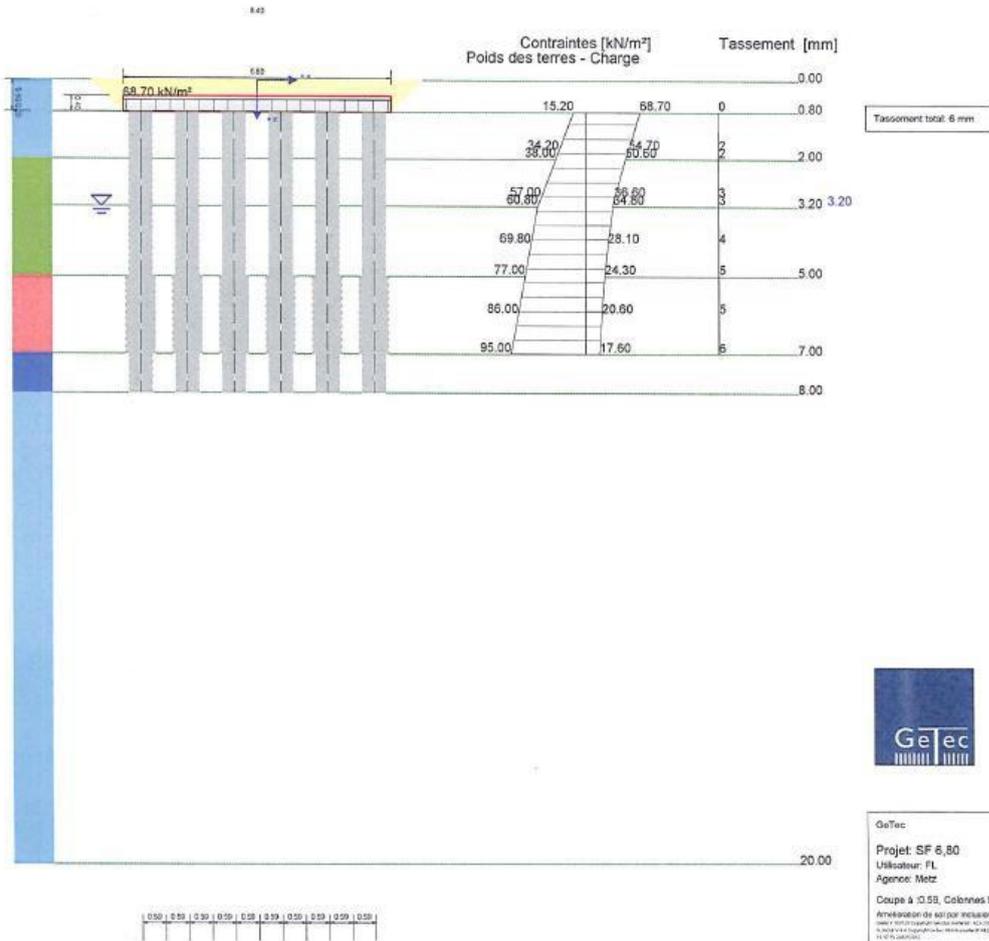


Geotec
 Projet: SF 2,50
 Utilisateur: FL
 Agence: Metz
 Coupe 3 : 0,00, Colonnes ballastées (CB)
 Arrêté par: [Signature]
 Date: [Date]

Annexe

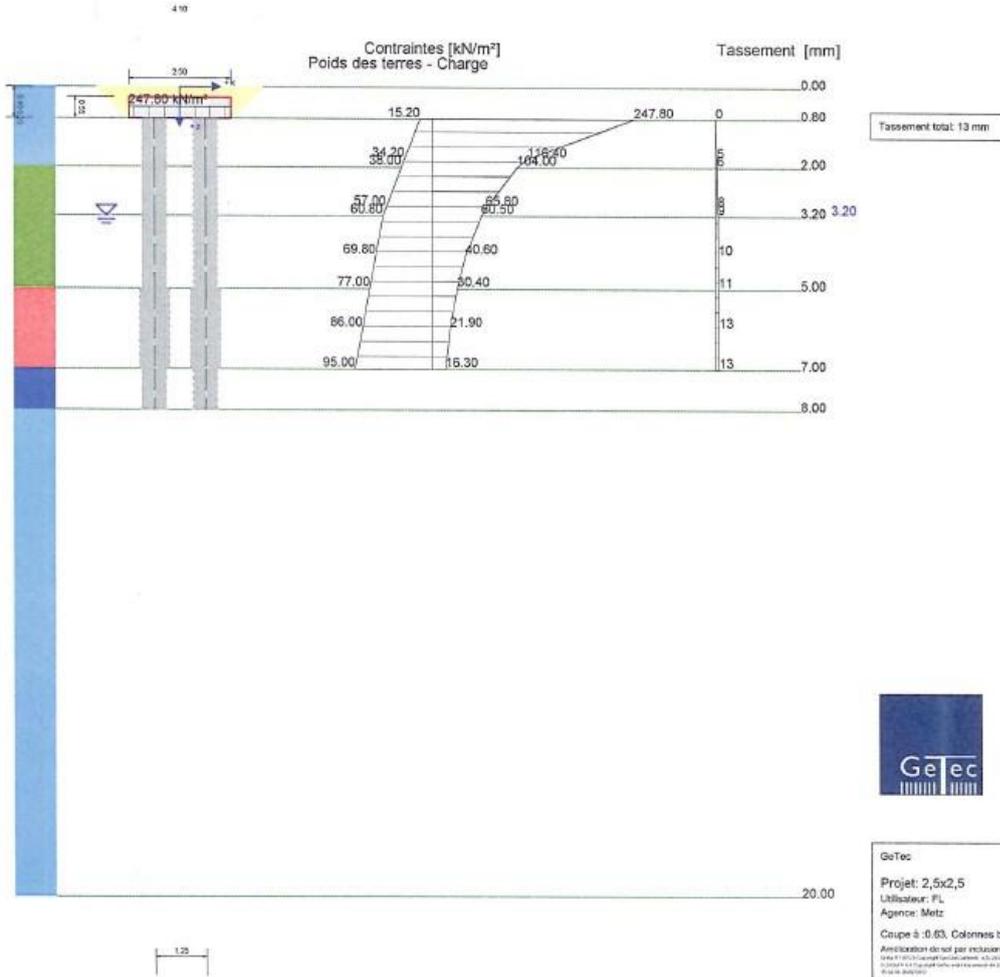
Sol	Cote supérieure [m]	DV	Es	γ	φ	c	ν	Description
	(m)	(m)	(MPa)	(kN/m ³)	(°)	(kN/m ²)	(-)	
	0.00	0.00	0.00	24.00	19.00	10.00	100.00	gypse
	0.80	0.60	0.60	24.00	19.00	10.00	100.00	gypse
	2.00	0.60	0.60	20.00	19.00	10.00	10.00	gypse
	3.20	0.60	0.80	20.00	9.00	10.00	10.00	gypse
	5.00	0.75	0.75	9.00	9.00	10.00	10.00	gypse
	7.00	0.60	0.60	22.00	9.00	10.00	10.00	gypse
	8.00	0.00	0.00	36.00	9.00	10.00	10.00	gypse
	20.00	0.00	0.00	36.00	9.00	10.00	10.00	gypse

D = Diamètre de colonne DV = Hauteur y compris zone structure ancrée



Soi	Cote supérieure [m]	DV	Es	γ	φ	c	v	Description
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[%]	
	0.00	0.00	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	0.80	0.80	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	2.00	0.60	20.00	19.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	3.20	0.60	20.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	5.00	0.75	9.60	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	7.00	0.60	22.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	8.00	0.00	26.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	20.00	0.00	26.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse

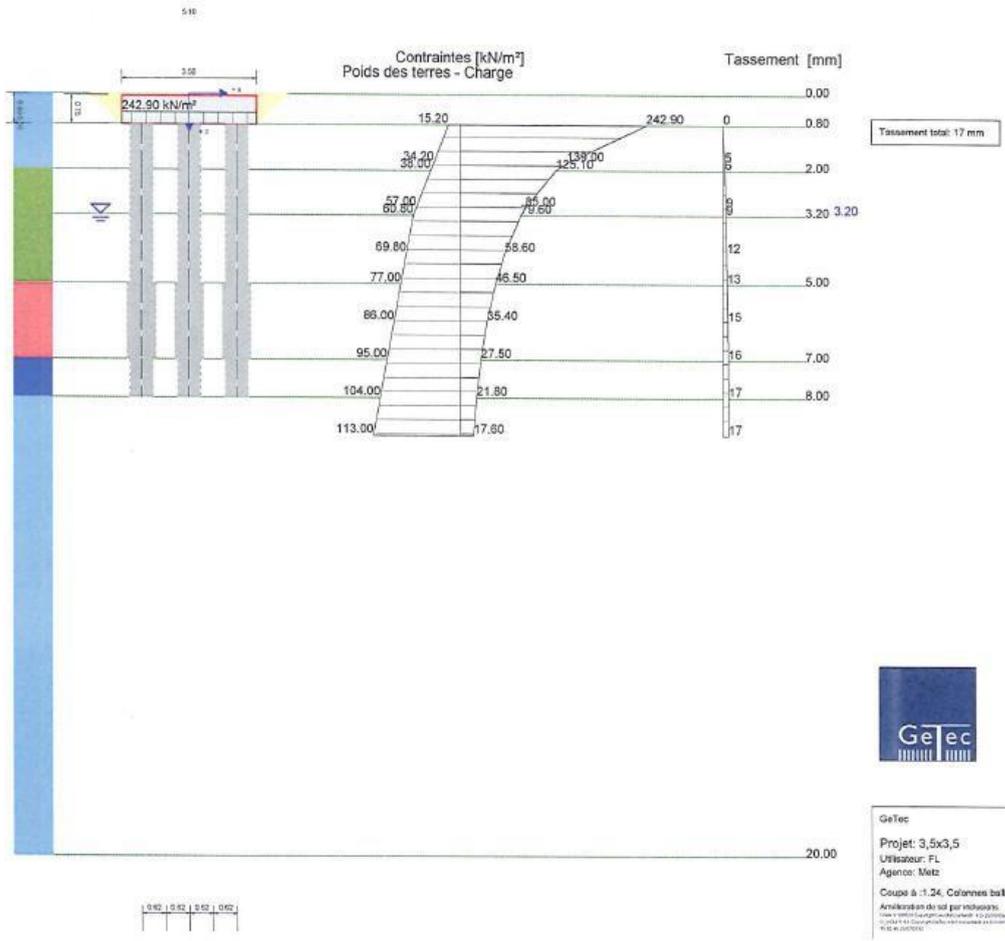
DV = Donnée en colonne DV = Données y compris cote supérieure et inférieure



Annexe

Soil	Cote supérieure [m]	DV	Ea	γ	φ	c	ν	Description
	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[-]	
	0.00	0.00	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	0.80	0.60	24.00	19.00	10.00	100.00	0.33	gypse
	2.00	0.60	28.00	19.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	3.20	0.60	29.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	5.00	0.75	31.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	7.00	0.60	32.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	8.00	0.00	35.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse
	20.00	0.00	35.00	9.00	10.00	10.00	0.33	gypse

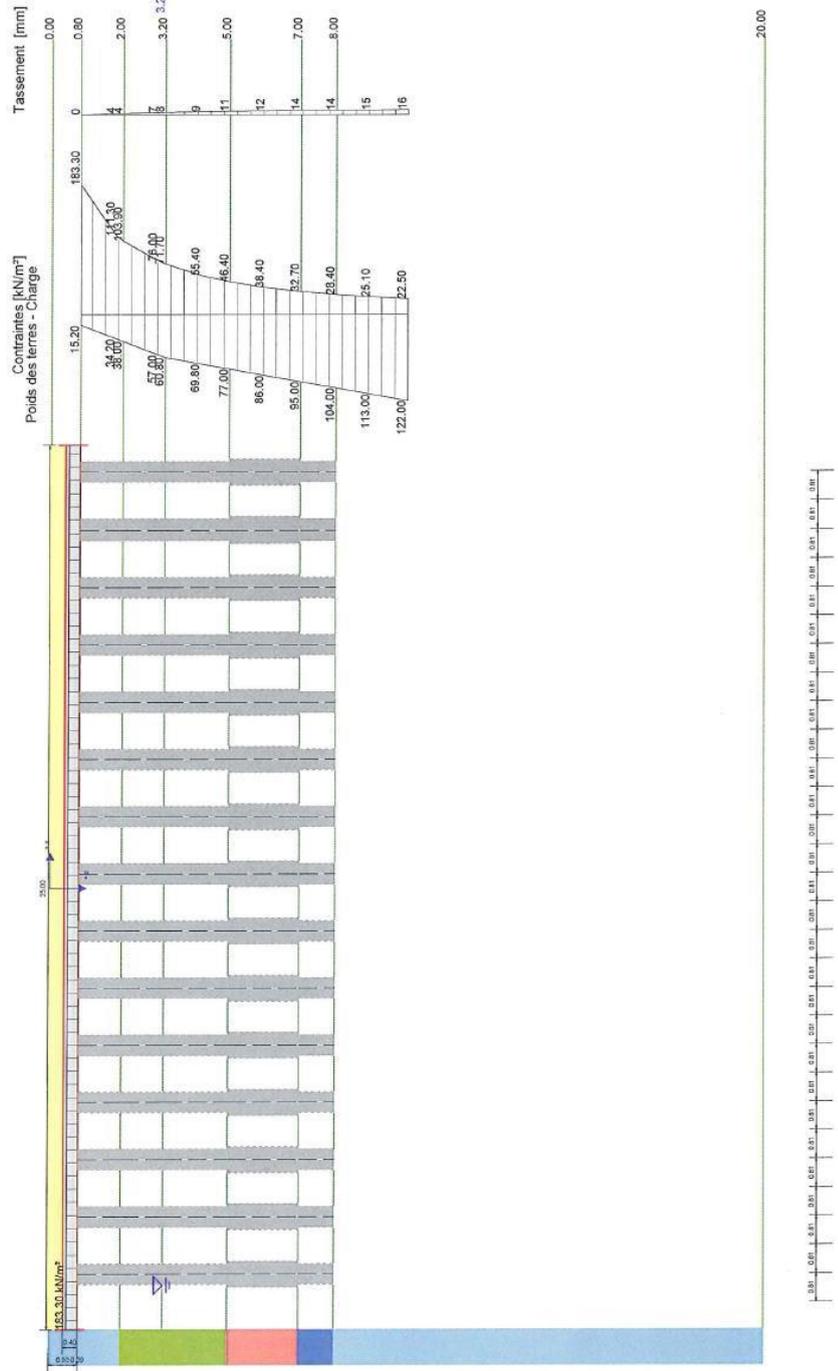
D = Diamètre de colonne CB = Diamètre y compris zone armée supérieure



GeTec
 Projet: 3,5x3,5
 Utilisateur: FL
 Agence: Metz
 Coupe à :1,24, Colonnes ballastées (CB)
 Analyse de sol par méthode
 des colonnes ballastées (CB) pour les colonnes CB et les colonnes
 ballastées (CB) pour les colonnes CB et les colonnes ballastées (CB)
 pour les colonnes CB et les colonnes ballastées (CB)

Sol	Cote supérieure	DV	ES	Y	Φ	C	V	Description
PK	IK	IK	(mm)	(mm)	(°)	(kN/m²)	(%)	
0.00	0.00	24.00	18.00	10.00	100.00	0.33		gr/pe
0.80	0.80	24.00	18.00	10.00	100.00	0.33		gr/pe
2.00	0.60	20.00	18.00	10.00	10.00	0.33		gr/pe
3.20	0.60	20.00	9.00	10.00	10.00	0.33		gr/pe
7.00	0.05	16.00	9.00	10.00	10.00	0.33		gr/pe
8.00	0.00	36.00	9.00	10.00	10.00	0.33		gr/pe
20.00	0.00	36.00	9.00	10.00	10.00	0.33		gr/pe

C = Coefficient de correction DV = Densité V = Porosité dans un état anisotrope.



Geotec
 Projet SF 180
 Interp. EL
 Agence Metz
 Cours à 0.45 Colonne ballastées (CB)
 Arrêt sur le sol par ancrage
 10/10/2018

**Centre commercial et
Parkings ES-SENIA -
ORAN**

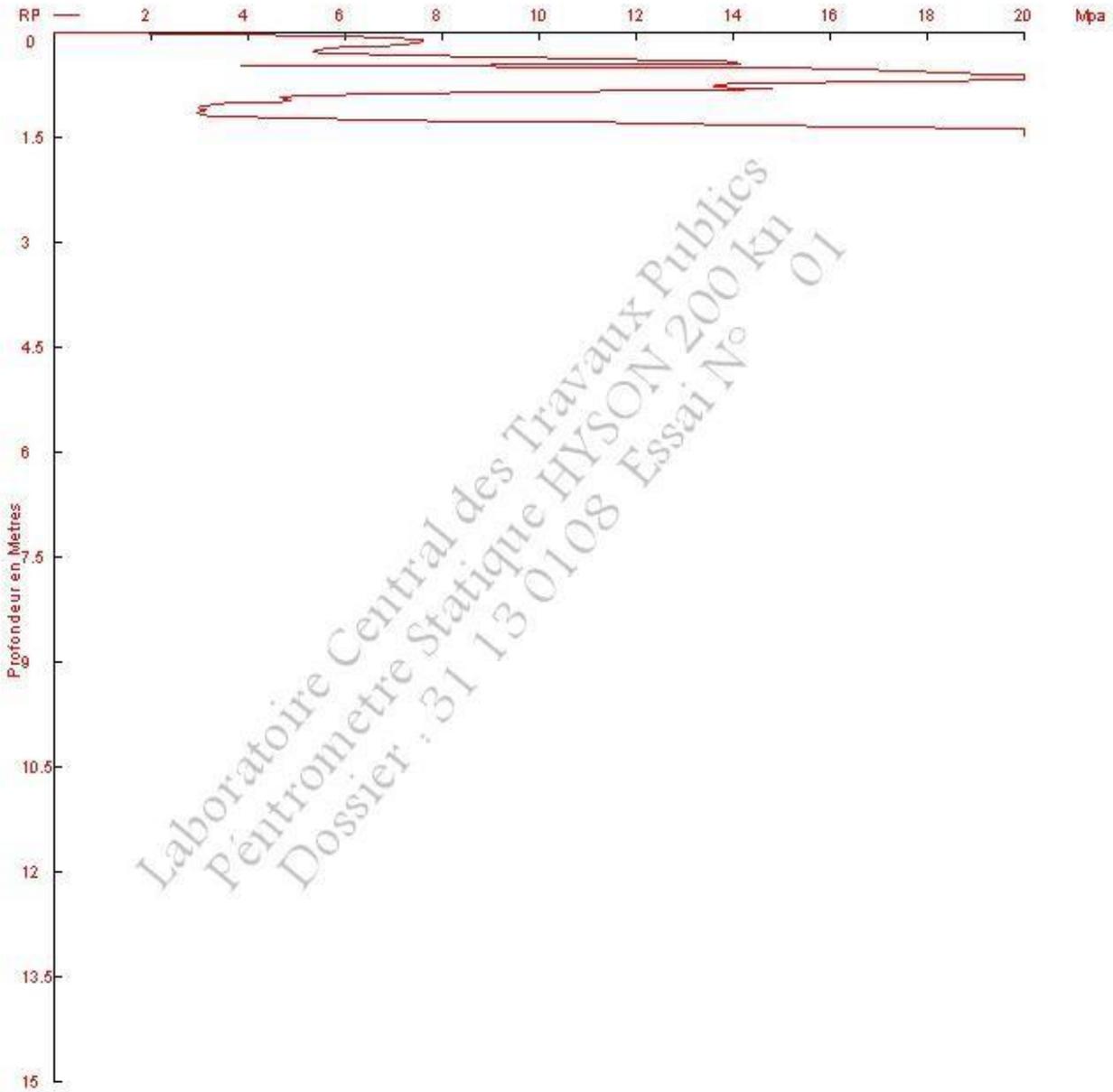
ANNEXE 3

Sondages Complémentaires CPT

Annexe

DOSSIER : 31 13 0108
ESSAI : 01
REALISATION DES ESSAIS CPT

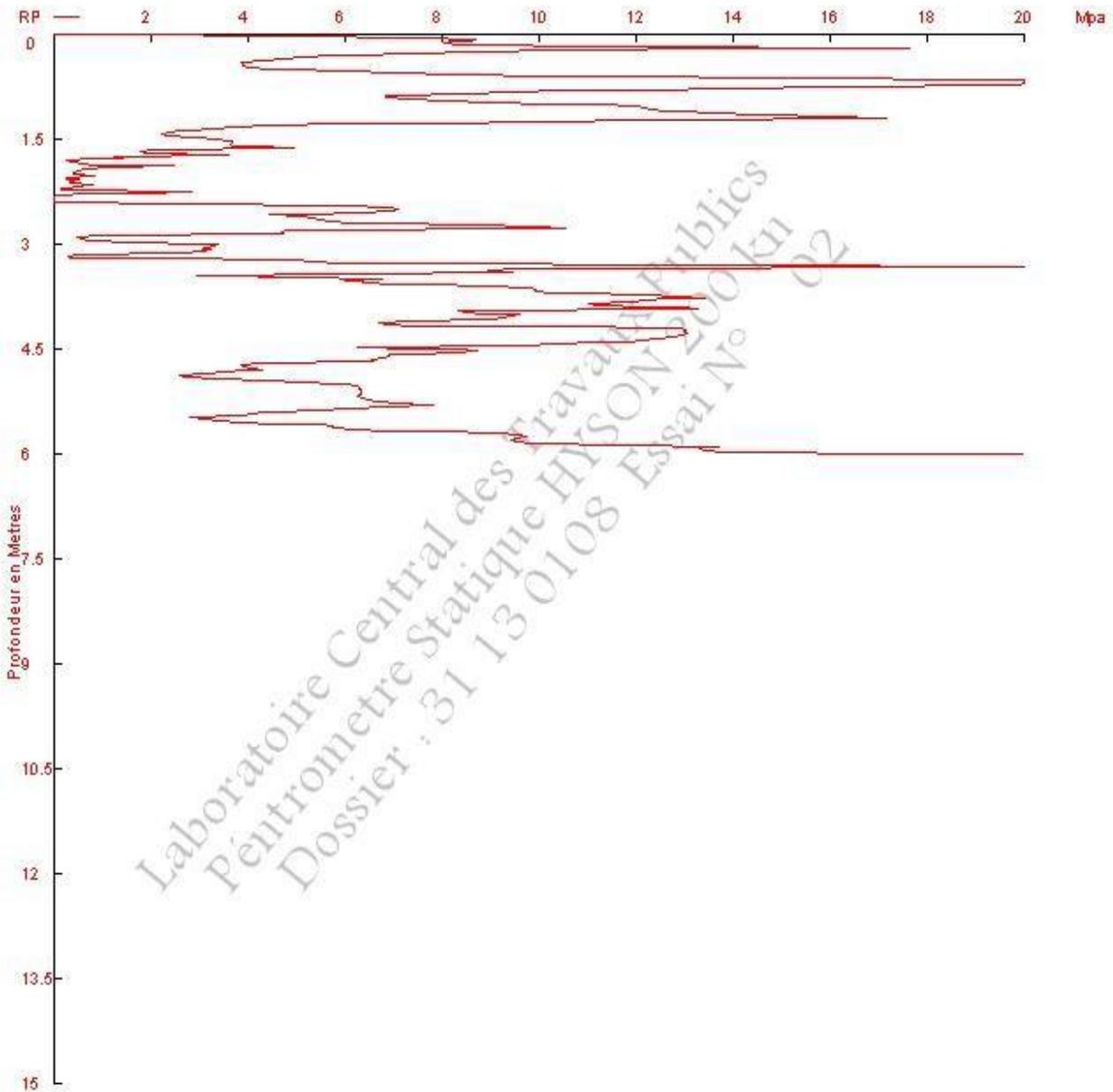
Laboratoire Central des Travaux Publics
Pénetromètre Statique HYSON 200 kn



Annexe

DOSSIER : 31 13 0108
ESSAI : 02
REALISATION DES ESSAIS CPT

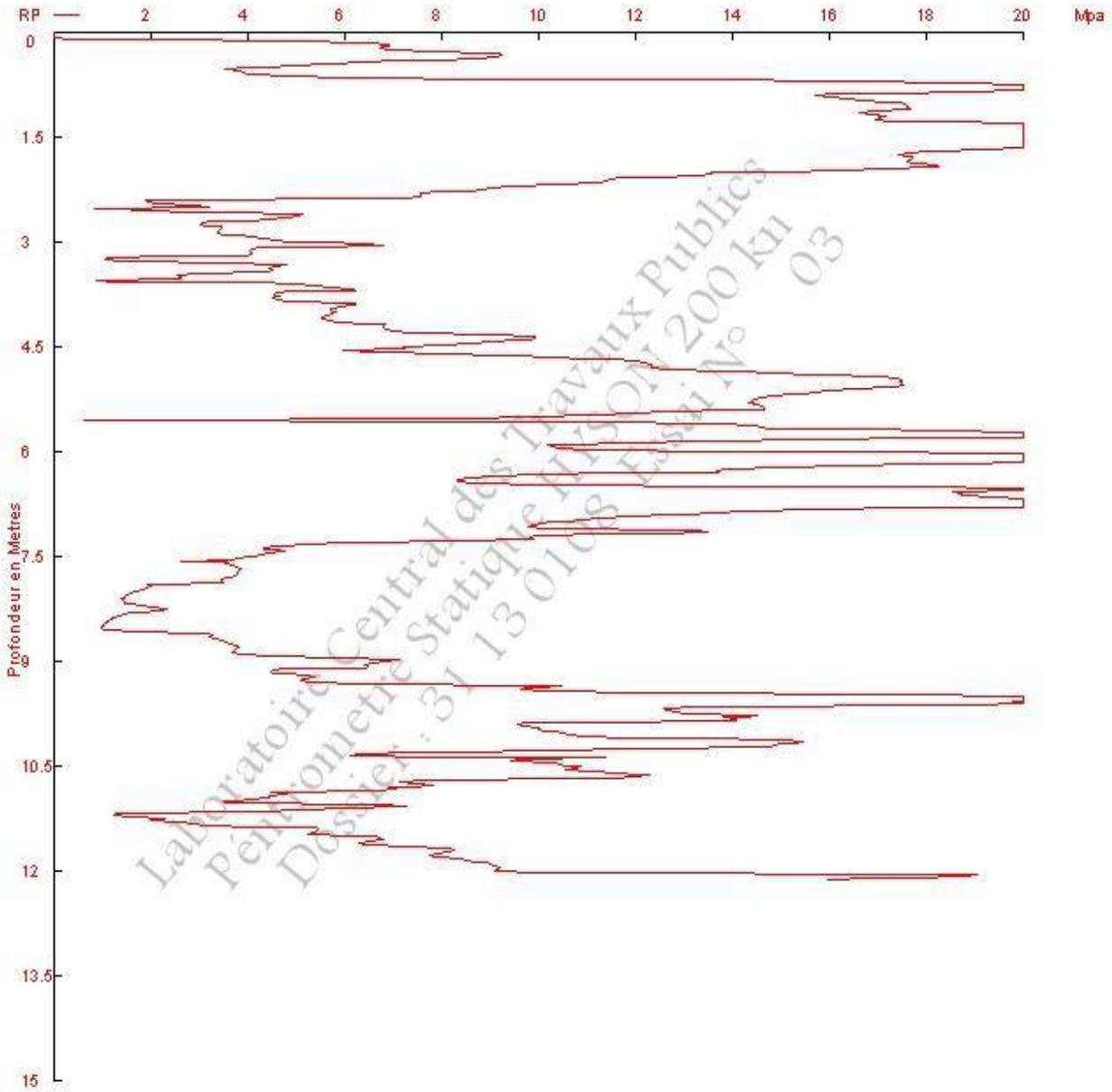
Laboratoire Central des Travaux Publics
Pénetromètre Statique HYSOON 200 kn



Annexe

DOSSIER : 31 13 0108
ESSAI : 03
REALISATION DES ESSAIS CPT

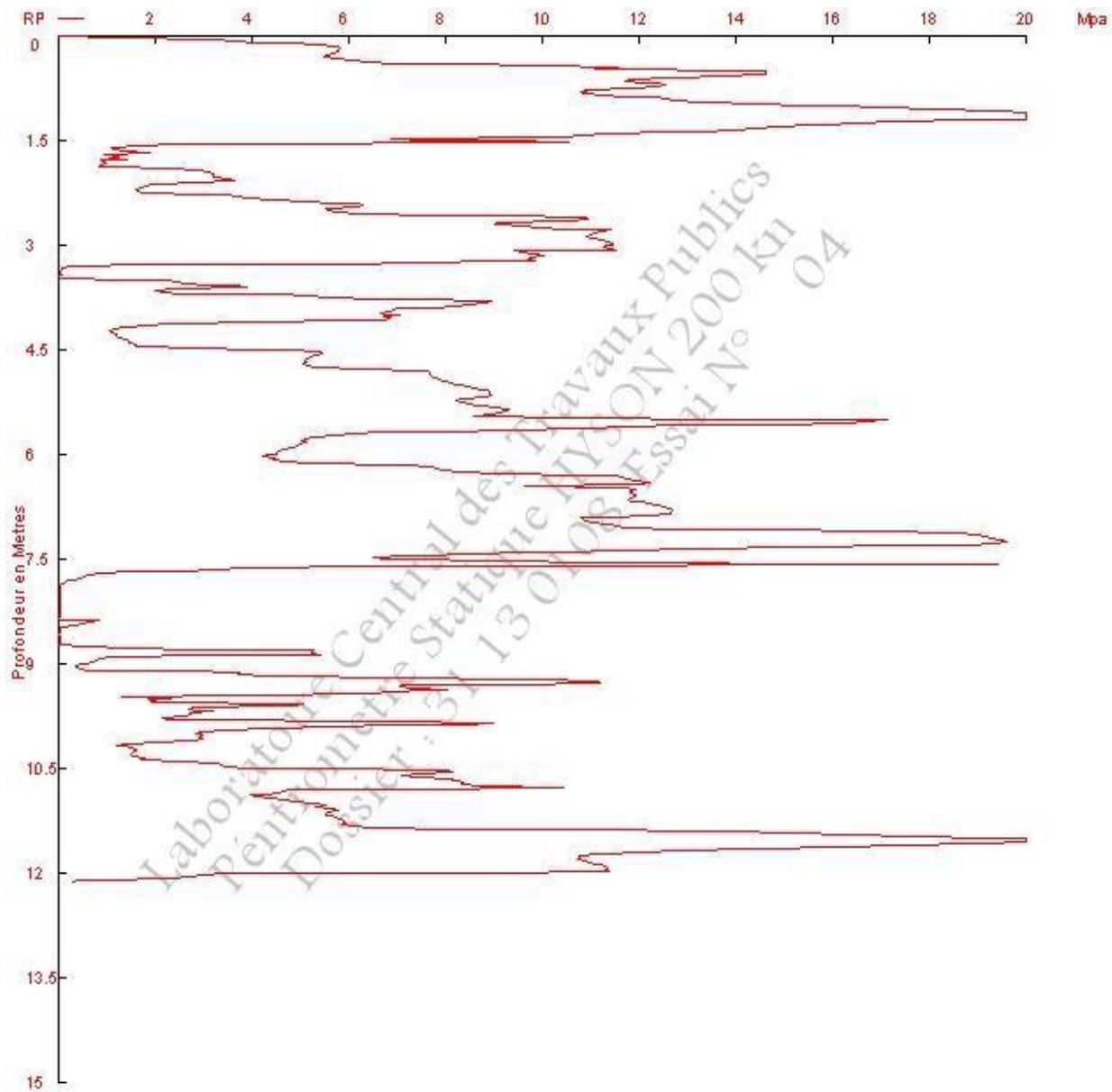
Laboratoire Central des Travaux Publics
Péromètre Statique HYSON 200 kn



Annexe

DOSSIER : 31 13 0108
ESSAI : 04
REALISATION DES ESSAIS CPT

Laboratoire Central des Travaux Publics
Péromètre Statique HYSOON 200 kn



**Centre commercial et
Parkings ES-SENIA -**

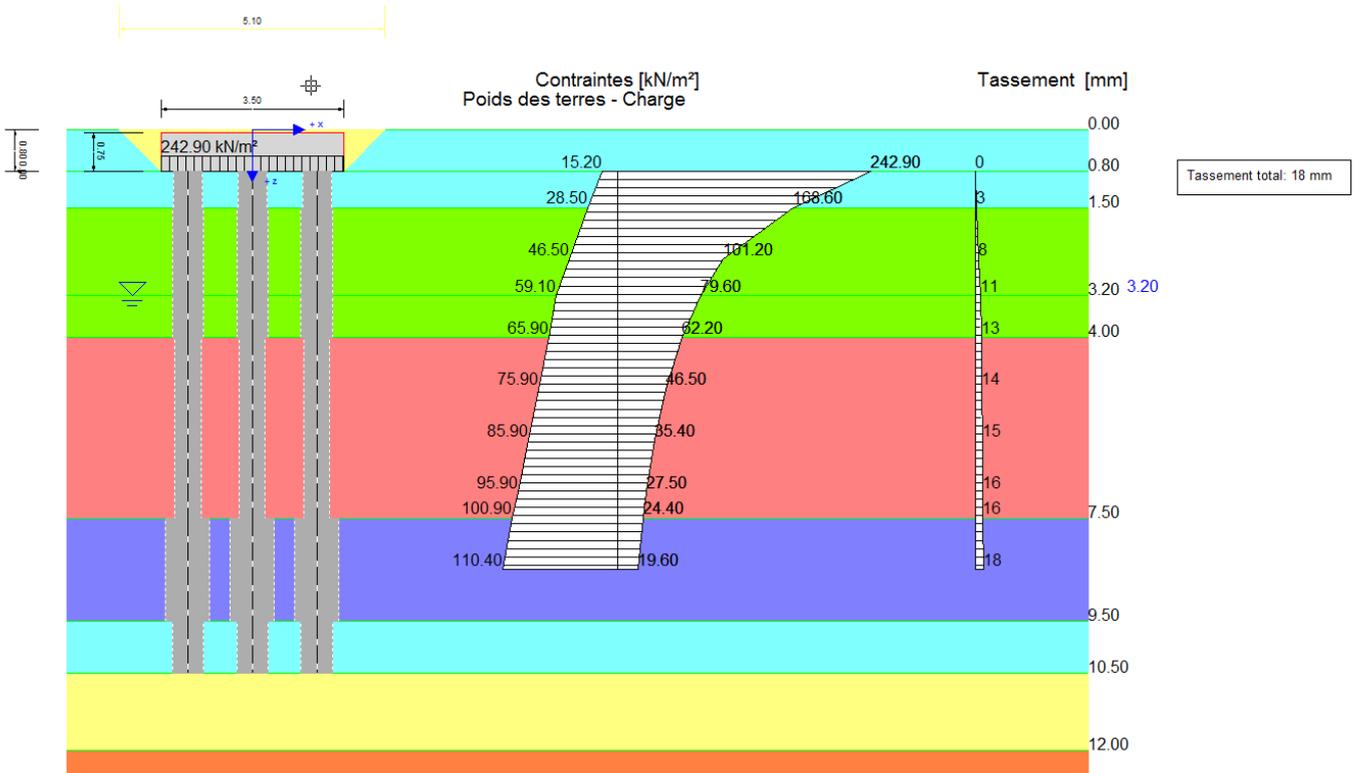
ANNEXE 4

Tassements sous structure ind 2 selon Résultats des CPT

Annexe

Soil	Cote supérieure [m]	Cote inférieure [m]	DV [m]	Es [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	Description
	0.00	0.00	0.00	32.00	19.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	0.80	0.55	0.55	32.00	19.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	1.50	0.60	0.60	16.00	18.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	3.20	0.60	0.60	16.00	8.50	0.00	0.00	0.33	gypse
	4.00	0.50	0.50	32.00	10.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	7.50	0.85	0.85	4.00	9.50	0.00	0.00	0.33	gypse
	9.50	0.60	0.60	16.00	9.00	0.00	0.00	0.00	gypse
	10.50	0.00	0.00	24.00	9.00	0.00	0.00	0.00	gypse
	12.00	0.00	0.00	48.00	10.00	0.00	0.00	0.00	gypse
	20.00	0.00	0.00	48.00	10.00	0.00	0.00	0.00	gypse

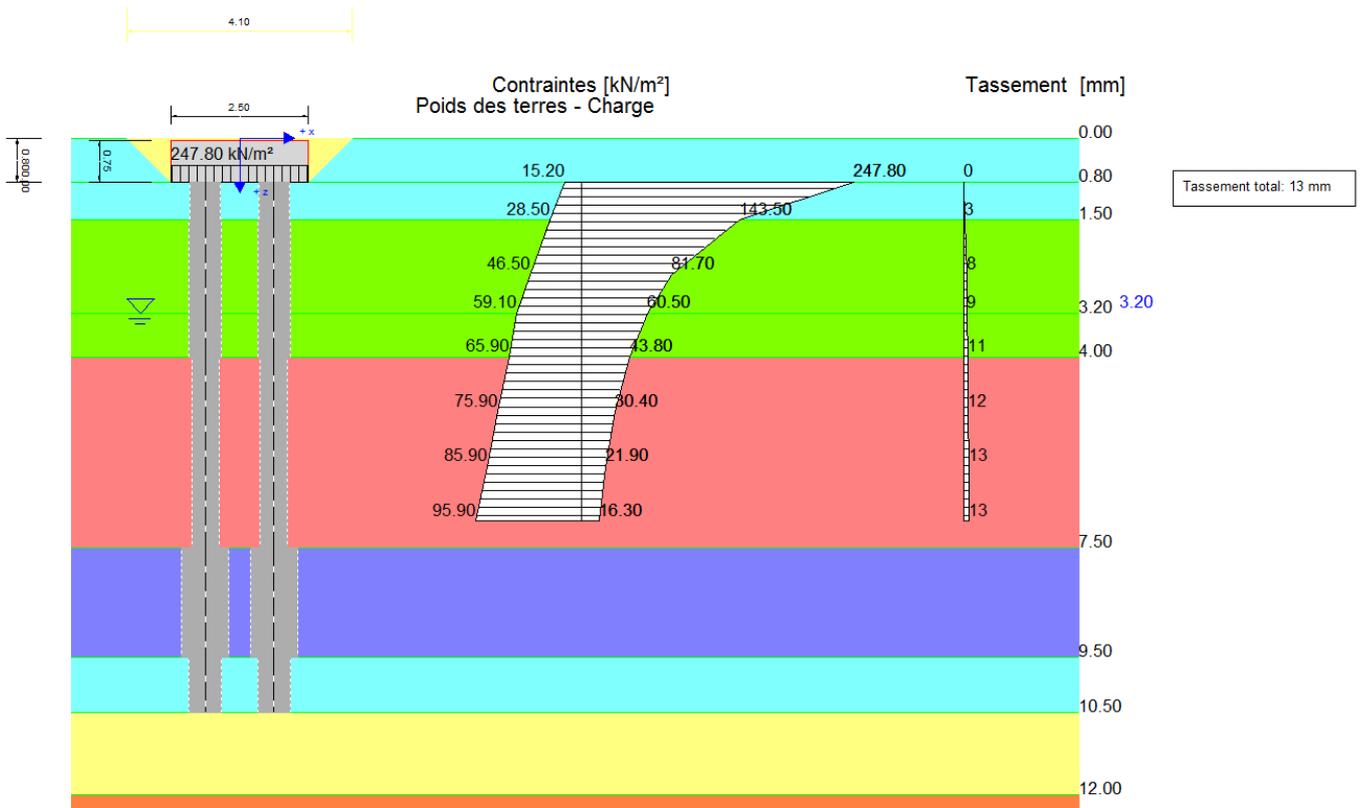
D = Diamètre de colonne DV = Diamètre y compris zone annulaire améliorée

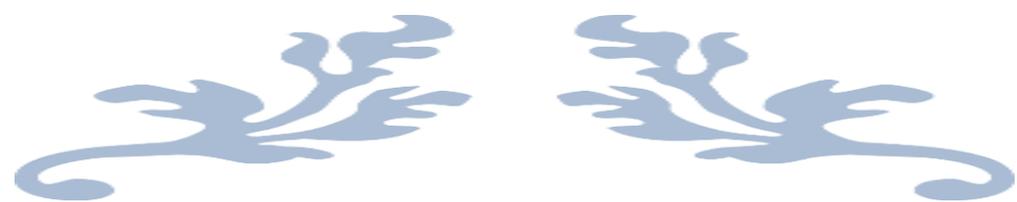


Annexe

Soil	Cote supérieure [m]	Cote inférieure [m]	DV [m]	Es [MN/m ²]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c [kN/m ²]	v [-]	Description
	0.00	0.00	0.00	32.00	19.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	0.80	0.55	0.55	32.00	19.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	1.50	0.60	0.60	16.00	18.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	3.20	0.60	0.60	16.00	8.50	0.00	0.00	0.33	gypse
	4.00	0.50	0.50	32.00	10.00	0.00	0.00	0.33	gypse
	7.50	0.85	0.85	4.00	9.50	0.00	0.00	0.33	gypse
	9.50	0.60	0.60	16.00	9.00	0.00	0.00	0.00	gypse
	10.50	0.00	0.00	24.00	9.00	0.00	0.00	0.00	gypse
	12.00	0.00	0.00	48.00	10.00	0.00	0.00	0.00	gypse
	20.00	0.00	0.00	48.00	10.00	0.00	0.00	0.00	gypse

D = Diamètre de colonne DV = Diamètre y compris zone annulaire améliorée





Référence bibliothèque



Références bibliographiques

(1) Magnan, J.P. & Pilot, G. (1988) « Amélioration des sols », MECANIQUE DES SOLS, Techniques de l'Ingénieur.C255, France.

(2) Documents Techniques Unifiés (DTU.13.2) (1992) « Fondation profondes pour le bâtiment – Chap.VIII : Colonnes ballastées », Paris.

(3) . Pezot, B & Liausu Ph.« Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé », article de Ménard Soltraitement.

(4) Keller Fondations Spéciales ®
, « Les procédés de vibration profonde des sols », brochure
10-02 F, imprimée en Allemagne.

(5) Dhouib, A. et Blondea, F (2005) « Colonnes Ballastées - techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement », Presse de L.C.P.C, France.

(6) NF P 18- NF P 94-110-112-113 et 116

(7) cour pratique de mécanique de sol G.Sanglerat

Résumé :

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de manière générale se manifestent par une capacité portante faible, des déformations (tassements absolus ou différentiels) importants sous charges statiques, ou dynamiques (séisme) particulièrement pour les sols sableux lâches et saturés.

Le développement de la mécanique des sols, et les recherches dans le domaine de la géotechnique, ont permis la mise au point d'une large gamme de techniques permettant l'amélioration d'un sol présentant de médiocres propriétés géomécaniques. Parmi ces techniques, on étudiera celle des colonnes ballastées, faisant partie des améliorations de sols par inclusions souples ; connues pour leur aptitude à la déformation de façon considérable sous l'action d'un chargement.

L'objectif recherché de cette étude est de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées et de mieux comprendre le comportement de la colonne ballastée.

Dans ce mémoire, on examinera les différentes techniques d'amélioration des sols, cette alternative d'améliorer les caractéristiques d'un sol donné nous permet de dépasser les contraintes foncières liées à l'extension des périmètres urbanisables , des infrastructures portuaires et aéroportuaires; nous permettons maintenant à s'implanter pratiquement sur tous les sites et sur tout type de sol , notamment ceux réputés jusqu'ici 'inconstructibles' pour des raisons souvent pertinentes ; ces terrains sols deviennent , la seule alternative à l'urbanisation grandissante . On étudiera de plus près le renforcement des sols par colonnes ballastées.

L'amélioration des sols par colonnes ballastées a pris une ampleur en Algérie et ce depuis quelques années On se trouve alors, obligé de réaliser des travaux préparatoires pour qu'ils puissent recevoir les ouvrages projetés. C'est cette nécessité qui a sous-tendu, le développement des techniques d'améliorations de sols.

خلاصة

التربة عموماً مادة غير متجانسة ولها خصائص مختلفة. المشاكل الرئيسية المتعلقة بالتربة و يتجلى في قدرة تحملها منخفضة، وتشوه التسوية المطلقة أو تقاضلية) تحت حمولة ساكنة أو متحركة (زلازل) وخاصة بالنسبة للتربة الرملية المشبعة.

وقد تمكن تطوير ميكانيك التربة، والبحوث في مجال الهندسة الجيوتقنية تطوير مجموعة واسعة من التقنيات لتحسين التربة مع خصائص الجيوميكانيكية. وهذه التقنيات استكشاف الأعمدة الحجرية، وهي جزء من تحسين التربة الناعمة. والمعروف عن قدرتها على تشوه بشكل كبير تحت تأثير الحمولة.

والهدف من هذه الدراسة هو تحديد العوامل المتدخلة في حساب ابعاد الاساسات مجموعة اعمدة حصوية و التعرف على مجال

التغيير

في هذه المذكرة، سنعين مختلف تقنيات تحسين التربة المختلفة، وهذا البديل لتحسين خصائص التربة والذي يسمح لنا بالتغلب على قيود التربة إلى التوسع في المناطق الحضرية والموانئ والبنية التحتية للمطار. نحن الآن بصدد الترسخ العملي في كافة المواقع وعلى جميع أنواع التربة، بما في ذلك حتى الآن تعتبر "غير صالحة للبناء" في كثير من الأحيان لأسباب ذات الصلة؛ فيصبح البديل الوحيد لزيادة التحضر. فنحن نعمل على توثيق تعزيز الدراسة في الأعمدة الحجرية

تحسين التربة بطريقة أعمدة الحصى اتسعت الى حد ما في الجزائر في السنوات الأخيرة، ولهذا نحن ملزمون بتنفيذها لتمهيد الأشغال

للقيام بالمشاريع المطلوبة، فهي تركز على تطوير تقنيات تحسين التربة.