

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



Université El Hadj Lakhdar Batna
Institut de Génie Civil, Hydraulique et Architecture
Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Magistère en Génie Civil

Option : Géotechnique
Intitulé : Interaction Sol-Structure

Thème :

**CONCEPTION DES FONDATIONS SUR COLONNES BALLASTÈES
CAS D'OUVRAGES D'ARTS**

Présenté par :
NOUI Abdelkader

Soutenue le : 19 /11/2012

Devant le jury composé de :

Président de jury :Mr.HAMOUD FARIDM.C. (A)Univ de Batna.

Rapporteur :Mr.KARECH TOUFIK M.C. (A)Univ de Batna.

Examineur :Mr. KOULOUGHLI SALIMM.C. (A) Univde Constantine.

Examineur :Mr. BAHEDI MOHAMEDM.C. (A) Univ de Batna.

Remerciements

✚ Merci à dieu.

✚ Je remercie en premier lieu et profondément mon Directeur de thèse, Monsieur KARECH TOUFIK (Maitre de conférences A), qui est en grande partie à l'initiative de cette thèse. Ses suggestions avisées ont permis la réalisation effective de ce travail. Il m'a donné beaucoup de connaissances et conseils dans le domaine de travaux souterrains.

✚ Tous les enseignants du département de Génie Civil ainsi qu'aux responsables à l'université ELHADJ LAKHDER –BATNA- qui ont assurés notre formation.

✚ J'exprime mes sincères remerciements à Monsieur KARRAD pour son aide.

✚ Je remercie ma famille et mes amis pour l'aide et le soutien qu'ils m'ont apportés au cours de ces années de thèse.

Enfin je tien à remercier tous les membres de jury qui ont accepté de faire l'honneur de juger ce présent mémoire.

Résumé:

Les colonnes ballastées sont constituées par des futs de matériau d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée, elles fonctionnent également comme des drains, par accélération de consolidation.

L'objectif recherché de cette étude est de présenter une simulation numérique des fondations reposant sur une couche d'argile renforcée par colonnes ballastées pour présenter le drainage qui fait par ces colonnes et en même temps la réduction de tassement et l'augmentation de la capacité portante du sol. Plus une petite étude sur le rôle de ces colonnes sous la charge sismique (risque de liquéfaction et les colonnes ballastées comme solution).

Dans ce mémoire, on examinera l'effet de la mise en œuvre (expansion radiale) dans la simulation des colonnes ballastées.

Mot clé: colonnes ballastées, drains, accélération de consolidation, fondation, expansion radiale.

Summary:

The stone columns consist of drums of filler material in place and compact the soil using a vibrator radial. They work only with the unconfined reaction that can be provided by the layer quality bad crossed, they also function as drains, by accelerating consolidation.

The aim of this study is to present a numerical simulation of foundations resting on a layer of clay reinforced with stone columns to present the drainage makes these columns and at the same time reducing the compaction and increase bearing capacity of the soil. Plus a small study on the role of these columns under seismic loading (risk of liquefaction and stone columns as a solution).

In this paper, we examine the effect of the implementation (radial expansion) in the simulation of stone columns.

Keyword: stone columns, drains, accelerating consolidation, foundation, radial expansion.

SOMMAIRE

Liste des notations

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction	1
I-1 Présentation des techniques d'amélioration des sols	2
I-2 Amélioration des sols par colonnes ballastées	4
I.2.1 Définition de l'amélioration des sols par colonnes ballastées	4
I.2.2. Techniques de mise en œuvre.....	4
I.2.2.1. Colonnes exécutées par voie humide	4
I.2.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche	5
I.2.2.3. Colonnes ballastées pilonnées	6
I.2.3. Domaines d'application	8
I.2.3.1. Ouvrages	8
I.2.3.2. Sols concernés	9
I.2.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées	10
I.2.4. Caractéristiques des colonnes ballastées	11
I.2.4.1 La longueur	11
I.2.4.2. Le diamètre	11
I.2.4.3. Maillage	11
I.2.5. Choix des matériaux	11
I.2.5.1 Matériaux constitutifs des colonnes	11
I.2.5.2. Matériaux de matelas de répartition	12
I.2.6. Conclusion	13

I.3. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées	13
I -3-1 Paramètres caractéristiques	13
I.3.1.1. Equation d'équilibre	14
I.3.1.2. Taux d'incorporation	16
I.3.1.3. Rapport de concentration des contraintes verticales	16
I.3.1.4. Facteur de réduction de tassement	17
I.3.1.5 Cas particulier : Relation entre paramètres caractéristiques	17
I.3.2. Comportement des colonnes ballastées au cours de temps	18
I.3.2.1. La phase initiale	18
I.3.2.2. La phase de consolidation	19
I.3.2.3. La phase de fluage	19
I.3.3. Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargementstatique verticale	19
I.3.3.1. Comportement de la colonne sous une fondation souple	20
I.3.3.2. Comportement de la colonne sous une fondation rigide	20
I.3.3.3. Mécanisme de rupture de la colonne ballastée	21
I.3.3.4. Interaction entre le sol et la colonne ballastée	21
I.3.4. Modèle de comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées sous chargementstatique verticale	23
I.3.4.1. Propriétés du sol entre les colonnes	28
I.3.4.2. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple	31
I.3.4.3. Incidence du matelas de répartition	31
I.3.4.4. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation rigide	34
I.3.5. Comportement des colonnes ballastées en zone sismique	34
I.3.6 Conclusion	37
I.4. Méthode de dimensionnement	37
I.4.1. Rappel des paramètres intervenant dans le dimensionnement	37

I.4.1.1. Données du dimensionnement	37
I.4.1.2. Paramètres à déterminer	38
I.4.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques	38
I.4.2.1. Détermination de l'espacement entre les colonnes	38
I.4.2.2. Prévion de la capacité portante et du diamètre de la colonne	39
I.4.3. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques	40
I.4.3.1. Dimensionnement des colonnes ballastées « isolées »chargées en tête ...	40
I.4.3.2 Tassement d'une colonne isolée chargée en tête	46
I.4.4. Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées	47
I.4.4.1. Réduction des tassements d'un sol traité par des réseaux de colonnes ballastées	48
I.4.4.2. Amélioration de la stabilité générale d'un ouvrage en terre	51
I.4.5 Conclusion	52
I.5. Conclusion du chapitre I	53

CHAPITRE II: COMPORTEMENT DES SOLS

Introduction	54
II.1 Comportement des sables saturés	55
II.1.1 Comportement drainé des sables	56
II.1.2 Comportement non drainé des sables	58
II.2 Comportement des argiles saturées	60
II.2.1 Essai consolidé drainé	61
II.2.2 Essai consolidé non drainé	62
II.2.3 Essai non consolidé non drainé	65
II.3 Conclusion	67

CHAPITRE III: PHÉNOMÈNE DE LIQUÉFACTION ET STABILITE PAR

COLONNES BALLATÉES

Introduction	68
III-1 Le phénomène de liquéfaction, définition et historique	69
III-2 Comportement des sols	69
III-2-1 Sols pulvérulents lâches	71
III-2-2 Sols pulvérulents denses	74
III-3 Identification des sites liquéfiables	76
III-4 Paramètres affectant la résistance à la liquéfaction	76
III-4-1 Influence de l'état de contrainte actuel	76
III-4-2 Influence de la structure du sol	77
III-4-3 Influence de l'incrément de contrainte appliqué	78
III-4-4 Influence de la saturation	78
III-4-5 Effet des fines sur le potentiel de liquéfaction	79
III-5 Constatation sur des ouvrages	79
III-6 Evaluation du risque (potentiel) de liquéfaction	82
III-6-1 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT	82
III-6-2 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai CPT	83
III-6-3 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de célérité V_s	84
III-6-4 Essai de pénétration de Becker (BPT)	85
III-7 Stabilisation de sites liquéfiable par colonnes ballastées	85
III-8 Conclusion	86

CHAPITRE IV: MODELISATION NUMERIQUE

Introduction	87
IV-1 Problème de la modélisation 3D, d'un réseau de colonnes ballastées.....	88

IV-2 Simulation de la mise en place.....	88
IV-3 Modélisation en 3D d'une cellule élémentaire de radier rectangulaire (déformation plane).....	89
IV-3-1 Propriétés mécaniques des matériaux.....	89
IV-3-2 Présentation du modèle.....	90
IV-3-3 Modélisation de la phase de mise en place de la colonne	92
IV-3-4 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur le tassement	95
IV-4 Modélisation en 3D d'une semelle filante.....	96
IV-4-1 Présentation du modèle	96
IV-4-2 Etude de la capacité portante du sol	98
IV-4-2-1 Cas du sol non renforcé	98
IV-4-2-2 Cas du sol traité	98
IV-4-3 Accélération de consolidation par colonnes ballastées	99
IV-4-4 Étude de phénomènes de liquéfaction (Modélisation numérique des colonnes ballastées comme solution de liquéfaction)	100

CONCLUSION GÉNÉRALÉ ET PERSPECTIVE

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

ANNEXE A : Données expérimentale en place et en laboratoire

ANNEXE B : Méthode de Priebe, 1995

ANNEXE C : Plaxis 3D Foundation

LISTE DES NOTATIONS

- $(q_{c1N})_{cs}$: Résistance en pointe normalisée du sable propre pour une surcharge de 100kPa,
- A**: Section droite totale du domaine d'influence de la colonne (principe de le cellule unitaire),
- a**: Taux d'incorporation (ou coefficient de substitution),
- A_c**: Section droite de la colonne,
- A_s**: Section droite du sol,
- C_c'**: Cohésion effectif du ballast,
- c_e**: Cohésion équivalent du milieu homogénéisé (Homogénéisation de Priebe),
- c_s**: Cohésion de la colonne,
- c_s**: Cohésion du sol,
- C_u**: Cohésion non drainée du sol,
- C_u**: Cohésion non drainée du sol,
- d**: Distance entre deux colonnes ballastées consécutives dans un réseau donnée,
- D₁₀**: Diamètre pour lequel 10% des particules ont un diamètre inférieur à D₁₀,
- D₁₅**: Diamètre pour lequel 15% des particules ont un diamètre inférieur à D₁₅,
- D₅₀**: Diamètre pour lequel 50% des particules ont un diamètre inférieur à D₅₀,
- D_c**: Diamètre droit de la colonne ballastées,
- d_e**: Diamètre du cylindre d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire),
- \bar{E} : module d'élasticité équivalent,
- E'_s**: Module de déformation drainée du sol,
- E_c**: Module de déformation élastique du matériau constitutif de la colonnes ballastées,
- e_i**: Indice des vides initiale,
- E_m**: Module de déformation élastique du matériau constitutif du matelas de répartition,
- e_{max}**: Indice des vides maximum,

e_{\min} : Indice des vides minimum,

E_s : Module de déformation élastique du sol traité,

f_d : Facteur de profondeur,

g : est l'accélération de la pesanteur,

H_m : Hauteur du matelas de répartition en tête de colonnes,

I_D : indice de densité du sol,

I_p : le facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol,

I_p : Indice de plasticité,

I_r : indice de rigidité pour un sol purement cohérent,

k : coefficient multiplicateur de la cohésion non drainée,

K_0 : coefficient des terres au repos,

K_{ac} : Coefficient de poussée de ballast,

k_c : Degré de compactage,

K_S : Module de déformation volumétrique du sol avant traitement,

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

K_{ws} : Coefficient de Westergaard mesuré à l'essai de plaque à la surface du sol,

L_c : la longueur de la colonne,

L_{\min} : Longueur minimale de la colonne ballastées (compatible avec la contrainte admissible),

L_{\max} : Longueur maximale de la colonne ballastées (pas de traitement au-delà),

M : est la magnitude du séisme,

m : Facteur d'homogénéisation courant (Priebe),

n : Rapport de concentration des contraintes,

n_0 : Rapport d'amélioration (Priebe),

n_1 : Rapport d'amélioration avec prise en compte de la compressibilité (Priebe),

N_{1-60cs} : Nombre des coups pour une surcharge de 100kPa du sable propre, efficacité de 60 % de l'énergie totale fournie par le marteau lors de l'enfoncement de la tige,

N_c : Valeur de usuellement utilisée pour le dimensionnement de pieux traditionnels,

N_{SPT} : Nombre de coups mesuré au au "Standard Penetration Test",
 p : Pression limite nette mesurée au pressiomètre Louis Ménard,
 Q_c : La charge aux états limites de service (ELS) en tête de la colonne,
 q_c : Résistance de pointe mesurée au pénétrömètre statique (CPT),
 q_{ELS} : Contrainte aux état limite de service (q_r /coefficient de sécurité conventionnel),
 q_r : Contrainte de rupture en tête de colonne,
 r : Rayon courant dans le cylindre d'influence de la colonne,
 R : Rayon équivalent du cylindre d'influence de la cellule unitaire,
 R_c : Rayon théorique moyen de la colonne,
 r_d : est un coefficient réducteur dépendant de la profondeur z ,
 R_q : Rapport des résistance en pointe q_c (après et avant traitement),
 r_u : rapport de pression interstitielle,
 S : Tassement total,
 s_c : Tassement en tête de la colonne,
 S_f : Tassement final (calculé après traitement),
 S_i : Tassement initiale avant traitement,
 S_r : Degré de saturation du sol,
 s_s : Tassement à la surface du sol,
 t_f : Temps final de transfert de charge,
 t_i : Temps initial (=0, début du chargement),
 u : la pression interstitielle à la périphérie de la colonne,
 u : Pression interstitielle,
 u_r : pression interstitielle résiduelle,
 V_{*s1} : valeur limite de V_{s1} pour atteindre la liquéfaction,
 V_0 : Volume initiale,
 V_S : Vitesse de propagation des ondes de cisaillements,
 V_{s1} : vitesse de cisaillement corrigée à une pression de 100 kPa,

W: Teneur en eau,

W_l: Limite de liquidité du sol,

β: facteur de réduction des tassements,

γ_c: Poids volumique du matériau de la colonne;

γ_e: Poids volumique équivalent du milieu homogénéisé (Pribe),

γ_s: Poids volumique du sol traité,

δ : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale,

ΔV: Variation volumétrique,

Δσ_h: La contrainte de compression exercée dans le ballast,

ε_l: Déformation axiale,

ε_v : Déformation volumétrique,

ν: Coefficient de poisson,

ν_s: coefficient de poisson du sol,

Σ_iⁿ σ_{si}: la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche *i* à *n*),

σ'_{v0}: Contrainte effective verticale régnant dans le sol,

σ'_{clim}: la contrainte verticale effective maximal agissant sur la colonne à l'instant de la rupture

σ₀: Contrainte verticale apportée par l'ouvrage,

σ₁, σ'₁: Contrainte principale majeure total et effective,

σ₃[']_{crit}: Contrainte effective minimale à la rupture,

σ₃, σ'₃: Contrainte principale mineure totale,

σ_{3c}[']: Contrainte effective minimale,

σ_c : Contrainte cellulaire,

σ_c: Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne,

σ_{clim}: Charge axiale limite,

σ_h: Contrainte horizontale que peut supporter le sol autour de la colonne,

σ_{h0}: Contrainte totale horizontale régnant dans le sol avant traitement,

σ_{hlim} : Contrainte horizontale limite (maximale) que peut supporter le sol autour de la colonne,

σ_s : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité ,

$\sigma_{v(z)}$: Contrainte verticale développée, en fonction de la profondeur z , au sein de la colonne,

σ_{v0} : Contrainte effective totale régnant dans le sol,

τ : Contrainte de cisaillement le long de la colonne,

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_s : Contrainte de cisaillement mobilisée dans le sol,

φ'_c : Angle de frottement effectif du ballast ($\varphi'_c = \varphi_c$),

φ_c : Angle de frottement du ballast,

φ_s : Angle effectif du sol,

ψ_s : Angle de dilatance du sol,

Δa : Accroissement de la section de la colonne,

Δu : Excès de la pression interstitielle.

LISTE DES TABLEAUX

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

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

Tableau II.1 Sommaire de concepts illustrés à la Figure II.4

Tableau IV- 1 Propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la modélisation

Tableau IV-2 Tassement du radier pour différentes approches

Tableau IV-3 Influence de l'épaisseur de matelas de répartition sur le tassement

Liste Des Figures

Figure I-1 Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité	3
Figure I-2 Mise en oeuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Hydraulik Services)	5
Figure I-3 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller) .	6
Figure I-4 Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)	6
Figure I-5 Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)	7
Figure I-6 Mise en œuvre des plots ballastés	8
Figure I-7 Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®)	8
Figure I-8 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)	10
Figure I-9 Matelas de répartition (Document COPREC 2004)	12
Figure I-10 Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée	15
Figure I-11 Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib 2005)	16
Figure I-12 Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale [20]	19
Figure I-13 Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggestad, 1983)	20
Figure I-14 Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggestad, 1983)	21
Figure I-15 Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982)	22
Figure I-16 Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggestad, 1983) .	23
Figure I-17 Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence des colonnes ballastées (Baalam et Poulos, 1983)	24 – 25

Figure I-18 Exemple d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges répartie de grandes dimensions (Documents numérisés)	26
Figure I.19 Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bel et al., 1986) (Document numérisé et complété par nos soins)	27
Figure I.20 Application du principe de la cellule unitaire	28
Figure I-21 Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983)	29
Figure I-22 Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al, 1986)	30
Figure I-23 Améliorations des propriétés mécaniques : rapport R_q des résistances en pointe q_c (après et avant traitement) en fonction de l'espacement d entre colonnes (Slocombe et al. 2000)	31
Figure I.24 Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonne et à la surface du sol sous les fondations souples	32
Figure I.25 Estimation empirique de l'épaisseur H_m du matelas de répartition	33
Figure I.26 Conditions de compacité du matelas de répartition	34
Figure I-27 Facteur réducteur r_d en fonction de la profondeur z (Seed et Idress, 1971)	36
Figure I-28 Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970)	39
Figure I-29 Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975)	39
Figure I-30 Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axial en tête (Greenwood, 1970)	41
Figure I-31 Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978- b)	43
Figure I-32 Détermination pratique de δ (Brauns, 1978b)	44
Figure I-33 Définition des longueurs L_{min} et L_{max} d'une colonne ballastée Vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980)	45
Figure I-34 Facteur d'influence des tassements I_p (Mattes et Poulos, 1969)	47

Figure I-35 Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol	49
Figure II-1 Structure de sable	55
Figure II-2 Essai triaxiaux consolidés drainés avec mesure des variations de volume	56
Figure II-3 Courbes représentant le déviateur et la déformation volumique en fonction de la déformation axiale lors d'essais effectués sur des sables lâches et denses	57
Figure II-4 Cercle de Mohr pour des essais de compression triaxiale drainés et non drainés	58
Figure II-5 Microstructure et système macroscopique du sol proposé par Yong et Sheeran. 1973 et Push. 1973	60
Figure II-6 Schéma des conditions de contrainte dans un échantillon soumis à un essai de compression axiale consolidé drainé	61
Figure II-7 Courbes caractéristiques d'effort-déformation et de variation de volume en fonction de la déformation axiale pour des essais de compression triaxiale CD, à la même contrainte cellulaire effective	62
Figure II-8 Schéma des conditions de contrainte dans un échantillon soumis à un essai de compression axiale consolidé non drainé (CU)	63
Figure II-9 Courbes représentant le déviateur et la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale lors d'essais non drainés effectués sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées	64
Figure II-10 Schéma des conditions de contraintes dans un échantillon soumis à un essai de compression axiale non consolidé non drainé (UU)	66
Figure III-1 Phénomène physique du phénomène	69
Figure III-2 Comportement d'un sol dans un état lâche et dense lorsque soumis à un chargement en cellule triaxiale conventionnelle (tirée de Bowles, 1984)	70
Figure III-3 Schématisation du comportement de différents types de sols lorsque soumis à des chargements statique ou dynamique dans des conditions saturées (adaptée de Kramer, 1996)	71
Figure III-4 Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles durant un essai sur un sable lâche (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991) .	73
Figure III-5 Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du	

nombre de cycles sur un sable dense (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991)	75
Figure III-6 Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction d'après Seed & Peck 1976	77
Figure III-7 Influence de degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction d'après Peck 1976	78
Figure III-8 Influence des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-limon LC	79
Figure III-9 Bâtiments renversés à Niigata, Japon (1964)	80
Figure III-10 Ebullition de sable à Niigata en 1964 Pendant le séisme de Niigata ...	80
Figure III-11 Ebullition de sable Pendant le séisme de Loma Prieta aux Etats-Unis (1989)	81
Figure III-12 Séisme de Kobe (Japon), 1995	81
Figure IV.1 Modélisation d'une cellule élémentaire avec d'une colonne au centre...	89
Figure IV.2 Vue en 3D du modèle d'une cellule élémentaire.....	90 - 91
Figure IV.3 Vue en plan du maillage du modèle d'une cellule élémentaire.....	91 - 92
Figure IV.4 Tassement d'une cellule élémentaire.....	93
Figure IV.5 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur le tassement du sol traité.....	96
Figure IV.6 Vue en 3D du modèle d'une semelle filante sans et avec colonnes ballastées	97
Figure IV.7 Courbe charge-déplacement (Renforcement de sol par colonnes ballastées)	98
Figure IV.8 Surpression interstitielle après consolidation	99
Figure IV.9 Evolution des tassements de consolidation en fonction de temps	100
Figure IV.10 Accélérogramme	101
Figure IV.11 Vue en 2D du modèle d'une semelle filante sans et avec colonnes ballastées	101
Figure IV.12 Surpressions interstitielle après le seisme	102

Figure IV.13 Pression interstitielle à 3m de profondeur	103
Figure IV. 14 Contrainte effective à 3 m de profondeur	103

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction

Le premier chapitre de ce mémoire présente l'état actuel des connaissances concernant la technique des colonnes ballastées. Après la présentation des techniques d'amélioration des sols et la définition des différents modes de mise en œuvre des colonnes ballastées et des conditions des sols permettant l'utilisation de ces inclusions, une synthèse de mécanismes de comportement et de dimensionnement des colonnes est présentée. Cette synthèse bibliographique se base à la fois sur des chantiers exécutés ainsi que sur des études plus théoriques : analytique, numérique ou sur modèles réduits.

La première partie de ce chapitre permet de présenter en générale les techniques de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle.

La deuxième partie présentée le traitement de sol par colonne ballastée par la présentation des technique de mise en œuvre et leur domaine d'application.

La troisième partie concerne les mécanismes de comportement des colonnes ballastées, on présente tout d'abord l'équation d'équilibre d'un sol traité par colonnes ballastées chargé en tête. On étudie ensuite le comportement d'une colonne ballastée isolée puis le comportement d'un groupe de colonnes ballastées et on termine par l'analyse de comportement des colonnes ballastées en zone sismique.

La quatrième partie vise à faire le point sur les différentes méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées, des méthodes de type empiriques et analytiques.

I-1 Présentation des techniques d'amélioration des sols

Les sols compressibles (argile, limon, vase, tourbes) ou pulvérulents lâche (sable fins aquifères) issus des dépôts alluvionnaires récents (alluvions modernes) sont généralement présents dans les vallées et autour des fleuves, ou se développent les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones d'activités industrielle.

Des remblais d'origine anthropique, qu'ils soient inertes (remblai de comblement plus ou moins homogènes), soit sous forme de matériaux hétérogènes (produits de démolition) ou de décharge (matériaux putrescibles), couvrent d'autre part différents sites du monde moderne.

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit (ASEP-GI, 2004) :

- technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibrofoltation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organiques drains verticaux, préchargement par le vide, électro- consolidation);
- injection des sols grenus et des sols fins;
- amélioration des sols par inclusions verticale (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment),
- congélation des sols.

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

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

Le choix de la solution d'amélioration des sols demeure directement liée à la granulométrie des sols traiter. L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes (Dhouib, 2003a) :

- 1- il est possible de procéder au compactage dynamique, au compactage statique (dit aussi compactage horizontale), au compactage par vibration radiale (vibrofoltation ou vibrocompactage) ou d'installer des colonnes de ou moins fins ;
- 2- lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrie qui tend vers celui des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol traité à la chaux et au ciment par malaxage ;
- 3- la réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étroite latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;

4- lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organique ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire ;

5- dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptées ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (< deep soil mixing >).

La Figure I.1 décrit les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique.

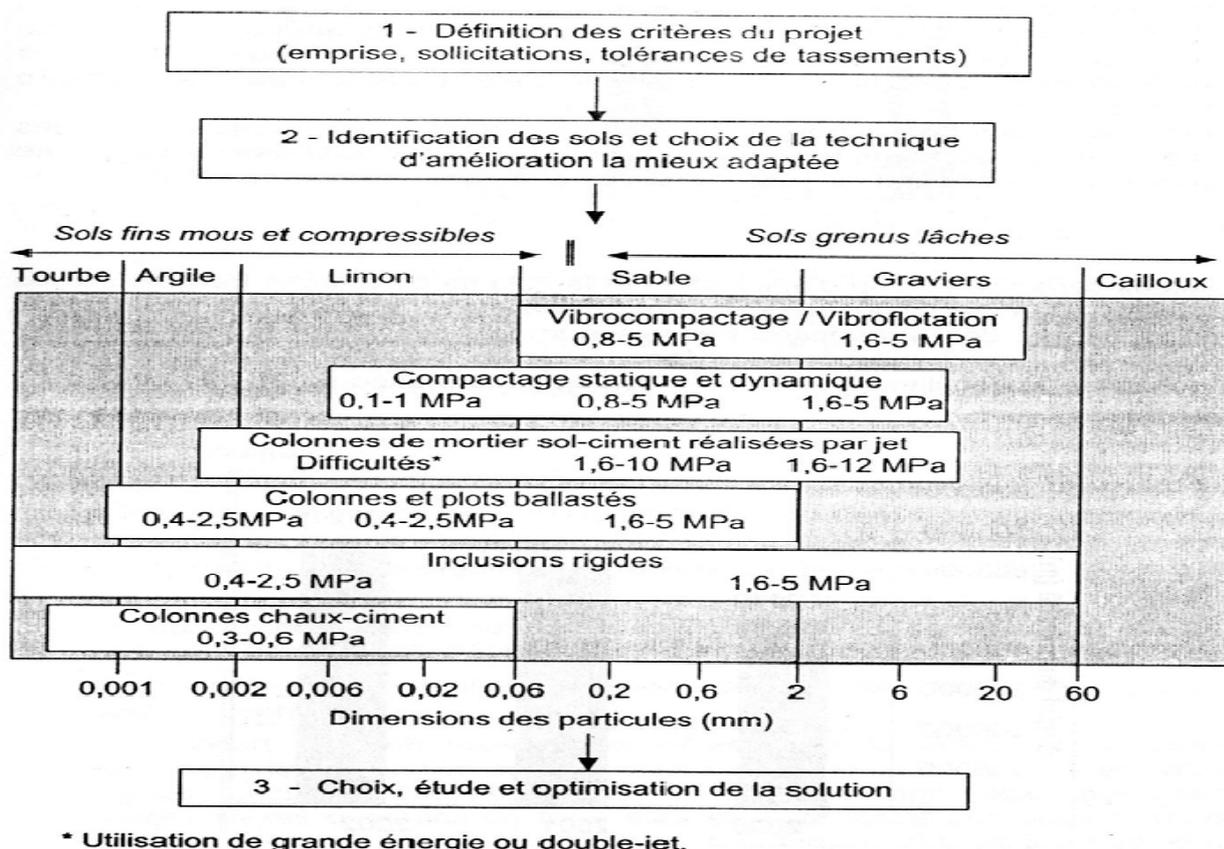


Figure I.1 Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols- Limites et domaine de validité

I-2 Amélioration des sols par colonnes ballastées

La deuxième partie de ce chapitre concerne la définition même de l'amélioration de sols par colonnes ballastées ainsi que ses objectifs. Puis, les techniques de mise en œuvre. Enfin sur leurs domaines d'application.

I.2.1 Définition de l'amélioration des sols par colonnes ballastées

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

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

- l'augmentation de la capacité portante du sol ;
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement ;
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

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

I.2.2. Techniques de mise en œuvre

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

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- Par voie humide;
- Par voie sèche.

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

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

1.2.2.1. Colonnes exécutées par voie humide

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

- réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée

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

La *Figure I.2* présente les phases successives de réalisation de la colonne ballastées par voie humide.

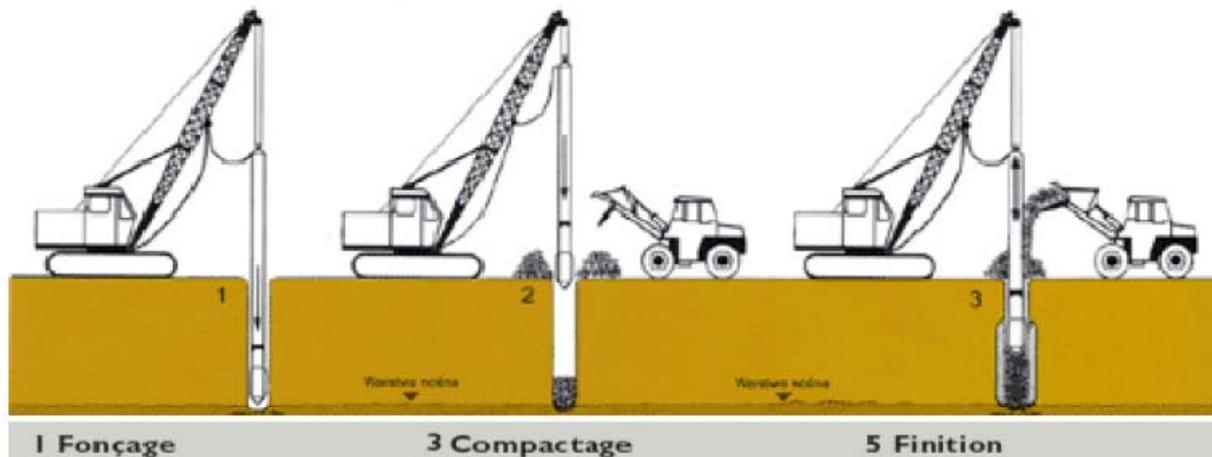


Figure I.2 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document Hydraulik Services)

1.2.2.2. Colonnes exécutées par voie sèche

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

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

La *Figure I.3* illustre les phases successives de la mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.

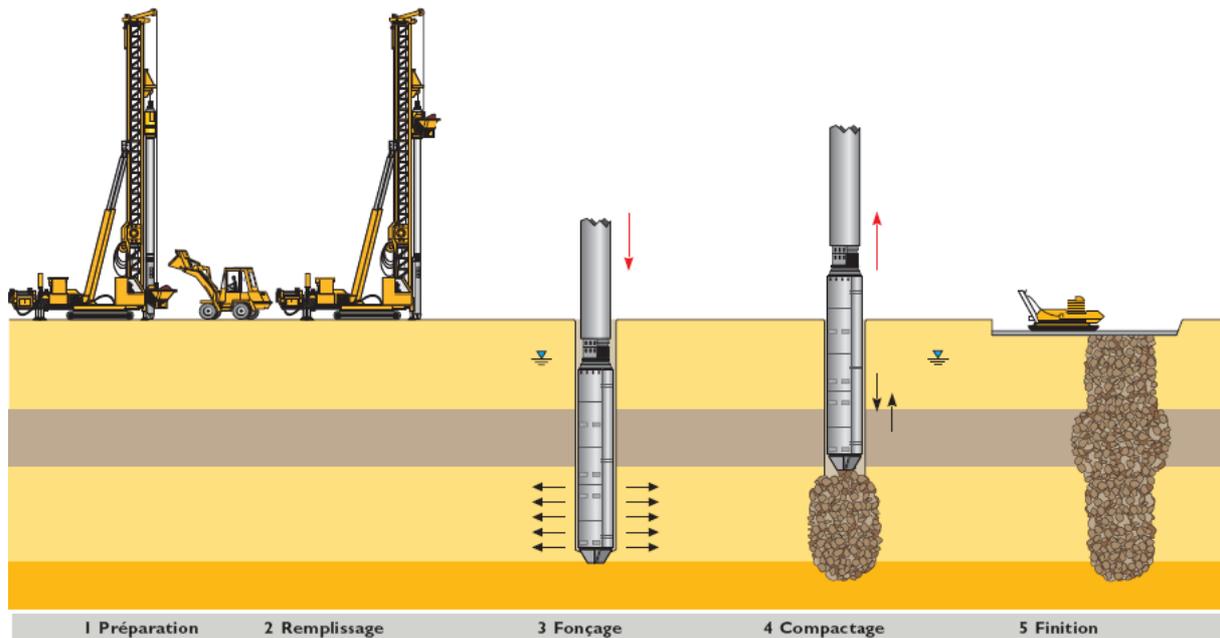


Figure I.3 Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (document Keller)

1.2.2.3. Colonnes ballastées pilonnées

Le principe de cette technique est le renforcement du sol par la création de colonnes de 2 à 3m de diamètre *Figure I.4*, en matériaux granulaires très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées *plots ballastés pilonnés*.

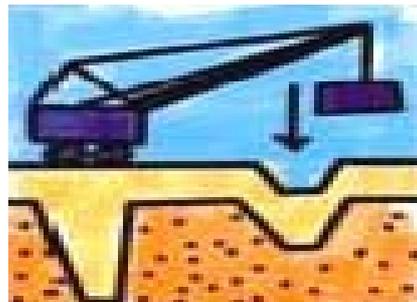


Figure I.4 Principe de réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)

La mise en œuvre s'effectue à l'aide d'engins spécialisés *Figure I.5*, proches de ceux utilisés pour le compactage dynamique. Les deux techniques sont fréquemment employées de manière complémentaire sur les mêmes chantiers.



Figure I.5 Engin utilisé pour la réalisation des plots ballastés (Document de Ménard Soltraitement®)

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

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes : *Figure I.6*

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

Plate forme de travail

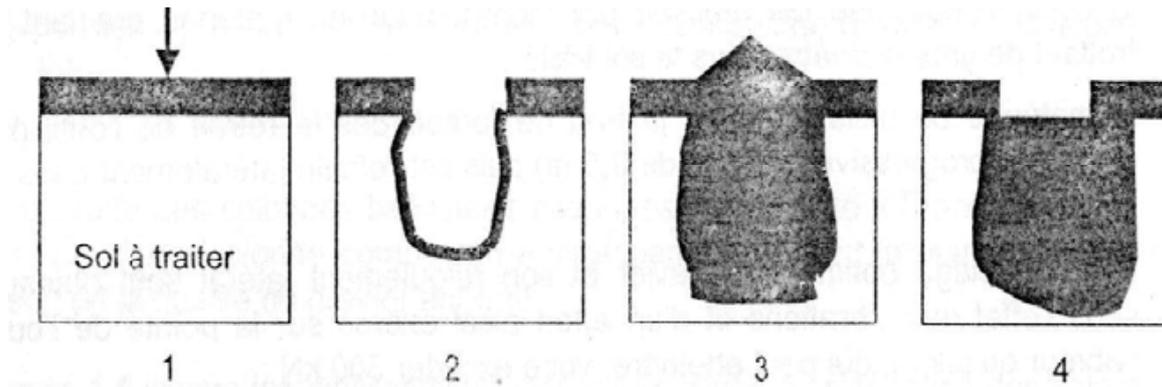


Figure I.6 Mise en œuvre des plots ballastés

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



Figure I.7 Plot ballasté avant remblaiement type (Document de G.T.S®)

I.2.3. Domaines d'application

I.2.3.1. Ouvrages

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

- remblai routiers, ferroviaires ;
- bâtiments tels que des habitations individuelles ou collectives de quelques étages, des bâtiments industriels comme des bureaux hangars,

zones de production, silos, réservoirs, stations de traitement des eaux usées (bacs décantation, installations annexes) ;

- pistes d'aéroport ;
- stabilisation des talus.

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

- fondations souples ;
- fondations rigides.

I.2.3.2. Sols concernés

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

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

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

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

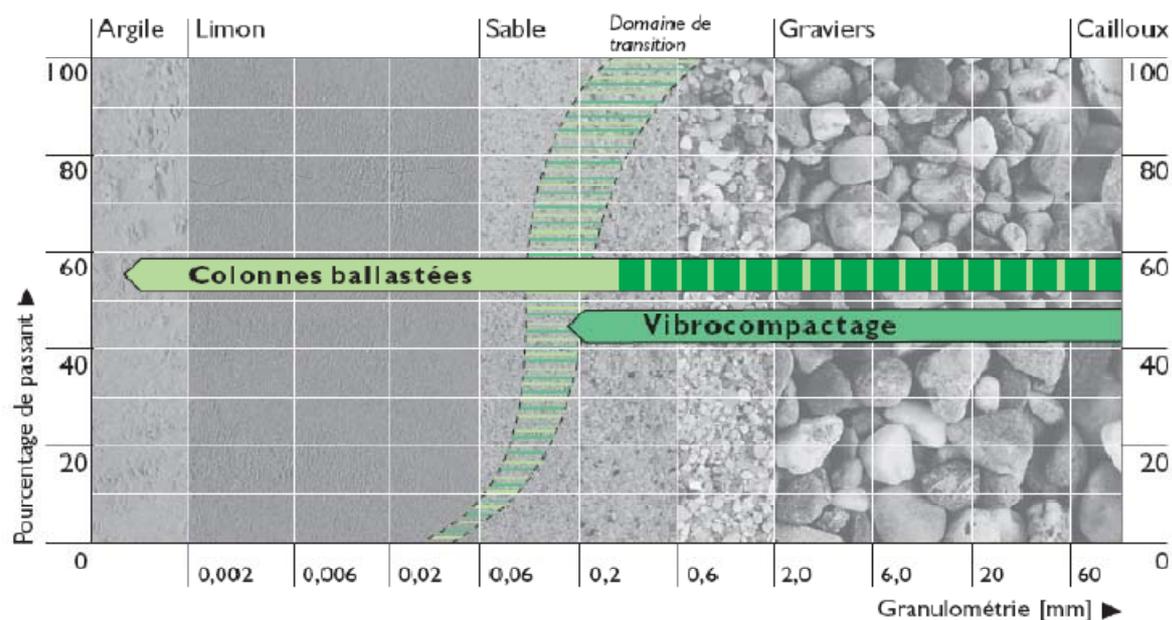


Figure I.8 Les sols concernés par la technique des colonnes ballastées (Document Keller)

I.2.3.3. Charge appliquées et tolérances imposées

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

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

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

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

I.2.4. Caractéristiques des colonnes ballastées

I.2.4.1 La longueur

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

I.2.4.2. Le diamètre :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

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

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

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide variés entre 80 et 120 cm.

I.2.4.3. Maillage

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

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

I.2.5. Choix des matériaux

I.2.5.1 Matériaux constitutifs des colonnes

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

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

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35;
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30;
- LA+ MDE < 60.

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

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

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

1.2.5.2. Matériaux de matelas de répartition

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

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

Les « recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2001) précise que l'épaisseur du matelas de répartition dépend de plusieurs facteurs tels que la nature et l'intensité des charges, le type de fondations (cas des dallages armés ou non), le module de déformation du matériau du matelas et du sol encaissant et les caractéristiques des colonnes ballastées (diamètre, maillage). Il stipule enfin que l'épaisseur du matelas doit être d'au moins 0.5 m sous les charges réparties avec des entraxes entre colonnes d'au plus 3 m et que le matelas n'est pas nécessaire sous les éléments de fondation rigide (semelle isolées, semelles filantes).

Il est rare que le matelas de répartition soit réalisé en matériau similaire à celui des colonnes. En pratique courante, le matelas est mis en place par l'entreprise chargée des terrassements sous forme de grave naturelle (0-31 mm ou 0-80 mm) ou grave-ciment sur grave naturelle, voir de limon traité. L'épaisseur du matelas varie en pratique entre 0.3 et 1m.

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

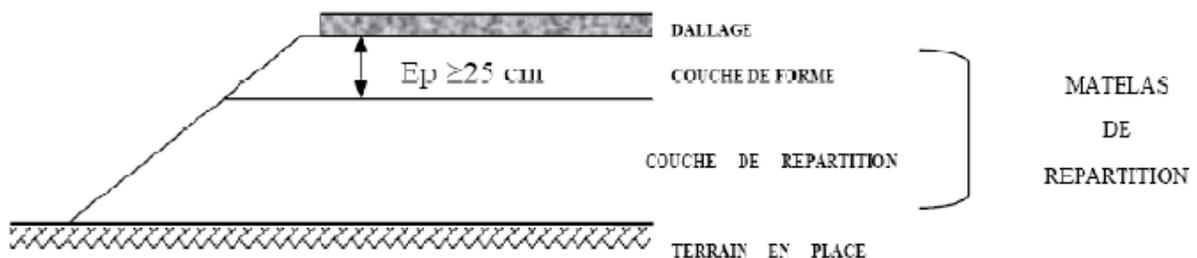


Figure I.9 Matelas de répartition (Document COPREC 2004)

1.2.6. Conclusion

- L'application hâtive du procédé pour fonder des ouvrages lourds et sensibles peut entraîner, contrairement aux fondations profondes classiques (pieux, barrettes, micro-pieux), des désordres résultant de déformations excessives.
- Le caractère frottant du ballast sans cohésion nécessite que le sol encaissant possède une étreinte latérale suffisante capable de confiner le ballast. De plus, cette étreinte doit être pérenne dans le temps, ce qui exclut la réalisation des colonnes ballastées dans les sols organiques (tourbe ou autres) et les matériaux de décharges ménagères.
- Il convient, enfin d'insister sur le caractère « déformable » des colonnes ballastées qui, contrairement aux inclusions rigides ou semi rigides, ne constituent pas de « points durs » sous la fondation mais offrent tout simplement une amélioration globale du comportement du sol traité.

I.3. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées

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

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent :

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

I -3-1 Paramètres caractéristiques

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

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

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

1.3.1.1. Equation d'équilibre

En admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux colonnes du centre du réseau de colonnes ballastées, ce que suppose que la colonne est confinée, on peut introduire le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981, *Figure I.10*). La charge verticale appliquée en moyenne à la surface du sol σ_0 se répartit, à la surface du domaine cylindrique, entre les colonnes et le sol en proportion de leurs aires respectives.

La *Figure I.10* représente une charge répartie sur une fondation reposant sur un sol traité par colonnes ballastées, les paramètres caractéristiques d'un sol traité est défini comme suit :

L'aire de la colonne est donnée par :

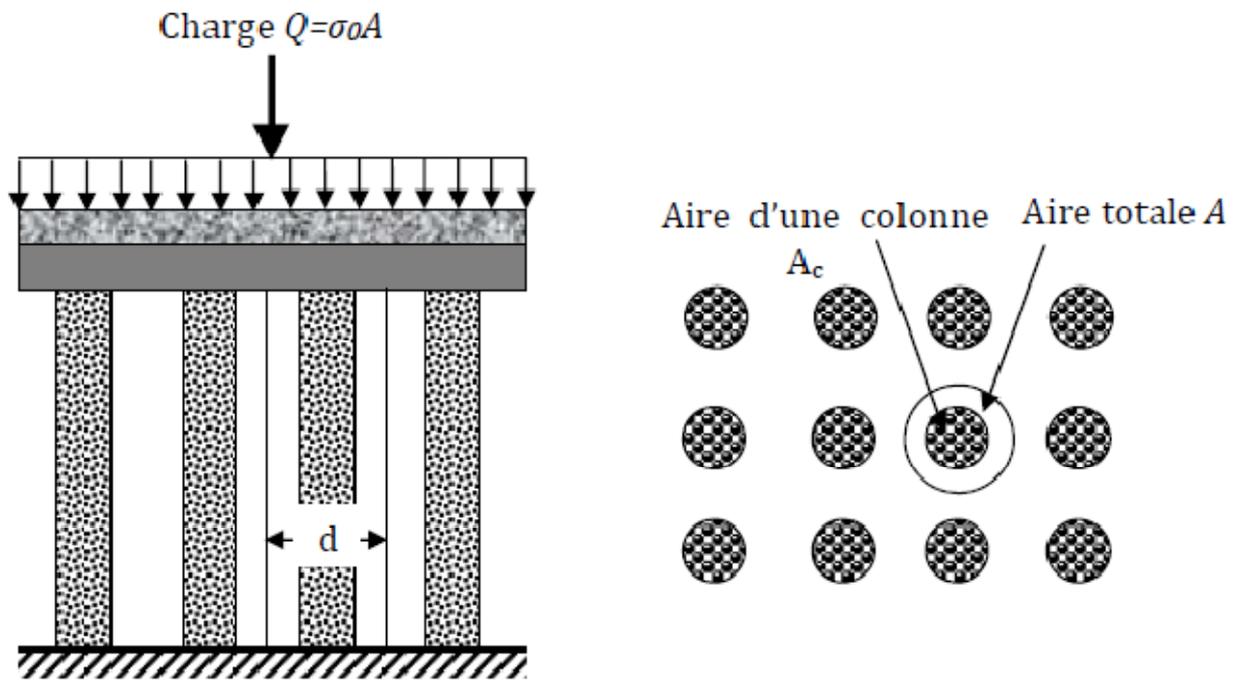
$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} \quad (\text{I} - 1)$$

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

$$A = \frac{\pi d_c^2}{4} \quad (\text{I} - 2)$$

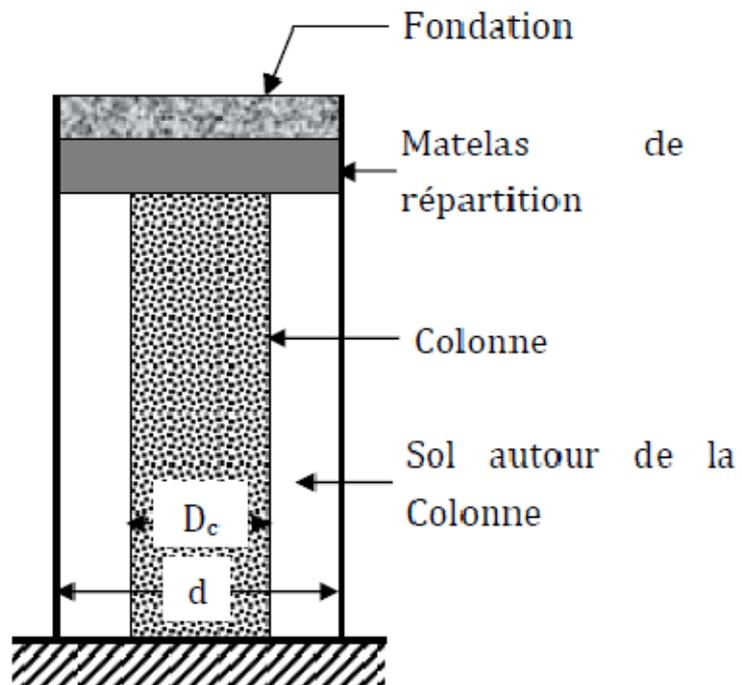
L'aire du sol est donnée par :

$$A_s = A - A_c \quad (\text{I} - 3)$$



a- Réseau de colonnes ballastées

b- Vue en plan du réseau



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

Figure I.10 Réseau de colonnes ballastées et colonne isolée

La relation entre la contrainte moyenne σ_0 appliquée sur l'aire totale A , la contrainte σ_c transférée à la colonne d'aire A_c et la charge σ_s supportée par le sol sur l'aire A_s peut s'écrire, en utilisant les notations des *Figure I.10* et *Figure I.11*, sous la forme :

$$\sigma_0 = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (I-4)$$

4)

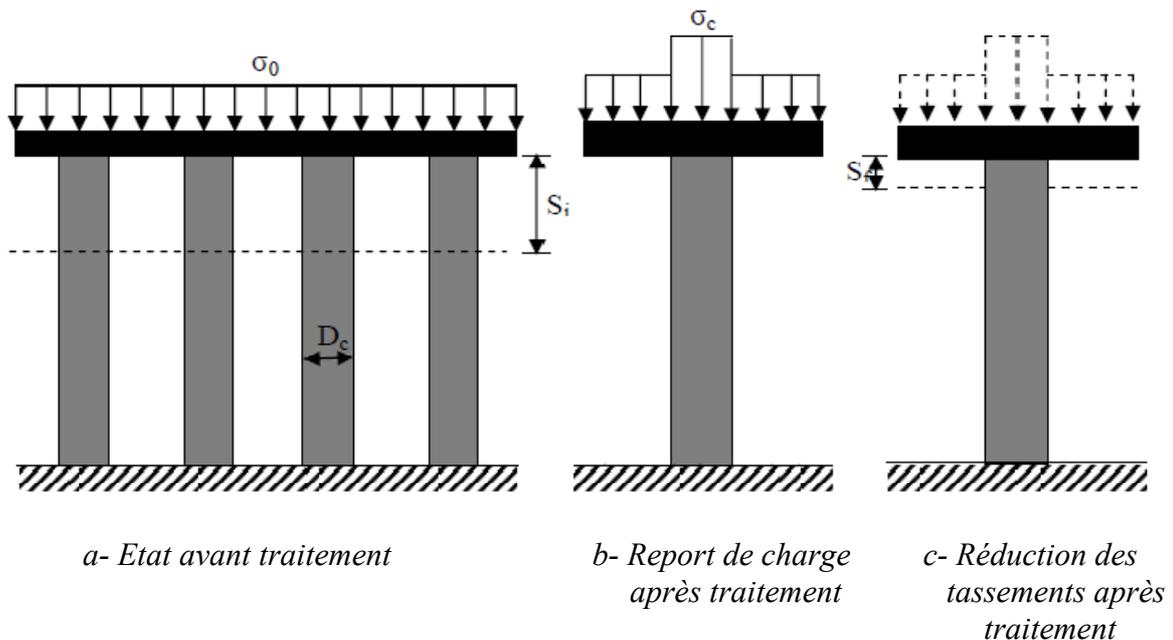


Figure I.11 Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements (Dhouib 2005)

I.3.1.2. Taux d'incorporation

Le coefficient d'incorporation est le rapport a de l'aire de la colonne A_c à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (*Figure I.10*), soit :

$$a = A/A_c \quad (I-5)$$

I.3.1.3. Rapport de concentration des contraintes verticales

Les colonnes ballastées ont des résistances et modules supérieurs à ceux du sol traité. Il se développe pour cette raison un mécanisme de transfert de la charge σ_0 qui conduit à une concentration de la contrainte verticale sur les colonnes σ_c et à une réduction de la charge sur le sol σ_s . Par définition le rapport de concentration des contraintes verticales est le rapport de la contrainte apportée par la colonne σ_c à celle apportée par le sol après traitement σ_s .

$$n = \sigma_c / \sigma_s \quad (\text{I} - 6)$$

1.3.1.4. Facteur de réduction de tassement

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

$$\beta = \frac{s_i}{s_f} \quad (\text{I} - 7)$$

1.3.1.5 Cas particulier : Relation entre paramètres caractéristiques

1- dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), les tassements en tête des colonnes, qui possèdent un module de déformation élastique E_c , et les tassements du sol entre les colonnes (de module de déformation élastique E_s) sont identiques, Le rapport de concentration n est, dans ce cas, égal au rapport des deux modules de déformation, soit :

$$n = \frac{\text{le module de déformation élastique de la colonne}}{\text{le module de déformation élastique de sol entre les colonnes}} = \frac{E_c}{E_s} \quad (\text{I} - 8)$$

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

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

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

$$B = (n - 1) a + 1 \quad (\text{I} - 10)$$

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

$$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{(E_s / E_c - 1)} \quad (I - 11)$$

et

$$\sigma_c = n \sigma_s = \frac{\sigma_0}{(E_s / E_c - 1) a + 1} \frac{E_c}{E_s} \quad (I - 12)$$

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

$$\sigma_s = \frac{\sigma_c}{9a + 1} \quad (I - 13)$$

et

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

Ce résultat est valable lorsque le comportement de la colonne est élastique.

I.3.2. Comportement des colonnes ballastées au cours de temps :

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

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

I.3.2.1. La phase initiale :

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

1.3.2.2. La phase de consolidation :

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

1.3.2.3. La phase de fluage

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

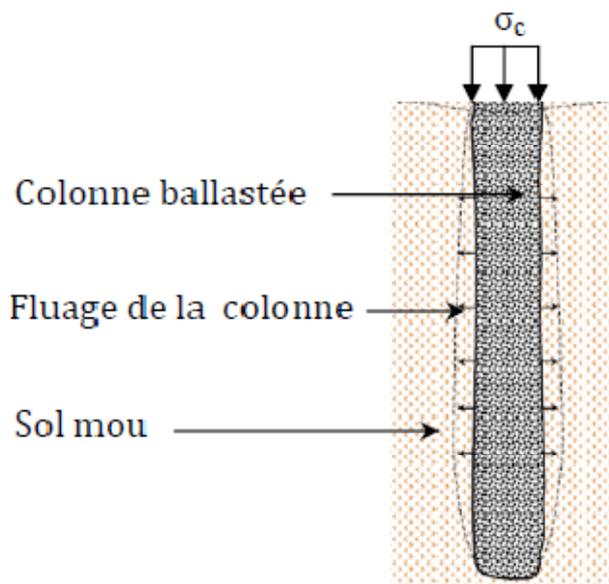


Figure I.12 Fluage d'une colonne par manque de l'étreinte latérale [20]

1.3.3. Modèle de comportement mécanique d'une colonne ballastée isolée sous chargement statique verticale

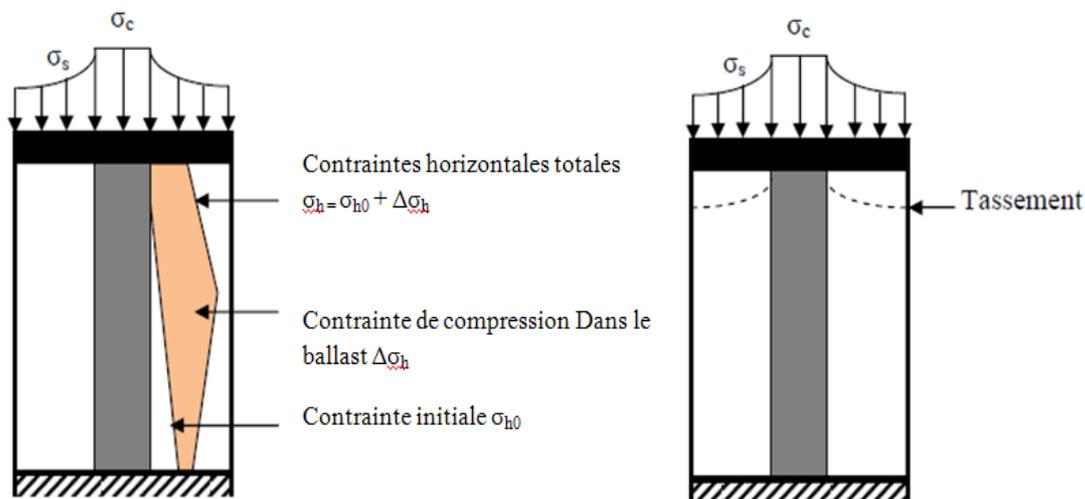
Une colonne ballastée peut tasser sous la charge appliquée, le ballast peut également subir des déformations radiales avec un mécanisme d'interaction « sol/colonne » qui dépend de la rigidité relative de la fondation par rapport au sol qu'elle sollicite.

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

I.3.3.1. Comportement de la colonne sous une fondation souple

Sous la fondation souple (*Figure I.13-b*), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol σ_s et sur la colonne σ_c évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain, 1980) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

La contrainte horizontale σ_h qui confine le ballast résulte de la contrainte horizontale initiale qui règne dans le sol σ_{h0} et de la contrainte de compression exercée dans le ballast $\Delta\sigma_h$, elle augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (*Figure I.13-a*).



a- Répartition des contraintes horizontales de la colonne

b- Répartition des contraintes verticales et déformation axiale

Figure I.13 Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation souple (Eggestad, 1983)

I.3.3.2. Comportement de la colonne sous une fondation rigide

A la base de la fondation rigide (*Figure I.14-b*), il y a une concentration de contraintes plus importante sur la colonne et un meilleur déchargement du sol et Compte tenu du caractère indéformable de la fondation, les tassements en surface du sol et de la colonne sont identique (Soyez, 1985 et Belcotec, 1985).

Pour ce type de fondation la contrainte totale horizontale qui confine la colonne, décroît linéairement en fonction de la profondeur (*Figure I.14-a*)

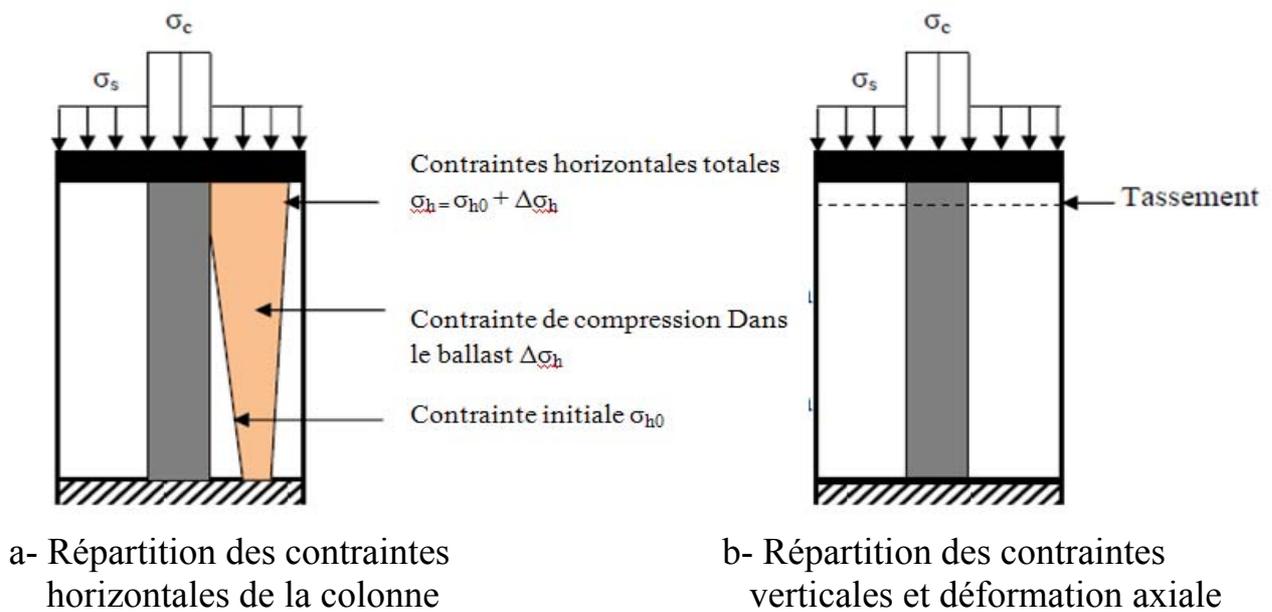


Figure I.14 Répartition des contraintes verticales et horizontales et déformation axiale en surface d'une colonne sous une fondation rigide (Eggstad, 1983)

I.3.3.3. Mécanisme de rupture de la colonne ballastée

Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite σ_{lim} correspondent, d'après Datye (1982), aux trois configurations schématiques de la Figure 1.15):

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

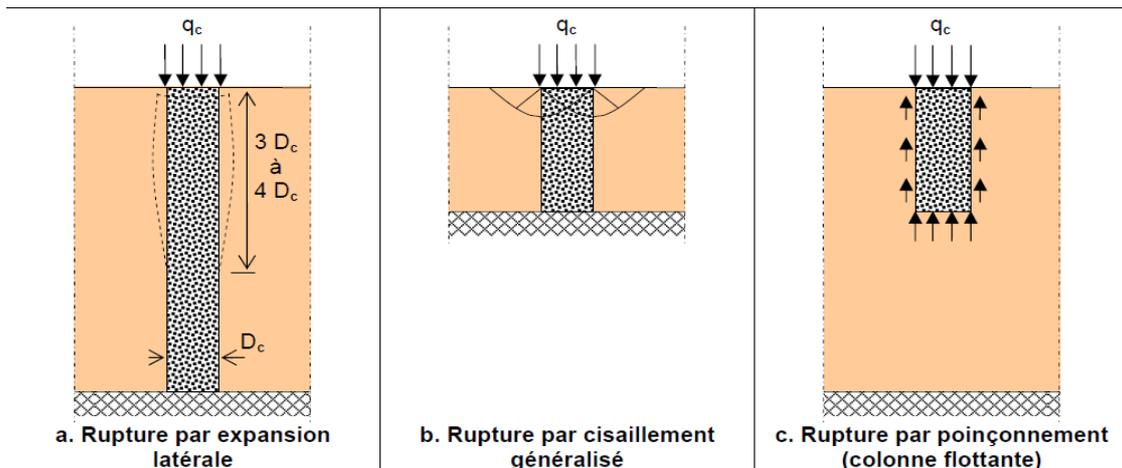


Figure I.15 Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982)

I.3.3.4. Interaction entre le sol et la colonne ballastée

L'interaction entre le sol et la colonne ballastée (Figure I.16) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise. Eggestad (1983) note, dans le cas des colonnes courtes ou flottantes, que :

- Dans le cas de la fondation souple, le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique ou les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement négatif, Combarieu 1974, BELCOTEC, 1985).
- Lorsque la fondation est rigide, les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à freiner le ballast (frottement positif).

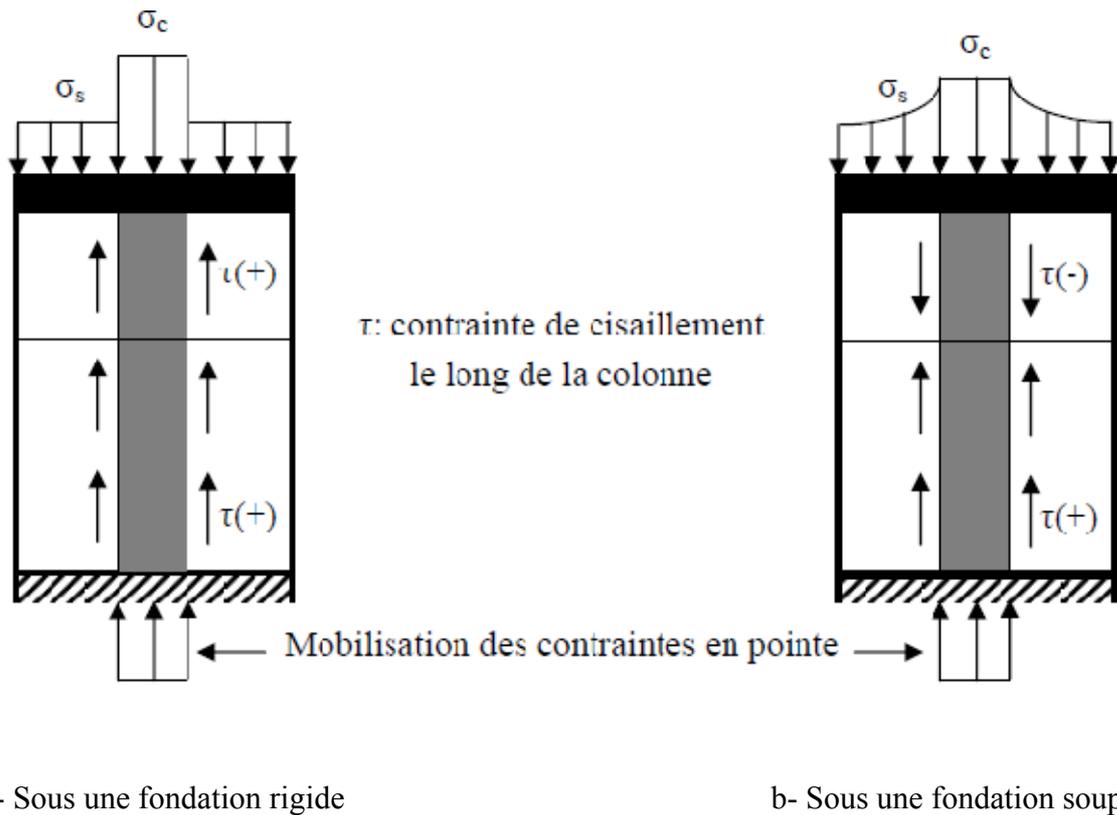


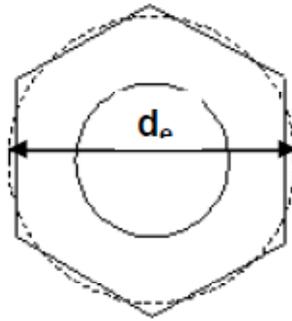
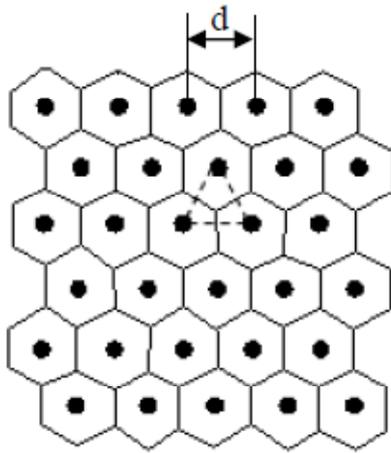
Figure I.16 Interaction Sol/structure : répartition des contraintes de cisaillement le long d'une colonne ballastée courte et effet de pointe (Eggstad, 1983)

I.3.4. Modèle de comportement mécanique d'un réseau de colonnes ballastées sous chargement statique verticale

Un réseau de colonnes ballastées c'est un ensemble de colonne construit selon un maillage défini pour obtenir un milieu traité capable de supporter les structures à construire sur ce milieu.

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (*Figure I.17*):

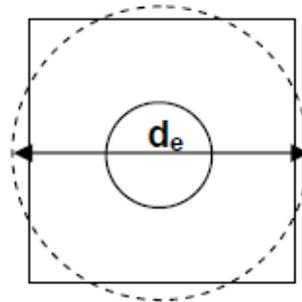
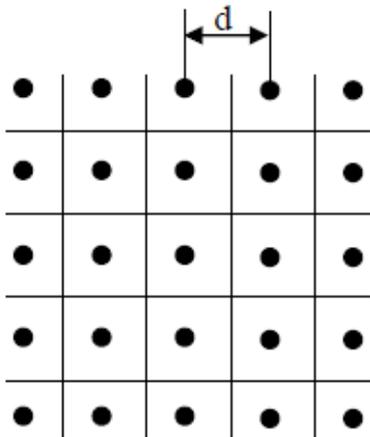
- Selon un maillage hexagonal ;
- Selon un maillage carré ;
- Selon un maillage triangulaire.



$$d_e = \sqrt[4]{\frac{12}{\pi^2}} \cdot d$$

$$d_e = 1,05 \cdot d$$

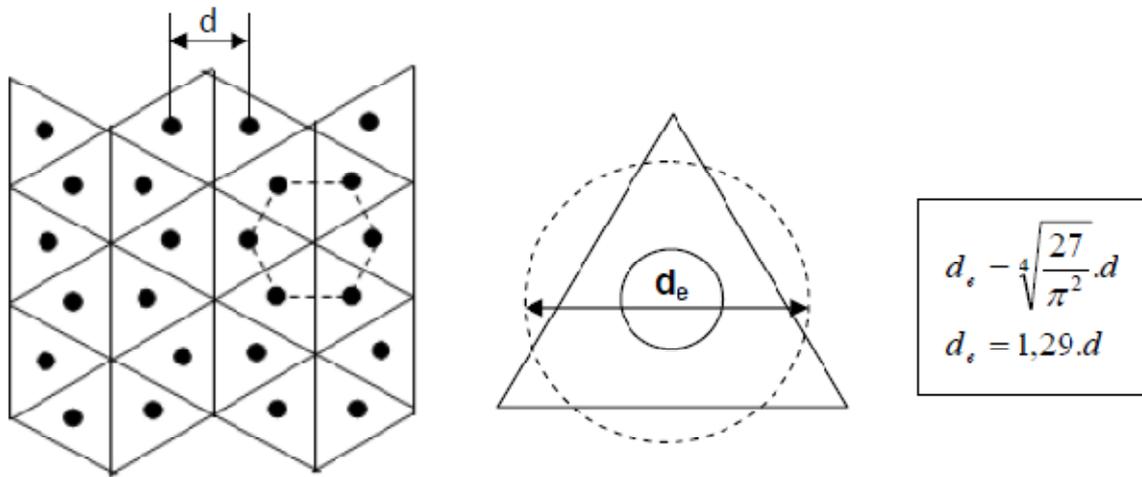
a- Maille hexagonale



$$d_e = \sqrt[4]{\frac{16}{\pi^2}} \cdot d$$

$$d_e = 1,13 \cdot d$$

b- Maille carrée



c. Maille triangulaire

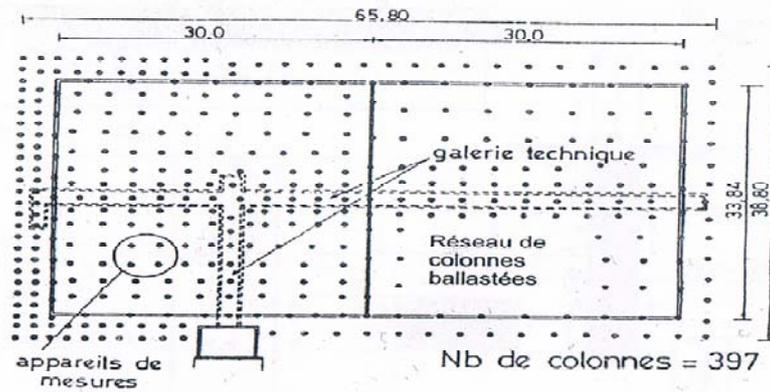
Figure I.17 Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence des colonnes ballastées (Baalam et Poulos, 1983)

Nous avons extrait quelques exemples de la littérature pour illustrer les réseaux de colonnes ballastées afin de montrer les dispositions pratiques des colonnes en fonction de l'utilité de leur emploi.

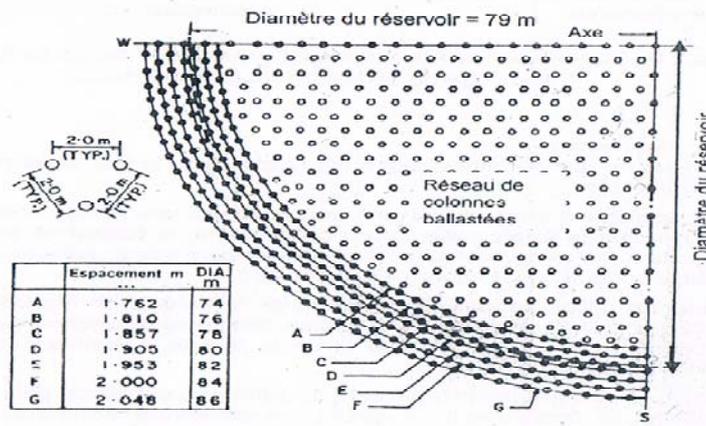
a) Exemples sous charges réparties

La Figure I.18.a montre un réseau de colonnes ballastées pilonnées pour l'amélioration d'argile molles d'épaisseur variable (4,5 à 9 m) afin de fonder un silo horizontal pour une coopérative agricole en France (Bustamante et al., 1991). Le silo a pour dimensions 33,84 m x 60 m et apporte une charge totale de 120.000 quintaux qui se traduit par des contraintes verticales allant de 110 kPa au centre à 43kPa sur la périphérie.

La Figure I.18.b représente le quart de l'emprise traitée par des colonnes ballastées pour fonder, sur des alternances de sable limoneux lâche et d'argile molle sableuse, un réservoir de 79 m de diamètre en Inde (Bhandari, 1983).



a- Silo en France (Bustamante et al., 1991)

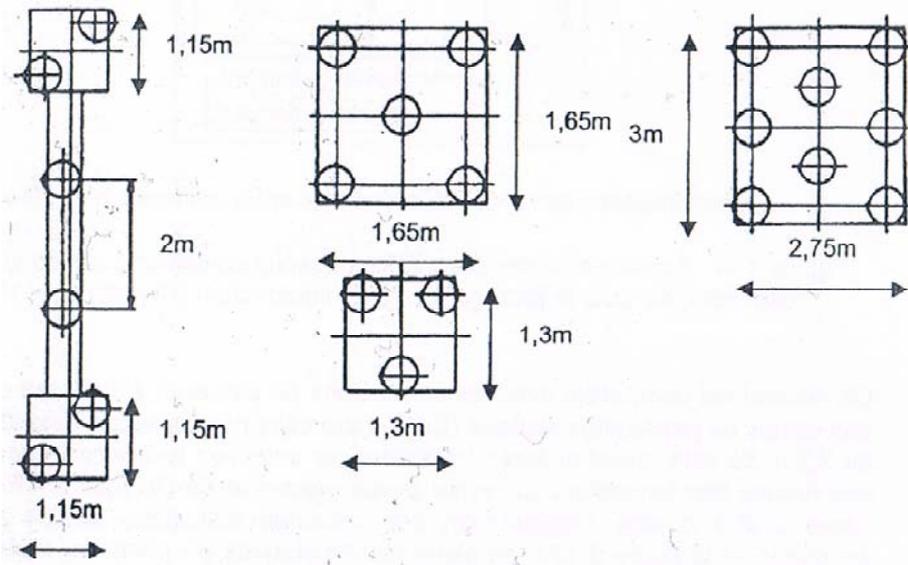


b- Réservoir en Inde (Bhandari, 1983)

Figure I.18 .Exemple d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges répartie de grandes dimensions (Documents numériés)

b) Exemples de colonnes ballastées sous charges centrées

La Figure I.19 illustre les dispositions retenues pour l'amélioration de limon sableux de consistance variable au moyen de colonnes ballastées de 4 m de longueur, afin de fonder des massifs de semelles isolées et filantes sous la structure d'un centre postal mécanisé à Glasgow en Ecosse (Bell et al., 1986).



**Figure I.19 Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bel et al., 1986)
(Document numérisé et complété par nos soins)**

Remarque :

Sous les charges réparties de grandes dimensions apportées par les remblais, les radiers et les dallages (comme les exemples de la *Figure I.18* précédente), 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 charge verticale aux réseaux de colonnes ballastées sous charge verticale.

Sous les charges centrées 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 I.20*, 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*.

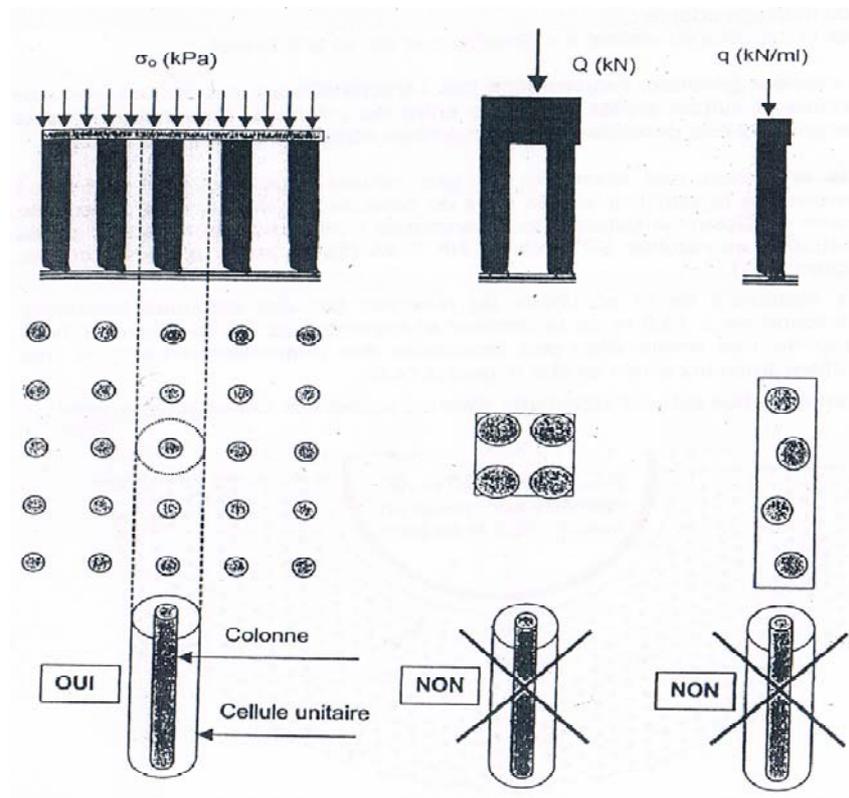


Figure I.20 Application du principe de la cellule unitaire

1.3.4.1. Propriétés du sol entre les colonnes

D'une manière générale, l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols fins (limons et argiles) est faible entre les colonnes. Par contre, les sols sableux peuvent être densifiés entre les colonnes comme il a montré Chambosse en 1983 et Bell et al. En 1986. Leurs travaux montrent clairement que les améliorations des propriétés mécaniques des sols fin pulvérulents sont possibles et essentiellement lorsque le maillage des colonnes est relativement serré.

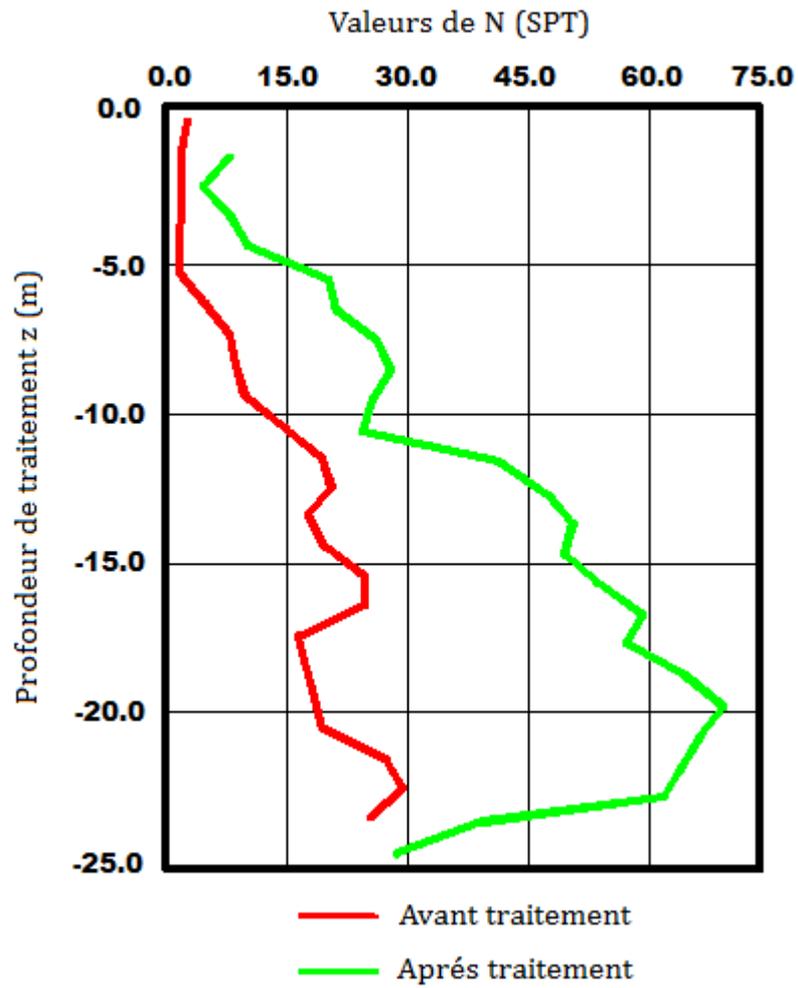
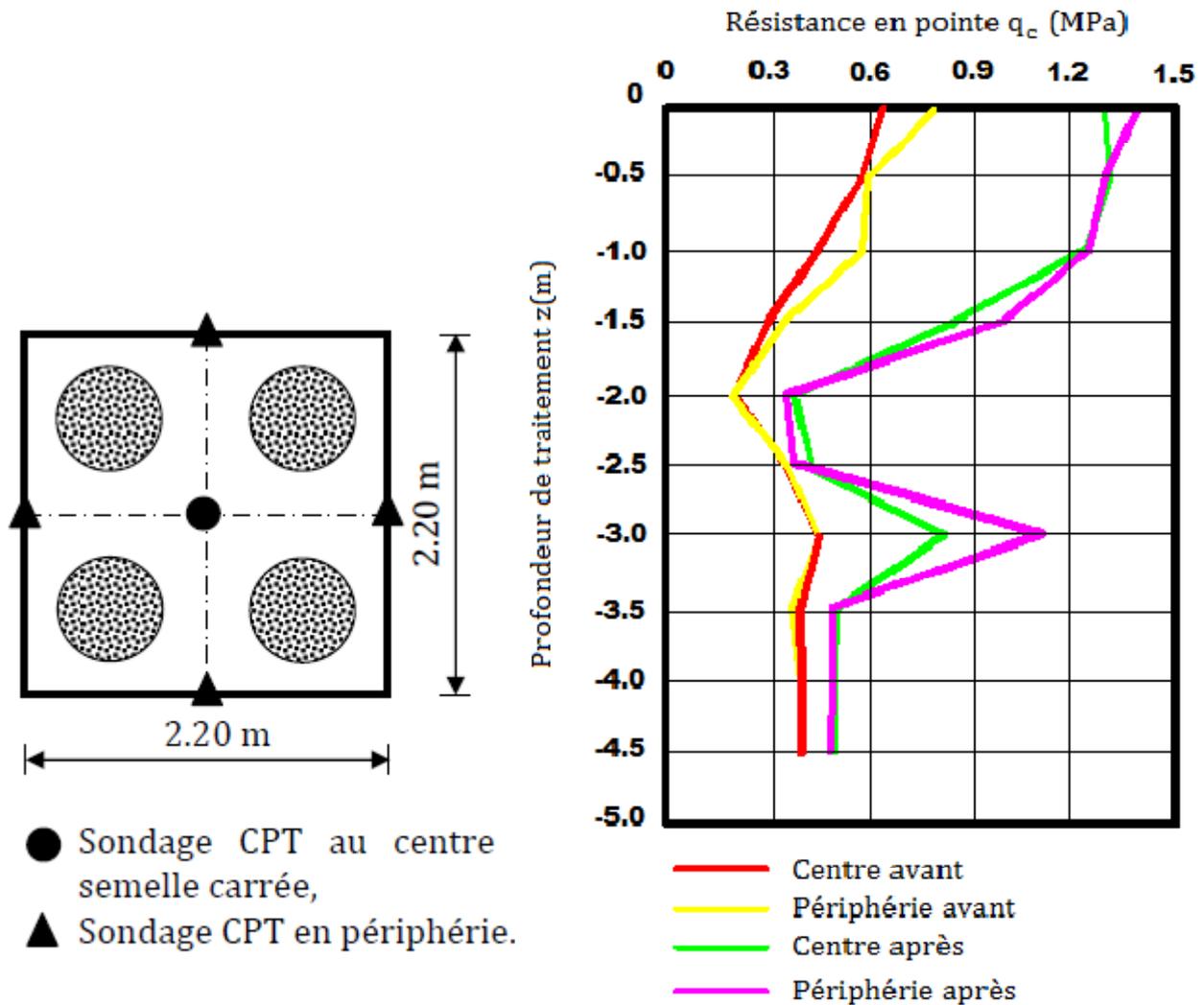


Figure I.21 Amélioration des propriétés des sols entre colonnes ballastées (Chambosse, 1983)



a- Disposition des colonnes ballastées et des sondages CPT

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

Figure 1.22 Amélioration des propriétés mécaniques des sols après traitement par colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986)

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

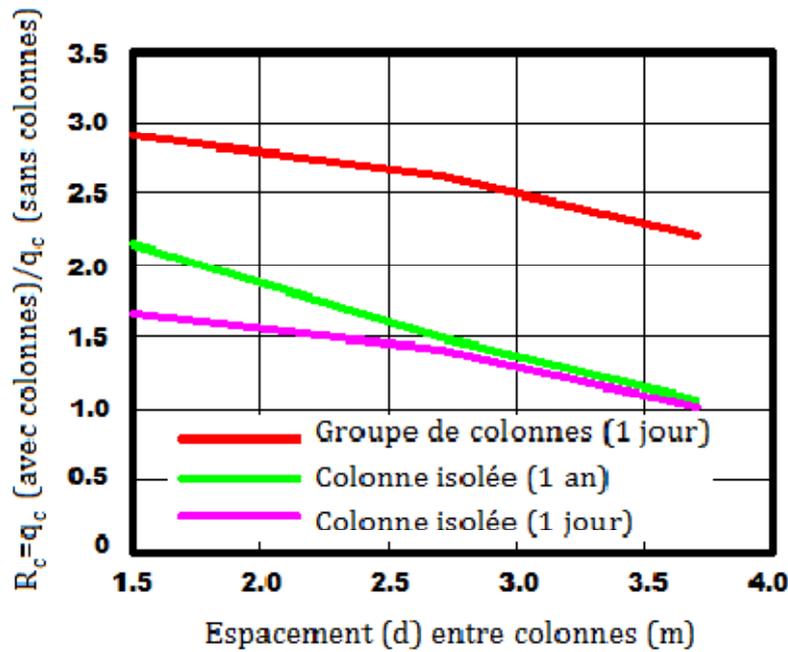


Figure I.23 Améliorations des propriétés mécaniques : rapport R_q des résistances en pointe q_c (après et avant traitement) en fonction de l'espacement d entre colonnes (Slocombe et al. 2000)

1.3.4.2. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation souple

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

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

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

1.3.4.3. Incidence du matelas de répartition

a) Incidence de l'épaisseur

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

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

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

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

$$H_m = (1/0,2 \times K_{wm}/K_{ws})^{1/0,45} \quad (H_m \text{ en mm}), \quad (I - 15)$$

avec

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

La contrainte σ_0 apportée par l'ouvrage (remblai ou charge + dallage) et transmise au matelas de répartition s'écrit en fonction du coefficient de réaction K_{wm} déterminé à la surface du matelas et du tassement mobilisé s_m sous σ_0 (*Figure I.21*) :

$$\sigma_0 = K_{wm} s_m \quad (I - 16)$$

Entre colonnes, on peut considérer raisonnablement que le coefficient de réaction K_{ws} du sol traité n'est pas affecté par le traitement et que, par conséquent, le coefficient de réaction après traitement. Cela revient à formuler les contraintes et les tassements qui en découlent (*Figure I.21*) au moyen des équations

$$\sigma_0 = K_{ws} s_i \quad (\text{avant traitement}), \quad (I - 17)$$

$$\sigma_0 = K_{ws} s_s \quad (\text{après traitement}), \quad (I - 18)$$

et

$$\sigma_c = K_c s_c \quad (K_{wc} \text{ coefficient de réaction du ballast, } K_{wc} > K_{ws}). \quad (I - 19)$$

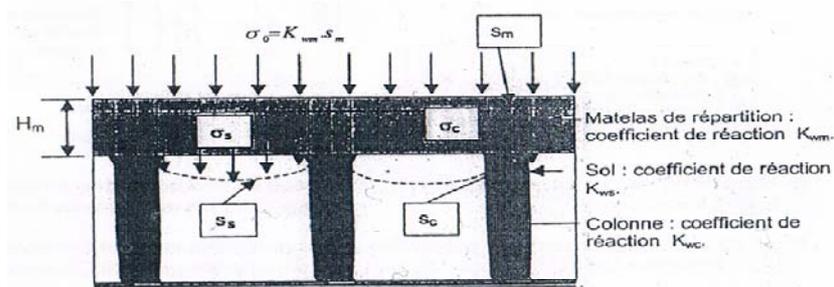


Figure I.24 Rôle du matelas de répartition dans la transmission des charges en tête de colonne et à la surface du sol sous les fondations souples

Une autre méthode, pratique mais rudimentaire, consiste à considérer un cône fictif développé dans le corps du matelas de répartition et à déduire l'épaisseur du matelas de l'espacement des colonnes, soit (Figure I.22) :

$$H_m = e + (d - D_c)/2 \cdot \tan \alpha \quad (I - 20)$$

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

$$0 \leq e \leq 0,5 \cdot (d - D_c)/2 \cdot \tan \alpha, \quad (I - 21)$$

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

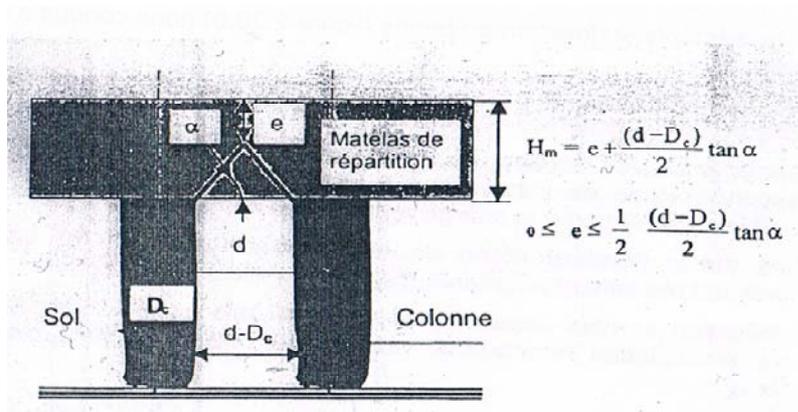


Figure I.25 Estimation empirique de l'épaisseur H_m du matelas de répartition

b) Incidence de la qualité du matériau constitutif (Figure I.23)

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

Les caractéristiques minimales requises pour le matelas de répartition sont (Figure I.23) :

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

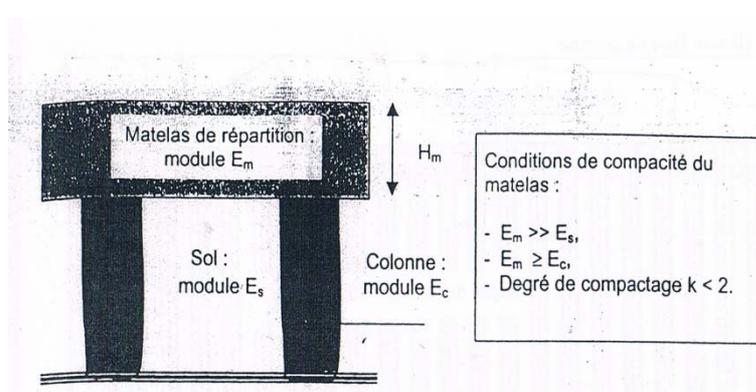


Figure I.26 Conditions de compacité du matelas de répartition

1.3.4.4. Comportement des colonnes ballastées sous une fondation rigide

Pour ce type de fondation la concentration des contraintes est plus accentuée que dans le cas de la fondation souple (Eggestaad 1983) et les tassements sont identiques en raison du caractère indéformable de la fondation (Belcotec 1985). Pour cette 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 des colonnes (Dhouib 2005).

Comme pour une colonne chargée en tête la contrainte horizontale autour les colonnes décroît linéairement en fonction de la profondeur (Eggestaad 1983).

1.3.5. Comportement des colonnes ballastées en zone sismique

À ce jour, il n'existe pas de méthodes suffisamment développées et bien connues pour étudier le comportement des colonnes ballastées en zone sismiques. Mais, malgré le peu de résultats de développement et de recherche dans ce domaine, certains auteurs ont élaboré des approches pour étudier le comportement sous séisme des sols traités par colonnes ballastées et évaluer le risque de liquéfaction.

Dans les zones sismiques, Priebe (1978,1998) propose une approche basée sur des corrélations analogues à celles de Seed et al (1983) qui permet d'exprimer le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme τ_h à la contrainte verticale effective σ'_{v0} régnant dans le sol, par l'expression suivante (Suzuki et al, 1997) :

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} = 0.1(M - 1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (I - 22)$$

Où :

M : est la magnitude du séisme

g : est l'accélération de la pesanteur

σ'_{v0} : est la contrainte verticale totale dans le sol

r_d : est un coefficient réducteur dépendant de la profondeur z (Figure 64)

Pour introduire l'influence de la colonne sur la contrainte 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 :

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma'_{v0}} \right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{n_0} \left[0.1(M - 1) \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \right] \quad (I - 23)$$

Ou le facteur d'amélioration n_0 est fonction du taux d'incorporation a (A_c/A), qui pour des déformations à volume constant ($\nu=0.5$) est donné par :

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{1}{K_{ac}(1-a)} - 1 \right] \quad (I-24)$$

Avec :

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (I-25)$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad (I-26)$$

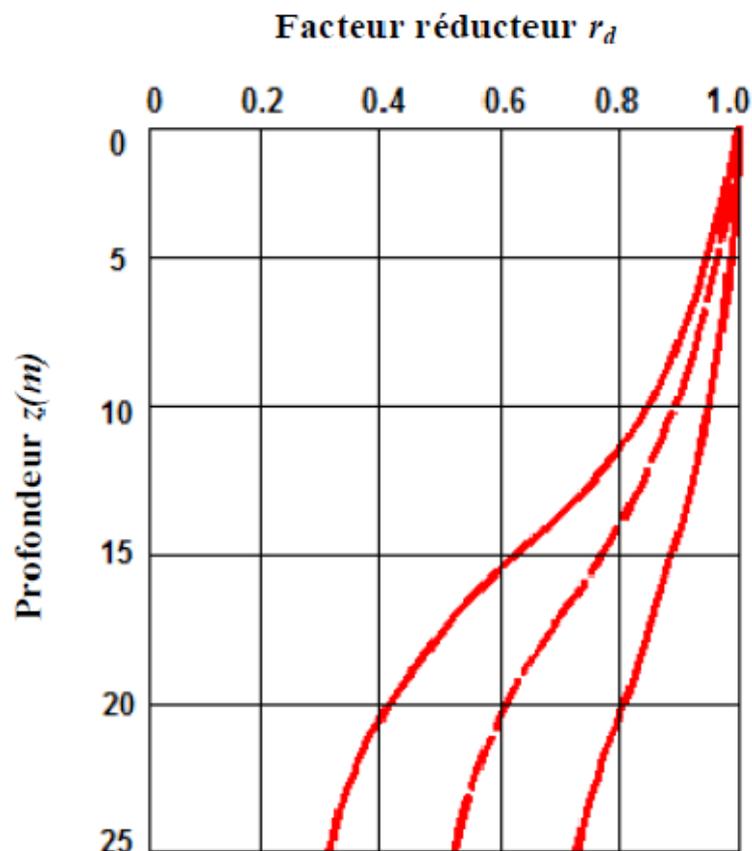


Figure I.27 Facteur réducteur r_d en fonction de la profondeur z (Seed et Idress, 1971)

I.3.6 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.

I.4. Méthode de dimensionnement

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

I.4.1. Rappel des paramètres intervenant dans le dimensionnement

I.4.1.1. Données du dimensionnement

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

Paramètres géotechniques concernant les sols

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

Contraintes

- σ_0 : contrainte apportée par la fondation de l'ouvrage;
- σ_{clim} : contrainte limite (contrainte de rupture q_r) en tête de colonne déduite des règles en vigueur;
- σ_c : contrainte de calcul (contrainte admissible q_a) en tête de colonne déduite de q_r par application d'un coefficient de sécurité conventionnel,
- σ_{hlim} : valeur caractéristique de la résistance du sol autour de la colonne, fournie par le rapport du sol à partir des mesures au scissomètre (c_u , norme NF P 94-112), pressiomètre (p_l , norme NF P 94-110) ou pénétromètre statique (q_c , norme NF P 94-113) ou aussi au Pénétromètre à carottier (N_{spt} , norme NF P 94-116).

Coefficient de sécurité partiels

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

1.4.1.2. Paramètres à déterminer

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

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

1.4.2. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes empiriques***1.4.2.1. Détermination de l'espacement entre les colonnes***

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de prédimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ($1/\beta$ en %) en fonction de l'espacement d des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée c_u des argiles encaissantes de 20 à 40 kPa (*Figure I.28*).

Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de 9 m² d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part.

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

La maille de référence minimale est de 2,4 m². Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,5Ø et 1,20 m.

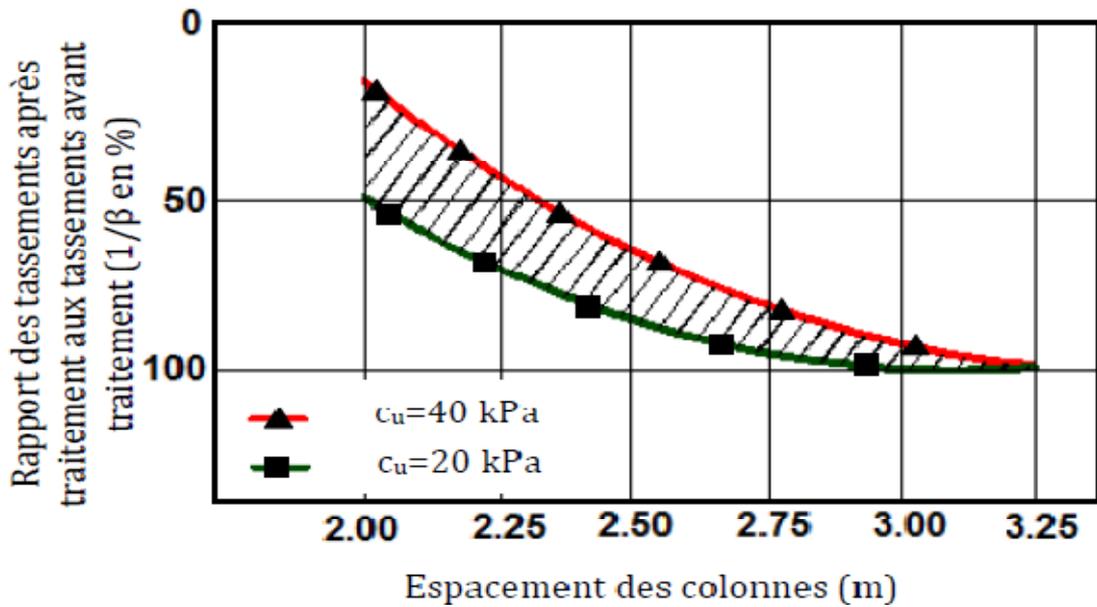


Figure I.28 Détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne (Greenwood, 1970)

I.4.2.2. Prévion de la capacité portante et du diamètre de la colonne

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique des colonnes ballastées, ils ont élaboré des abaques simples permettant la détermination du diamètre et la capacité portante de la colonne en fonction de la résistance du sol encaissant (Figure I.29).

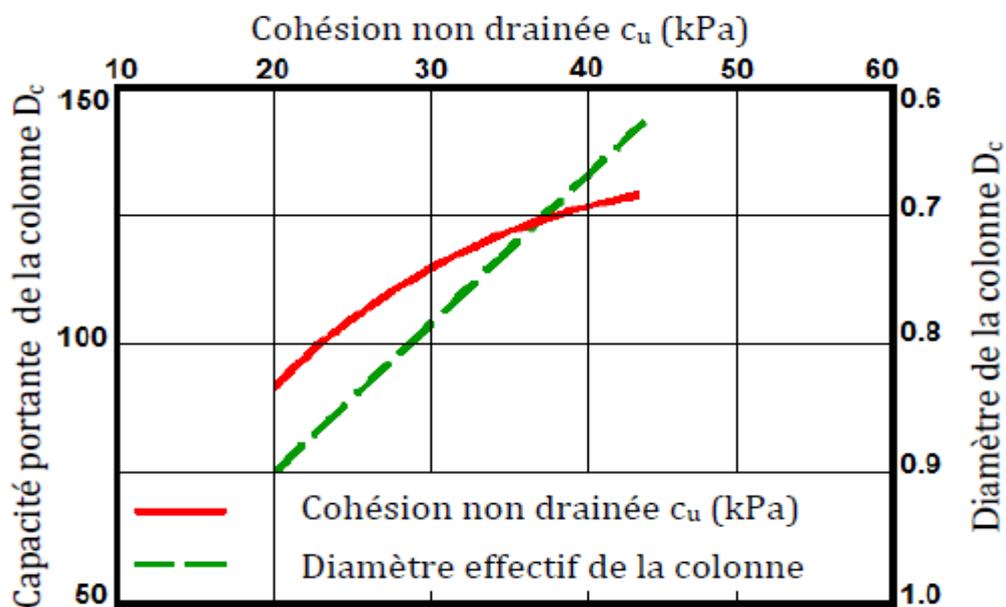


Figure I.29 Détermination de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant (Thorburn, 1975)

I.4.3. Dimensionnement des colonnes ballastées par des méthodes analytiques

I.4.3.1. Dimensionnement des colonnes ballastées « isolées » chargées en tête

a- Charge limite en tête d'une colonne ballastée

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

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

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

b- Mise en équation de la rupture pour expansion latérale

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

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

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (I-27)$$

On peut écrire aussi la relation précédente sous la forme :

$$\sigma'_{clim} = \sigma'_{hlim} K_{pc} \quad (I-28)$$

Où :

σ'_{clim} : la contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture.

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

φ_c : angle de frottement interne du ballast.

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

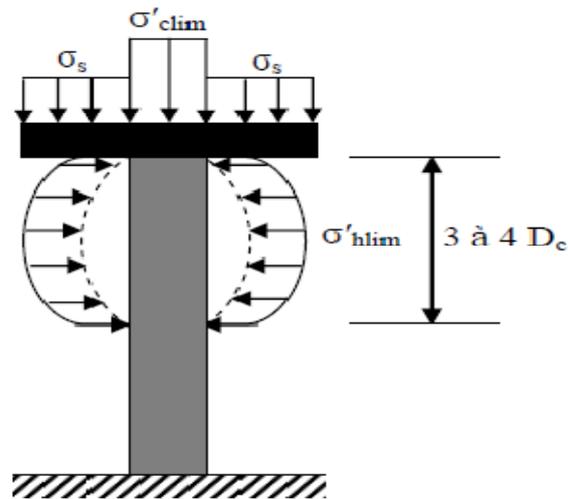


Figure I.30 Rupture par expansion latérale d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête (Greenwood, 1970)

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

$$\sigma'_{hlim} = p_l - u \quad (\text{I} - 29)$$

Où :

p_l : la pression limite du sol ambiant

u : la pression interstitielle à la périphérie de la colonne

Deux « écoles » se dégagent à ce sujet. La première, représentée par Ghionna et Jamiolkowski (1981) et Smolczyk (1983) tend à donner à u la valeur u_0 de la pression hydrostatique régnant avant traitement ; la seconde, avec Greenwood et Kirsch (1983) et Broms (1983), considère que $u=0$, ce qui revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant.

D'une manière générale, la valeur de la pression limite de sol ambiant est donnée par :

$$p_l = (\sigma'_{h0} + u_0) + k c_u \quad (\text{I} - 30)$$

Où :

σ'_{h0} : contrainte horizontale effective dans le sol avant le traitement.

k : coefficient multiplicateur.

Hughes et Withers (1974) ont proposé pour k l'expression suivante :

$$k = 1 + \ln \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)c_u} \quad (\text{I} - 31)$$

Cette expression est utilisée par Wroth et Hughes lors de l'étude du pressiomètre autoforeur de Cambridge. Au vu d'essais drainés réalisés avec cet appareil, ils ont conseillé d'adopter $k=4$.

Braus (1978a) a utilisé la relation déduite des travaux de Vesic sur l'expression des cavités cylindriques dans les milieux cohérents, cette relation est donnée comme suite :

$$k = (1 + \ln I_r) \quad (\text{I} - 32)$$

L'indice de rigidité I_r pour un sol purement cohérent, lors d'une sollicitation non drainée est donné par la relation :

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \quad (\text{I} - 33)$$

Nahrgang (1976), a donné à k la valeur 6.18, cette valeur est issue des essais effectués au laboratoire sur modèle réduit sur la base de la théorie d'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu cohérent.

Ghionna et Jamiolkowski (1981) proposent d'estimer E_c à partir d'essais *in situ* au pressiomètre autoforeur.

Le paramètre fondamental de ce type de calcul est l'angle de frottement φ_c constitutif de la colonne. Soyes (1984), a recommandé une valeur de 38° .

c- Mise en équation de la rupture par cisaillement généralisé

La contribution la plus connue, et certainement la plus utile, sur ce sujet est celle de Brauns (1978 a, 1978 b et 1980) qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « sol-ballast » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne, ainsi que l'illustre la *Figure I.31*).

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

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

$$\sigma'_{clim} = \left[\sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] [1 + \sin(2\delta)] \left[1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] k_{pc} \quad (I-34)$$

Dans laquelle :

- c_u : est la cohésion non drainée du sol, supposée constante sur toute la profondeur du traitement
- δ : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale

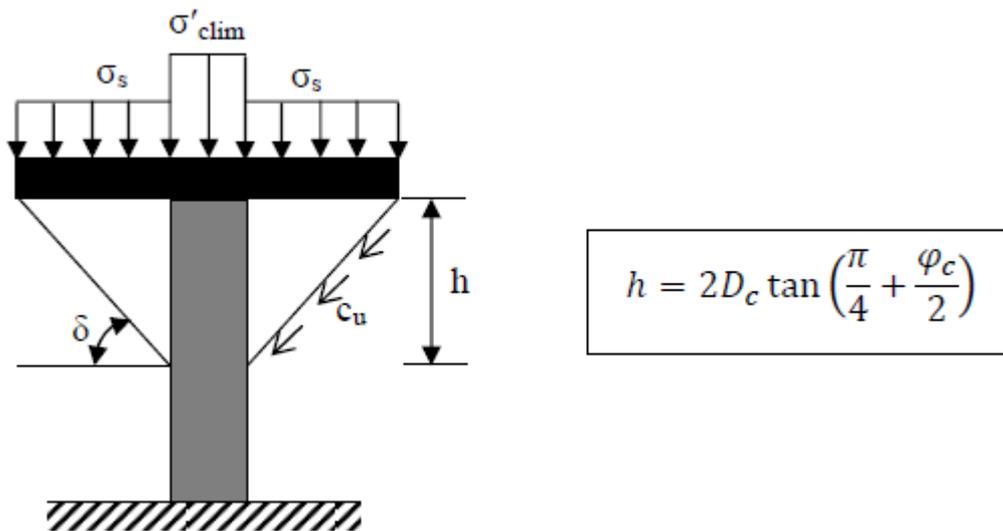


Figure I.31 Caractérisation de la surface de rupture par cisaillement généralisé d'une colonne ballastée isolée courte sous charge axiale en tête (Brauns, 1978- b)

L'angle δ peut être déterminé rapidement grâce à l'abaque de la Figure I.32 -a). Dans le cas particulier où σ_s est égale à zéro, la courbe de la Figure I.32 -b) donne directement δ en fonction de φ_c .

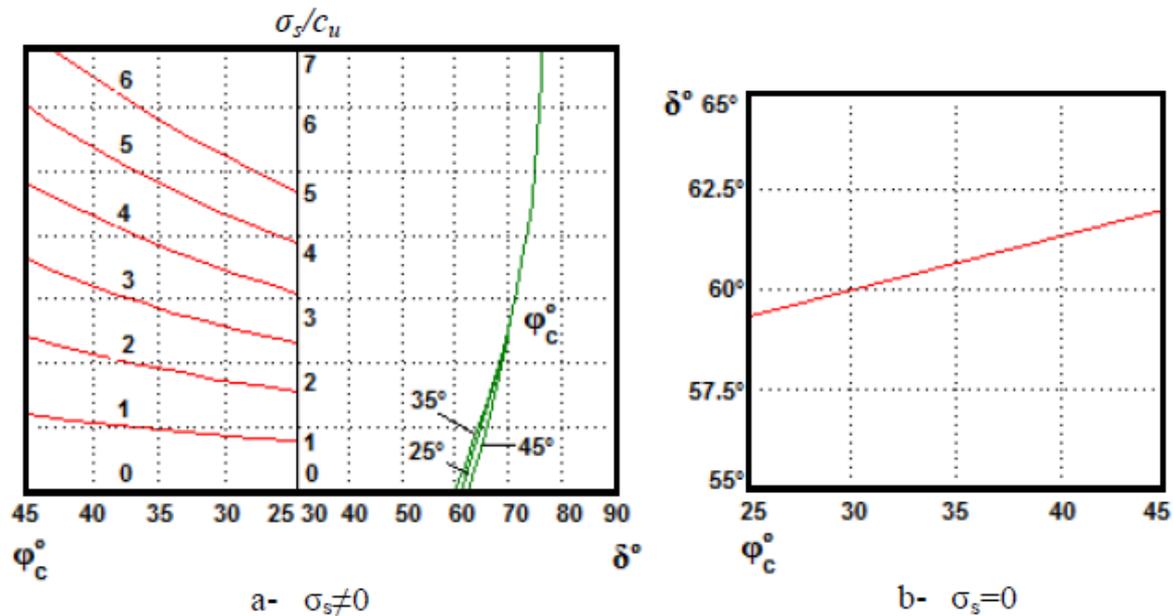


Figure I.32 Détermination pratique de δ (Brauns, 1978b)

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

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

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

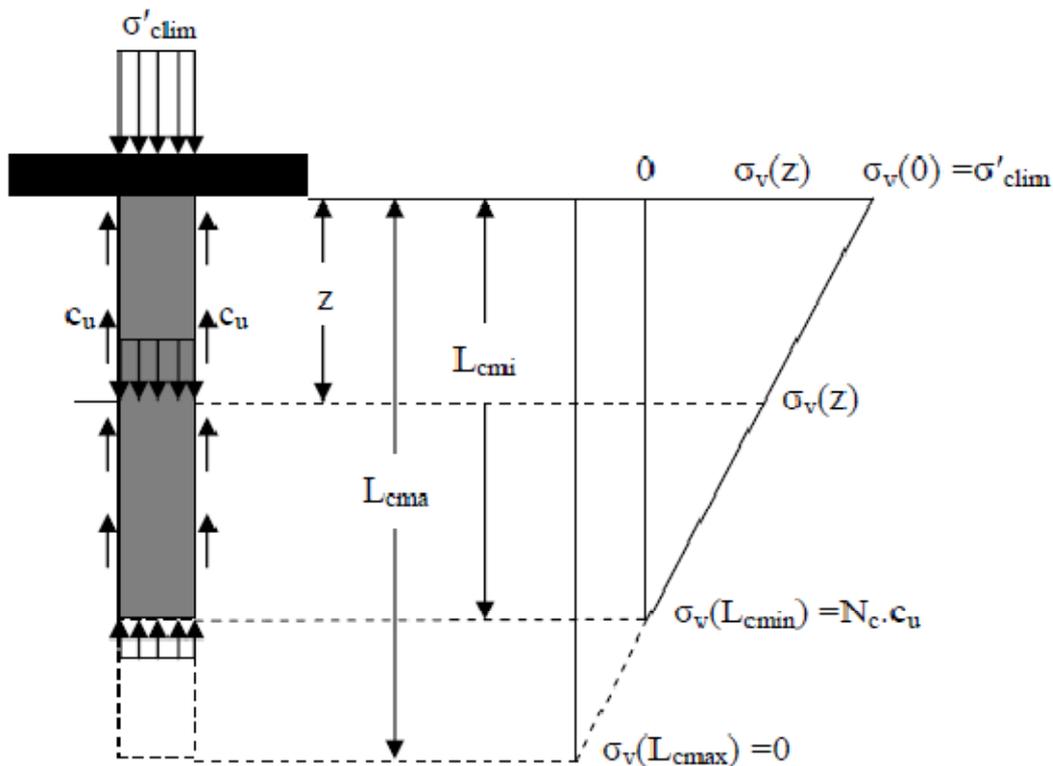
Considérons la colonne ballastée de la Figure I.33), caractérisée par un poids volumique γ_c et un diamètre initial D_{col} . La contrainte verticale régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne est :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{clim} + z \left(\gamma_c - \frac{4c_u}{D_c} \right) \quad (I - 35)$$

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

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

$$L_{cmin} = \frac{D_c}{2} \left(\frac{N_c c_u - \sigma_{clim}}{\gamma_c - 2c_u} \right) \quad (I - 36)$$



**Figure I.33 Définition des longueurs L_{min} et L_{max} d'une colonne ballastée
Vis-à-vis de la rupture par poinçonnement (Brauns 1980)**

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

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

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

$$L_{cmax} = \frac{D_c}{2} \left(\frac{\sigma_{clim}}{2c_u - \gamma_c} \right) \quad (I - 37)$$

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

$$L_{cmin} \leq L_c \leq L_{cmax} \quad (I - 38)$$

La *Figure I.33* illustre le mécanisme de rupture par poinçonnement d'une colonne flottante et l'évolution, en fonction de la profondeur z , de la contrainte verticale développée dans la colonne.

1.4.3.2 Tassement d'une colonne isolée chargée en tête

a- Application des travaux de Mattes et Poulos (1969)

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

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

$$s_i = \frac{Q_c}{L_c E_s} I_p \quad (I - 39)$$

Et :

$$s_f = \frac{Q_c}{L_c E'_s} I_p \quad (I - 40)$$

Où :

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

L_c : la longueur de la colonne

E_s : le module d'élasticité non drainé du sol

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

I_p : le facteur d'influence qui dépend de la rigidité relative colonne/sol ($k=E_c/E_s$) est donné par le graphe de la *Figure I-34*

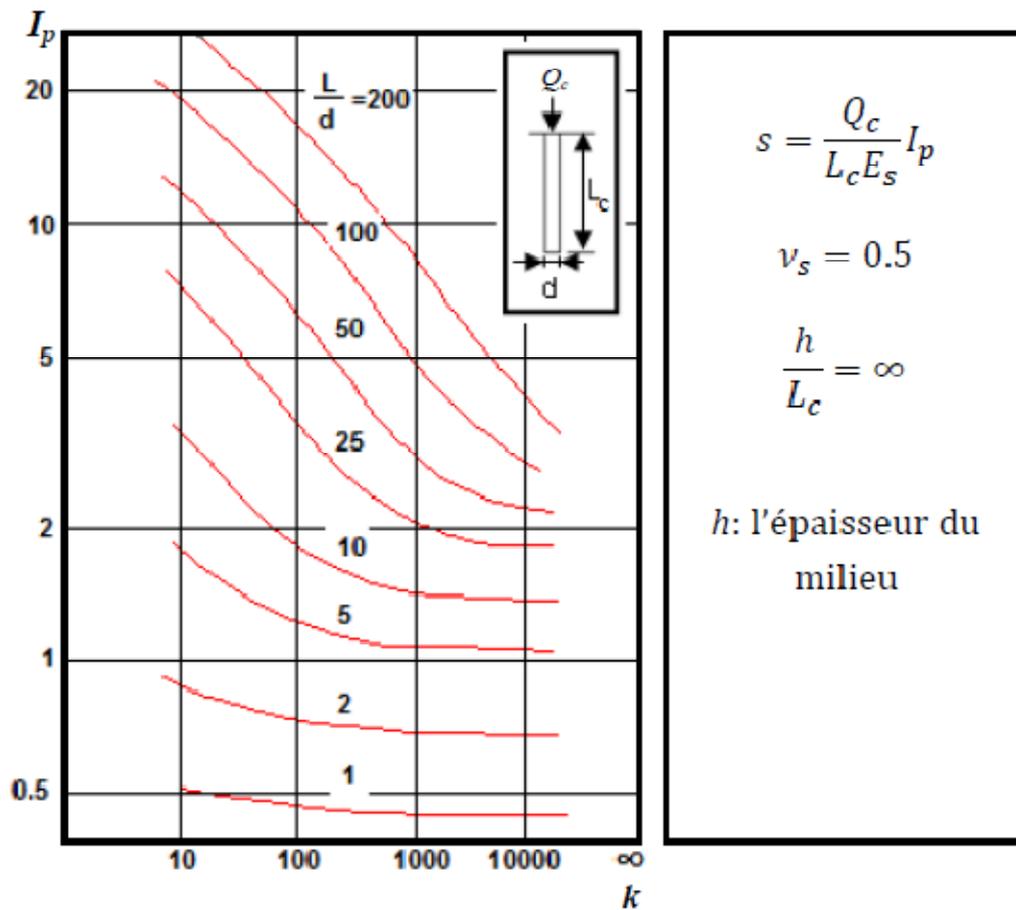


Figure 1.34 Facteur d'influence des tassements I_p (Mattes et Poulos, 1969)

I.4.4. Dimensionnement des réseaux des colonnes ballastées

En pratique, les colonnes ballastées sont généralement disposées (chapitre mise en œuvre des colonnes ballastées) :

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

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

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

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

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

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

a- Approche élastique du problème

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

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

$$\bar{E}' = \frac{E_c A_c + E_s (A - A_c)}{A} \quad (\text{I} - 41)$$

Où :

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

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

$$\beta = 1 + a \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (\text{I} - 42)$$

Avec :

a : le taux d'incorporation

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

b- La méthode de Priebe

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

- Les tassements en surface sont égaux ($s_s = s_c$) ;
- Les déformations de la colonne suivent celles du sol ;
- Le matériau de la colonne est incompressible et ces déformations ce font à volume constant ;
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E_s et un coefficient de poisson ν_s constant sur toute la profondeur ;
- Il y a la conservation des sections planes ;
- Le poids volumique du sol et de la colonne sont égaux.

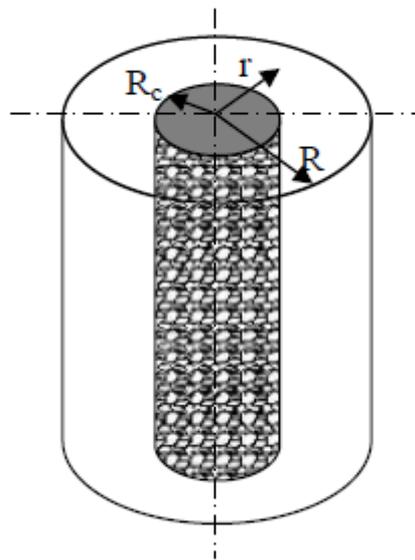


Figure I.35 Théorie de l'expansion d'un cylindre à partir d'une cellule unitaire constituée de la colonne ballastée et du sol

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

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

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

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

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(v_s, a)}{K_{ac} f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (\text{I-43})$$

Où :

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

$$f(v_s, a) = \frac{(1 - v_s)(1 - a)}{(1 - 2v_s) + a} \quad (\text{I-44})$$

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

$$K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (\text{I-45})$$

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

$$f_d \leq \frac{E_c}{E_s} \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (\text{I-46})$$

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) :

$$\Delta a + a = \bar{a} = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta \left(\frac{1}{a} \right)} \quad (\text{I-47})$$

Où $(1/a = A/A_c)$ dépend directement du rapport des modules (E_c/E_s) selon l'abaque (2) de l'annexe B.

Le nouveau rapport des sections $\bar{a} = a + \Delta a$ peut être injecté dans la formule (I – 43) afin de déterminer le facteur d'amélioration n_1 , soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac} f(v_s, \bar{a})} - 1 \right] \quad (\text{I} - 48)$$

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

Introduction de l'influence de la profondeur

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

$$f_d = \frac{1}{1 - y \left(\frac{\sum_i^n \sigma_{si}}{\sigma_0} \right)} \quad (\text{I} - 49)$$

Où :

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

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

1.4.4.2. Amélioration de la stabilité générale d'un ouvrage en terre

En plus de réduction des tassements sous les ouvrages, les colonnes ballastées peuvent aider à améliorer la stabilité générale des ouvrages (Priebe 1995 ; Aboshi et autres 1979 ; Di Maggio (1978). Afin de conduire l'analyse de stabilité avec une couche homogène de sol, Di Maggio (1978) a défini un poids volumique équivalent comme suit :

$$\gamma_e = a\gamma_c + (1 - a)\gamma_s \quad (\text{I} - 50)$$

Encore d'autres paramètres équivalents pour la cohésion et l'angle de frottement interne sont également donnés par Priebe 1995 ; Di Maggio 1978 comme suit :

$$c_e = (1 - m)c_s + m.c_c \quad (\text{I} - 51)$$

Où m est le facteur d'homogénéisation, d'après Di Maggio (1978) ce facteur peut prendre la valeur de taux d'incorporation a : $m = a$

Tandis que Priebe (1995) a tenu compte de l'effet de transfert de charge sur la colonne et lui a donné le rapport suivant :

$$a = m_{min} \leq m \leq m_{max} = \frac{A_c \sigma_c}{A \sigma_0} \quad (I - 52)$$

Aboshi et al. (1979) ont défini une résistance au cisaillement équivalente le long de la surface de rupture, exprimé par :

$$\tau_e = (1 - a)\tau_s + a\tau_c \cos \alpha \quad (I - 53)$$

Où :

$$\tau_c = \sigma_{c,z} \cos \alpha \tan \varphi_c \quad (I - 54)$$

$$\sigma_{c,z} = \sigma_c + \gamma'_c z \quad (I - 55)$$

$$\tau_s = c_u \quad (I - 56)$$

Où :

τ_s : est l'effort de cisaillement dans le sol le long de la surface de rupture

τ_c : est l'effort de cisaillement dans la colonne le long de la surface de rupture

$\sigma_{c,z}$: est la contrainte verticale dans la colonne à la profondeur z

α : l'angle entre la surface de la rupture et l'horizontale

φ_c : est l'angle du frottement interne du ballast

I.4.5 Conclusion

- L'éventail des méthodes de calcul disponibles est actuellement suffisant pour permettre une évaluation correcte des divers paramètres nécessaires au dimensionnement d'un projet de renforcement des colonnes ballastées.
- La capacité portante de la colonne peut être estimée de manière rapide et aisée à partir de l'abaque empirique de Thorburn (1975). L'espacement entre colonnes d'un réseau de colonnes ballastées peut être déduit de l'abaque de Greenwood (1970) en fonction de la cohésion non drainée c_u du sol.
- La méthode de Priebe (1976,1995), dont la justification mathématique repose sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique (Vesic 1972) est, de nos jours, la plus élaborée pour l'évaluation des tassements des colonnes ballastées, elle a l'avantage de proposer des abaques simples d'usage.

- L'étude de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées peut être muée par les relations de Di Maggio (1978), de Priebe (1995) et de Aboshi et al. (1979).

I.5. Conclusion du chapitre 1

- Dans la partie bibliographique on a présenté 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.
- Cette partie montre qu'il a une variété de technique de traitement des sols mous mais le choix et le succès d'une technique dépend de la compréhension complète des conditions de sol, des charges appliquées par les structures et les tassements admissibles.
- Le traitement de sol par colonnes ballastées est l'une des techniques préférée par les géotechniciens grâce à ses avantages techniques et économiques, en plus de l'augmentation de la capacité portante de sol traité, les colonnes jouent plusieurs rôles, elles travaillent comme des drains verticaux, transfèrent les charges structurelles vers un substratum par l'intermédiaire d'un matelas de répartition et empêchent la liquéfaction de sol lors d'un séisme.
- Le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul.

CHAPITRE II

COMPORTEMENT DES SOLS MOUS

Introduction

On peut, à partir d'essais simples sur les matériaux acier et béton, déduire des lois de comportement qui permettent ensuite de dimensionner les structures en acier et en béton. Dans le cas de l'**acier**, matériau **manufacturé**, à une seule **phase solide**, les lois de comportement **élastoplastiques** sont simples et uniques et les usines garantissent les caractéristiques mécaniques de leurs produits. En géotechnique on utilisera l'acier, par exemple dans les pieux métalliques, les palplanches métalliques, les armatures en acier de Terre Armé®... En général, on peut négliger la viscosité de l'acier, sauf, en particulier, pour les câbles de précontrainte. Dans le cas du béton, matériau coulé en place ou **préfabriqué**, à une seule **phase solide**, son exécution normalisée et les contrôles systématiques permettent de garantir des caractéristiques mécaniques minimum et un comportement élastique, plastique, visqueux bien connu, quoique plus complexe que le comportement de l'acier. En géotechnique on utilisera le béton dans de nombreux ouvrages : barrages, tunnels, murs de soutènement, semelles, pieux, parois moulées,

Pour ce qui concerne le **sol**, matériau **naturel**, à **trois phases**, les lois sont beaucoup plus complexes et ne sont pas uniques, les chargements sont à plusieurs paramètres, les contraintes dans le sol étant multiaxiales. Comme pour l'acier et le béton on va proposer des lois de comportement à partir d'essais de laboratoire. Pour les géotechniciens, les essais de base sont l'essai **oedométrique** et l'essai **triaxial**.

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique. La capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité des pentes, la conception des murs de soutènement et de façon indirecte, le calcul des épaisseurs des pavages, sont tous influencés par la résistance au cisaillement du sol dans la pente, derrière le mur de soutènement ou près de la fondation ou de la chaussées. On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est pourquoi on utilise couramment les méthodes dites à *l'équilibre limite*, méthode qui exigent une connaissance de la résistance ultime ou limite du sol.

Dans ce chapitre, dont on a simplifié au maximum le contenu, on ne présentera que des résultats obtenus sur les sables et les argiles les plus communs; on ne traitera pas de cas particuliers (des sables cimentés, des argiles raides fissurées, ...).

II.1 Comportement des sables saturés

Le comportement des matériaux granulaires pendant le cisaillement dépend principalement des facteurs ci-dessous qui interviennent dans sa résistance au frottement, agissant ainsi sur son angle de frottement interne :

- Nombre et distribution des contacts intergranulaires ;
- La densité de l'ensemble des particules ;
- Le niveau ambiant ou la contrainte effective moyenne ;
- Forme et grosseur des particules.

Ce type de sol a un coefficient de perméabilité élevée, ce qui se traduit par l'écoulement très rapide de l'eau lors d'application des charges.

De ce qui précède on constate que le comportement des sables, de même que sa résistance au cisaillement dépend du squelette solide.

La structure des sols pulvérulents, en particulier les sables se forme en dépôt sous l'effet de deux facteurs, l'air et l'eau.

L'arrangement géométrique des particules donne une large gamme de l'indice des vides, la *Figure II.1* présente deux états différents d'une structure de sable.

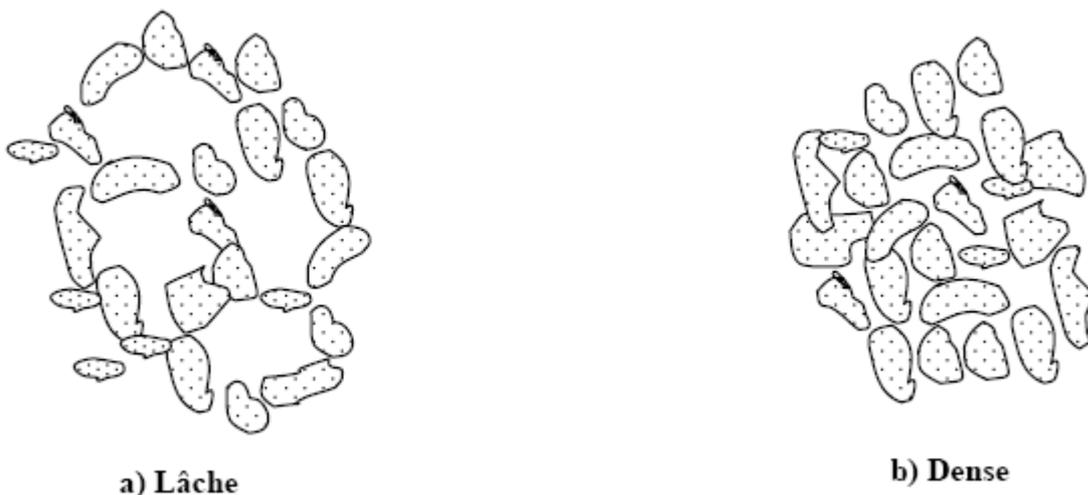


Figure II.1 Structure de sable

L'indice des vides maximum (e_{\max}) présente l'état le plus lâche d'un sol, par contre l'indice des vides minimum (e_{\min}) présente l'état le plus dense.

Au sujet de la structure des sols granulaires il est à noter que l'indice de densité relative n'est pas suffisant pour caractériser les propriétés géotechniques d'un sol. Il peut arriver que deux

sables aient des indices des vides semblables, mais qu'ils aient un comportement sous sollicitation tout à fait différent (Holtz et Covacs. 1991).

II.1.1 Comportement drainé des sables

Pour illustrer le comportement des sables en cisaillement, on prend tout d'abord deux échantillons de sable, sable lâche et sable dense. Pour obtenir une meilleure évaluation des variations de volume, on se servira de l'appareil triaxial montré à *Figure II.2*

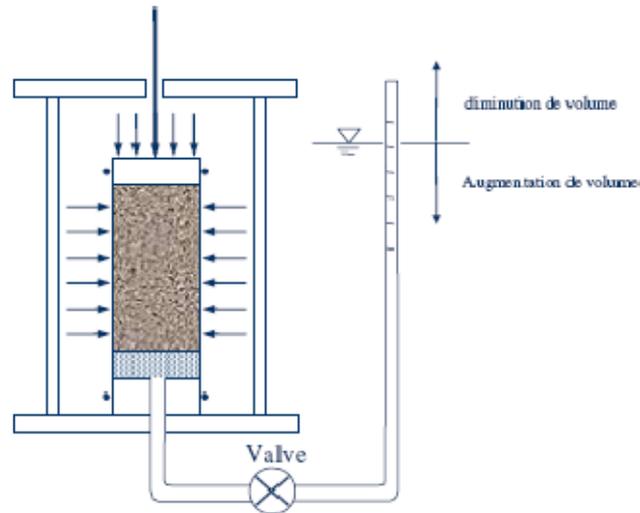


Figure II.2 Essai triaxiaux consolidés drainés avec mesure des variations de volume

Les deux essais sont effectués dans des conditions consolidés drainées (CD), ce qui signifie que l'eau pourra entrer dans l'échantillon ou en sortir librement en cours de cisaillement. Si l'échantillon est saturé, on peut facilement mesurer la quantité d'eau qui entre ou qui sort et assimiler cette quantité à la variation de volume. L'expulsion d'eau de l'échantillon pendant le cisaillement indique une diminution de volume et vice-versa. Dans les deux essais, la contrainte cellulaire σ_c est égale à σ_3 et est maintenue constante; toutefois, la contrainte axiale est augmentée jusqu'à la rupture. La rupture peut être définie de différentes façons :

- Différence maximale entre les contraintes principales (déviateur), $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$;
- Rapport maximal des contraintes principales, $(\sigma_1' / \sigma_3')_{\max}$;
- $\tau = [(\sigma_1 - \sigma_3) / 2]$ à une déformation axiale arbitraire.

Le plus souvent la rupture sera définie comme *la différence maximale entre les contraintes principale*, ce qui correspond à *la résistance à la compression* de l'échantillon. Des courbes déviateur-déformation et déformation volumique-déformation caractéristiques pour des sables lâches et denses sont données à la *Figure II-3*.

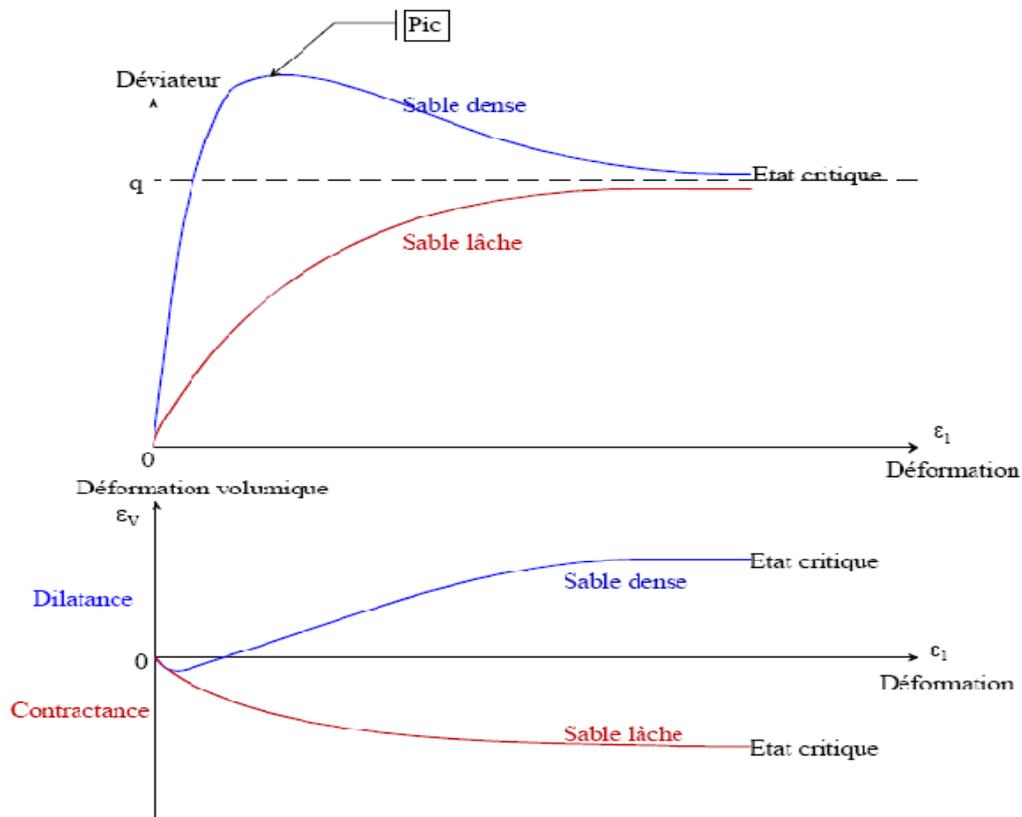


Figure II -3 Courbes représentant le déviateur et la déformation volumique en fonction de la déformation axiale lors d'essais effectués sur des sables lâches et denses

Lorsque l'on soumet des sables lâches au cisaillement, la contrainte déviatorique augmente graduellement jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur maximale. Si l'on augmente la contrainte, le volume diminue.

Lorsqu'on soumet l'échantillon dense au cisaillement, la contrainte déviatorique atteint un sommet au-delà duquel elle diminue jusqu'à une valeur très proche de la valeur maximale pour le sable lâche. La courbe de la déformation volumique en fonction de la déformation indique que le sable dense diminue d'abord légèrement de volume puis *augmente de volume* ou se *dilate*.

II.1.2 Comportement non drainé des sables

Un cisaillement non drainé se distingue essentiellement d'un essai drainé par l'absence de variation de volume pendant le chargement axial. Cependant, à moins que la contrainte de confinement ne soit égale à $\sigma_3'_{crit}$, le sol aura *tendance à changer de volume* pendant le chargement.

De cette tendance résultera une pression interstitielle positive qui entrainera à son tour une *diminution* des contraintes effectives. La contrainte effective minimale à la rupture serait

σ_{3crit}' parce c'est la pression pour laquelle $\Delta V/V_0$ est nul. S'il n'y a pas de tendance aux variations de volume, aucune pression interstitielle n'est induite.

Le cercle de Mohr à la rupture dans ce cas serait celui qu'on voit à la *Figure II -4*. Le cercle en pointillé *E* représente les contraintes effectives tandis que le cercle *T* en trait plein correspond aux contraintes totales, les deux cercles sont séparés horizontalement par la valeur Δu induits à un temps quelconque de l'essai. Puisque la *tendance* aux variations de volume correspond à une diminution, il y aura augmentation des pressions interstitielles, ce qui se traduira par une *diminution* des contraintes effectives. Dans l'exemple, $\Delta u = B - H = \sigma_{3c}' - \sigma_{3f}' = \sigma_{3c}' - \sigma_{3crit}'$.

u

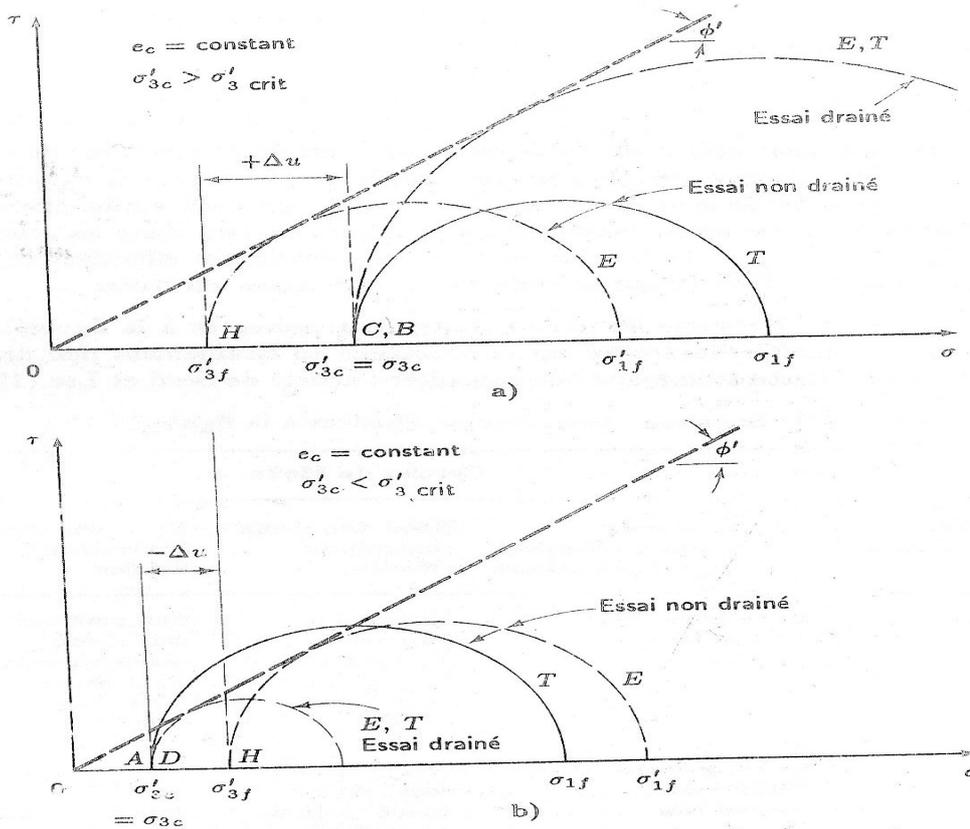


Figure II-4
Cercle de Mohr pour des essais de

**compression triaxiale drainés et non drainés : a) pour le cas ou $\sigma_{3c}' > \sigma_{3crit}'$;
b) Pour le cas ou $\sigma_{3c}' < \sigma_{3crit}'$.**

De la même façon, si on devait effectuer un essai *drainé* pour une pression de confinement égale à σ_{3c}' au point *C*, la résistance drainée serait beaucoup plus élevée que la résistance non drainée puisque son cercle de Mohr serait tangent à l'enveloppe de Mohr en contraintes effectives. On peut comparer la taille des cercles en contraintes effectives montrés à la *Figure II.4a*.

La *Figure II.4b* donne les cercles de Mohr pour le cas ou $\sigma_{3c}' < \sigma_{3crit}'$. L'essai non drainé débute au point *A*, à σ_{3c}' ; la pression interstitielle induite étant négative, la contrainte effective de confinement augmente jusqu'à la rupture, on point *H*. On remarquera que les cercles de Mohr en contraintes effectives *E* à la rupture représentés aux *Figures II.4a* et *II.4b* ont le même diamètre parce que la contrainte effective σ_{3crit}' à la rupture est la même. Si les contraintes effectives et les indices des vides sont les mêmes, les échantillons auront donc la

même résistance à la compression $\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}$ et les cercles, le même diamètre. Il est à noter que le cercle T en contraintes totales à la rupture a le même diamètre que le cercle en contraintes effectives parce que $(\sigma_1 - \sigma_3) f$ a la même valeur pour T et E ; de plus, T se trouve à gauche de E . Ce cas est exactement le contraire de celui de la Figure II.4a. (pour éviter de surcharger le graphique, on n'a pas tracé les enveloppes de rupture de Mohr en contraintes totales.) On notera également que, pour ce second cas, le cercle de Mohr drainé est passablement plus petit que le cercle en contraintes effectives de l'essai non drainé. Comme pour les autres cas, le cercle débute à σ'_{3c} et doit être tangent à l'enveloppe de rupture de Mohr en contraintes effectives. Tous les cercles de Mohr en contraintes effectives doivent être tangents à l'enveloppe de rupture en contraintes effectives. Le Tableau II.1 résume les points traités et représentés à la Figure II.4.

Pour en connaître davantage sur la résistance au cisaillement non drainée des sables, il est recommandé de consulter l'article de Seed et Lee (1967).

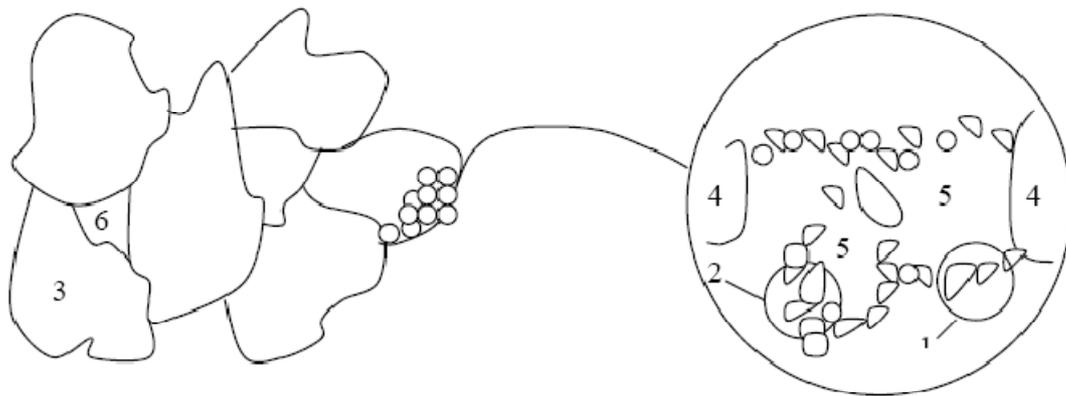
Tableau II.1 Sommaire de concepts illustrés à la Figure II.4

Contrainte effective de consolidation	Essai drainé ; contraintes effectives = contraintes totales	Essai non drainé ; contraintes effectives	Essai non drainé ; contraintes totales
$\sigma'_3 < \sigma'_{3crit}$	Plus grand que dans l'essai non drainé	Plus petit que dans l'essai drainé : à gauche du cercle en contraintes totales $\sigma'_{3f} < \sigma'_{3c}$	Plus petit que dans l'essai drainé : à droite du cercle en contraintes effectives
$\sigma'_{3c} < \sigma'_{3crit}$	Plus petit que dans l'essai non drainé	Plus grand que dans l'essai drainé : à droite du cercle en contraintes totales $\sigma'_{3f} > \sigma'_{3c}$	Plus grand que dans l'essai drainé : à gauche du cercle en contraintes effectives
$\sigma'_{3c} = \sigma'_{3crit}$	Tous les cercles seront identiques car il n'y a pas de tendance aux variations de volume ; $\Delta u = 0$ pendant l'essai.		

II.2 Comportement des argiles saturées

Les argiles sont des matériaux cohérents constitués d'éléments fins et se caractérisent par une perméabilité très faible par rapport aux matériaux granulaires (*pulvérulents*) et notamment les sables. Leur comportement mécanique est très influencé par l'histoire des contraintes de consolidation, notamment la teneur en eau qui est un paramètre fondamental. Lorsqu'ils sont saturés ce paramètre peut être remplacé par l'indice des vides.

Étant donné qu'il est pratiquement impossible d'identifier les forces interparticulaires qui entourent les grains d'argiles, les études faites ont porté sur l'arrangement des particules de ces sols. Ces derniers tendent à s'agglomérer dans des domaines, les domaines tendent à leur tour à former des grappes qui se regroupent pour former des peds ou des groupements de peds. Des auteurs, (*Holtz et Covacs*), ont groupés plusieurs systèmes de caractérisations microscopiques des argiles.



1- Domaine ; 2- Grappe ; 3- Ped ; 4- Grain de silt ; 5- Micropore ; 6- Macropore.

Figure II.5 Microstructure et système macroscopique du sol proposé par Yong et Sheeran. 1973 et Push. 1973.

De façon générale, dans les ouvrages de génie civil, l'application des charges se fait à des taux qui excèdent la vitesse d'évacuation de l'eau des pores d'un sol argileux, ce qui tend à déterminer un excès de pression interstitielle. Si la charge a une intensité telle que la rupture ne se produit pas, les pressions interstitielles en excès finiront par se dissiper et les variations de volume seront régies par un phénomène appelé *consolidation*.

II.2.1 Essai consolidé drainé

Dans l'essai consolidé drainé l'éprouvette de l'argile saturée est dans un premier temps soumise à une contrainte de consolidation σ_3 , la partie « C » de l'essai CD est complétée.

Pendant la partie « D », les soupapes de drainage demeurent *ouvertes* et la différentielle de contrainte est appliquée à un taux suffisamment lent pour qu'il n'y ait *pas* de pression interstitielle induite par le cisaillement.

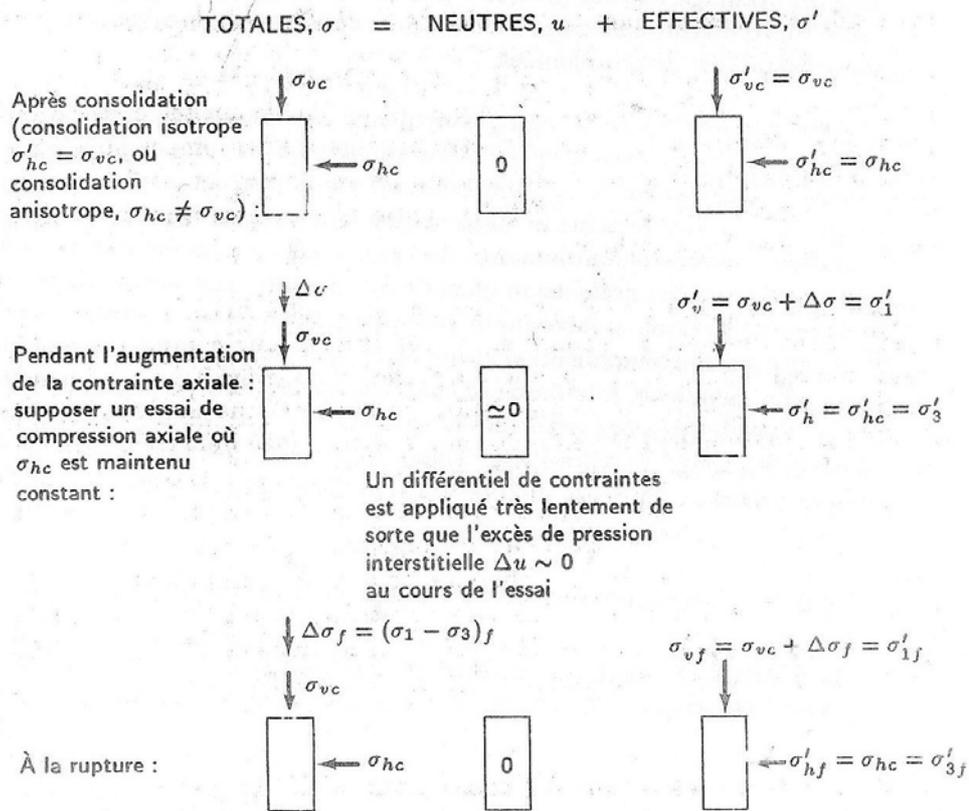


Figure II-6 Schéma des conditions de contrainte dans un échantillon soumis à un essai de compression axiale consolidé drainé

Les contraintes totales et effectives sont habituellement maintenues constantes pendant l'application de la contrainte axiale de cisaillement $\Delta\sigma$. Dans l'essai de compression axiale, $\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$ et à la rupture, $\Delta\sigma_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$. On peut appliquer la contrainte axiale.

On remarquera qu'en tout temps, pendant l'essai CD, les pressions interstitielles sont nulles, ce qui implique que les contraintes totales dans l'essai drainé sont *toujours* égales aux contraintes effectives.

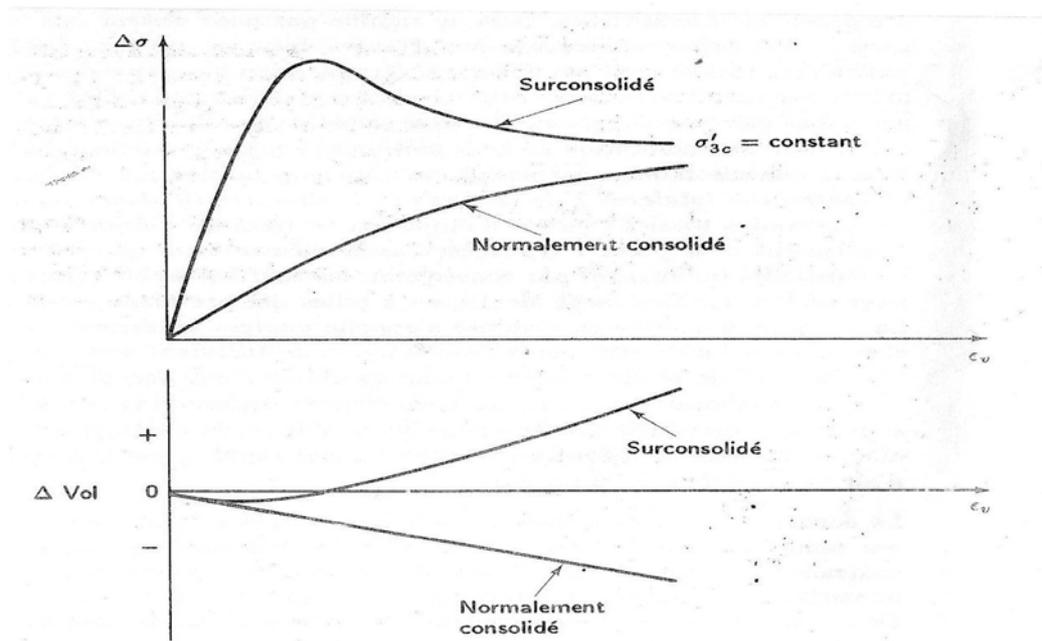


Figure II-7 Courbes caractéristiques d'effort-déformation et de variation de volume en fonction de la déformation axiale pour des essais de compression triaxiale CD, à la même contrainte cellulaire effective.

La Figure II.7 représente les courbes d'effort-déformation typique d'une argile compacté. Même si les deux échantillons ont subi des essais à la même contrainte de confinement, l'échantillon sur consolidé présente une plus grande résistance que l'échantillon normalement consolidé. On remarquera également que le premier a un module plus élevé et que la rupture se produit à une déformation axiale beaucoup plus faible que pour le sol normalement consolidé. On observera aussi que le comportement drainé est analogue à celui des sables : les argiles surconsolidées *augmente de volume* pendant le cisaillement tandis que les argiles normalement consolidées *diminuent de volume* ou se consolident pendant le cisaillement. Ce comportement est tout à fait similaire au comportement des sables décrit précédemment : les argiles normalement consolidées se comportent comme des sables lâches et les argiles surconsolidées, comme des sables denses.

II.2.2 Essai consolidé non drainé

Dans l'essai consolidé non drainé L'éprouvette de sol saturé dans un premier temps soumise à une contrainte de confinement σ_3 , en laissant les soupapes *ouvertes* de façon à être en condition drainées et à consolider le sol.

Ensuite tout en fermant les soupapes et en maintenant σ_3 constant, on augmente σ_1 jusqu'à la rupture de l'échantillon de l'argile

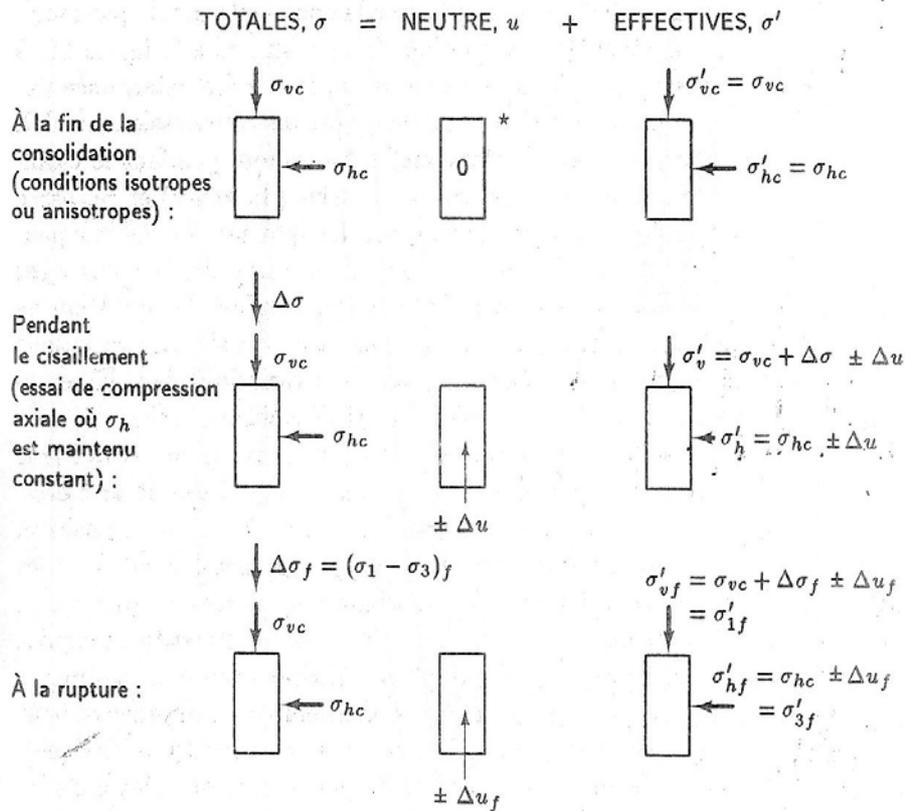


Figure II -8 Schéma des conditions de contrainte dans un échantillon soumis à un essai de compression axiale consolidé non drainé (CU).

On remarquera que la pression interstitielle Δu induite pendant le cisaillement peut être positive (augmenter) ou négative (diminuer) et ce, parce que l'échantillon tend soit à se contracter, soit à augmenter de volume pendant le cisaillement. On ne doit pas oublier que la variation de volume est empêchée.

La *Figure II-9* indique pour une argile normalement consolidée NC et pour une argile surconsolidée SC les courbes déviateur-déformation et pression interstitielle-déformation.

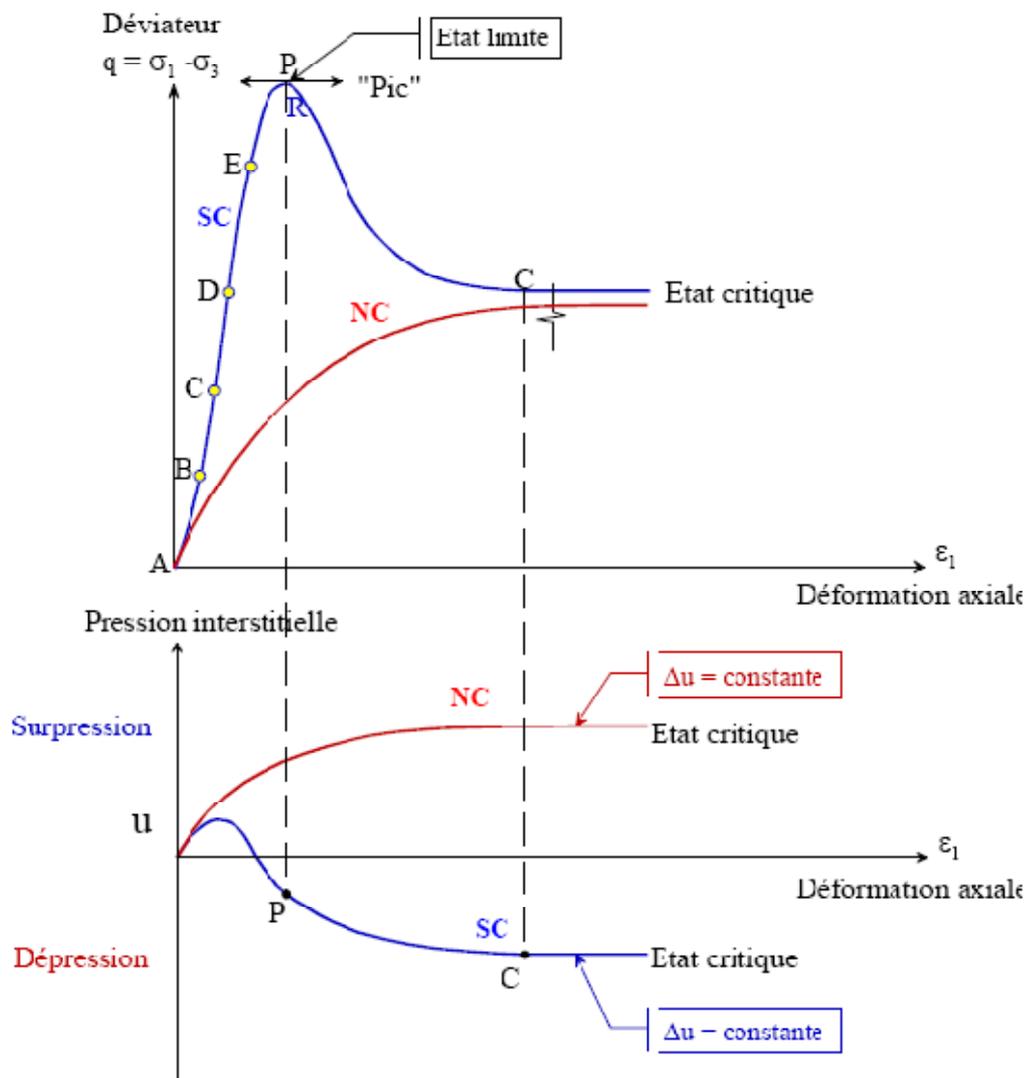


Figure II.9 Courbes représentant le déviateur et la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale lors d'essais non drainés effectués sur des argiles saturées normalement consolidées et surconsolidées

Suivant la compacité du sol ou le degré de consolidation du sol et la contrainte σ_3' , la pression interstitielle u diminuera, dépression interstitielle négative Δu , ou la pression interstitielle u augmentera, surpression interstitielle positive Δu .

Les courbes montrent que pour des grandes déformations on atteint des états stationnaires qu'on appelle états critique, q et Δu deviennent constants.

Remarque :

Suivant la compacité du sol et la contrainte σ_3' , la courbe déviateur q en fonction de la déformation axiale ε_1 présente un pic ou seulement un palier.

II.2.3 Essai non consolidé non drainé

Dans l'essai non consolidé non drainé (UU), l'échantillon est placé dans la cellule triaxiale et les soupapes sont fermées ; par conséquent, même en appliquant une pression de confinement, aucune consolidation ne peut se produire si l'échantillon complètement saturé. Comme dans l'essai CU, l'échantillon est ensuite cisailé. La rupture se produit en 10 à 20 minutes ; dans cet essai, on ne mesure généralement pas les pressions interstitielles. Cet *essai en contraintes totales* qui donne une résistance en termes de contraintes totales.

La *Figure II-10* donne les conditions de contraintes totales et effectives et les pressions interstitielles au cours des différentes phases de l'essai UU. L'essai de cette figure est un essai courant parce que la contrainte de confinement est isotrope est que la rupture est déterminée par une augmentation de la contrainte axiale, à un taux de déformation généralement constant. Comme dans les autres essais, la différence entre les contraintes principales à la rupture est $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$.

On remarquera qu'au début de l'essai sur les échantillons non remaniés, la pression interstitielle, qui est négative, est appelée *pression interstitielle résiduelle*, $-u_r$; elle est le résultat d'un relâchement des contraintes pendant l'échantillonnage. Les contraintes effectives initiales étant nécessairement plus grandes que zéro et les contraintes totales étant nulles, il en résulte des pressions interstitielles négatives. L'application de la pression de confinement en l'absence de tout drainage engendre dans l'échantillon une pression interstitielle positive Δu_c qui sera égale à la pression de confinement appliquée σ_c . Toute augmentation de la contrainte de confinement isotrope est reprise par la pression interstitielle parce que (1) le sol est saturé à 100%, (2) la compressibilité de l'eau et des grains de sol est négligeable par rapport à celle de la structure du sol et (3) une relation non équivoque peut être établie entre la contrainte effective isotrope et l'indice des vides (Hirschfeld 1963).

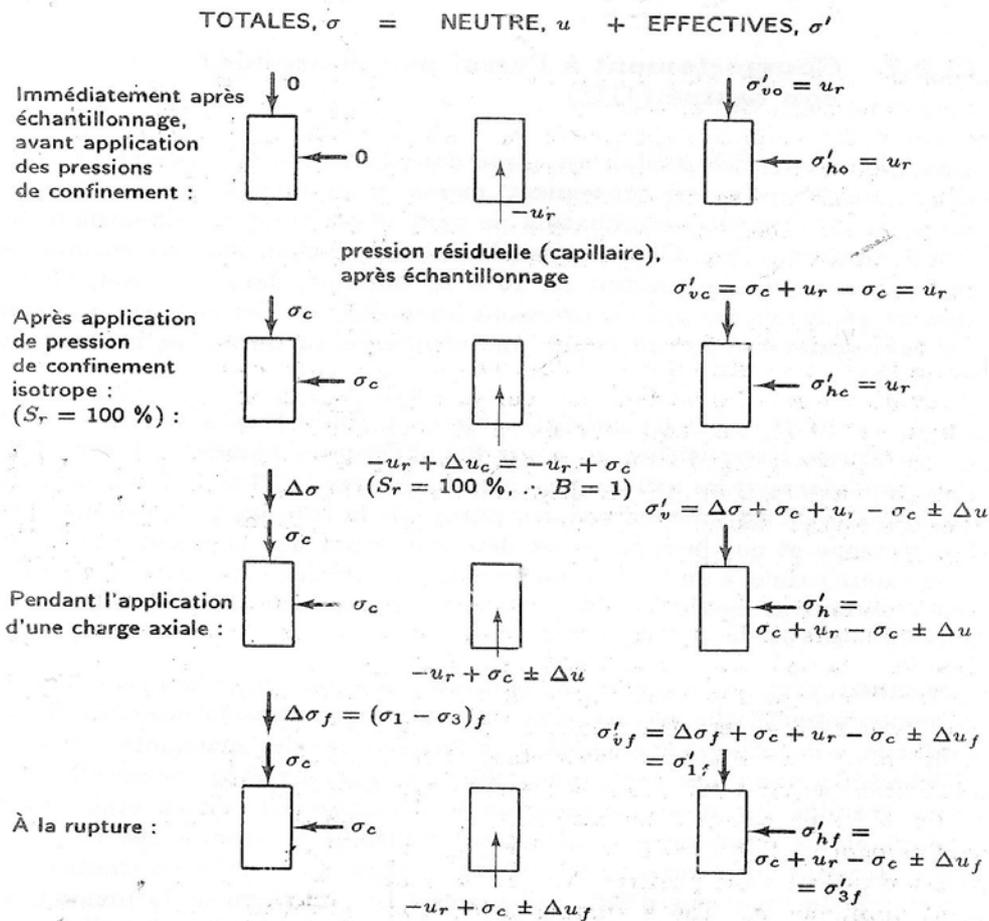


Figure II-10 Schéma des conditions de contraintes dans un échantillon soumis à un essai de compression axiale non consolidé non drainé (UU).

Par conséquent, il ne peut y avoir de changement de l'indice des vides s'il n'y a pas de changement des contraintes effectives. Puisque tout changement de teneur en eau empêche, l'indice des vides et la contrainte effective demeurent inchangés.

L'état des contraintes pendant le chargement axiale et à la rupture est le même que pour l'essai CU (Figure II.10). Bien qu'il semble complexe, il suffit d'étudier attentivement la Figure 2. Pour se rendre compte que le cas UU est aussi facile à comprendre que le cas CU.

Ainsi, les courbes d'effort-déformation des essais UU ne sont pas très différentes des courbes d'effort-déformation des essais CU et CD pour les mêmes sols.

II.3 Conclusion

- Suivant la compacité du sable ou le degré de consolidation du sol et la contrainte σ'_3 ; pour des essais drainés, le sable augmentera de volume (dilatance) ou diminuera de volume (contractance).
- Suivant la compacité du sable ou le degré de consolidation du sable et la contrainte σ'_3 ; pour des essais non drainés, la pression interstitielle u diminuera, dépression interstitielle négative Δu , ou la pression interstitielle u augmentera, surpression interstitielle positive Δu .
- Dans le comportement à l'essai CD, les argiles normalement consolidées se comportent comme des sables lâches et les argiles surconsolidées, comme des sables denses.
- l'essai CU assure l'exactitude de la mesure des pressions interstitielles induites pendant le cisaillement, par la saturation parfaite de l'échantillon.
- Dans l'essai UU, les contraintes effectives ne sont pas changées et les déformations demeurent le même. La contrainte latérale σ'_3 reste constante, cela veut dire que les suppressions interstitielles (Δu) induites ne dépendent que du déviateur des contraintes appliquées.

CHAPITRE III

PHÉNOMÈNE DE LIQUÉFACTION ET STABILITE PAR COLONNES BALLASTEÉS

Introduction

De façon générale, on dénomme *liquéfaction* le processus de transformation d'une substance solide ou gazeuse, en un liquide. Pour un sol pulvérulent saturé, la transformation de l'état solide à l'état liquide se fait par augmentation de la pression interstitielle. Cette augmentation de la pression interstitielle peut résulter soit d'un chargement quasi-statique monotone, soit d'un chargement cyclique.

Le phénomène de liquéfaction des sols meubles lors d'un séisme, plus généralement de vibrations, est un évènement catastrophique. De nombreux et importants sinistres sont ainsi rencontrés. Il est décrit comme le fait que le sol se comporte pendant un court instant à la manière d'un fluide visqueux.

Ce phénomène est principalement rencontré dans les matériaux sableux saturés, ainsi que les argiles sensibles. Il se produit si le sol est soumis à des sollicitations rapides, telles que les séismes, les raz-de marée, les explosions,...

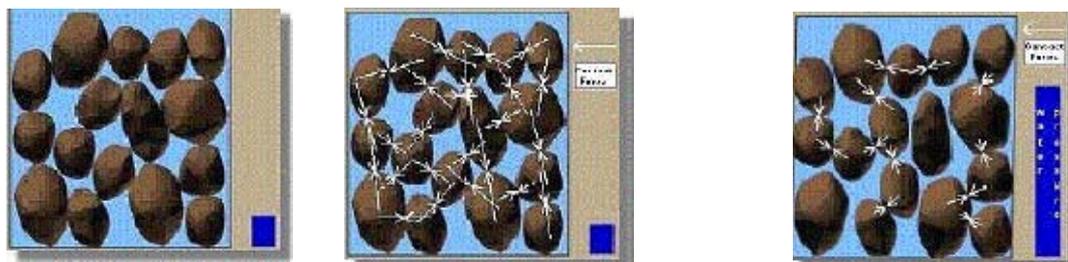
L'objet de ce chapitre est de définir le phénomène de liquéfaction, les cas où celle-ci est susceptible de se produire et comment évaluer ce phénomène (évaluation de potentielle de liquéfaction) d'une part.

D'autre part on va présenter les colonnes ballastées comme solution des sols liquéfiables (stabilité par colonnes ballastées).

III-1 Le phénomène de liquéfaction, définition et historique

Il semblerait que Hazen ait été le premier à utiliser le terme de liquéfaction pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où 700 000 m³ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente.

Hazen a expliqué ce phénomène par une concentration de pressions induite par un mouvement ou une déformation dans le matériau. Lorsque ceci se produit rapidement, l'eau contenue entre les pores mise sous pression. L'augmentation continue de cette pression interstitielle conduit à une à une diminution des forces intergranulaires dans le sol (explication physique), et le matériau perd toute sa résistance lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.



Etat initiale

Etat à liquéfaction

Figure III.1 Phénomène physique du phénomène

III-2 Comportement des sols

Les sols lâches et denses ne se comportent pas de la même façon lorsqu'ils sont soumis à un chargement déviatorique externe. Prenons une illustration tirée de Bowles (1984), où l'on peut observer le comportement d'un sol dense et celui d'un sol lâche lors d'un essai de compression triaxiale conventionnelle. La *Figure III.2* montre qu'en augmentant la contrainte déviatorique ($\sigma_1 - \sigma_2$), le sol lâche se déforme (ϵ) plus rapidement que le sol dense. En d'autres mots, le sol dense nécessite un chargement plus élevé pour obtenir la même déformation qu'un sol lâche. Cette figure montre aussi que le sol dense va prendre de l'expansion (ϵ_v positif, ϵ_v représente la variation de volume sur le volume initial) lorsque l'on augmente le chargement. Au contraire, le sol lâche va d'abord se contracter (ϵ_v négatif) et ensuite se dilater (ϵ_v positif). Dans

ces cas, on observe que la résistance ultime et l'indice des vides convergent vers une valeur unique lorsque l'on atteint une condition appelée état critique. L'indice des vides devient alors indépendant de la déformation axiale et des conditions préalables.

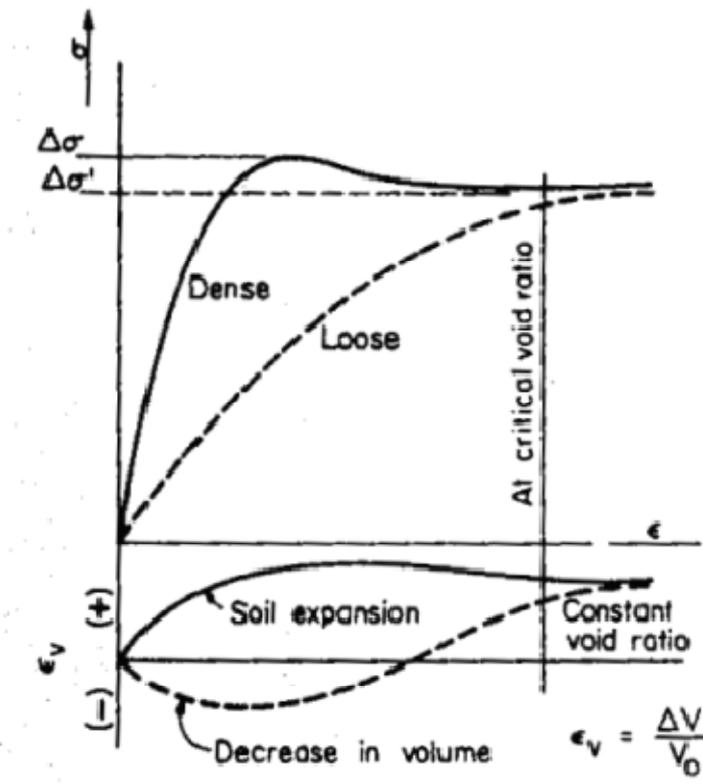


Figure III.2 Comportement d'un sol dans un état lâche et dense lorsque soumis à un chargement en cellule triaxiale conventionnelle (tirée de Bowles, 1984).

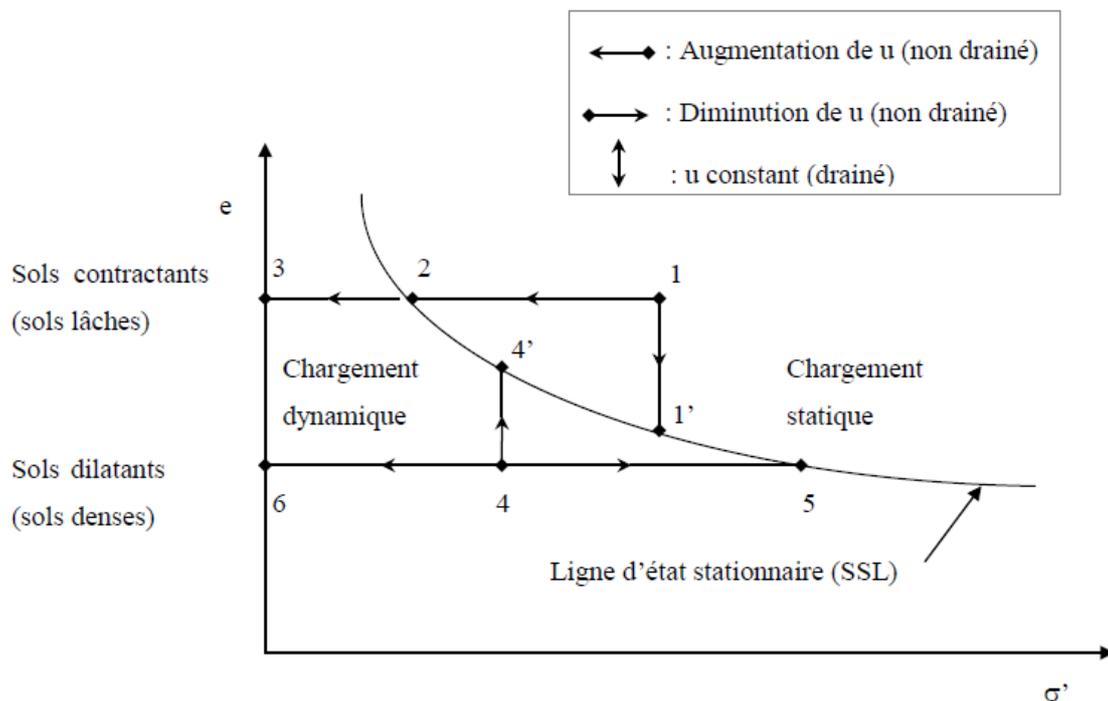


Figure III.3 Schématisation du comportement de différents types de sols lorsque soumis à des chargements statique ou dynamique dans des conditions saturées (adaptée de Kramer, 1996).

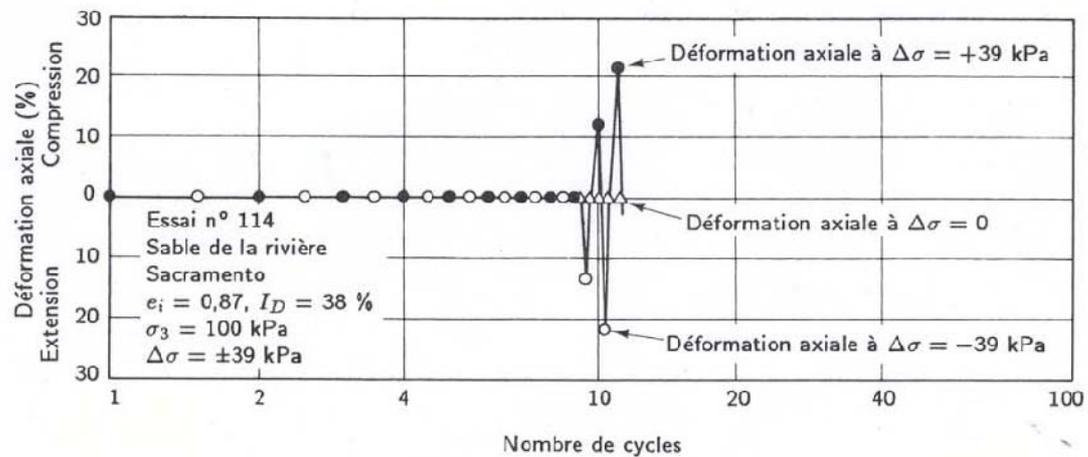
III-2-1 Sols pulvérulents lâches

Dans les sols pulvérulents lâches, l'indice des vides est élevé. Les grains qui subissent les sollicitations externes tendent alors à se structurer vers un état plus dense, engendrant une contraction du milieu poreux. Si le sol est saturé et que la conductivité hydraulique (k_{sat}) est relativement faible ou que les conditions sont non drainées, cette contraction peut générer une augmentation des pressions interstitielles (u). Cette dernière fera diminuer les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), passant par exemple, du point 1 au point 2 à la Figure III.3 (pour une charge statique à volume constant) et pouvant aller jusqu'au point 3 (lors de l'application d'un chargement cyclique). Lorsque l'état du sol atteint la ligne d'état stationnaire (ou état critique), l'indice des vides atteint son état critique pour les contraintes effectives en place (Critical Void Ratio sur la Figure III.2). Dans ces conditions, le sol peut se déformer sous des contraintes de cisaillement, des contraintes effectives et un volume constants.

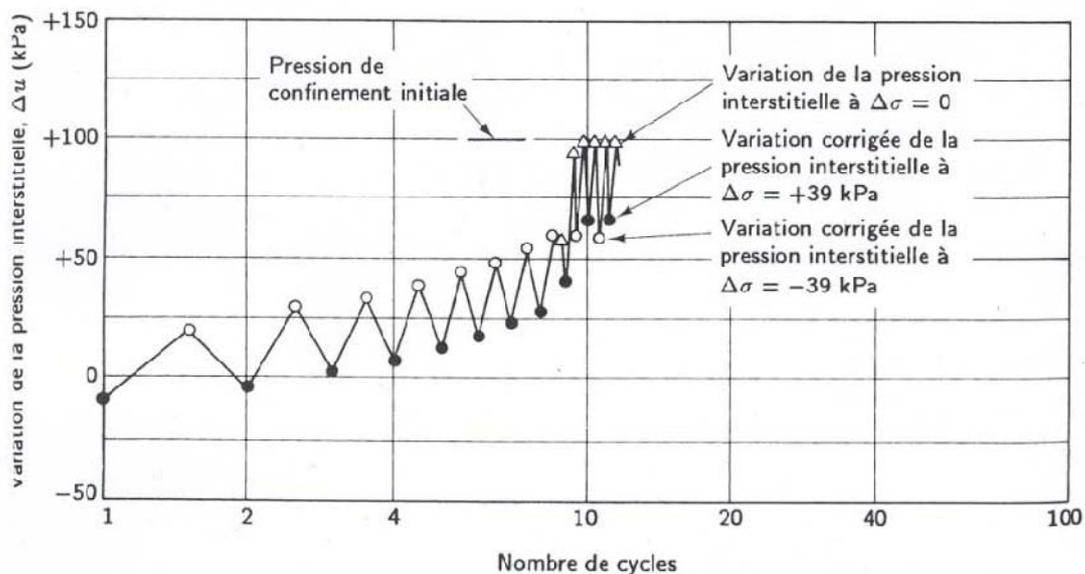
Lorsqu'il y a possibilité de drainage, les sols lâches ont tendance à se contracter. À la Figure III.3, ce comportement correspond au déplacement du point 1 au point 1'. En diminuant l'indice des vides, le sol peut atteindre un nouvel état critique pour des contraintes effectives constantes (point 1').

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

Plusieurs tests en laboratoire ont été menés afin de mieux comprendre la réponse du sol face aux chargements cycliques. On peut noter les travaux précurseurs du Professeur H.B. Seed et de ses étudiants, qui ont effectué des essais triaxiaux cycliques non drainés, consolidés sous contraintes isotropes et anisotropes (e.g. Seed et Lee, 1966; Seed et Idriss, 1982). La *Figure III.4* montre le comportement d'un sable lâche (indice de densité $I_D = 38\%$) lors de l'application de charges triaxiales cycliques dans des conditions non drainées. Le graphique du haut montre que la déformation axiale n'apparaît qu'à partir du 9^e cycle, malgré l'augmentation graduelle des pressions interstitielles lors des cycles précédents (graphique du bas). Les déformations débutent (au 9^{ème} cycle) lorsque les surpressions interstitielles (Δu) ont augmenté jusqu'à atteindre environ 100 % de la contrainte de confinement effective initiale (σ'_{3c}). Après 9-10 cycles, le rapport de pression interstitielle ($r_u = \Delta u / \sigma'_{3c}$) est donc près de 1 (Kramer, 1996). Cet état est représenté par le point 3 à la *Figure III.3* Selon certains auteurs, c'est à ce moment que la liquéfaction débute (Seed et Lee, 1966). Par contre, des expériences ont montré que le sol peut devenir instable à des valeurs de r_u bien inférieures à l'unité.



a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles

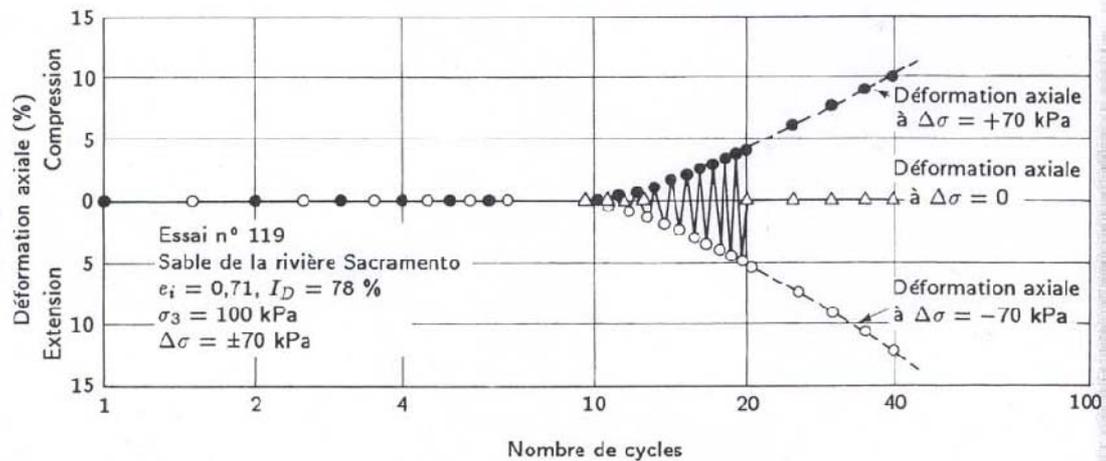


b) Variation de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles (corrigée à la moyenne des contraintes principales extrêmes)

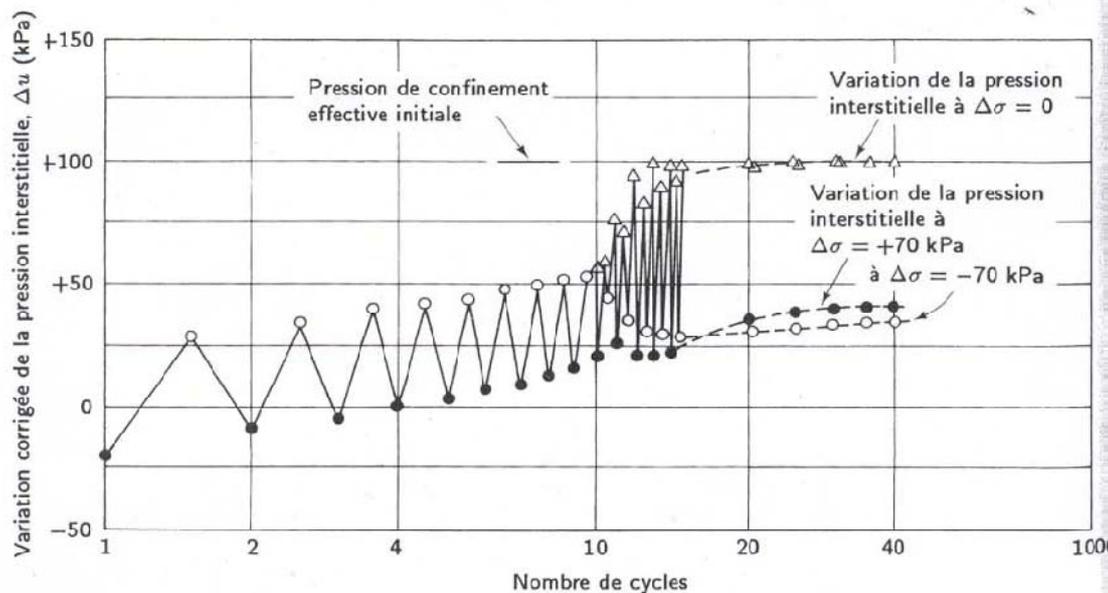
Figure III.4 Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles durant un essai sur un sable lâche (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

III-2-2 Sols pulvérulents denses

La *Figure III.3*, montre que la ligne d'état stationnaire peut aussi être atteinte par les sols denses. Dans des conditions drainées, le sol va se dilater (par exemple, du point 4 vers le point 4') et les contraintes effectives peuvent rester constantes jusqu'à atteindre la ligne d'état stationnaire (au point 4'). Lorsque l'environnement est non drainé, le sol ne peut pas se dilater (volume constant). Il subit plutôt une diminution des pressions d'eau et par conséquent, une augmentation des contraintes effectives (passant du point 4 vers le point 5, à la *Figure III.3*). L'application de charges cycliques sur les sols relativement denses peut produire dans certains cas un comportement inverse, proche de celui des sols lâches, c'est-à-dire qu'ils tendent à se contracter (mais à $\Delta V = 0$). Dans ce cas, les contraintes effectives sont réduites (passant du point 4 au point 6, à la *Figure III.2*). La *Figure III.5* montre les résultats d'un essai triaxial à chargement cyclique sur un sol relativement dense ($I_D = 78\%$) dans des conditions non-drainées. Lors des dix premiers cycles, les pressions interstitielles se développent, sans toutefois engendrer de déformation axiale notable dans l'échantillon. Le même comportement a été observé pour les sols lâches (*Figure III.4*). La différence majeure entre les deux types de sols est observable lorsque les surpressions (Δu) sont maximales et que les contraintes effectives (σ') sont momentanément nulles. Dans le cas du sol lâche, l'échantillon montre des déformations axiales importantes en peu de temps (douzième cycle). La *Figure III.5* montre que le sol dense résiste mieux aux contraintes durant quelques cycles (cycles 12 à 20), malgré des contraintes effectives proches de zéro.



a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles



b) Variation corrigée de la pression interstitielle en fonction du nombre de cycles

Figure III.5 Déformation axiale (a) et pression interstitielle (b) en fonction du nombre de cycles sur un sable dense (essai triaxial cyclique de Seed et Lee, 1966; figure tirée de Holtz et Kovacs, 1991).

Les mécanismes engendrant une augmentation des pressions interstitielles dans les sols denses (dilatants) ne sont pas encore bien compris. Mitchell et Soga (2005) ont émis l'hypothèse que l'augmentation des pressions interstitielles est due à une déstructuration du sol causée par les contraintes cycliques appliquées. Une fois déstructuré, le sol dense réagirait comme un sol contractant et les pressions interstitielles pourraient se développer.

III-3 Identification des sites liquéfiables

Selon le règlement Français parasismique *PS-92*

Sol pulvérulent susceptible d'être liquéfiable (sable, sable vasard, limons...) :

- Présence d'une nappe ($S_r = 100\%$) ;
- Granulométrie uniforme ($C_u < 15$) ;
- $0,05 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5 \text{ mm}$;
- Soumis à des contraintes effectives finales $\sigma_v' < (200 \text{ à } 300 \text{ Kpa})$.

Sol argileux caractérisé par :

- $D_{15} > 5 \text{ mm}$;
- $W_1 < 35\%$;
- $W > 0,9 W_1$;
- Point (W_1 , I_p) au dessus de la ligne A du diagramme de plasticité de CASAGRANDE.

III-4 Paramètres affectant la résistance à la liquéfaction

L'étude de ces paramètres ne peut se faire que dans des conditions expérimentales bien contrôlées que seuls les essais au laboratoire permettent d'obtenir.

On a vu précédemment (chapitre II) que, de façon générale, la loi de comportement d'un sol dépend :

- de l'état de contrainte actuel ;
- de la structure du sol ;
- de l'incrément de contrainte appliqué.

La résistance à la liquéfaction doit donc dépendre des mêmes paramètres, auxquels il faut ajouter l'influence de la saturation.

III-4-1 Influence de l'état de contrainte actuel

L'état de contrainte initiale d'un élément de sol au repos à une profondeur H est défini par la contrainte effective σ_v' et σ_h' régnant à cette profondeur

$$\sigma_v' = K_0 \sigma_h'$$

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

Où : σ_v' contrainte effective verticale ;

K_0 coefficient des terres au repos ;

σ_h' contrainte effective horizontale.

D'après Seed et Peck (*Figure III.6*), la résistance à la liquéfaction augmente avec K_0 . Comme K_0 croît avec la compacité du sol et que celle-ci augmente avec la profondeur, ceci va provoquer une amélioration de la résistance à la liquéfaction pour les couches profondes.

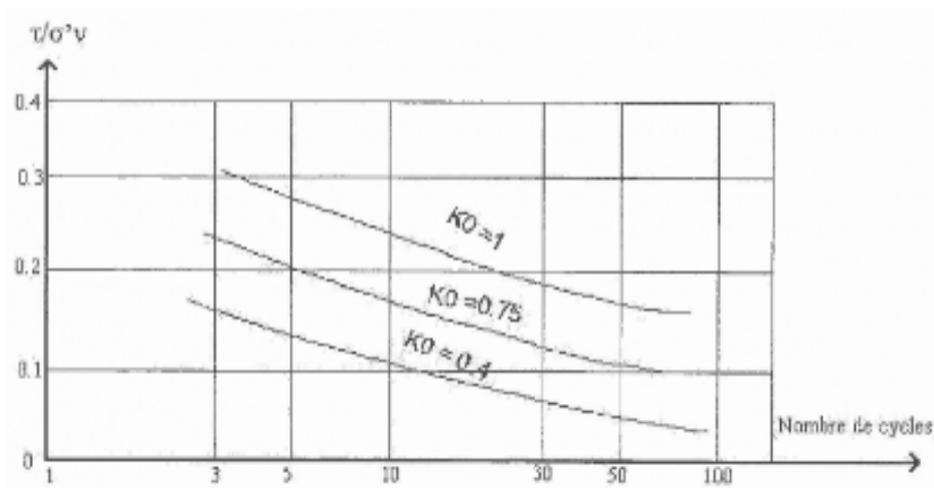


Figure III.6 Influence de K_0 sur la résistance à la liquéfaction d'après Seed & Peck 1976

III-4-2 Influence de la structure du sol

On désigne par structure la forme des grains et l'arrangement de ceux-ci. Cette structure résulte du mode de formation du dépôt et de l'histoire des contraintes et déformations subies depuis cette formation. Il est important de réaliser que, les grains n'étant ni sphérique ni tous identiques, la densité du sol n'est pas caractéristique de sa structure ; à une densité donnée, il est possible d'associer plusieurs arrangements des grains.

L'arrangement minimal est obtenu par diversement à sec, sans vibration, et au contraire, l'arrangement maximal est obtenu par vibration sous haute fréquence de l'échantillon déjà humide.

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

Nous constatons que :

- La différence entre les résistances à liquéfaction est beaucoup plus prononcée pour les contraintes de cisaillements élevées ;
- La liquéfaction instantanée n'est observable que pour les échantillons dont les grains ont subi un arrangement minimal.

III-4-3 Influence de l'incrément de contrainte appliqué

Des essais sur table vibrante ont montré que les vibrations verticales ne modifient que peu la résistance à la liquéfaction. Cela s'explique par le fait que ces vibrations n'induisent que des cisaillements peu importants et donc ne provoquent pas de variations de volume significatives.

Par contre les vibrations horizontales engendrent des déformations de cisaillement dans deux directions. L'étude sur table vibrante de l'influence d'une vibration horizontale bidirectionnelle fait apparaître une diminution de la résistance à la liquéfaction.

III-4-4 Influence de la saturation

La résistance à la liquéfaction d'un échantillon non saturé est plus élevée que celle d'un échantillon saturé.

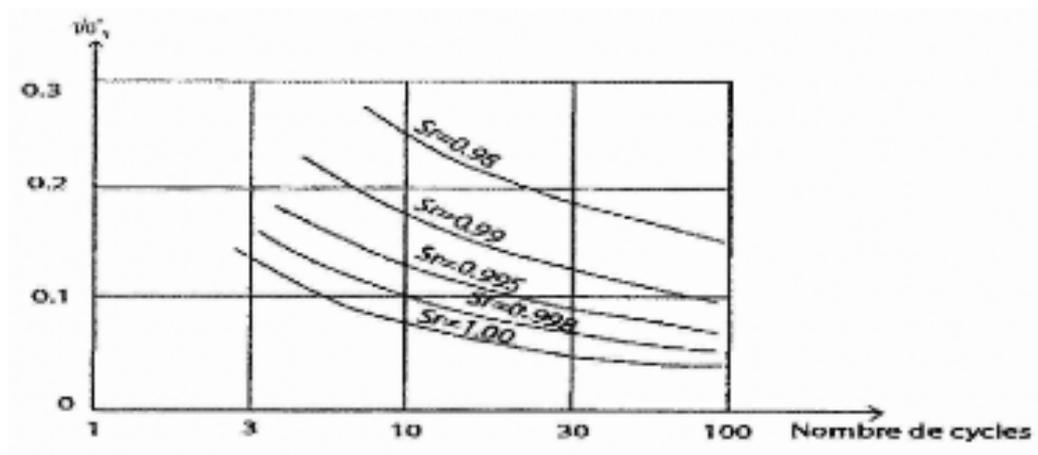


Figure III.7 Influence de degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction d'après Peck 1976

III-4-5 Effet des fines sur le potentiel de liquéfaction

Les Figures III.8.a et III.8.b montrent la variation du potentiel de liquéfaction et la résistance à la liquéfaction cyclique en fonction du nombre de cycles (RLC) pour des échantillons avec un indice de densité $I_d=0,65$. La résistance à la liquéfaction est définie par le rapport de contrainte cyclique donnant la liquéfaction pour 15 cycles. On remarque que le potentiel de liquéfaction du mélange de sable de Chlef – Limon LC diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à la teneur en fines $F_c = 40\%$. Ces résultats sont cohérents avec ceux trouvés lors des essais monotones qui ont montré que l'augmentation de la fraction des fines amplifie la phase de contractance. L'amplification de la phase de contractance a pour conséquence la diminution du potentiel de liquéfaction lorsque la teneur en fines F_c augmente.

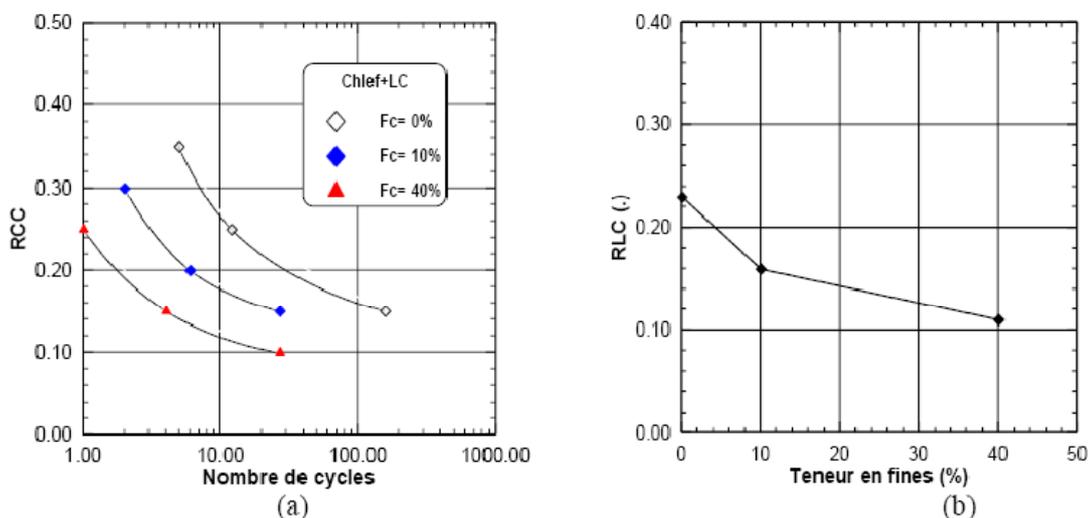


Figure III- 8 : Influence des fines sur le potentiel de liquéfaction du mélange sable de Chlef-limon LC

III-5 Constatation sur des ouvrages

L'exemple le plus choquant de la liquéfaction des sols est le cas du Niigata au Japon, en 1964. Suit à un séisme de magnitude égale à 7,5, d'une durée de 40 secondes et d'une accélération sismique maximale de **0,18** fois celle de la gravité terrestre tout un village a été noyer dans le sol qui a été formé principalement par des sable lâche saturé.

On peut aussi citer le séisme de San Fernando (Californie, 1971) au cours duquel le barrage en terre Lower San Fernando s'est rompu par liquéfaction d'une partie même

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

du corps de barrage formé de matériau sableux mis en place par remblaiement hydraulique.

Plus récemment, les séismes de Loma Pierta (San Francisco, 1989), de Kobe (Japon, 1995) et d'Izmit (Turquie, 1999) ont été, eux aussi, le siège de nombreux dégâts attribués à la liquéfaction des sables.

Exemples des ébullitions de sable et des fissurations de sol observer sur différents sites est présenté dans les figures suivantes. (*Figure de III.9 à III.12*).



Figure III.9 Bâtiments renversés a Niigata, Japon (1964)



Figure III.10 Ebullition de sable à Niigata en 1964 Pendant le séisme de Niigata (1964).

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées



Figure III-11 Ebullition de sable Pendant le séisme de Loma Prieta aux Etats-Unis (1989)



Figure III.12 Séisme de Kobe (Japon), 1995

III-6 Evaluation du risque (potentiel) de liquéfaction

La première étape dans l'évaluation du risque de liquéfaction est d'identifier les sols potentiellement liquéfiables selon les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques du site et les caractéristiques du sol (teneur en eau, contenu en fine).

En suit, l'évaluation quantitative de la probabilité du «déclenchement » ou le déclenchement de la liquéfaction, Il y a généralement deux types d'approches pour cela :

- l'utilisation des essais en laboratoire sur des échantillons « intacts » ;
- l'utilisation des relations empirique basées sur la corrélation des comportements des cas de terrain observés avec divers essais in situ.

L'utilisation des essais en laboratoire est compliquée à cause des difficultés liées à la perturbation de l'échantillon pendant le prélèvement et la reconsolidation. Il est également difficile et coûteux de réaliser des essais de cisaillement cyclique simple de haute qualité et à trois axes cycliques.

Les essais en place présentent l'avantage d'être plus économiques ; ils permettent une reconnaissance continue des profils de sol et de couvrir des zones des grandes extensions.

Quatre type d'essais in situ ont atteint maintenant un niveau suffisant maturité et constituent des outils approprié pour l'étude du potentiel de liquéfaction ; il s'agit de :

- l'essai de pénétration statique (SPT) ;
- l'essai de cône de pénétration (CPT) ;
- la mesure in situ de la vitesse de cisaillement (Vs) ;
- l'essai de pénétration de Becker (BPT).

III-6-1 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai SPT

L'essai SPT a été le plus utilisé au fil des années, ce qui a permis de construire une base de données relativement étoffée. Par contre, un bémol doit être mis sur les résultats de ce type d'essai, étant donné qu'il peut remanier différemment certains sols. Ce test repose sur le nombre de coups nécessaire afin d'enfoncer un carottier dans le sol d'une profondeur de trente centimètres (N_{1-60cs}). L'indice « 1 » définit que le nombre de coups est normalisé pour une surcharge de 100 kPa. L'indice « 60 » implique que la valeur a été normalisée pour une efficacité de 60 % de l'énergie totale fournie par le marteau lors de l'enfoncement de la tige. L'indice « cs », quant à lui, implique que la valeur est normalisée pour un sable propre (clean sand), c'est-à-dire sans particule fine (Youd et al. 2001). Certaines relations ont été proposées afin d'effectuer ces normalisations (e.g. Youd et al., 2001; McCarthy, 2007), mais elles ne seront pas traitées ici.

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

Dans les régions les plus actives des États-Unis, la valeur de N_{1-60cs} pour les sols sableux devrait être supérieure à 30 afin que le potentiel de liquéfaction ne soit pas critique. Pour les sols ayant des valeurs inférieures à 30, l'équation III-1 permet d'estimer la capacité du sol à résister à la liquéfaction pour un tremblement de terre de magnitude 7,5 (Youd et al. 2001) :

$$CRR_{7.5} = \left(\frac{1}{34 - N_{1-60cs}} \right) + \left(\frac{N_{1-60cs}}{135} \right) + \left(\frac{50}{[10 \cdot N_{1-60cs} + 45]^2} \right) - \left(\frac{1}{200} \right) \quad (\text{III-1})$$

L'équation III.2 peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente à 7,5.

$$FS = \frac{CRR_{7.5} \cdot MSF}{CSR} \quad (\text{III-2})$$

où :

$CRR_{7.5}$: résistance à la liquéfaction pour un séisme de magnitude 7,5 ;

CSR : contrainte cyclique appliquée sur le sol ;

MSF : facteur de correction pour la magnitude M (Magnitude Scaling Factor) ;

Lorsque le facteur de sécurité est supérieur à l'unité, le sol serait théoriquement stable sous une secousse de magnitude M. En pratique, un facteur de sécurité supérieur à l'unité est préconisé

III-6-2 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de l'essai CPT

Doté d'une bonne précision et d'une excellente reproductibilité, l'essai de pénétration au cône est de plus en plus utilisé par les géotechniciens. Étant donné qu'il donne des mesures en continu de la résistance du sol, au lieu de les donner par incréments (comme le SPT), le CPT est très avantageux lors de l'évaluation d'un profil très variable selon la profondeur (e.g. McCarty, 2007 et James, 2009). Par contre, ce test est limité au sol non graveleux. De plus, il doit souvent être accompagné de sondages, puisqu'il ne permet pas le prélèvement d'échantillon. Les coûts pour l'utilisation sont relativement élevés ce qui, dans certains cas, peut en diminuer l'application.

Cette technique consiste à déterminer la résistance qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Cette résistance peut être divisée en deux, soit la résistance en pointe (q_c) et le frottement latéral (q_s). La résistance en pointe est calculée par la pression soumise sur la base de la tige et le frottement latéral est la friction présente entre le sol et la tige (mesurée le long d'un manchon mobile). Seulement la résistance en pointe est considérée afin de déterminer le CRR. La valeur de la résistance en pointe obtenue doit être normalisée pour une surcharge de 100 kPa et pour un sable propre, selon des relations présentées dans Youd et al. (2001), afin d'obtenir la résistance en pointe normalisée $(q_{c1N})_{cs}$.

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

Deux équations peuvent être utilisées afin de calculer la résistance que peut offrir le sol lors de secousses sismiques (CRR), selon Robertson et Wride (1998) :

$$\text{Pour } (q_{c1N})_{cs} \text{ inférieur à } 50 : CRR_{7,5} = 0.833 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right) + 0.05 \quad (\text{III- } 3)$$

$$\text{Pour } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160 : CRR_{7,5} = 93 \cdot \left(\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right)^3 + 0.08 \quad (\text{III- } 4)$$

L'équation III.2 peut être appliquée pour obtenir la valeur du facteur de sécurité FS lorsque le séisme a une magnitude égale ou différente de 7,5.

III-6-3 Evaluation du potentiel de liquéfaction à partir de célérité V_s

Il est possible d'utiliser la vitesse de propagation des ondes de cisaillements (ondes S) comme indicateur du potentiel de liquéfaction des sols. Il en est ainsi puisque la vitesse des ondes S dans les sols et la capacité du sol à résister à la liquéfaction seraient influencées similairement par l'indice des vides, les contraintes effectives de confinement, les contraintes appliquées antérieurement ainsi que de l'âge du dépôt (Youd et al., 2001).

Cette technique de mesure possède un avantage majeur qui est d'être utilisable pour tous les types de sol, incluant les remblais rocheux et les sédiments graveleux. Cet essai peut aussi donner des informations très intéressantes sur la stratigraphie du dépôt et sur le comportement des sols soumis à de faibles contraintes. Par contre, l'essai ne donne aucun échantillon de sol et il doit souvent être accompagné de forages afin d'établir les propriétés géophysiques du dépôt. Un autre désavantage de cette technique est que certaines des couches les plus minces peuvent ne pas être identifiées à cause de leur épaisseur insuffisante. Selon Kramer (1996), cette technique ne serait pas suffisante pour établir si un sol est potentiellement liquéfiable ou non. De plus, malgré leur lien, la résistance au cisaillement ne serait pas directement proportionnelle à la vitesse des ondes cisailantes dans le sol.

Andrus et Stokoe (1997, 2000) ont développé une équation permettant de faire le lien entre les vitesses des ondes de cisaillement dans le sol (V_{s1}) et la capacité du sol à supporter les charges cycliques (CRR). Cette équation s'écrit (Youd et al., 2001) :

$$CRR_{7,5} = a \cdot \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \cdot \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (\text{III- } 5)$$

Où

V_{s1} : vitesse de cisaillement corrigée à une pression de 100 kPa (m/s) ;

V_{s1}^* : valeur limite de V_{s1} pour atteindre la liquéfaction (m/s) ;

a et b : paramètres d'ajustement du modèle du sol (adimensionnel).

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

La valeur de V_{s1}^* a été définie comme variant linéairement de 200 m/s pour les sols ayant un pourcentage de particules fines ($< 80 \mu\text{m}$) de 35 % à 215 m/s pour les sols ayant un pourcentage de particules fines ($< 80 \mu\text{m}$) de 5 % ou moins. Les paramètres a et b sont ajustés à partir de résultats de sols ayant subi ou non une liquéfaction dont la vitesse de cisaillement était connue.

III-6-4 Essai de pénétration de Becker (BPT)

Les essais SPT et CPT sont mal adaptés aux sols graveleux. Becker (1958) a proposé un test permettant d'évaluer la résistance du sol à l'enfoncement d'un pieu (NBC) pour les sols ayant une fraction grossière importante. Il s'agit d'une adaptation du SPT, mais avec un carottier de 168 mm de diamètre et une longueur de 3 mètres. Un marteau mécanique enfonce le pieu dans le sol et le nombre de coups est calculé afin d'enfoncer le carottier de 30 cm.

Ce test n'a pas été standardisé et peu d'information est disponible sur les résultats de ce test sur des sols susceptibles à la liquéfaction. Afin d'interpréter les résultats de ce test, une conversion des valeurs obtenues en une valeur équivalente du test SPT (N_{60}) doit être faite. Une fois la valeur de N_{60} obtenue, on applique la méthode d'évaluation de la capacité de résistance à la liquéfaction (CRR) vue précédemment. Cette conversion augmente le degré d'incertitude associé à cette méthode (Youd et al., 2001).

III-7 Stabilisation de sites liquéfiable par colonnes ballastées

Il convient de rappeler que, selon les règles PS92, sont considérés comme potentiellement liquéfiables les sols sableux lâches ayant les caractéristiques suivantes:

- Degré de saturation voisin de 100% ;
- Coefficient d'uniformité de Hazen $C_u (D_{50}/D_{10})$ inférieure à 15 ;
- Diamètre à 50% de passants (D_{50}) compris entre 0.05 et 1.5 mm ;
- Sols soumis à une contrainte effective verticale σ'_v inférieure à 0.3 MPa en l'état final du projet.

Les colonnes ballastées jouent le rôle de réduction de risque de liquéfaction selon la nature des sols traités et la présence des fines dans ces sols :

- 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 ($>35/40\%$), mais, lorsque la perméabilité des sols fins augmente et leur indice de plasticité diminue, il peut y avoir risque de liquéfaction;

Chapitre III Phénomène de liquéfaction et stabilité par colonnes ballastées

- 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 réduire 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.

III-8 Conclusion

- Ce chapitre a comporté en premier lieu une présentation de la liquéfaction et la stabilisation des sites liquéfiables par colonnes ballastées.
- Dans le cas de la liquéfaction, le but est d'éliminer un des paramètres de la liquéfaction. Les colonnes ballastées est une procédure de consolidation des sols liquéfiables.
- Le phénomène de liquéfaction est un problème de sol à vérifier avant de construire en zone sismique.
- Le potentiel de liquéfaction est en fonction de la granulométrie et la densité du sol avec $sr = 1$.
- Le principe des méthodes in situ est la mesure de la densité et caractérisation du matériau.
- 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 fait, cette contrainte de répartition entre le sol et la colonne en proportion du transfert de charge et des raideurs relatives sol/colonne ballastée.

CHAPITRE IV

MODELISATION NUMERIQUE

Introduction

La modélisation numérique est une alternative simple et efficace pour l'approche du comportement réel des sols renforcé par colonnes ballastées.

Un des aspects cruciaux à prendre en compte au niveau de la modélisation est celui de l'effet de la mise en place des colonnes sur le comportement globale du sol renforcé, surtout avec des groupes comportant un grand nombre de colonnes ballastées. Dans la pratique sous l'effet du compactage de la colonne, le sol situé autour de celle-ci subit une expansion latérale et les contraintes horizontales se trouvent augmentées. On s'intéresse ici à la modélisation numérique tridimensionnelle des colonnes en prenant en compte l'influence de leur mise en place.

Le travail présente des modélisations en 3D (avec plaxis 3D Foundation) d'une cellule élémentaire de colonne ballastées en étudiant l'effet de la mise en œuvre.

Outre la simulation de la mise en œuvre des colonnes par une expansion latérale, on analyse le tassement par l'influence de l'épaisseur de matelas de répartition. On présente ensuite la modélisation d'une semelle filante pour étudier le renforcement de la capacité portante par ces colonnes et l'accélération de la consolidation. Enfin les colonnes ballastées comme solution de risque de liquéfaction.

IV-1 Problème de la modélisation 3D, d'un réseau de colonnes ballastées

Une étude « *Plaxis* » en 3D effectuée lors de la construction du stade de football de Klagenfurt (Autriche), reposant sur des réseaux de colonne ballastées de 14,5m de long, comparée aux résultats in situ a montré que :

Les pressions interstitielles étaient toutes surestimées par les différents modèles (dont MCC et S-CLAY1 S) ainsi que la profondeur du maximum de pression interstitielle qui était prédite à une profondeur plus importante que celle mesurée. La consolidation était prévue trop rapidement par tous les modèles. Ces différences étaient dues selon l'auteur [« *Numerical analysis of a floating stone column foundation using different constitutive models* », écrit par Martin Gab & Helmut F. Schweigerde l'Université Technologique de Graz, Autriche et Daniela Kamrat-Pietraszewska & Minna Karstunnen] aux hypothèses et aux approximations faites au cours de la modélisation notamment le changement des paramètres (poids propres, pressions des terres au repos, et perméabilités) dans les régions du sol proches de la colonne ballastée afin de prendre en compte les modifications du sol dues à l'implantation du ballast. De plus d'après l'auteur il ne semble pas possible d'obtenir une parfaite prédiction des pressions interstitielles avec les différents modèles utilisés à cause des implications de la modélisation 3D. [« *Numerical analysis of a floating stone column foundation using different constitutive models* », écrit par Martin Gab & Helmut F. Schweigerde l'Université Technologique de Graz, Autriche et Daniela Kamrat-Pietraszewska & Minna Karstunnen].

IV-2 Simulation de la mise en place

IV-2-1 Principe de modélisation de mise en place

Actuellement, il y a très peu de littérature concernant la modélisation de la mise en place des colonnes ballastées. DEBATS et al, ont présenté des modélisations de colonne en axisymétrie et l'étude de l'influence des expansions latérales par la donnée des valeurs de déformation latérale de la colonne. La plupart des auteurs considère une cellule élémentaire dans laquelle on affecte arbitrairement un changement de la valeur K ($K = \sigma_h / \sigma_v$) dans une couronne de sol autour de colonne. En axisymétrie, on peut modéliser une cellule élémentaire en simulant l'effet de la mise en place selon les 3 approches suivantes:

- en augmentant arbitrairement la valeur des contraintes horizontales initiales (en jouant sur K_0),
- en appliquant un pré-chargement à la colonne en supposant qu'elle est constituée d'un matériau parfaitement élastique (DEBATS et al.),
- en utilisant une valeur de déplacement radial pour simuler l'expansion latérale des colonnes ballastées.

Dans ce travail on se concentre sur les modélisations en 3D simulant la mise en place par une expansion radiale, car il est plus proche de la réalité.

IV-2-2 Modèle en 3D cellule élémentaire

La cellule élémentaire 3D comprend une colonne ballastée au centre et un volume de sol environnant, avec la simulation de l'expansion latérale indiquée sur la *Figure IV-1*.

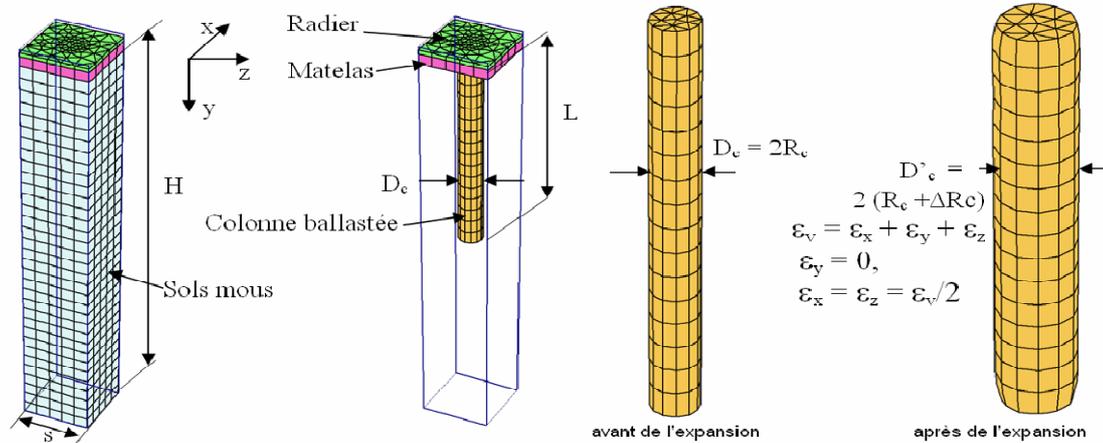


Figure IV. 1. Modélisation d'une cellule élémentaire avec d'une colonne au centre

IV-3 Modélisation en 3D d'une cellule élémentaire de radier rectangulaire (déformation plane)

Les sols du profil 1 (*Figure*) sont traités par un réseau de colonnes ballastées avec un maillage carré (1.8 m x 1.8 m), On réalise la modélisation de cellules élémentaires de colonne ballastée ayant de dimension (1.8 m x 1.8 m) et de longueur de 7 m. Le diamètre de la colonne est constant et égal à 0.8 m. On a toujours gardé en tête de colonne un matelas de 55cm d'épaisseur, supportant un dallage béton de 25cm d'épaisseur et une charge de 60kPa.

IV-3-1 Propriétés mécaniques des matériaux

On considère le profil 1 de la figure, qui est assez homogène. Le tableau rassemble les valeurs de paramètres correspondants. Les paramètres du sol, de colonnes et de béton (radier) et matériau constitutif du matelas de répartition sont illustrés dans le tableau IV- 1. Le modèle utilisé pour le sol et la colonne ballastée est de type Mohr-Coulomb.

Tableau IV- 1 Propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la modélisation

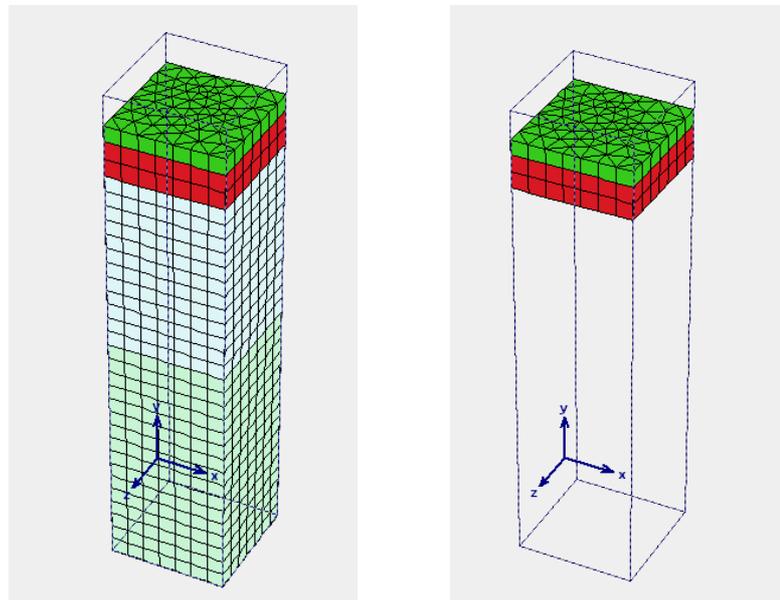
Matériau	Catégorie	Loi de comportement	Critère de rupture	ν (-)	γ (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)	Ψ (°)
Limon argileux	Sol	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	0.33	18	38 ^(*)	0	3.8	0
Argile molle	Sol	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	0.33	18	38 ^(*)	0	4.2	0
Ballast	Colonne ballastées	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	0.25	20	1	38	60	8 ^(**)
Béton	Radier	Elastique linéaire	-	0.20	25	-	-	30000	-
Matériau constitutif du matelas de répartition	Matelas de répartition	Elastique linéaire	-	0.3	22	-	-	60	-

^(*) p^l moyen retenue : 210 (kPa) pour les deux couches de sol, donc $c_u \cong 38$ kPa p,

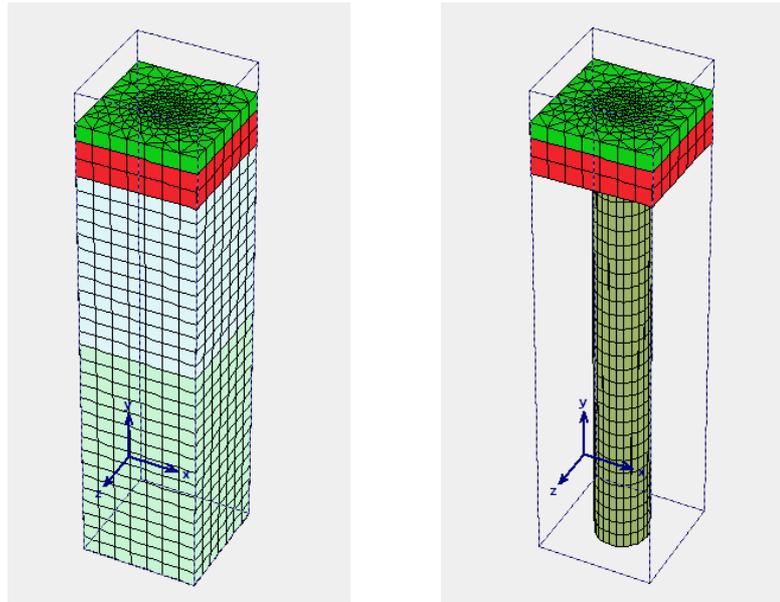
^(**) $\psi_c = 38$ degrés – 30 degrés = 8 degrés.

IV-3-2 Présentation du modèle

La Figure IV. 2 présente une vue en 3D du modèle ainsi que le maillage associé.



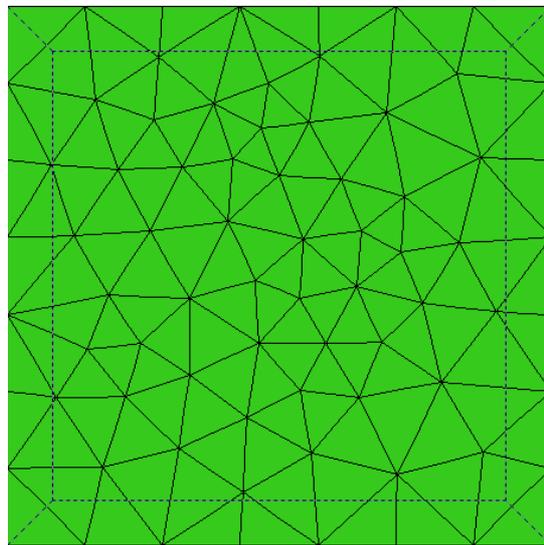
a- Avant traitement



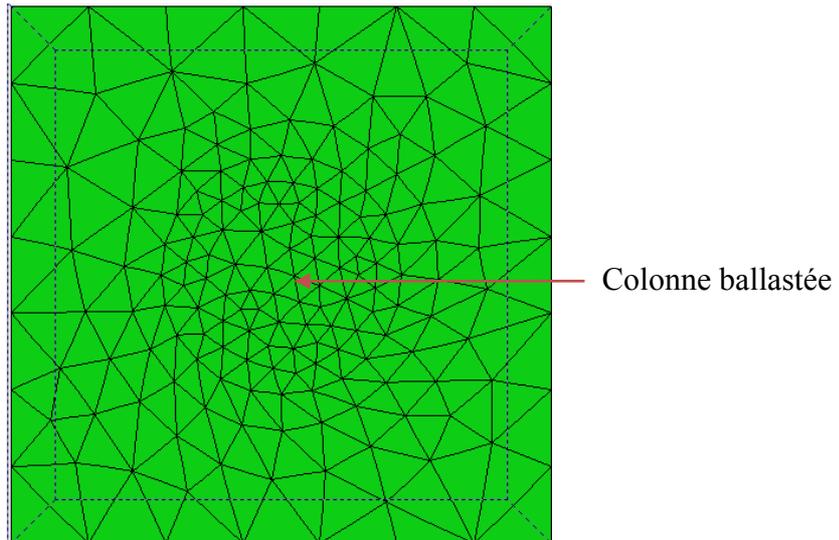
b- Après traitement

Figure IV.2 Vue en 3D du modèle d'une cellule élémentaire

La *Figure IV. 3* présente une vue en plan du maillage du modèle de la cellule élémentaire.



a- Avant traitement



b- Après traitement

Figure IV. 3 Vue en plan du maillage du modèle d'une cellule élémentaire

IV-3-3 Modélisation de la phase de mise en place de la colonne

Le mode de réalisation des colonnes induit le refoulement latéral du sol (comme cité dans l'introduction), donc l'augmentation de sa densité et la modification de son comportement mécanique.

On considère toujours une cellule élémentaire mais en attribuant une expansion de la colonne (diamètre de 0.95 m au lieu de 0.8 m) selon le travail de DHOUIB [1].

On a effectué la modélisation tridimensionnelle de trois cas différents :

- _ sans colonne ;
- _ avec colonne sans expansion ;
- _ avec colonne en utilisant l'expansion (0.8 à 0.85m, 0.90m, 0.95m et 1m).

La *Figure IV. 4* présente le tassement dans les cas précédents :

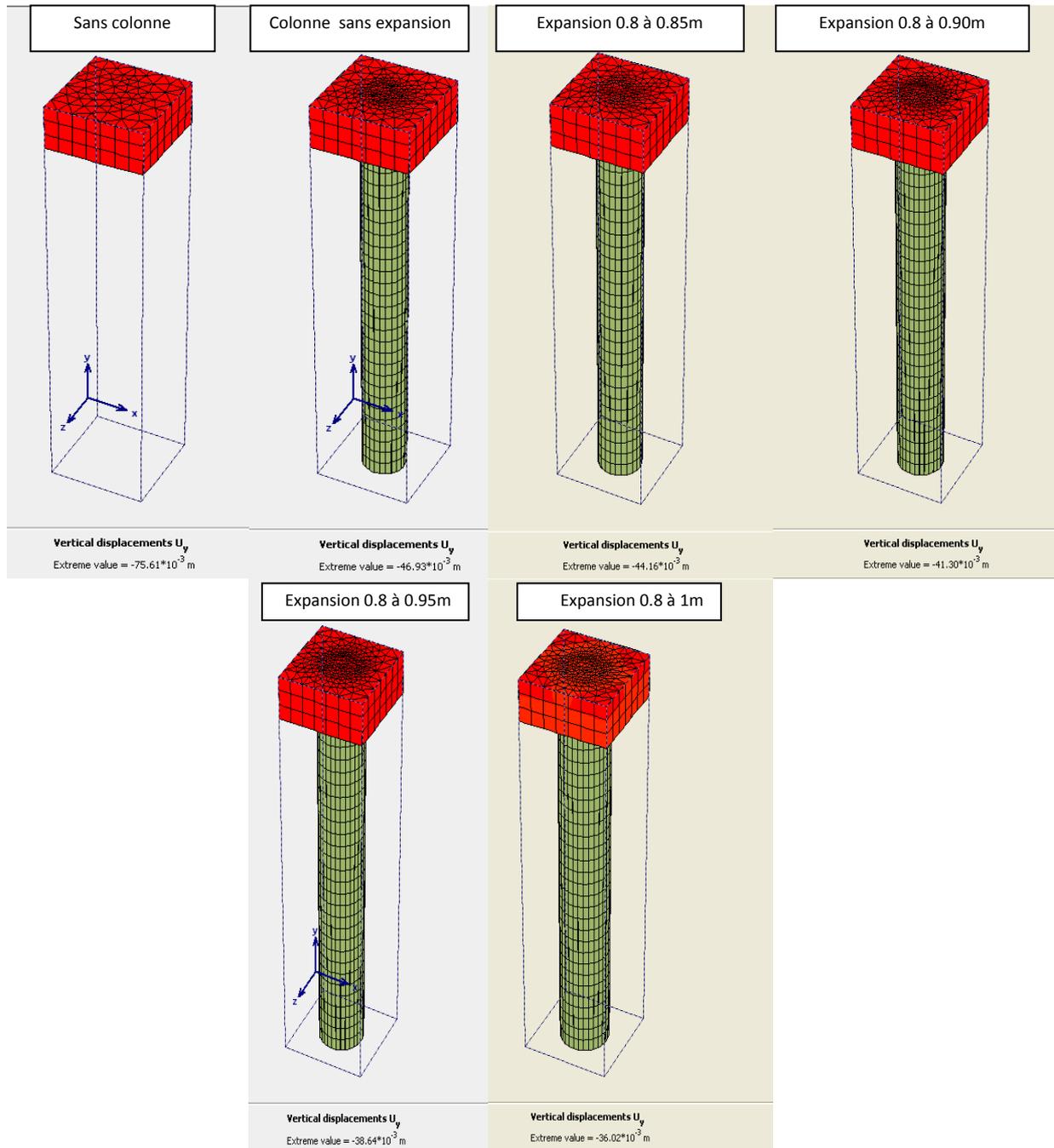


Figure IV. 4 Tassement d'une cellule élémentaire

On compare avec les observations de DHOUIB (Tableau IV-2)

Tableau IV-2 Tassement du radier pour différentes approches

Méthode	Tassement (cm)	Remarque
Avant traitement Règle T5 de Ménard	10.4	Réf. Dhoub
Méthode de Priebe (1995)	3.4	
Homogénéisation simplifié	3.0	
Mattes et Poulos (1969)	4.2	
Règle T4 de Ménard	4.6	
Modélisation E.F. ⁽¹⁾	4.4	
Baumann et Bauer (1974)	4	
Sans colonne	7.6	Plaxis 3DF
Avec colonne, sans compte mise en œuvre	4.7	
Avec colonne et de prenant en compte mise en œuvre		
(0.8 à 0.85m)	4.4	
(0.8 à 0.90m)	4.1	
(0.8 à 0.95m)	3.9	
(0.8 à 1m)	3.6	

(1) Les calculs par le logiciel «GRETA» développée par Dhoub.

On remarque que le tassement diminue lorsque l'expansion de colonne augmente.

La valeur de tassement avec colonne, sans expansion est proche du tassement calculé par DHOUIB.

La valeur de tassement avec expansion (0.8 à 0.85m) est égale à la valeur du tassement mesurée par DHOUIB.

Lorsque l'expansion radiale de la colonne est prise en compte, le tassement du radier est nettement diminué et proche du tassement mesuré par la méthode de Priebe.

IV-3-4 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur le tassement

Pour examiner l'influence de l'épaisseur du matelas de répartition, sur le tassement du sol traité, on a fait des simulations avec les épaisseurs suivantes:

- H = 0 (pas de matelas de répartition);
- H = 15 cm;
- H = 25 cm;
- H = 35 cm;
- H = 45 cm;
- H = 65 cm ;
- H = 75 cm ;
- H = 85 cm ;
- H = 95 cm.

Et les résultats sont présentés sur le tableau

Tableau IV-3 : Influence de l'épaisseur de matelas de répartition sur le tassement

Epaisseur (cm)	Tassement en tête de colonne (cm)	Tassement en surface du sol (cm)
0	3.04	5.23
15	3.96	4.96
25	4.15	4.91
35	4.33	4.86
45	4.51	4.8
65	4.71	4.74
75	4.73	4.73
85	4.75	4.72
95	4.77	4.72

On peut tracer des courbes à partir de tableau ci-dessus :

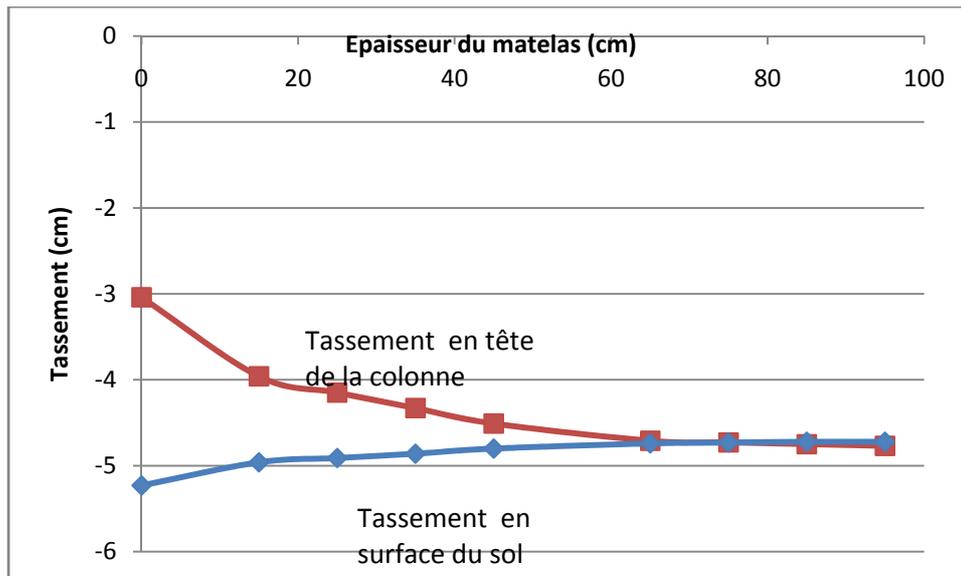


Figure IV. 5 Influence de l'épaisseur du matelas de répartition sur le tassement du sol traité

Les courbes de la *Figure IV. 5* présentent une augmentation de 20% de tassement en tête de la colonne pour une valeur de l'épaisseur du matelas égale à 95 cm par rapport à un sol traité sans matelas de répartition.

Le tassement en surface du sol présente une diminution de 10% pour la même valeur de l'épaisseur du matelas.

On remarque qu'à partir d'une valeur de l'épaisseur du matelas de répartition égale à 65 cm, le tassement est homogène en tête de colonne et sa variation est négligeable à partir de cette valeur, la même chose pour le tassement en surface du sol.

IV-4 Modélisation en 3D d'une semelle filante

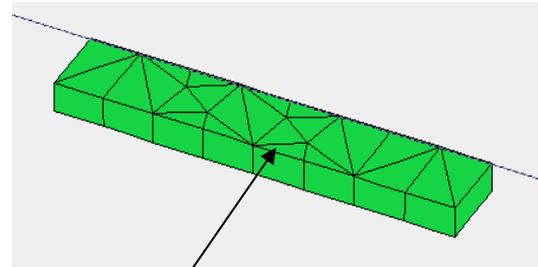
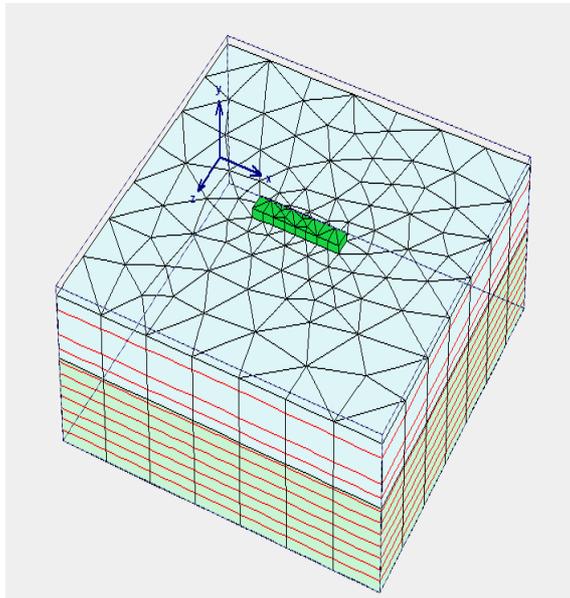
La modélisation en 3D d'une semelle filante de 1 m de large sur le sol naturel (avant traitement) et sur un fil de colonnes de 0.8 m de diamètre et espacées de 2 m (Annexe) et soumise à une charge de 105 kN/m.

On présente dans ce cas le tassement en fonction du temps de ce type de fondation, pour voir l'effet des colonnes en temps que drain dans la diminution du temps de consolidation et l'accélération de la consolidation qui fait par les colonnes ballastées.

On conserve les mêmes propriétés du sol.

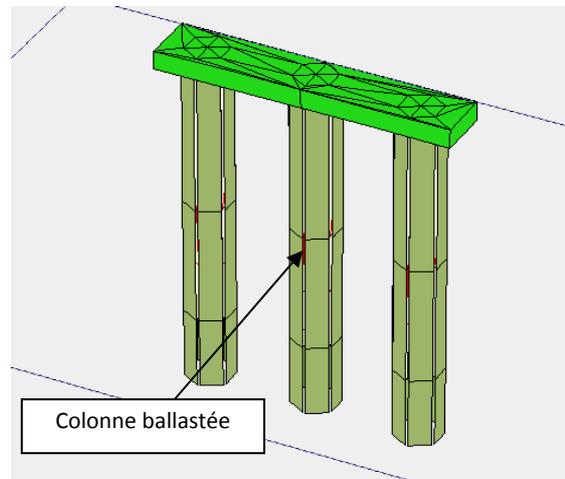
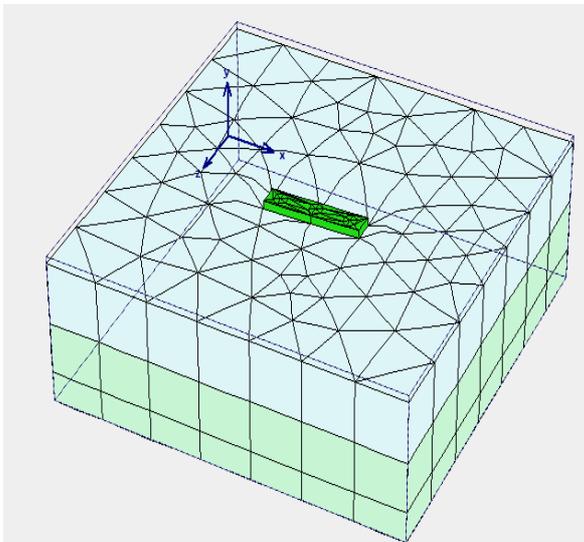
IV-4-1 Présentation du modèle

La *Figure IV. 5* présente une vue en 3D du modèle ainsi que le maillage associé avant et après traitement (sans et avec colonnes ballastées).



Semelle filante

a- Avant traitement



Colonne ballastée

b- Après traitement

Figure IV. 6 *Vue en 3D du modèle d'une semelle filante sans et avec colonnes ballastées*

IV-4-2 Etude de la capacité portante du sol

IV-4-2-1 Cas du sol non renforcé

Le calcul ne peut pas aller jusqu'à son terme : Load = 475 kPa

L'effort appliqué à la rupture est obtenu en examinant la valeur finale du facteur ΣM_{stage} .

La force portante apparaît être de $475 \times 1.00 = 475 \text{ kPa}$.

Alors la capacité (force) portante avant traitement est égale à 475 kPa.

IV-4-2-2 Cas du sol traité

La capacité portante après traitement est $725 \times 0.961 = 697 \text{ kPa}$.

On peut tracer la courbe charge-déplacement qui montre le renforcement de sol qui fait par les colonnes ballastées.

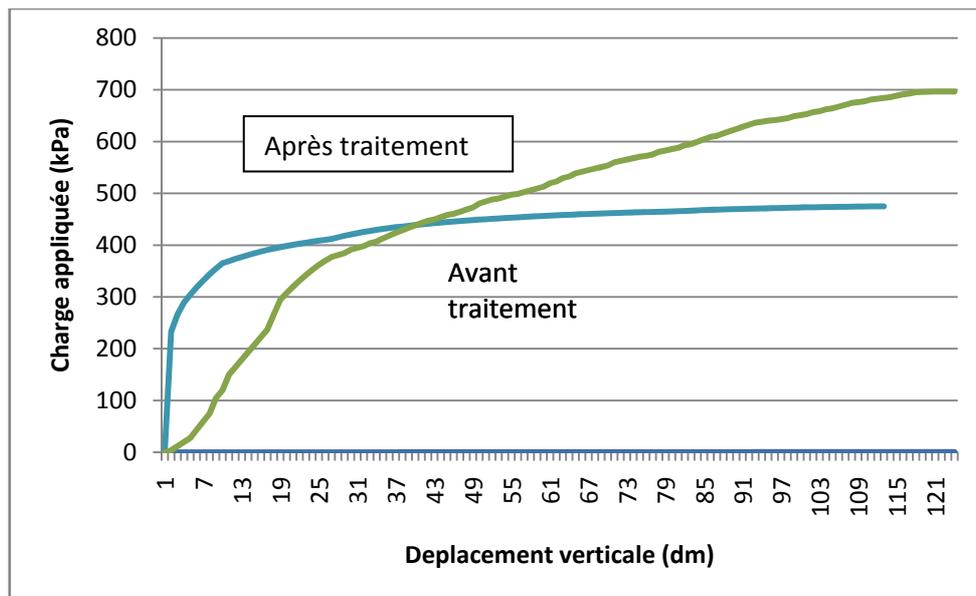


Figure IV-7 Courbe charge-déplacement (Renforcement de sol par colonnes ballastées)

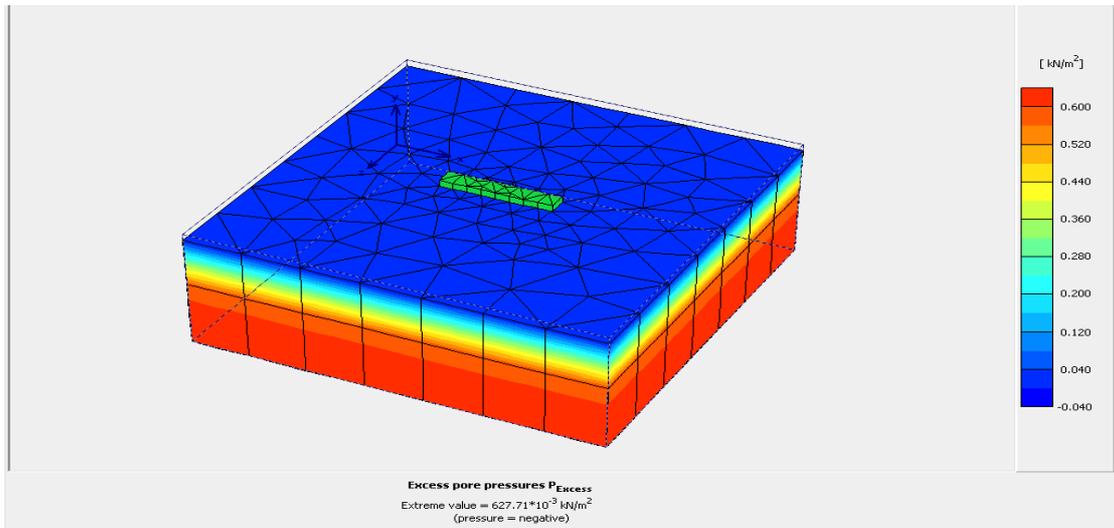
En remarque que la capacité portante à été augmente de presque 30% ce qui justifie l'utilisation des colonnes ballastées.

IV-4-3 Accélération de consolidation par colonnes ballastées :

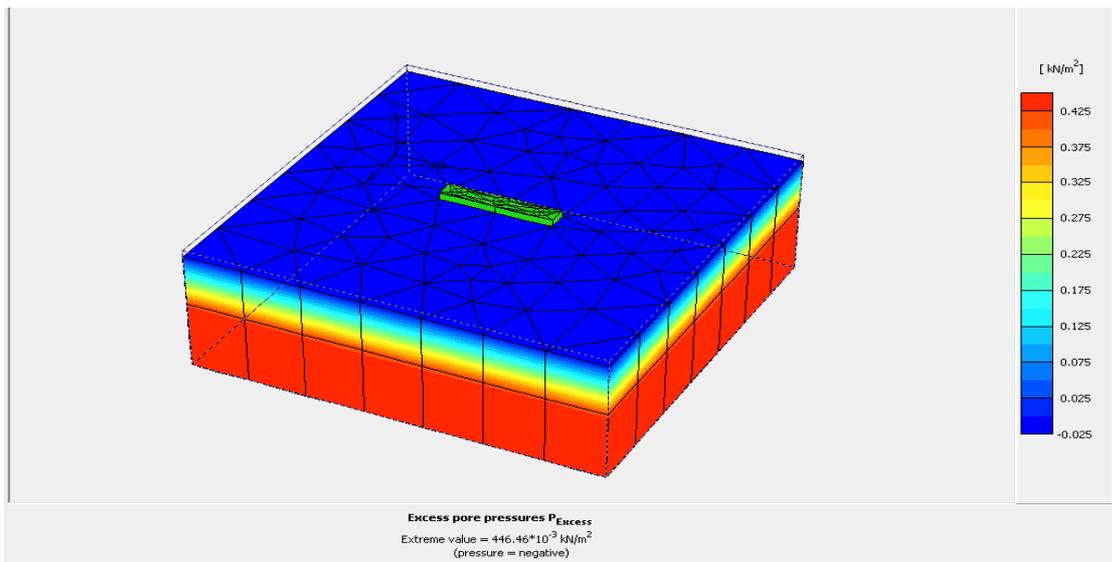
Cette partie permis de suivre l'évolution des tassements de consolidation en fonction du temps dans le sol traité et non traité.

On peut ensuite calculer les pressions interstitielles.

En choisissant *Excess Pore Pressure* dans le menu *Stress*, on obtient une surpression maximale (On accepte les valeurs par défaut et l'on souhaite arrêter le calcul lorsque la surpression interstitielle sera inférieure à 1kPa) de $627,71 \cdot 10^{-3}$ kPa avant traitement, $446,46 \cdot 10^{-3}$ kPa après traitement



a- Avant traitement



b- Après traitement

Figure IV-8 Surpression interstitielle après la consolidation

Sur la *Figure IV-9* sont présentés le tassement en fonction du temps avec et après traitement.

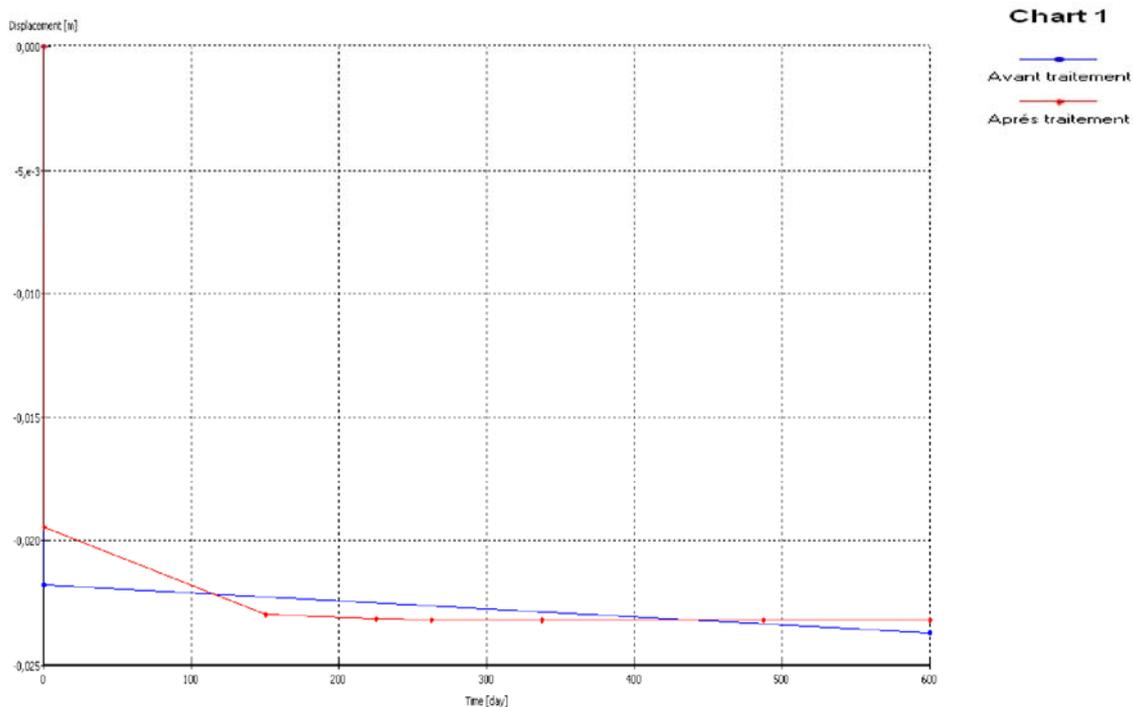


Figure IV-9 Evolution des tassements de consolidation en fonction de temps

Il ressort de ces graphiques que :

- dans le milieu traité et le milieu non traité, il se produit à l'état initial ($t=0$) des tassements instantanés ;
- On remarque qu'au temps $t = 0$ la pression interstitielle chute considérablement et ce ci est montré par l'augmentation du tassement instantané, contrairement au sol non traité.
- les tassements du milieu traité semblent se stabiliser à partir de 180 à 200 jours (temps de consolidation), alors que ceux du milieu non traité continuent à augmenter après 600 jours (arrêt des mesures).

IV-4-4 Étude de phénomènes de liquéfaction (Modélisation numérique des colonnes ballastées comme solution de liquéfaction)

Le comportement des colonnes ballastées sous l'effet de séisme conduit au phénomène de liquéfaction (Chapitre III), dans cet partie on a sollicité le sol renforcé et non renforcé par une sollicitation sismique représenté par un spectre de réponse (séisme Boumerdes Mai 2003) par l'accélérogramme suivant :

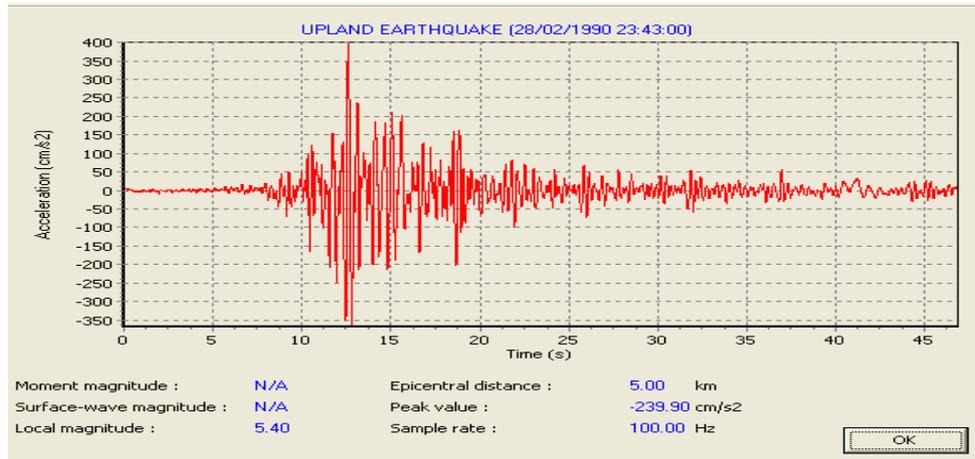
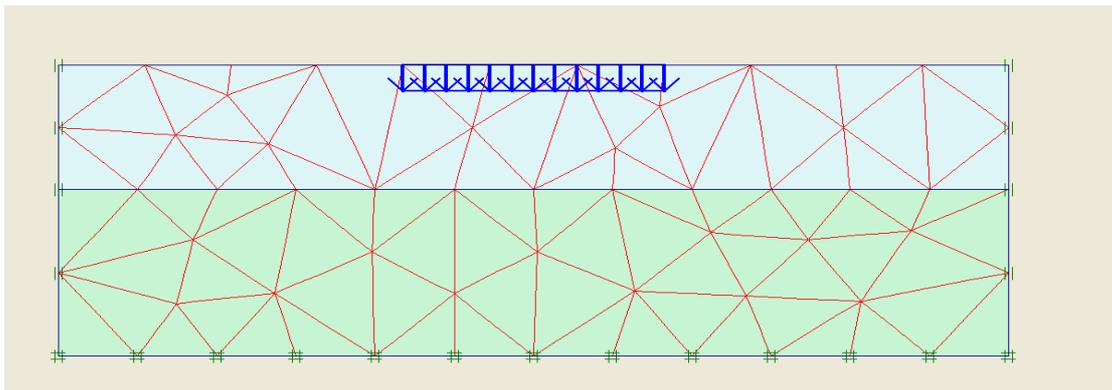
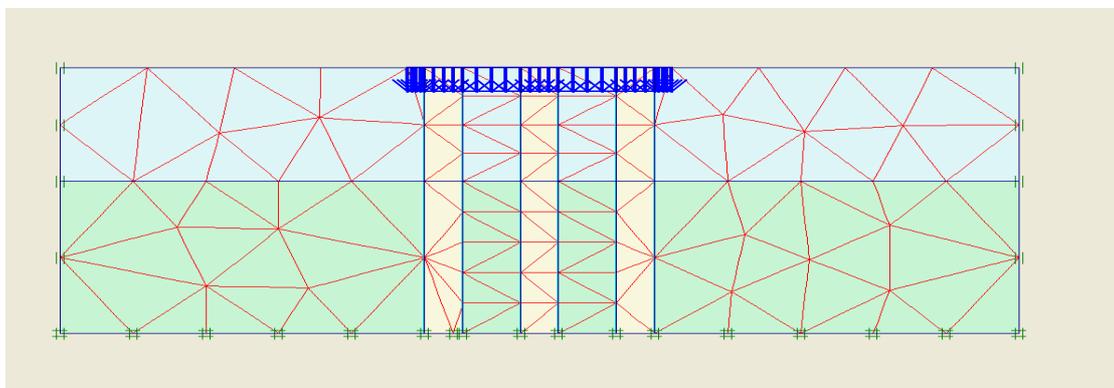


Figure IV-10 Accélérogramme

Comme Plaxis 3D ne permet pas une étude dynamique du fondation sur sol renforcé, et pour justifié l'apport des colonnes ballastées dans la stabilisation du sol On a utilisé pour cela le logiciel *Plaxis 2D*, La *Figure IV-10* qui présente le modèle a étudié .



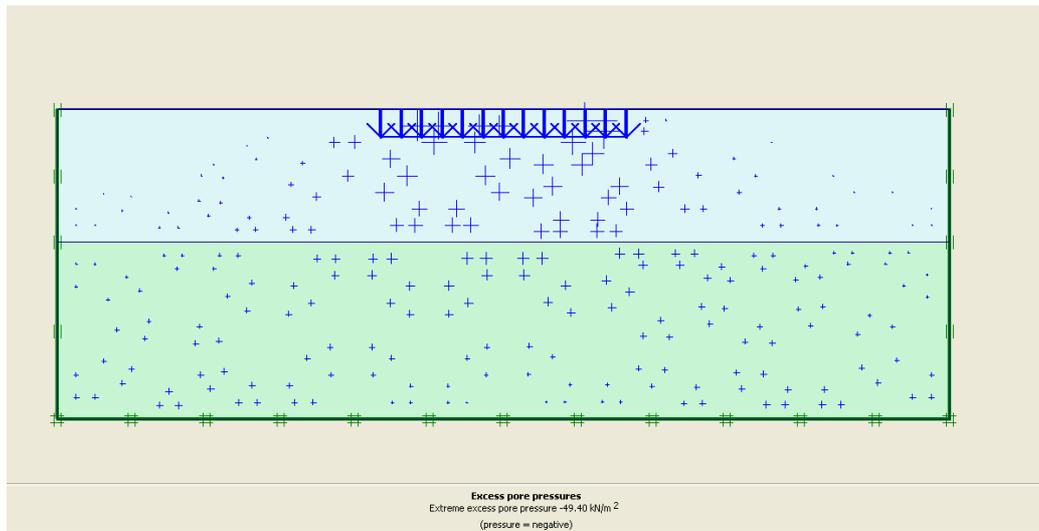
a- Avant traitement



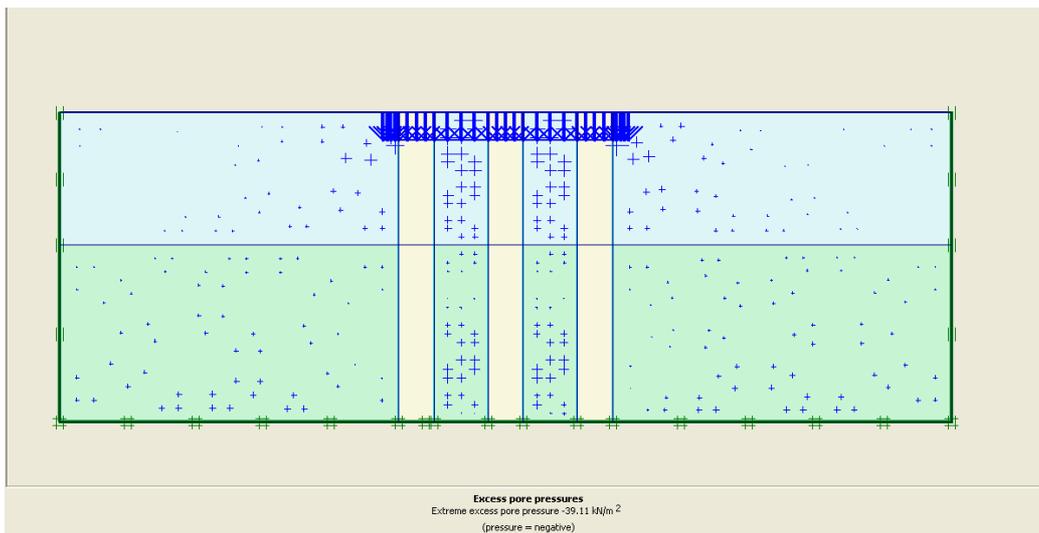
b- après traitement

Figure IV. 11 Vue en 2D du modèle d'une semelle filante sans et avec colonnes ballastées

On intéresse ici la suppression interstitielle ΔP avant et après traitement



a- Avant traitement



b- Après traitement

Figure IV. 12 Surpressions interstitielle après le séisme

Alors il y a une dissipation de pression interstitielle par les colonnes ballastées au cours du séisme, alors les colonnes ballastées réduire le risque de liquéfaction.

On peut prouver ça à partir des courbes suivantes.

Deux courbes apparaissent intéressantes, tracer la pression interstitielle et la contrainte effective à 3 mètres de profondeur en fonction du temps.

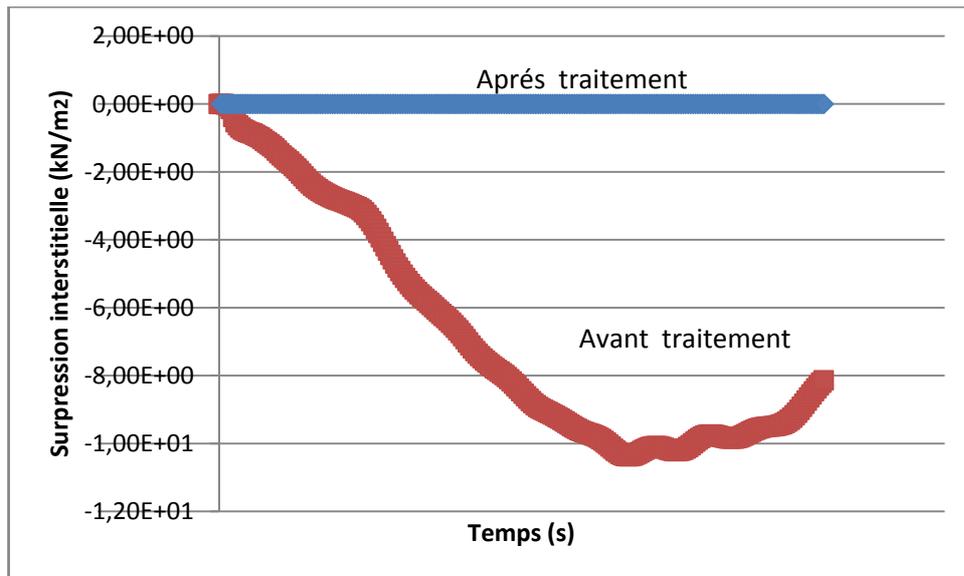


Figure IV. 13 Pression interstitielle à 3m de profondeur

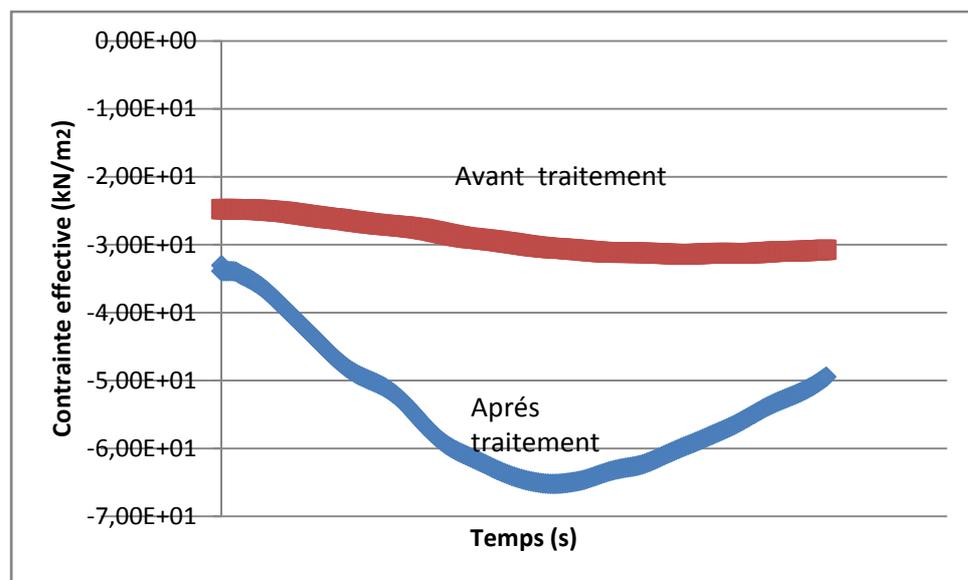


Figure IV. 14 Contrainte effective à 3 m de profondeur

A partir de ces courbes, on note que la dissipation de pression interstitielle après traitement diminue et en même temps une augmentation de la contrainte effective (augmentation de résistance du sol). Contrairement au sol non traité la pression interstitielle diminue très faiblement ce qui engendre des contraintes effectives très faibles, en cas de séisme une liquéfaction peut avoir lieu.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVE

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre générale de l'étude de comportement mécanique des colonnes ballastées. Plus particulièrement, l'objectif de ce travail était d'étudier, le comportement et la justification des colonnes ballastées chargées par des semelles (radier et semelle filante).

Cette étude comporte deux parties principales :

- Une recherche bibliographique sur les colonnes ballastées ;
- Une simulation numérique en 3D (Plaxis 3D Foundation), et en 2D (Plaxis 2D)

Dans la recherche bibliographique on a conclu :

L'incorporation de ballast plus rigide que le sol encaissant conduit, à long terme, à un report de charge sur les colonnes et à une réduction des contraintes à la surface du sol.

Le rapport de concentration des contraintes évolue de l'unité à court terme (état initiale en début de chargement) jusqu'à une valeur maximale qui se stabilise à long terme (état final de transfert de charge) dans un temps relativement court (quelques mois) et qui est plus faible pour les fondations souples que pour les fondations rigides.

L'amélioration de la rigidité globale du sol d'assise traité entraîne des déplacements du sol plus faible après traitement. La colonne subit des déplacements latéraux dans sa partie supérieure, accompagnées de tassements qui diminuent en fonction de la profondeur, sur une distance de 3 à 4 fois le diamètre de la colonne.

Sous les fondations rigides (radiers rigides, massifs de fondation superficiels), les tassements après traitement demeurent identiques en tête de la colonne et à la surface du sol. Il diffèrent toutefois peu pour les fondations souples comme les remblais, dallages, et radiers « souple », en raison du mode de répartition des contraintes en tête de colonne et à la surface du sol.

D'une manière générale, sauf dans les sols pulvérulents (sables lâches), l'étreinte latérale entre les colonnes du même réseau n'est pas nettement améliorés, la colonne et le sol encaissant se réduisant, dans la zone d'influence, à une cellule unitaire où le dispositif de transmission des charges en tête de colonnes et à la surface du sol est régi par l'épaisseur et la compacité du matelas de répartition.

La rupture par expansion latérale constitue le critère dimensionnant. Mais la rupture par cisaillement généralisé doit être aussi vérifiée pour les colonnes courtes et la rupture par poinçonnement doit l'être pour les colonnes flottantes.

Sous les fondations de grandes dimensions (remblais, dallages et radiers), le comportement du réseau de colonnes ballastées se réduit à celui d'une cellule unitaire.

L'estimation des tassements est beaucoup moins évidente que la détermination des contraintes. La méthode de Priebe, dont la justification mathématique repose sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique est la plus élaborée pour l'évaluation des tassements des colonnes ballastées dans des configurations variées.

Dans la partie numérique on a conclu que :

La modélisation d'ouvrages reposant sur des colonnes ballastées doit prendre en compte la mise en place de celles-ci.

L'étude d'une cellule élémentaire montre que si l'on prend en compte l'effet de la mise en œuvre (expansion de colonne), la réduction du tassement calculée augmente par rapport à due aux colonnes NGOC-THANH NGUYEN et al.

Lorsqu'on fait une expansion de colonne (0.8 à 0.95m) le tassement obtenu est proche à celle obtenue par la méthode Priebe, ce résultat est similaire à celle obtenue par DHOUIB [1].

L'épaisseur du matelas de répartition de contrainte a une influence sur l'homogénéisation et la diminution en surface du sol (Imène-Bassma [10]).

Efficacité des colonnes ballastées due principalement au fait de rigidifier le sol plutôt qu'au fait de drainer de l'excès de pression interstitielle (solution aux problème de liquéfaction).

Cette modélisation numérique justifie le renforcement du sol et l'accélération de la consolidation à la présence aux colonnes ballastées (modélisation d'une semelle filante).

La suite de ce travail peut être envisagée dans la direction principale :

Une simulation numérique en 3D pour faire une étude sismique des colonnes ballastées sous l'effet des accélérogrammes algériens.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Ammar DHOUIB et Francis BLONDEAU. *Colonnes ballastées (Techniques de mise en œuvre, domaine d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherches et développement)*.
- [2] M. Taoufik BENCHELHA et Aziz SAIDI/DPE KALAA. *Amélioration des sols de fondation par colonnes ballastées, cas des ouvrages d'art de la rocade méditerranéenne de Nador*.
- [3] Imene Besma ZIGHMI et Chawki MESSIS. *Renforcement des sols par colonnes ballastées* ; Mémoire pour l'obtention du diplôme Ingénieur d'état en travaux publics.
- [4] Farid GUENOUNA. *Etude de comportement des colonnes ballastées* ; Mémoire présenté pour obtenir le diplôme de Magistère en génie civil.
- [5] Robert D. HOLTZ et William D. KOVACS, Traduit par Jean LAFLEUR. *Introduction à la géotechnique* ; Chapitre 11. Résistance au cisaillement des sables et des argiles.
- [6] C. Plumelle. *B6 / Chapitre6 (version 28/10/02), Cnam-Paris-géotechnique*.
- [7] BENNECER Fayçal. *Comportement non drainé des sables argileux dans l'essai triaxial* ; Mémoire pour obtenir le diplôme de magistère en Génie civil. Spécialité : Géomatériaux. Option : Géotechnique.
- [8] Alain PECKER. *Dynamique des sols* ; Chapitre 3. Liquéfaction des sables.
- [9] Belkacem DJEBROU. *Traitement du sol par colonnes ballastées, Cas de la centre électrique d'alger* ; Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en génie civil.
- [10] Iméne-Bassma. *Etude numérique de l'influence des paramètres géotechnique sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées* ; Mémoire pour obtenir le diplôme de magistère en Génie civil. Spécialité : Géotechnique et environnement.
- [11] Romain Auvray : GC5. *Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux*.
- [12] ARAB Ahmed, BELKHATIR Mostéfa, BRAHIM Aek. *Etude en laboratoire de la réduction du risque de liquéfaction de la ville de Chlef*; 1^{er} Séminaire National de Génie Civil sur les Matériaux et Protection de l'Environnement.

- [13] Zeina FINGE BOUSAID. *Contribution a l'étude du comportement non drainé des sables laches surconsolidés et anisotropes*; Thèse présentée devant l'institut national des sciences appliquées de Lyon pour obtenir le grade de docteur.
- [14] NICOLAS Pépin. *Étude de comportement cyclique résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique* ; mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise des sciences appliquées (Génie Minéral) Mars 2010.
- [15] Ngoc - Thanh Nguyen, Pierre Foray & Etienne Flavigny. *Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation numérique en 3D des colonnes ballastées dans l'argile molle*
- [16] Sébastien CORNEILLE. *Etude de comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides*; Soutenue publiquement le 25 juin 2007 en vue de l'obtention du titre de : Docteur de l'Institut National Polytechnique de lorraine. Spécialité : Génie Civil – Hydrosystème – Géotechnique.
- [17] *Plaxis Finite Element Code For Soil And Rock Analysis*.

Annexe A

Données expérimentale en place et en laboratoire

A.1 Dimensions réelles des colonnes

Relation entre diamètre de la colonne et l'outil d'incorporation

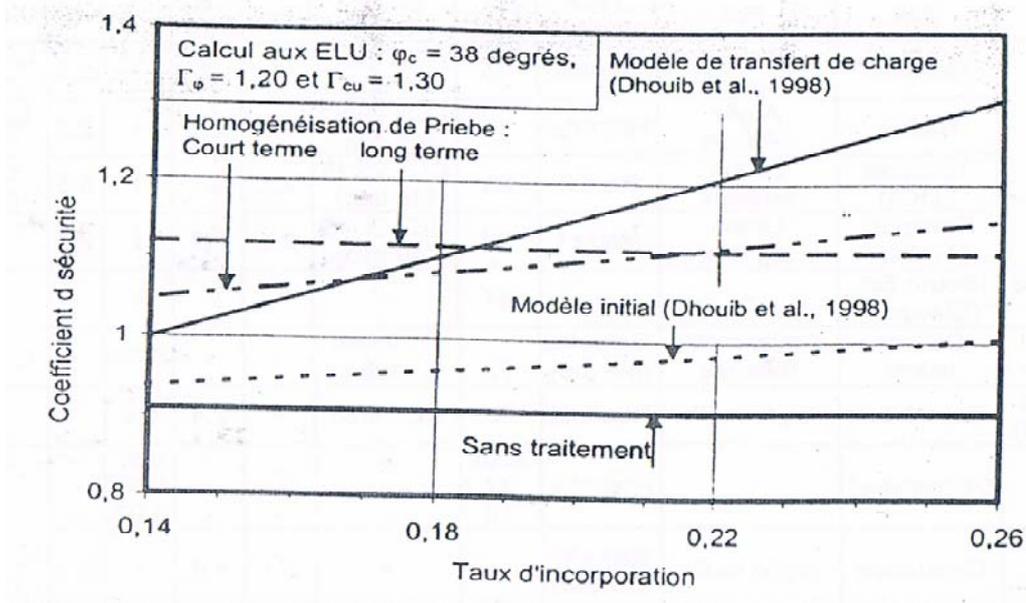


Figure A.1 Coefficient de sécurité Γ_{min} en fonction de taux d'incorporation a : comparaison des méthodes (Dhouib et al., 1998)

Relation entre le diamètre de la colonne et la résistance du sol encaissant

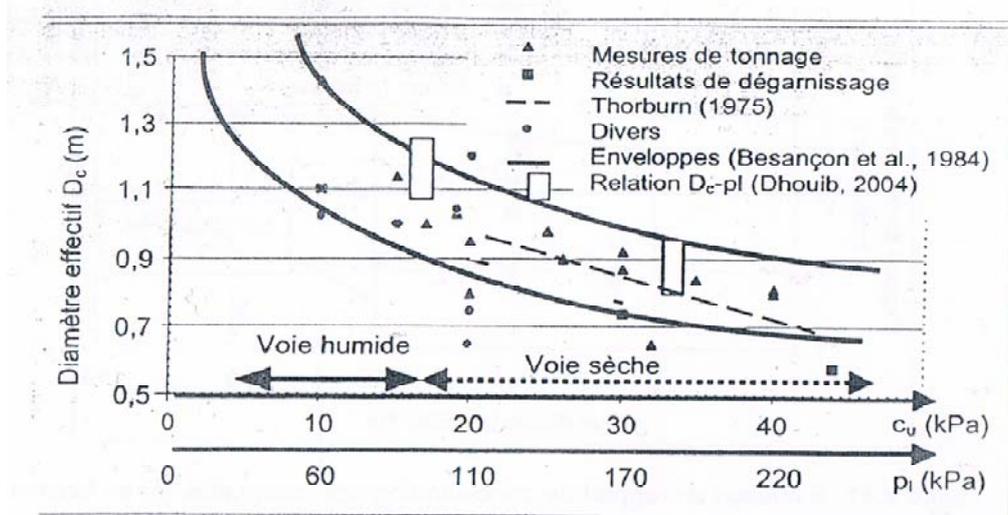


Figure A.2 Dimensions réelles de colonnes ballastées : diamètre effectif en fonction de la résistance du sol encaissant

A.2 Contraintes mesurées : Rapport de concentration des contraintes

Variation de n en fonction du taux d'incorporation ($1/a$)

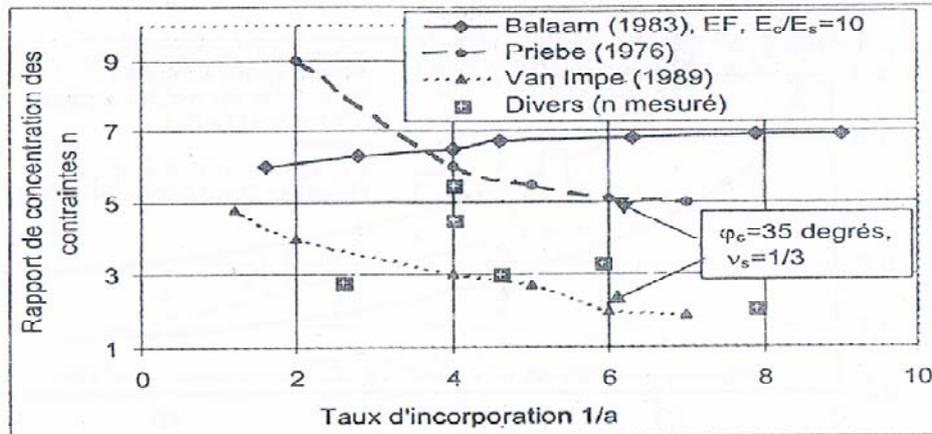


Figure A.3 Evolution du rapport de concentration des contraintes (n) en fonction du taux d'incorporation ($1/a = A/A_c$)

Evolution de n en fonction de la charge σ_c apportée par l'ouvrage

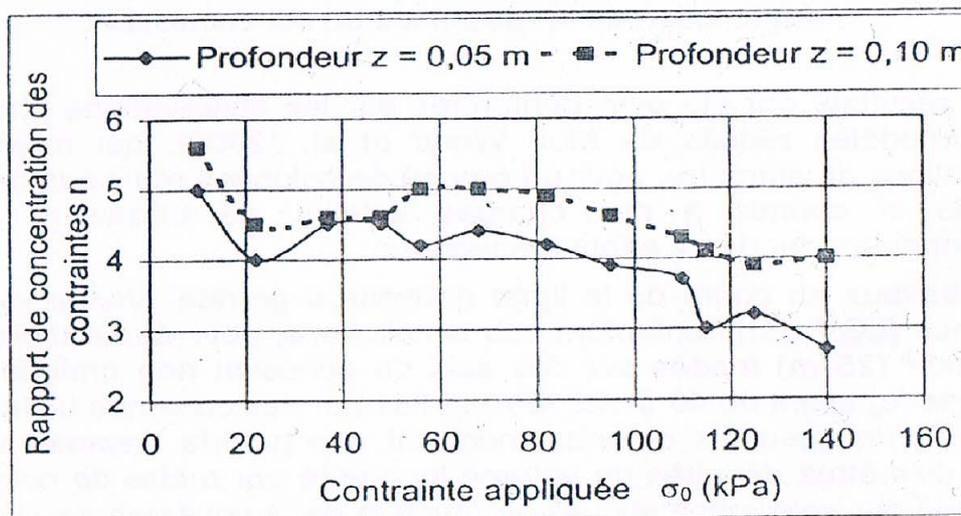
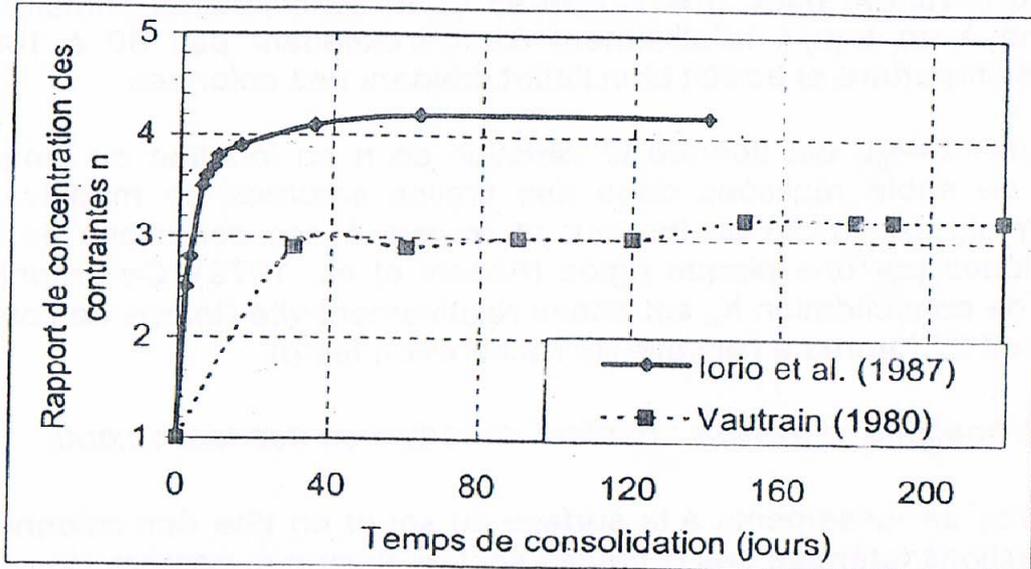
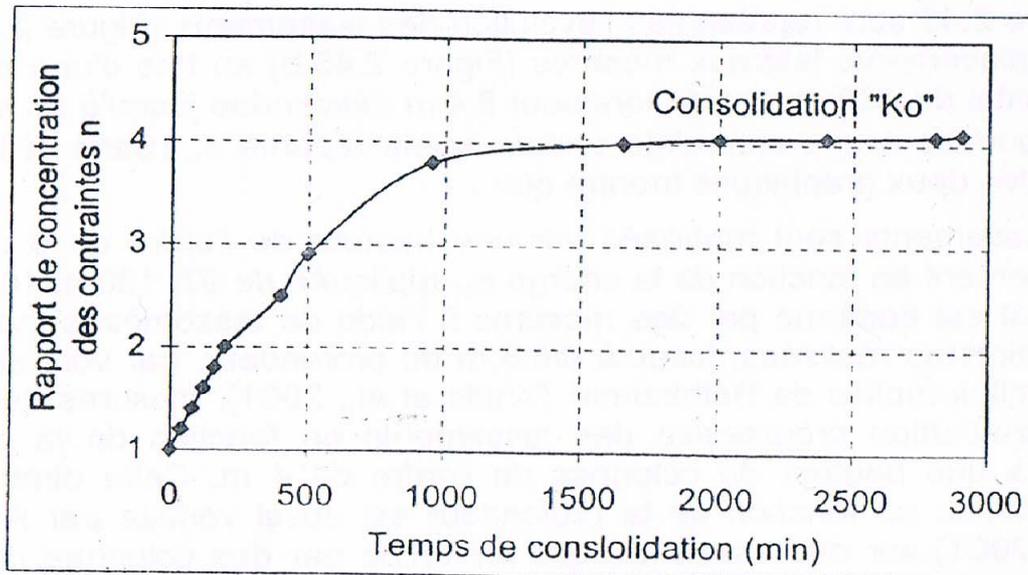


Figure A.4 Evolution du rapport de concentration des contraintes (n) en fonction de la contrainte appliquée σ_0 (Aboshi et al., 1979)

**A.3 Déformations mesurées : Facteur de réduction des tassements
(tassement et déplacement latéraux en fonction de la profondeur)**



a- Remblais d'accès sur colonnes ballastées (Dhouib et al., 1998)



b- Modèles réduits en colonnes de sable (Aboshi et al., 1979)

Figure A.5 Evolution du rapport de concentration des contraintes n en fonction du temps de consolidation

Annexes B (Méthode de Priebe, 1995)

- B1. Origine et développement de la méthode
- B2. Etapes de la résolution d'exemples pratiques
- B3. Abaques de dimensionnement

B1

Origine et développement de la méthode de Priebe

B1.1 Principe de la cellule unitaire

La formulation du problème est fondée sur le principe de la cellule unitaire, de section constante, ou les déformations radiales sont nulles à la périphérie. On admet également que les matériaux ont un comportement élastique linéaire ou élasto-plastique. Il est alors possible d'utiliser les principes de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Vesic, 1972).

La figure 1 schématise le réseau de colonnes ballastées, la cellule unitaire, les contraintes et des déformations du domaine cylindrique d'influence de la colonne et les déformations de la colonne et du sol ambiant.

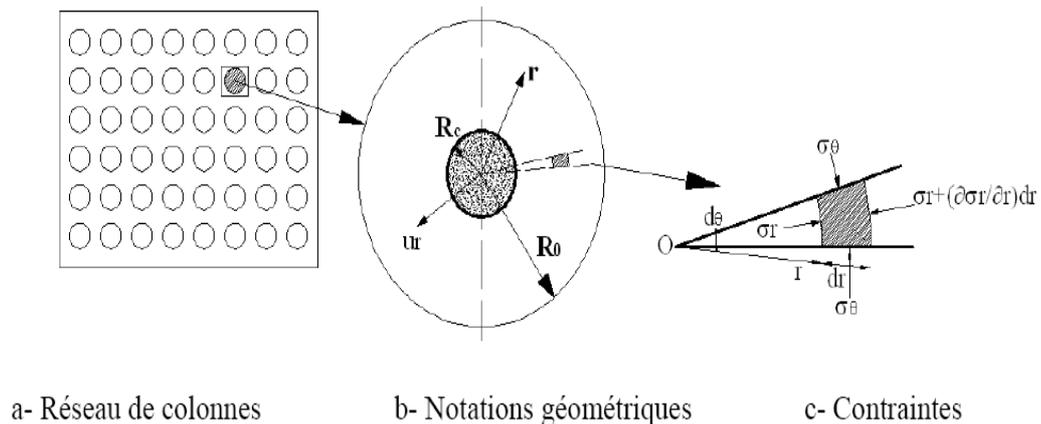


Figure 1. Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (Vesic, 1972)

Chaque milieu est caractérisé, d'une manière générale, par les paramètres mécaniques suivants:

- ✓ sol encaissant homogène : E_s, ν_s , et éventuellement φ_s ;
- ✓ colonnes ballastées : E_c, ν_s et φ'_c .

B1.2 Bases de la méthode

Les tassements du sol sont calculés à partir d'un module de type œnométrique et ceux de la colonne sont directement liés au changement de diamètre (condition de volume constant). Des corrections sont apportées ensuite pour tenir compte de l'effet de la compressibilité de la colonne et de l'effet du traitement du sol sur les tassements : le tassement résiduel n'est jamais nul mais est celui du matériau compacté de la colonne. La pesanteur modifie la valeur des

contraintes au contact de la colonne et du sol, augmente la pression appliquée par le sol sur la colonne, limite la largeur de la colonne en profondeur et augmente la capacité portante de la colonne.

B1.2.1. Equation générale de l'expansion d'une cavité cylindrique

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

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (1a)$$

et

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = 0 \quad (1b)$$

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

$$\varepsilon_r = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \left(\sigma_r - \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \cdot \sigma_\theta \right) \quad (2a)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \left(\sigma_\theta - \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \cdot \sigma_r \right) \quad (2b)$$

et, inversement:

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \cdot \left[(1 - \nu_s) \cdot \varepsilon_r + \nu_s \cdot \varepsilon_\theta \right] \quad (3a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1 + \nu_s) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_s)} \cdot \left[(1 - \nu_s) \cdot \varepsilon_\theta + \nu_s \cdot \varepsilon_r \right] \quad (3b)$$

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

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr} \quad (4a)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} \quad (4b)$$

En reportant ces relations dans les équations (3a) et (3b), puis dans les équations d'équilibre (1a) avec intégration directe, on obtient:

$$U_r = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \quad (5)$$

ou c_1 et c_2 sont les constantes d'intégration.

Ensuite, le report dans les équations de comportement fournit les expressions des contraintes σ_r , σ_θ et σ_z :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \left[\frac{C_1}{(1-2 \cdot \nu_s)} - \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (6a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \left[\frac{C_1}{(1-2 \cdot \nu_s)} + \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (6b)$$

$$\sigma_z = \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \frac{2 \cdot C_1 \cdot \nu_s}{(1-2 \cdot \nu_s)} \quad (6c)$$

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

B1.2.2. Application aux colonnes ballastées

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

✓ en contraintes :

$$\sigma_r(r = R_c) = -\sigma_h \quad (7a)$$

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

✓ en déplacement:

$$u_r(r = R_e) = 0$$

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

Les expressions de c_1 et c_2 sont alors les suivantes:

$$C_1 = -\sigma_h \cdot \frac{(1+\nu_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_s) \cdot a}{(1-2 \cdot \nu_s) + a} \quad (8a)$$

et

$$C_2 = \sigma_h \cdot \frac{(1+\nu_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_s) \cdot a}{(1-2 \cdot \nu_s) + a} \cdot R_e^2 \quad (8b)$$

B1.3. Développement de la méthode

B1.3.1. Equation générale et facteur d'amélioration n_0 (ou β)

Priebe (1976) a déduit des équations (1) et (9) un accroissement du rayon (ΔR_c) de la colonne ballastée, donnée par:

$$\Delta R_c = C_1 \cdot R_c + \frac{C_2}{R_c} \quad (9)$$

soit, d'après (8) :

$$\Delta R_c = \sigma_h \cdot \frac{(1+\nu_s)}{E_s} \cdot R_c \cdot \frac{(1-2 \cdot \nu_s) \cdot (1-a)}{(1-2 \cdot \nu_s)} \quad (10)$$

Pour éviter toute confusion avec la notation des module d'Young, D_s désigne dans le module œdométriques du sol, module de déformation verticale "sans déformation latérale" ou "fretté latéralement ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$)", exprimé en fonction du module d'Young E_s du sol par:

$$E_{oeds} = \frac{(1-\nu_s) \cdot E_s}{(1+\nu_s) \cdot (1-2 \cdot \nu_s)} \quad (11)$$

De la même façon, E_{oedc} désignera le même module "œdométrique" pour la colonne.

Remarque: Dans les publications de Priebe (1995), les deux modules sont notés respectivement D_s et D_c , ce qui peut prêter ici confusion avec les diamètres.

On pose:

$$f(\nu_s, a) = \frac{(1-\nu_s) \cdot (1-a)}{(1-2 \cdot \nu_s) + a} \quad (12)$$

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

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = 0, \quad (13a)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \frac{\Delta R_c}{R} \quad (13b)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{S_c}{L_c} \quad \text{d'où} \quad S_c = 2 \cdot L_c \cdot \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (13c)$$

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

$$\sigma_h = K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s \quad (14)$$

avec:

σ_c - contrainte en tête de colonne,

σ_s - contrainte à la surface du sol,

K_{ac} - coefficient de poussée du ballast, soit $K_{ac} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'_c}{2}\right)$

On obtient :

$$S_c = 2 \cdot L_c \cdot (K_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s) \cdot \frac{f(v_s, a)}{E_{oeds}} \quad (15)$$

Le tassement de la couronne de sol s'écrit :

$$S_s = \sigma_s \cdot \frac{L_c}{E_{oeds}} \quad (16)$$

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

$$\sigma_s = 2 \cdot (K_{ac} \sigma_c - \sigma_s) \cdot f(v_s, a) \quad (17)$$

d'ou le rapport des contraintes dans la colonne aux contraintes dans le sol:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} \quad (18)$$

Sachant que:

$$\sigma_0 = a \sigma_c + (1 - a) \sigma_s,$$

on déduit le facteur de réduction des tassements β , appelé ultérieurement n_0 dans les publications de Priebe, qui caractérise l'efficacité du traitement :

$$\beta = 1 + a \cdot \left[\frac{0,5 + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (19)$$

La valeur de n_0 ($= \beta$) est représentée en fonction de l'angle de frottement interne du ballast φ dans l'abaque A2.2 reproduit en annexe A2.

B1.3.2. Prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastées

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

$$\Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)} \quad (20)$$

ou $\Delta\left(\frac{1}{a} = \frac{A}{AC}\right)$ est directement donnée en fonction du rapport des modules (D_c/D_s) par l'abaque présenté sur l'abaque A2.1 de l'annexe A3.

Le nouveau rapport des sections \bar{a} ($\bar{a} = a + \Delta a$) peut être injecté dans la formule (5) afin de déterminer le facteur d'amélioration n_1 . soit:

$$n_l = l + 1 + \bar{a} \left[\frac{0.5 + f(v_s, \bar{a})}{K_{ac}} - 1 \right] \quad (21)$$

dont la valeur peut être déterminée directement à partir de l'abaque A2.2 de l'annexe A2 en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_c)$.

B1.3.3. Prise en compte de l'influence de la profondeur

La prise en compte de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur (noté f_d) donné par l'expression (22), dans le cas simplifiée où les poids volumiques de la colonne et du sol sont les mêmes. Cette correction, qui s'inscrit toujours dans l'hypothèse où $K=1$ dans le sol, traduit l'influence de l'augmentation de σ_h avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne, avec un passage progressif de K_a et K_0 dans le ballast quand la déformation latérale de la colonne devient faible puis négligeable.

$$f_d = \frac{1}{1 - y \frac{\sigma_v}{\sigma_0}} \quad (22)$$

ou:

- σ_v désigne la contrainte verticale à la profondeur considérée,
- σ_0 est la contrainte apportée par l'ouvrage, et
- y désigne un facteur d'influence qui est donnée par l'abaque A2.3 de l'annexe, en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_c)$.

Remarque

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

$$f_d \leq \frac{E_{oedc} \sigma_s}{E_{oeds} \sigma_c}$$

Ceci revient à noter que $f_d \leq y \cdot \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}}$, mais $f_d \geq 1$

Le facteur de profondeur est à égale à l'unité ($f_d = 1$) lorsque la fondation est rigide ($E_{oedc}/E_{oeds} = \sigma_c/\sigma_s = n$).

B2

Exemples : étapes de résolution par la méthode de Priebe (1995)

B2.1. Cas d'une charge infinie uniformément répartie

B2.1.1. Modèle géométrique

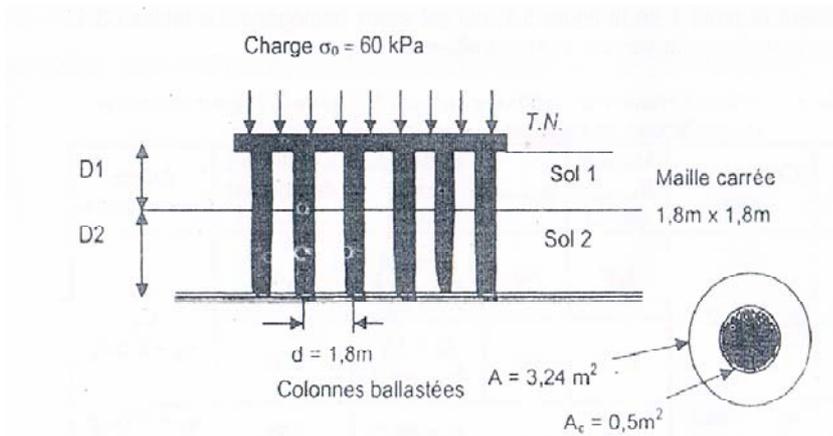


Figure B2.1. Cas d'une charge uniformément répartie

B2.1.2. Données numérique

Divers

- $D_1 = 3 \text{ m}$
- $D_2 = 4 \text{ m}$
- $D = 1.8 \text{ m}$.
- $D_c = 0.8 \text{ m}$
- $A/A_c = 6.5$ ($a = 0.15$)
- Charge uniformément répartie $\sigma_0 = 60 \text{ kPa}$

Données relatives aux sols (Tableau 1)

Tableau 1 : Caractéristiques géométrique des sols

Couches	γ (kN/m^3)	c/c_u (kPa)	ϕ (degrés)	E_{Mi} (MPa)	α_i	E_{si} (MPa)
Colonnes	20	-	38	-	-	60
Limon argileux	18	-	28	1.9	1/2	3.8
Argile limoneuse	18	45	-	2.1	1/2	4.2

B2.1.3. Etapes due calcul

B2.1.3.1 Tassement avant traitement par colonnes ballastées

$$s_0 = \sigma_0 \cdot \Sigma D_i/E_{si}$$

$$\text{Sol 1: } s_{00} = 60 \times 3 / 3800 = 4.7 \text{ cm}$$

$$\text{Sol2: } s_{00} = 60 \times 4 / 4200 = 5.7 \text{ cm}$$

d'où : $s_0 = 10.4 \text{ cm}$ (tassement total).

B2.1.3.2 Tassements après traitement

Prise en compte de la compressibilité de la colonne:

$$\text{sol 1 : } E_c/E_{y1} = 60/3.8 = 15.8 \rightarrow \text{Abaque 3.1 } (\varphi_{\text{colonne}} = 38^\circ) : \Delta(A/A_C) = 0.38$$

$$\text{sol 2 : } E_c/E_{y2} = 60/4.2 = 14.3 \rightarrow \text{Abaque 3.1 } (\varphi_{\text{colonne}} = 38^\circ) : \Delta(A/A_C) = 0.39$$

ce qui donne les facteurs d'amélioration suivants (Abaque B3.2)

$$\text{sol 1 : } n_1 = 1.60,$$

$$\text{sol 2 : } n_2 = 1.60,$$

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

$$\text{sol1 : } s_{01} = s_{00}/n_1 = 4.7/1.6 = 2.9 \text{ cm}$$

$$\text{sol1 : } s_{01} = s_{00}/n_1 = 5.7/1.6 = 3.6 \text{ cm}$$

d'où : $s_1 = 6.5 \text{ cm}$ (tassement total).

Prise en compte de l'effet de la profondeur:

L'abaque B3.3 donne les facteurs d'influence de la profondeur suivants :

$$\text{Sol1 : } y = 0.46$$

$$\text{Sol1 : } y = 0.46$$

Ce qui donne les facteurs de profondeur f_d suivants :

$$\text{sol1 : } f_d = 1/(1-y \cdot \sigma_v/\sigma_0) = 1.26$$

$$\text{sol2 : } f_d = 1/(1-y \cdot \sigma_v/\sigma_0) = 3.20$$

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

$$s_{01} : s_{02} = s_{01}/f_d = 2.9/1.26 = 2.30 \text{ cm}$$

$$s_{01} : s_{02} = s_{01}/f_d = 3.6/3.20 = 1.13 \text{ cm}$$

d'où le tassement final total : $s_2 = 2.30 + 1.13 = 3.43 \text{ cm}$, ce qui conduit à un coefficient de réduction global (n_2) des tassements de 3.

B2.2. Cas des semelles carrées

B2.2.1. Modèle géométrique

B2.2.2. Données numérique

- Semelle carrée sur 4 colonnes diamètre D_c de 0.8 m,
- Section des 4 colonnes $A_{\text{ctot}} = 2.0 \text{ m}^2$,
- Largeur de la semelle $B = 2.2 \text{ m}$,
- Section de la semelle $A' = 4.85 \text{ m}^2$
- $1/a = 2.42$ ($a = 0.41$)
- Contrainte sous la semelle $\sigma_0 = 175 \text{ kPa}$.

Mêmes données de sol que dans le cas précédant de la charge répartie.

Une analyse analogue au cas de charge précédant conduit à une valeur moyenne de $n_2 = 9.2$ (équation 3.12). Cette valeur est calée sur des calculs conduits avec le logiciel GRETA développée par Priebe pour obtenir les tassements obtenus par le logiciel de calcul automatique.

Avant traitement, les tassements sous σ_0 sont (équation 3.13) :

$$s_{\infty} = \frac{175.7}{4000.9,2} = 3.3 \text{ cm}$$

Après traitement, l'abaque A.3.4 donne les rapports de tassement suivants :

$$L_c/D_c = 7/0.8 = 8.75 \rightarrow s/s_{\infty} = 0.7 s_{\infty}$$

d'où le tassement final suivant $\rightarrow s = 3.3 \times 0.7 = 2.3 \text{ cm}$.

B2.3. Cas des semelles filantes

Avec les mêmes hypothèses, une semelle filante de 1 m de large reposant sur une file de colonnes de 0.8 m de diamètre et espacées de 2 m (Figure 3) et soumise à une charge linéique de 105 kN/m :

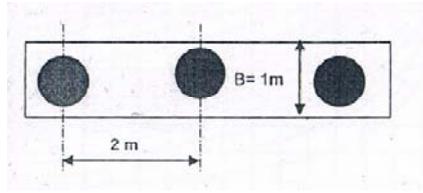


Figure B2.3 Cas d'une semelle filante sur colonnes ballastées

Soit :

$$A' = 2 \text{ m}^2,$$

$$A_{\text{ctot}} = 0.5 \text{ m}^2 \text{ (1 seule colonne sous les } 2 \text{ m}^2\text{),}$$

d'où :

$$1/a = 4 \text{ (} a = 0.25\text{)}$$

ce qui donne :

$$\text{Couche 1 (0 à 3 m) : } n_2 = 3.1 \text{ et}$$

$$\text{Couche 2 (3 à 7 m) : } n_2 = 6.6.$$

et engendre les tassements suivant (équation 3.13) :

$$\text{Sol 1 : } s_{\infty} = \frac{105.3}{3800.3,1} = 2.7 \text{ cm}$$

$$\text{Sol 2 : } s_{\infty} = \frac{105.4}{4200.6,6} = 3.3 \text{ cm}$$

D'après l'abaque A3.5, les rapports de tassements sont :

$$\text{Sol 1 : } s/ s_{\infty} = 0.6,$$

$$\text{Sol 2 : } s/ s_{\infty} = 0.4.$$

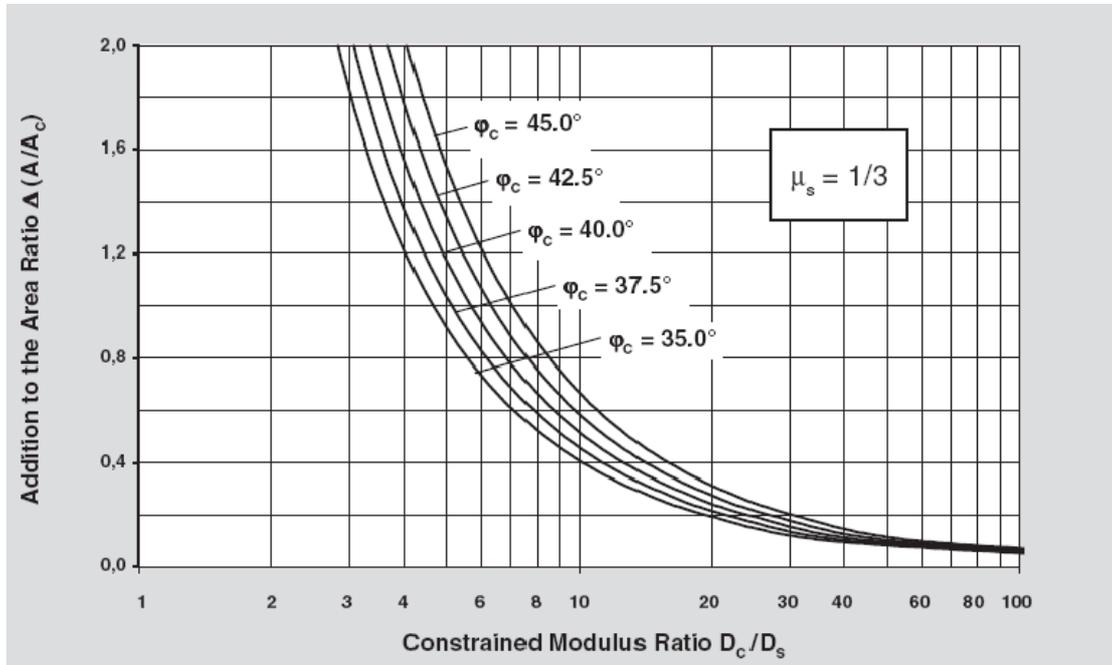
Le tassement total s est alors égal à :

$$s = 2.7 \times 0.6 + 1.5 \times 0.4 = 2.2 \text{ cm.}$$

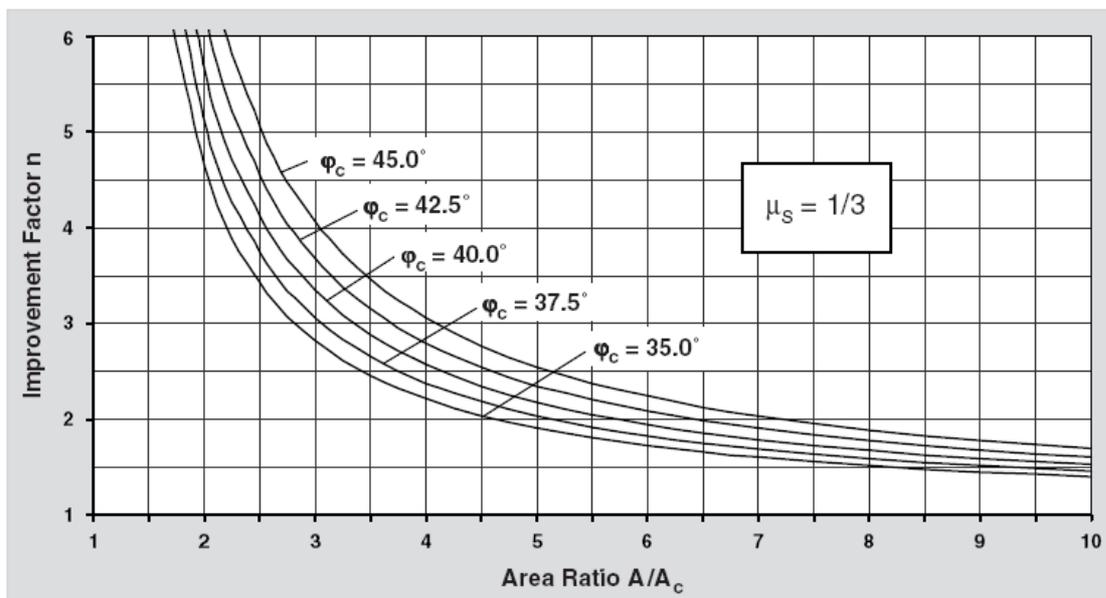
B3

Abaques de dimensionnement de Priebe (Priebe, 1995)

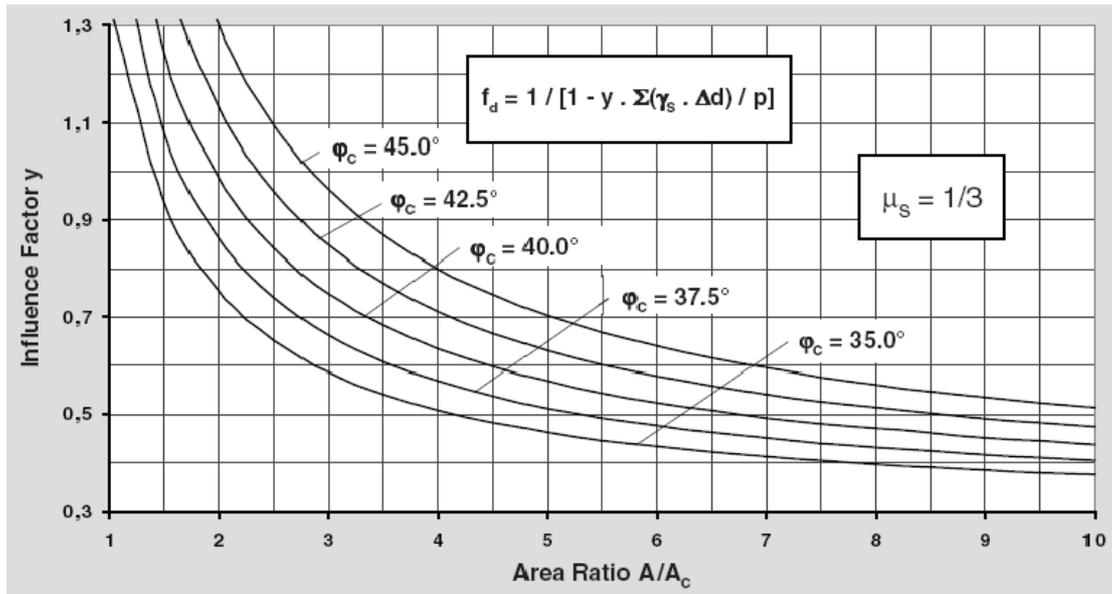
B3.1 Abaques généraux



Abaque B3.1. Incidence de la compressibilité relative colonne/sol



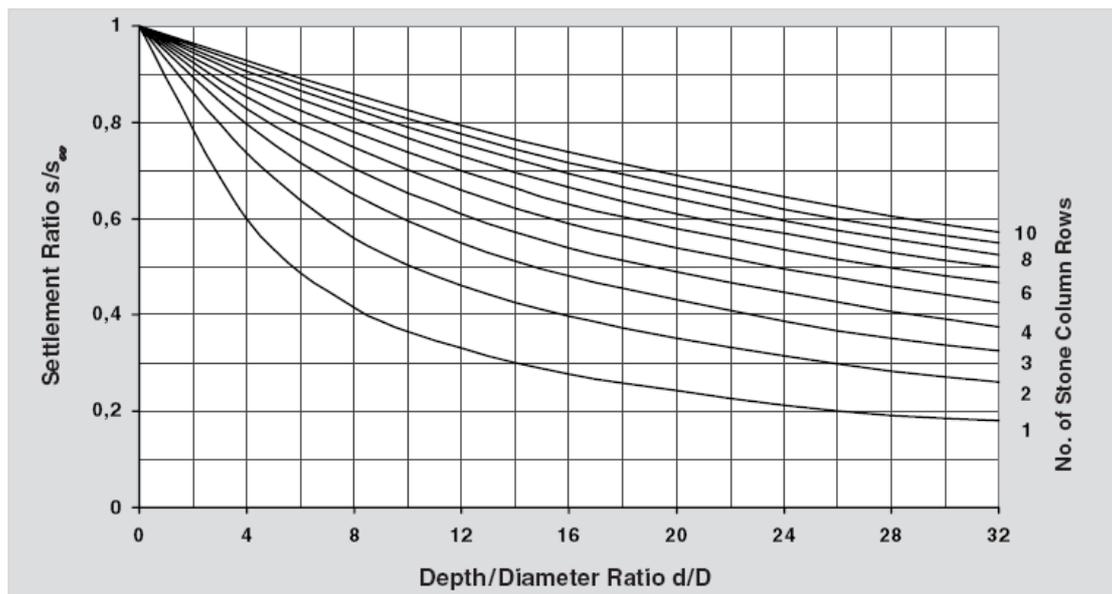
Abaque B3.2. Facteur d'amélioration n_1 en fonction du taux d'incorporation A/A_c



Abaque B3.3. Influence de la profondeur

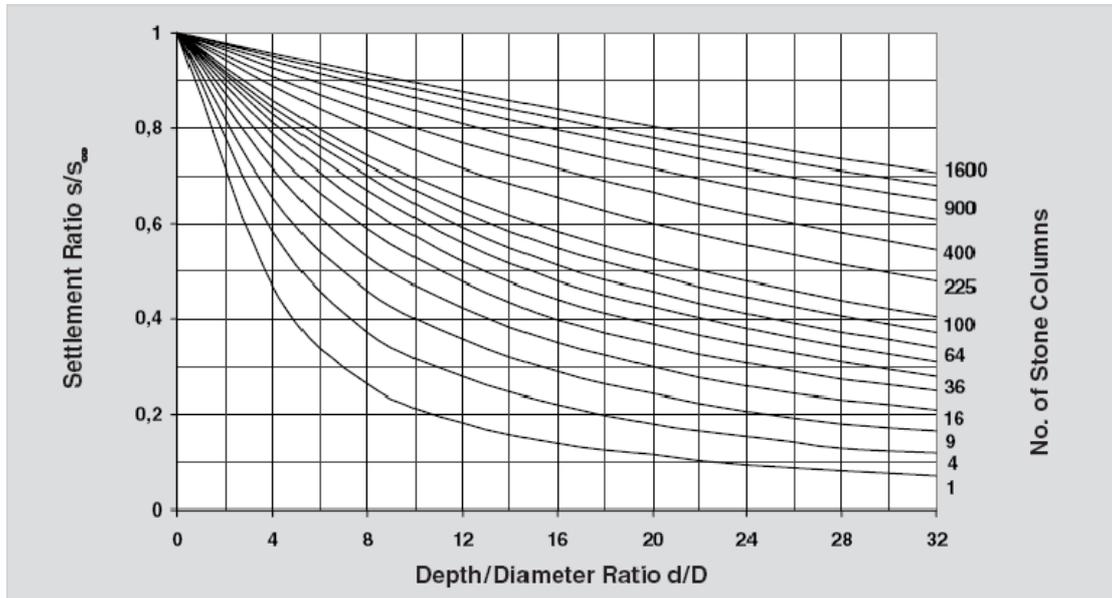
B3.2 Abaques pour semelles sur colonnes ballastées

B3.2.1 Semelles carrées



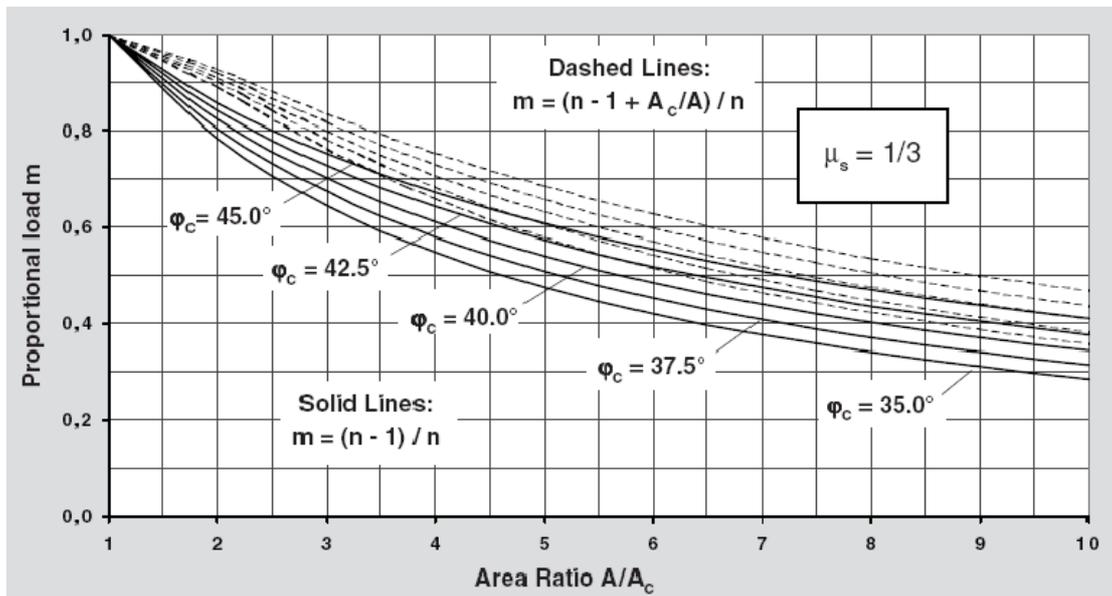
Abaque B3.4. Rapport des tassements pour semelles isolées

B3.2.2. Semelles filantes



Abaque B3.5. Rapport des tassements pour semelles filantes

B3.3. Facteur d'homogénéisation des sols mous traités par colonnes ballastées



Abaque B3.6. Facteur d'homogénéisation m en fonction du taux d'incorporation A/A_c